



Centro Universitário de Brasília - UniCEUB

**Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais
Aplicadas – FATECS**

Curso: Engenharia Civil

PETERSON DOS SANTOS PEREIRA

**COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA PREVISÃO DA
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA HÉLICE CONTINUA COM RESULTADO DE
PROVA DE CARGA**

**Brasília
2019**

PETERSON DOS SANTOS PEREIRA

**COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA PREVISÃO DA
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA HÉLICE CONTINUA COM RESULTADO DE
PROVA DE CARGA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas – FATECS do Centro Universitário de Brasília – UniCEUB como parte dos requisitos para a obtenção de título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: MSc Gabriela de A. D. Bahia

**Brasília
2019**

PETERSON DOS SANTOS PEREIRA

**COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA PREVISÃO DA
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA HÉLICE CONTINUA COM RESULTADO DE
PROVA DE CARGA**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Faculdade de Tecnologia e
Ciências Sociais Aplicadas – FATECS do
Centro Universitário de Brasília - UniCEUB
como parte dos requisitos para a obtenção de
título de Bacharel em Engenharia Civil.

Brasília, 05 de julho de 2019.

Banca Examinadora

MSc Gabriela de A. D. Bahia
Orientadora
Centro Universitário de Brasília - UniCEUB

MSc Erika Regina Costa Castro
Examinadora Interna
Centro Universitário de Brasília - UniCEUB

MSc Vinícius Resende Domingues
Examinador Externo
Universidade de Brasília - UnB

AGRADECIMENTOS

No momento em que se encerra este trabalho, é preciso agradecer a todos que contribuíram para que este projeto se tornasse realidade.

A minha mãe, Maria de Lourdes, por toda dedicação e esforço para que essa formação fosse possível.

Ao meus familiares e amigos pelo apoio e credibilidade.

A minha orientadora Profa. MSc Gabriela Bahia, pelo apoio e paciência ao longo desse trabalho.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para a realização desta pesquisa, muito obrigada!

“Não é a força, mas a constância dos bons resultados que conduz os homens à
felicidade.”

Friedrich Nietzsche

RESUMO

A fundação de uma edificação é responsável pela transferência de carga da estrutura para o solo e a determinação da sua capacidade de carga é de suma importância, visando um melhor comportamento do conjunto superestrutura e infraestrutura. Um desequilíbrio desse sistema pode acarretar em problemas estruturais graves e até levar o colapso da estrutura. Esse trabalho apresenta uma análise comparativa entre três métodos de cálculo de capacidade de carga semi-empíricos e uma prova de carga estática em fundação do tipo hélice contínua, executada em Águas Claras – DF. Serão utilizados para os cálculos semi-empíricos os métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Vorcaro-Velloso, baseando-se em relatórios de sondagem do tipo SPT. A prova de carga foi realizada em uma estaca de 50 cm de diâmetro e 13 m de profundidade não pertencente a obra, seguindo todas as especificações técnicas da NBR 12131 (ABNT, 2006). A prova de carga foi realizada até atingir a carga de 1575,93 kN, próximo de duas vezes a carga de trabalho, de 843,7 kN, não observando a ruptura do elemento. Para a determinação da carga última foi realizada a previsão por meio do método de Van der Veen. Com os resultados obtidos, foi possível observar que o método de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma foram os que atingiram os resultados mais próximos da estimativa de carga de rompimento. Após a aplicação do fator de segurança, o método de Décourt-Quaresma apresentou estimativa abaixo da resistência atingida na prova de carga, o método de Vorcaro-Velloso, por não possuir parâmetros que façam a relação entre o solo e a estrutura da estaca, foi o método que apresentou a maior resistência, mesmo após aplicação do fator de segurança.

Palavras-chave: Fundações; Estaca hélice contínua; Provas de carga estáticas; Métodos semi-empíricos.

ABSTRACT

The foundation of a building is responsible for transferring the load of the structure to the ground, therefore determinate its load capacity is extremely important, seeking for the best behavior of the whole structure. A disequilibrium of this system may cause serious structural problems, leading to a collapse of the structure, if it is not recognized in time. This paper presents a comparative analysis between three semi-empirical bearing capacity methods and the static load tests of continuous flight auger in foundation of the continuous propeller type, executed in Águas Claras – DF, being calculated through the methods of Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma and Vorcaro-Velloso, based in reports of the Standard Penetration Test. The static load test was carried in a pile of 50 cm in diameter and 13 meters deep, following all the NBR 12131 technical specification (ABNT, 2006). The static load test was carried until achieves a load of 1575,93 kN, close to twice the workload, of 843.7 kN, not observing the rupture of the element. The measurement of the braking load was held the estimate by the method of Van der Veen. Comparing the results obtained, the method of Aoki-Velloso and Décourt-Quaresma were those that achieved the results closer to the breaking load estimated, and after the implementation of the security coefficient, the Décourt-Quaresma method presented valuation below the strength attained in the load test. The Vorcaro-Velloso method showed the highest result, even after the implementation of the coefficient for not having parameters that links between the ground and the pile structure.

Keywords: Foundations; Continuous flight piles; Static load tests; Semi empirical methods.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Método de carga – Cargueiro.....	23
Figura 2 - Método de carga - Estacas de reação.....	24
Figura 3 - Método de carga - Reação por tirantes	24
Figura 4 - Fundação Superficial - Sapata	27
Figura 5 - Fundação Superficial – Sapata Associada.....	27
Figura 6 - Fundação Superficial – Sapata corrida	28
Figura 7 - Fundação Superficial – Bloco.....	29
Figura 8 - Fundação Superficial – Radier	29
Figura 9 - Fundação Profunda – Estaca Raiz.....	32
Figura 10 - Fundação Profunda – Estaca Strauss.....	33
Figura 11 - Fundação Profunda – Estaca Franki.....	34
Figura 12 – Etapas do processo executivo da hélice contínua.	35
Figura 13 – Cálculo de resistência de ponta	42
Figura 14 – Localização dos SPTs.....	47
Figura 15 – Representação da composição do solo.....	49
Figura 16 – Prova de carga.....	51

LISTA DE GRAFICOS

Gráfico 1 – Previsão de carga de rompimento segundo Van der Veen	57
Gráfico 2 - Resistências do método de Aoki-Velloso	58
Gráfico 3 - Resistências do método de Décourt-Quaresma.....	59
Gráfico 4 – Resistência lateral dos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma.....	61
Gráfico 5 – Resistência de Ponta dos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma	61
Gráfico 6 - Métodos semi-empíricos com fator de segurança.....	62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de F1 e F2.....	39
Tabela 2 - Valores de k e α	40
Tabela 3 - Valores de k e α (Laprovitera, 1988)	41
Tabela 4 - Valores de F1 e F2 - Laprovitera (1988); Benegas (1993).....	41
Tabela 5 - Valores de k e α - Monteiro (1997)	42
Tabela 6 - Valores de F1 e F2 Monteiro (1997).....	43
Tabela 7 - Valores de C em função do tipo de solo (Décourt e Quaresma, 1978)	43
Tabela 8 - Valores de C em função do tipo de solo (Décourt e Quaresma, 1978)	43
Tabela 9 - Valores do fator α	44
Tabela 10 - Valores do fator β	44
Tabela 11 – Resultado da prova de carga e método de Van der Veen	57
Tabela 12 – Resultado do método de Aoki e Velloso	58
Tabela 13 - Resultado do método de Décourt-Quaresma	59
Tabela 14 - Resultado do método de Décourt-Quaresma com Fator de Segurança indicado por Décorut.....	59
Tabela 15 - Resultado do método de Décourt-Quaresma com Fator de Segurança indicado pela norma.....	60
Tabela 16 - Resultado do método de Vorcaro-Velloso	60

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
DF	Distrito Federal
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
SPT	Ensaio de Penetração Padrão (Standart Penetration Test)
ONU	Organização das Nações Unidas

LISTA DE SÍMBOLOS

cm	Centímetro
cm ²	Centímetro quadrado
m	Metro
m ²	Metro quadrado
m ³	Metro cúbico
mm	Milímetros
%	Porcentagem
kN	Kilonewton
κ	Fator de correção em função do tipo de solo, em kgf/cm ²
N_p	Índice de resistência a penetração do amostrador no solo na ponta da estaca
N_l	Índice de resistência a penetração do amostrador no solo ao longo do fuste
Q_{ult}	Capacidade de carga última da estaca, em kN
A	Área da seção transversal da ponta da estaca, em m ²
N	Índice de resistência a penetração do amostrador no solo
F1	Fator de escala e execução
F2	Fator de escala e execução
U	Perímetro da seção transversal do fuste, em metros
α	Fator de correção em função do tipo de solo, em porcentagem
Δl	Profundidade da camada, em metros
N_{SPT}	Número de golpes aplicados na cravação dos 30 cm finais do ensaio SPT.
A_P	Área da seção transversal da ponta da estaca, em m ² ;

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
2 OBJETIVOS	16
2.1 Objetivo geral	16
2.2 Objetivos Específicos	16
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
3.1 Definição do Solo e a Importância da sua Caracterização	17
3.2 Estudo do Solo - SPT (<i>Standard Penetration Test</i>)	18
3.3 Recalque	19
3.4 Prova de Carga	21
3.4.1 Prova de Carga Estática – NBR 12131	22
3.4.1.1 <i>Ensaio com carregamento lento</i>	25
3.4.1.2 <i>Ensaio com carregamento rápido</i>	25
3.4.1.3 <i>Relatório final da prova de carga</i>	26
3.5 Fundação Superficial	26
3.5.1 Sapatas	26
3.5.1.1 <i>Sapata associada</i>	27
3.5.1.2 <i>Sapata corrida</i>	28
3.5.2 Bloco	28
3.5.3 Radier	29
3.6 Fundação Profunda	30
3.6.1 Estacas	30
3.6.1.1 <i>Estaca Raiz</i>	31
3.6.1.2 <i>Estaca Strauss</i>	32
3.6.1.3 <i>Estaca Franki</i>	33
3.6.1.4 <i>Estaca por hélice contínua</i>	34
3.6.1.4.1 <i>Processo executivo</i>	35
3.6.1.4.2 <i>Perfuração</i>	36
3.6.1.4.3 <i>Concretagem</i>	36
3.6.1.4.4 <i>Armação</i>	37
3.7 Capacidade de carga relacionada ao SPT	37
3.7.1 Método Aoki-Velloso	38
3.7.1.1 <i>Contribuição de Laprovitera e Benegas</i>	40
3.7.1.2 <i>Contribuição de Monteiro</i>	41

3.7.2	<i>Método Décourt-Quaresma</i>	43
3.7.3	<i>Método Vorcaro-Velloso</i>	45
4	LOCAL E CARACTERIZAÇÃO DA OBRA EM ESTUDO.....	47
5	METODOLOGIA	51
5.1	Prova de Carga.....	51
5.2	Métodos semi-empíricos	52
5.2.1	<i>Aoki e Velloso (1975)</i>	52
5.2.2	<i>Décourt-Quaresma (1996)</i>	54
5.2.3	<i>Vorcaro-Velloso (2000)</i>	55
5.3	Fator de Segurança.....	56
6	RESULTADOS.....	57
6.1	Prova de Carga.....	57
6.2	<i>Aoki e Velloso (1975)</i>	58
6.3	<i>Décourt-Quaresma (1996)</i>	58
6.4	<i>Vorcaro-Velloso (2000)</i>	60
6.5	Comparativo	60
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	63
	REFERÊNCIAS	65

1 INTRODUÇÃO

A construção civil evoluiu consideravelmente nas últimas décadas em relação a verticalidade de suas obras. Os grandes responsáveis por esse desenvolvimento são os aprofundamentos nos estudos do solo, os métodos construtivos de fundações e suas tecnologias.

Segundo relatório da ONU, *Perspectivas da Urbanização Mundial (2014)*, o deslocamento da população de ambientes rurais para ambientes urbanos vem crescendo consideravelmente nas últimas décadas. Em 1990, existiam 10 “mega-cidades” no mundo, com cerca de 153 milhões de pessoas, já em 2014 esse número aumentou para 28 “mega-cidades” passando de 450 milhões de pessoas, aproximadamente 12% da população mundial.

Com esse crescimento populacional e terrenos restritos nas grandes cidades, os espaços urbanos vêm diminuindo consideravelmente, trazendo consigo, a necessidade de métodos construtivos que disponham de um número maior de habitações em um terreno menor, como por exemplo, complexos residenciais formados por prédios.

Ao estudar a possibilidade de construções verticais, alguns estudos são necessários, como resistência a penetração (N_{SPT}), análise granulométrica e limites de consistência, que possibilitam a determinação da tipologia do solo e suas características, permitindo que sejam estimadas a resistência e o comportamento do solo local. No Brasil existe uma cultura de utilizar somente o ensaio do *Standard Penetration Test (SPT)*, como subsídio para elaboração de projetos de fundações. Isso se deve ao fato de, no Brasil, se utilizar cálculos semi-empíricos para determinação da capacidade de carga de fundações.

No dimensionamento da fundação, além das características do terreno, é necessário o conhecimento das plantas de carga da estrutura. O método de cálculo semi-empírico, é definido como sendo aquele em que as propriedades dos materiais são estimadas com base em correlações, métodos teóricos e experimentos. Ao utilizar o método semi-empírico na determinação das tensões admissíveis são utilizadas algumas estimativas quanto as propriedades do solo e, posteriormente, aplicados em fórmulas teóricas.

Dessa forma, este trabalho tem o intuito de comparar os resultados de capacidade de carga obtidos pela aplicação de métodos semi-empíricos com os resultados obtidos por meio da capacidade de carga obtida pela prova de carga, com o intuito de avaliar a conformidade dos métodos estudados.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

Analisar e comparar os métodos semi-empíricos para previsão de capacidade de carga de estaca hélice contínua com os resultados de capacidade de carga obtidos por meio da prova de carga.

2.2 Objetivos Específicos

- Estudar os métodos semi-empíricos para determinação da capacidade de carga para estacas hélice contínua;
- Entender e analisar o comportamento da curva carga x recalque;
- Comparar os resultados de capacidade de carga obtidos pelos métodos semi-empíricos de Método Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira e de Vorcaro-Velloso com a prova de carga para estaca hélice contínua;
- Analisar método semi-empírico que mais se aproxima da capacidade de carga obtida por meio da prova de carga.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo aborda o objeto deste trabalho em um contexto teórico que apresenta uma síntese da literatura técnico-científica relacionada ao tema da pesquisa.

3.1 Definição do Solo e a Importância da sua Caracterização

O processo de definição de solo varia conforme o ramo da ciência que o está caracterizando, para entender suas possíveis definições e suas características é imprescindível a compreensão de sua origem, as rochas.

No entendimento da NBR 6502 (ABNT, 1995), rocha é definido como material sólido, consolidado e constituído por um ou mais minerais, com características físicas e mecânicas específicas para cada tipo.

As rochas podem variar conforme a região onde estão inseridas, as características dos minerais envolvidos e, principalmente, o seu tipo de formação. As suas composições são influenciadas diretamente pela forma que surgiram. A classificação pela sua origem é dividida em rochas ígneas, formadas principalmente pelo esfriamento da lava (extrusivas) ou magma (intrusivas), rochas metamórficas, as quais surgem pela influência do temperatura e pressão e as rochas sedimentares que são formadas a partir de deposição de sedimentos carregados por agentes transportadores, podendo ser água, vento e gravidade.

O solo pode ser definido, conforme a NBR 6502 (ABNT, 1995), como sendo o material proveniente da decomposição das rochas pela ação de agentes físicos ou químicos, podendo ou não conter matéria orgânica.

Compreender o local onde o solo está inserido, e a rocha matriz da qual ele se originou, é um passo importante para que seja possível compreender a sua característica, composição e o seu comportamento em situações específicas.

Para a engenharia, compreender as características do solo como o índice de vazios, o teor de umidade, a tipologia das partículas e as características dos grãos é importante para determinar qual a melhor estrutura de fundação para um projeto. O estudo correto do terreno é primordial para que não haja problemas na execução da obra e problemas patológicos futuros, oriundos de uma escolha incorreta de fundação.

3.2 Estudo do Solo - SPT (*Standard Penetration Test*)

O estudo do solo é uma das principais atividades no início de qualquer empreendimento e o ensaio de resistência a penetração vem sendo utilizado amplamente para obter diversas características e comportamento do solo.

É um estudo executado conforme a NBR 6484 (ABNT, 2001), o qual consiste na cravação de um amostrador padrão com 50,8mm de diâmetro externo e 34,9mm de diâmetro interno e com uma extremidade cortante e outra que possibilite a fixação de uma haste para conduzi-la ao fundo da perfuração.

O amostrador é conectado à haste e introduzido no furo. Sua cravação no solo é feita por um martelo de ferro fundido com peso padrão de 65 kg. O martelo é ligado a um tripé que possibilite a sua elevação a uma altura de 75 cm e permita a sua queda livre. Essa elevação pode ser feita manualmente ou utilizando um equipamento mecânico.

A medição é feita contabilizando o número de golpes necessário para o avanço do amostrador para cada 15 cm, nos primeiros 45 cm de cada metro. O avanço restante de 55 cm é executado com o auxílio de um trado. O material recolhido pelo amostrador é retirado, caracterizado inicialmente de forma visual e anotada a profundidade em que foi obtido.

Dentre os valores obtidos a cada metro, é considerada a resistência à penetração a somatória do número de golpes necessários para percorrer os últimos 30 cm. Em casos onde o solo seja fraco e um golpe seja suficiente para superar os 45 cm, é necessário anotar a relação do golpe com o total percorrido.

O ensaio permite obter alguns parâmetros importantes, como caracterizar o tipo do solo, a altura do lençol freático e, principalmente, a resistência do solo em cada metro. Com tais informações e a planta de cargas da estrutura, é possível começar a estudar qual tipo de fundação será mais adequada para o empreendimento.

A NBR 6484 (ABNT, 2001) traz os seguintes critérios de paralisação da sondagem SPT:

- A cravação do amostrador-padrão é interrompida antes dos 45 cm de penetração sempre que ocorrer uma das seguintes situações:

- em qualquer dos três segmentos de 15 cm, o número de golpes ultrapassar 30;
 - um total de 50 golpes tiver sido aplicado durante toda a cravação;
 - não se observar avanço do amostrador-padrão durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo.
- O processo de perfuração por circulação de água, associado aos ensaios penetrométricos, deve ser utilizado até onde se obtiver, nesses ensaios, uma das seguintes condições:
 - quando, em 3 m sucessivos, se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador-padrão;
 - quando, em 4 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador-padrão; e
 - quando, em 5 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador-padrão.
 - Em situações em que o avanço em 10 minutos for inferior a 50mm.

3.3 Recalque

Um fator que não pode ser ignorado ao analisar o solo e um projeto de fundação é o recalque que o solo sofrerá no processo de construção e pós construção, considerando a carga que será transmitida. A NBR 6122 (ABNT, 2010) diz que a fundação por estaca deve receber somente cargas em que o recalque provado não traga problemas para a estrutura.

Podemos definir recalque, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), como sendo movimento vertical descendente de um elemento estrutural. Já para Berberian (2012), recalque é definido como o deslocamento vertical ou inclinação que uma edificação sofre devido aos deslocamentos ocorridos no maciço de apoio da sua fundação.

Esse acontecimento traz grande importância para a engenharia, pois pode ser responsável por levar uma edificação ao colapso. Vale lembrar que o recalque não é o problema, mas sim as deformações excessivas não calculadas que trazem consigo problemas para a edificação. Em algumas situações o procedimento de recuperação dessa edificação se torna inviável economicamente devido ao alto custo de operação.

Em toda obra ocorre recalque em fundações, sendo os recalques admissíveis parte importante nas análises e projetos de fundações, definindo um limite a partir do qual se considera problemática à segurança ou ao desempenho da estrutura (CALISTO; KOSWOSKI, 2015, p. 17 apud MILITITSKY, 2005).

Para Berberian (2012), pode-se dividir essa análise em vertentes, observadas sob a ótica do solo, dividindo em recalque imediato, recalque por adensamento primário, por adensamento secundário e por colapso, e sob a vertente da estrutura, dividindo em recalque total, diferencial e distorcional.

O processo de análise do recalque visando o solo é feito basicamente com a velocidade em que o recalque acontece. O recalque imediato ocorre logo em seguida a aplicação da carga, podendo ser causado por expulsão de gases, acomodação e compressão do solo fofo. O recalque por adensamento primário é um dos mais delicados, pois ocorre ao longo do tempo, e é causado pela saída de água do solo, o adensamento secundário ocorre após o primário e normalmente ocorre em solos orgânicos, é ocasionado devido a uma carga constante aplicada sobre o solo e a deformação lenta das partículas de solo.

Quanto à movimentação da estrutura, pode-se classificar o recalque como recalque total, que segundo Berberian (2012) é o afundamento total de uma fundação, e a soma de todos os recalques ocorridos.

O recalque diferencial ocorre quando há uma diferenciação do recalque em dois ou mais pontos da fundação, ele é responsável pelo surgimento de fissuras, devido ao movimento não comum da estrutura. Junto com o recalque diferencial pode ocorrer o recalque distorcional, que seria a diferença de recalque entre dois pontos de fundação dividido pela distância entre eles e considerando o desaprumo da edificação.

As causas principais de ocorrência de recalque em fundações são a superposição de pressões, a deficiência na investigação geotécnica, as fundações sobre aterro e as alterações da função da estrutura.

Superposição de pressões ocorre quando o bulbo de tensões resultantes da fundação encontra um bulbo de pressões externos, nesse ponto de contato a uma alta concentração de tensões no solo não calculada, dependendo da tipologia do solo, pode haver um colapso do solo nesse ponto, causando recalque.

Ao construir edificações com aterro, algumas considerações importantes devem ser levantadas, para Milititsky, Consoli e Schnaid (2015) há três considerações importantes a serem feitas, sendo elas, a deformação do corpo do aterro devido ao seu peso próprio e pela transferência de carga da superestrutura, deformação do solo natural abaixo do aterro, causada pelo aumento de carga, tanto pelo peso próprio do aterro quanto da estrutura e em situações nas quais a execução for sobre lixão ou aterro sanitário, há ação de agentes bioquímicos decorrentes da degradação desse material.

A investigação do solo é uma etapa bastante importante para verificar e prever esse tipo de acontecimento, o conhecimento da variação do lençol freático durante todo o ano, tipologia das camadas do solo, seu comportamento e resistência, são elementos de suma importância para que não ocorra nenhum recalque inesperado.

3.4 Prova de Carga

A elaboração de um projeto de fundações é uma etapa delicada devido a sua importância para a estabilidade da edificação. O cálculo executado corretamente e a execução seguindo todos os parâmetros da norma asseguram um bom desempenho. A melhor forma de garantir que essa capacidade de carga prevista anteriormente foi atingida, é com a execução de prova de carga.

Segundo Berberian (2012) a sua execução correta pode fornecer resultados como carga admissível de projeto, forma de transferência de cargas ao terreno, capacidade de carga a tração, lateral e a torção, recalque e verificação da integridade estrutural.

Para Berberian (2012) o ensaio consiste na aplicação de uma carga prevista sobre uma fundação, que seja representativa ao grupo de fundação da obra e deve ser observado que uma manutenção correta e verificação do prumo são importantes para assegurar que os resultados apresentados são reais.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) estipula algumas condições que devem ser cumpridas na execução de estacas. É obrigatório para a execução de hélice contínua, que sejam feitas provas de carga no início da obra em situações em que o número de estacas for maior que 100, sendo o número mínimo de teste de 1% do valor total de estacas produzidas. É necessária a execução de prova de carga, qualquer que seja o

número de estacas da obra, se elas forem empregadas para tensões médias (em termos de valores admissíveis) superiores a 5 MPa.

É importante que esse carregamento represente as solicitações reais que a fundação sofrerá, para que possibilite uma melhor avaliação e comprove a segurança do projeto.

3.4.1 *Prova de Carga Estática – NBR 12131*

O objetivo da norma de prova de carga é fornecer uma metodologia padrão de ensaio para avaliar o comportamento da estaca quanto a carga e deslocamento. Segundo a NBR 12131 (ABNT, 2006) a prova de carga consiste, em aplicar esforços estáticos à estaca e registrar o seu deslocamento. Permitindo assim que seja criado um relatório gráfico de carga x deformação.

O sistema de carregamento é feito através de macacos hidráulicos alimentados por bombas elétricas ou manuais apoiados em um sistema de reação. Segundo a NBR 12131 (ABNT, 2006) é importante que o macaco possua, pelo menos, 20% a mais de capacidade de carga máxima programada para o ensaio e, o êmbolo seja compatível com os deslocamentos máximos esperados entre o topo da estaca e o sistema de reação.

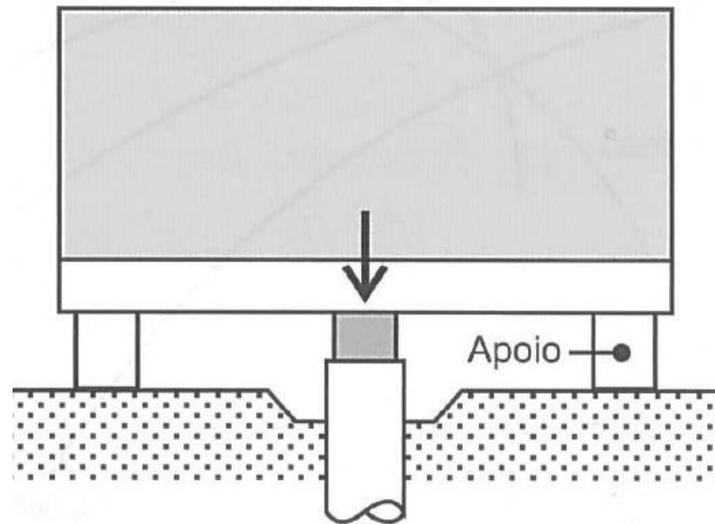
A norma permite que seja utilizada três formas de reação para provas de carga à compressão, sendo elas, cargueira, por tirante ou estacas executadas somente para atender o ensaio e a própria estrutura.

A plataforma cargueira (Figura 1) é um modelo antigo de execução que permite que sejam colocados pesos em uma plataforma para atingir a carga necessária, foi um dos primeiros a ser utilizado e está caindo em desuso.

Para Berberian (2012) o sistema é construído através de uma plataforma muito bem centrada sobre a fundação a ensaiar, apoiada no solo através de uma fogueira de dormentes. O contrapeso mais utilizado é cimento em sacos, podendo usar também lingotes de aço, perfis metálicos, areia, cascalho e tanque de água.

Para evitar influência dos apoios é recomendado um afastamento mínimo de 1,25 metros do eixo da estaca em teste.

Figura 1 – Método de carga – Cargueiro



Fonte: VELLOSO e LOPES (2010)

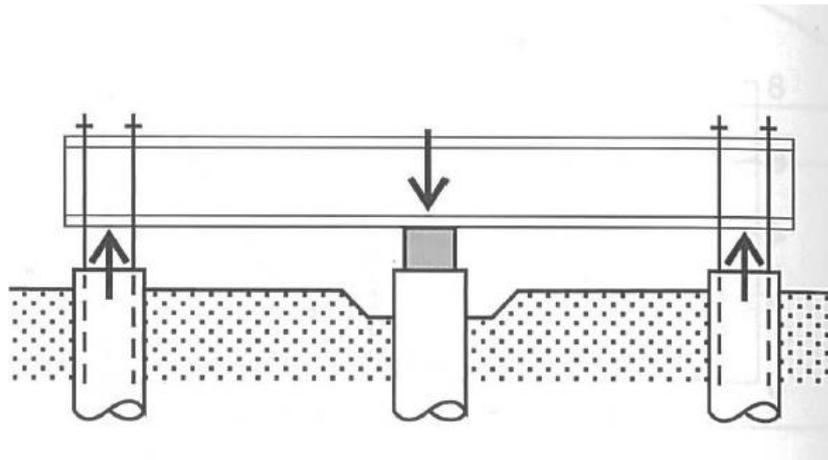
Segundo a NBR 12131 (ABNT, 2006) o segundo método permitido é o feito por estruturas fixadas ao terreno por meio de elementos tracionados, projetados e executados de forma que o conjunto permaneça estável sob as cargas máximas do ensaio.

Esse procedimento permite dois sistemas diferentes, um conjunto de estacas (Figura 2) definidas ou executadas para a realização do ensaio, ou através de tirantes (Figura 3) ancorados no terreno.

Para o primeiro sistema a norma exige que a carga à tração seja, no mínimo, de 50% superior à máxima carga prevista para o ensaio. É imprescindível que durante toda a execução do ensaio, por medida de segurança, seja feito um acompanhamento da elevação das estacas, com o uso de deflectómetros ou leitura ótica. O sistema de ancoragem deve ser posicionado a uma distância em que não interfira na leitura do ensaio.

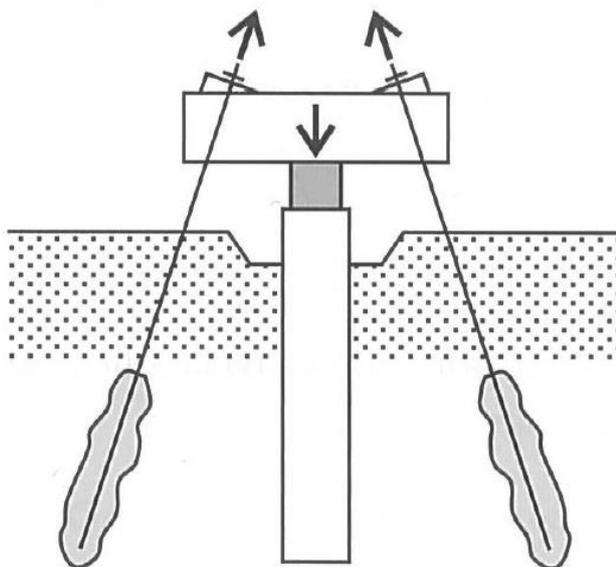
Para utilizar o segundo método, por tirante, a NBR 12131 (ABNT, 2006) exige que em situações em que o tirante seja ensaiado antes da realização da prova de carga, o fator de segurança pode ser adotado como 1,2, caso contrário deve ser projetado para suportar 1,5 vezes a máxima carga prevista para cada tirante.

Figura 2 - Método de carga - Estacas de reação



Fonte: VELLOSO e LOPES (2010)

Figura 3 - Método de carga - Reação por tirantes



Fonte: VELLOSO e LOPES (2010)

“Entre o sistema de reação e a estaca ensaiada, quando está apresentar seção transversal circular deve haver uma distância mínima de três vezes o diâmetro da maior seção transversal da estaca ou ao menos 1,5 m, do eixo da estaca até o ponto mais próximo do apoio do sistema de reação (NBR 12131, 2006, p.2)”.

Ainda segundo a NBR 12131 (ABNT, 2006), esses valores devem ser majorados em 20%, quando o processo executivo do sistema de reação e a natureza do solo puderem influenciar no comportamento da estaca, quando a estaca for maior

que 25 metros, e quando forem executados tirantes injetados, com o topo do bulbo de ancoragem situado acima da cota de ponta da estaca.

Para a execução, é necessário que a carga aplicada seja igual a definida pelo projetista, mas existem formas diferentes de atingir essa carga alvo, a norma estipula que o procedimento pode ser feito com carregamento lento, carregamento rápido, carregamento misto ou carregamento cíclico.

3.4.1.1 Ensaios com carregamento lento

O ensaio de carregamento lento deve seguir algumas exigências da NBR 12131 (ABNT, 2006) sendo elas: os ensaios devem ser executados em estágios iguais e sucessivos, sendo que a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada, e a carga deverá ser mantida até a estabilização do deslocamento ou no mínimo 30 minutos.

O deslocamento deve ser aferido sempre imediatamente após a aplicação da carga, tendo leituras sucessíveis em 2, 4, 8, 15, 30 minutos, 1, 2, 3 horas, até a estabilização do deslocamento. É considerado o momento da estabilização quando, em duas leituras consecutivas, a segunda leitura não alcançar diferença superior a 5% da leitura anterior.

Ao atingir o carregamento máximo, esse carregamento deve ser mantido, pelo menos, 12 horas após a estabilização do recalque. O descarregamento do sistema, deve ser feito em, no mínimo, 4 estágios com durações mínimas de 15 minutos. No término do carregamento a leitura continua até a estabilização.

3.4.1.2 Ensaios com carregamento rápido

O carregamento rápido deve ser executado em estágios iguais e sucessivos. Em cada estágio a carga aplicada não pode ser superior a 10% da carga de trabalho, diferente do ensaio com carregamento lento, nesse ensaio as cargas são mantidas somente durante 10 minutos em cada etapa, independente da estabilização do deslocamento, sendo realizadas as leituras no início de no final antes de aumentar o carregamento.

Ao atingir o carregamento máximo, são feitas cinco leituras, com 10 minutos, 30 minutos, 60 minutos, 90 minutos e 120 minutos. O procedimento de retirada da

carga deve ser feito em, no mínimo, 5 etapas de 10 minutos, com leituras de deslocamento durante o processo. Após 10 minutos da retirada completa da carga deve ser feita mais duas leituras de deslocamento, uma aos 30 minutos e outra aos 60 minutos.

3.4.1.3 Relatório final da prova de carga

O relatório final deve possuir segundo a NBR 12131 (ABNT, 2006) descrição geral do ensaio realizado, tipo e características da estaca ensaiada, dados da instalação da estaca, referências aos dispositivos de aplicação de carga e de medição dos deslocamentos, se houve alguma ocorrência excepcional durante o ensaio, tabela de leitura tempo-recalque e carga-recalque de todos os estágios e curva carga x deslocamento salientando os tempos de início e do fim de cada estágio, adotando-se uma escala tal que a reta ligando a origem e o ponto da curva correspondente à carga estimada de trabalho resulte numa inclinação de $(20 \pm 5)^\circ$ com o eixo das cargas.

3.5 Fundação Superficial

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), fundação superficial são os elementos de fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Incluem-se neste tipo de fundação as sapatas, os blocos, os radier, as sapatas associadas, as vigas de fundação e as sapatas corridas.

Método utilizado em situações onde a primeira camada do solo apresenta uma característica resistente satisfatória para o empreendimento.

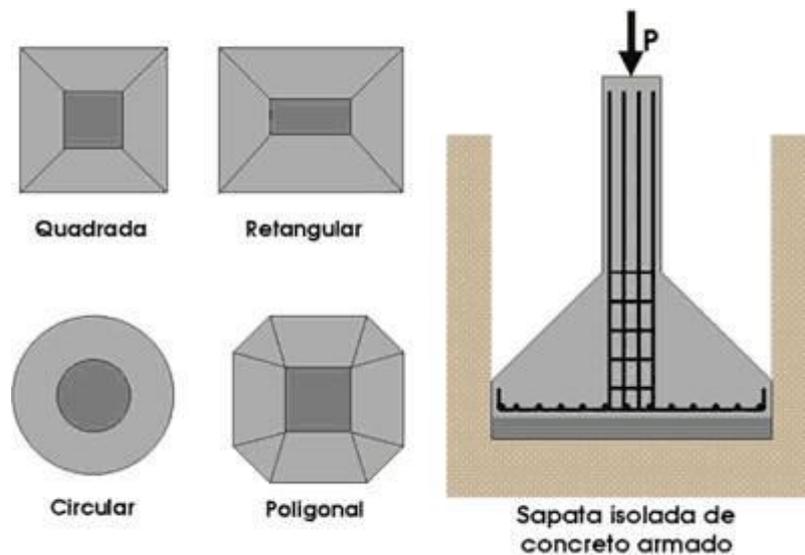
3.5.1 Sapatas

É um elemento estrutural (Figura 4) projetado para que as tensões de tração sejam resistidas pela armadura de aço e não pelo concreto.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) é o elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele produzidas não sejam resistidas pelo concreto, mas sim pelo emprego da armadura. Pode possuir

espessura constante ou variável, sendo sua base em planta normalmente quadrada, retangular ou trapezoidal.

Figura 4 - Fundação Superficial - Sapata

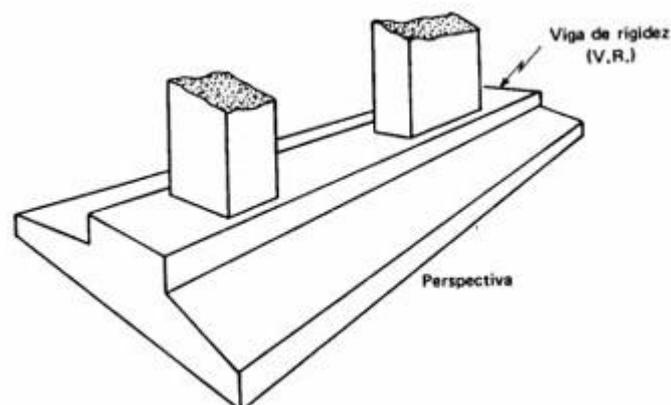


Fonte: https://www.fazfacil.com.br/wp-content/uploads/2012/06/sapatas_uepg.gif - Data de acesso: 20/06/2019

3.5.1.1 Sapata associada

A sapata associada (Figura 5) é responsável por receber a carga de mais de um pilar, não havendo um alinhamento dessas cargas.

Figura 5 - Fundação Superficial – Sapata Associada

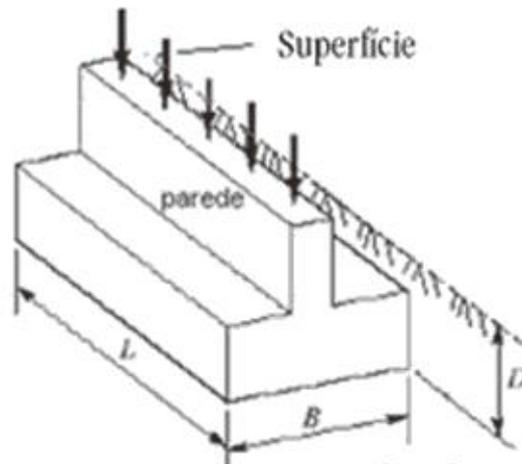


Fonte: <https://www.escolaengenharia.com.br/sapatas-de-fundacao/> - Data de acesso: 24/06/2019.

3.5.1.2 Sapata corrida

Para Velloso e Lopes (2010) a sapata corrida (Figura 6) pode ser definida como a sapata sujeita a ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares em um mesmo alinhamento.

Figura 6 - Fundação Superficial – Sapata corrida

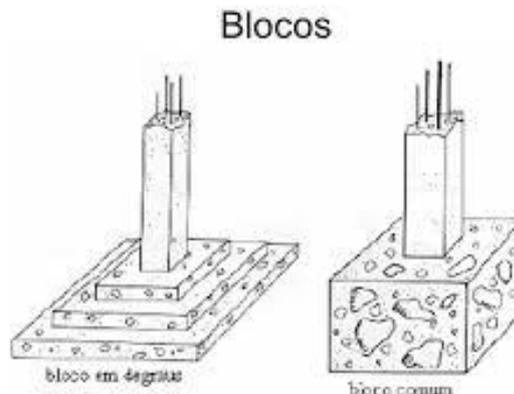


Fonte: <https://www.escolaengenharia.com.br/sapatas-de-fundacao/> - Data de acesso: 24/06/2019

3.5.2 Bloco

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) bloco (Figura 7) é o elemento de fundação superficial de concreto, dimensionado de modo que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura. Pode ter suas faces verticais, inclinadas ou escalonadas e apresentar normalmente em planta seção quadrada ou retangular.

Figura 7 - Fundação Superficial – Bloco



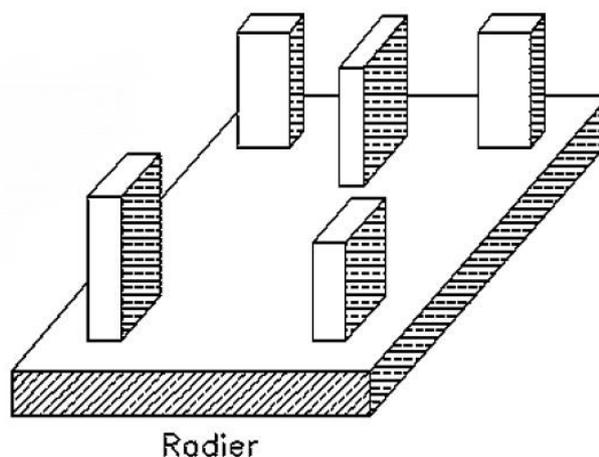
Fonte: <https://civilizacaoengenhira.wordpress.com/2016/10/31/conheca-melhor-o-que-sao-as-fundacoes-no-ramo-da-construcao-civil/> - Data de acesso: 24/06/2019

3.5.3 Radier

Elemento de fundação que tem como diferencial a possibilidade de envolver todos os pilares da obra. É uma estrutura feita em concreto armado, pois necessitará de uma resistência tanto á compressão e tração, quanto a possíveis momentos. Terá a influência também, em alguns casos, de pressão ocasionada pelo lençol freático.

Possui como desvantagem a necessidade de execução de todos os serviços enterrados antes de sua concretagem, mas trará como vantagem uma boa plataforma para as próximas etapas da execução, exemplificado na Figura 8.

Figura 8 - Fundação Superficial – Radier



Fonte: Carvalho (2015)

3.6 Fundação Profunda

Define-se fundação profunda segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) como elementos de fundação em que há transmissão de carga tanto pela (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa.

Essa alternativa é utilizada quando o terreno apresenta características geológicas que impossibilite o assentamento da fundação nas primeiras camadas, devido à baixa resistência de absorção das cargas, que serão transmitidas ao solo, podendo ocasionar em recalque diferencial, recalque total ou recalque distorcional, podendo levar ao colapso da estrutura.

Dentre os principais tipos de fundações profundas, as que ganham mais destaque no cenário nacional e mais utilizadas são as estacas e os tubulões.

3.6.1 Estacas

A NBR 6122 (ABNT, 2010), define estaca como sendo elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de operário.

Para Das (2016), as estacas são elementos estruturais de aço, concreto ou madeira. Normalmente estruturas mais caras que as fundações rasas. Apesar do custo, a utilização geralmente é necessária para garantir a segurança estrutural.

Utiliza-se esse modo construtivo quando as camadas iniciais do solo não apresentam resistência suficiente para absorção e distribuição das cargas transferidas da estrutura para o solo, sendo necessário o posicionamento da fundação em camadas mais profundas e mais resistentes.

Em alguns casos a camada inicial do solo pode apresentar uma resistência considerável mas dada a formação geológica, sua camada subsequente não possuindo tamanha resistência, pode causar algum tipo de problema em logo prazo, fazendo necessário que a fundação ultrapasse essa camada não tão resistente e, posicionando assim, em camadas mais profundas para garantir a segurança da estrutura.

As estacas podem variar conforme o material utilizado, tipo de execução, capacidade de carga e até profundidade que pode atingir, as principais são estaca raiz, estaca Strauss, estaca franki e estaca hélice contínua.

3.6.1.1 Estaca Raiz

Para Farias e Paranhos (2018), pode ser definida como estaca raiz (Figura 9), aquela em que é executada *in loco*, através de perfuração rotativa ou rotopercussiva, preenchida com argamassa de cimento e areia, e revestida integralmente, por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis.

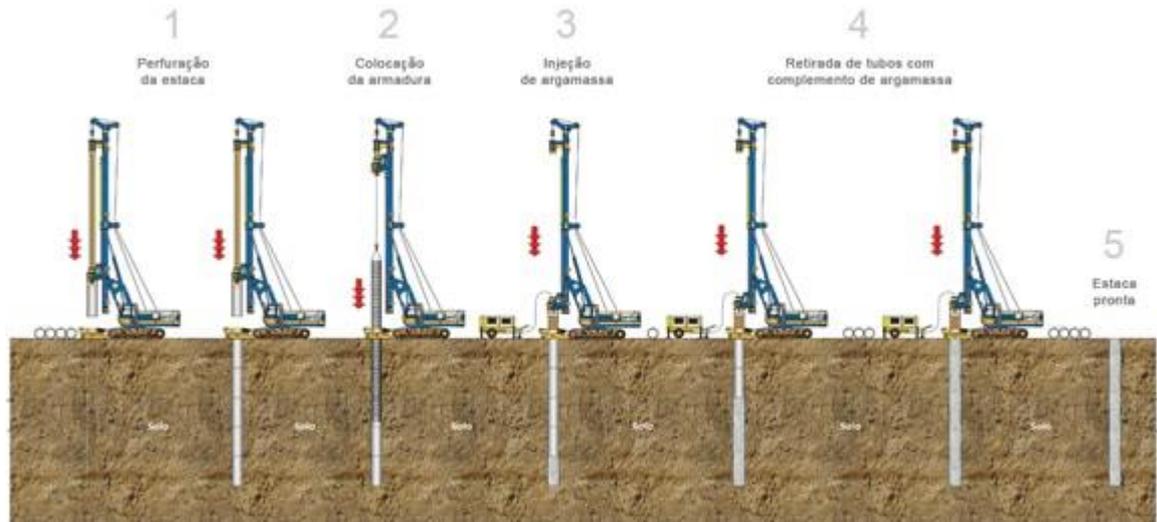
Inicialmente é posicionada a máquina e verificado o nivelamento do terreno e o ângulo de execução. A perfuração é iniciada com o auxílio mecânico e de um fluido em circulação, normalmente água, com baixa pressão, é inserido um revestimento de aço removível, levemente superior ao diâmetro de projeto da estaca, com a finalidade de manter o solo estável.

Atingindo a cota de projeto, é inserida a armação ao longo da estrutura metálica de revestimento. A concretagem é iniciada de baixo para cima, simultaneamente com a retirada do revestimento metálico, a água que foi utilizada no processo de perfuração é expulsa pelo concreto devido a diferença de densidade dos dois.

O projeto executado com a estaca do tipo raiz é um dos procedimentos mais caros, mas suas vantagens de execução são consideráveis. Ela possibilita a execução de estacas em ângulo variando de 0° a 90°. Por ser um procedimento feito com máquinas de pequeno porte e com geração baixa de trepidação, permite que seja feita em diversos locais, com pouco espaço para execução e próximo de outros edifícios, um exemplo dessa situação é o reforço de fundação.

As suas desvantagens estão muito relacionadas ao alto custo da execução e a lama gerada pela utilização da água.

Figura 9 - Fundação Profunda – Estaca Raiz



Fonte: <https://www.escolaengenharia.com.br/estaca-raiz/> - Data de acesso: 24/06/2019

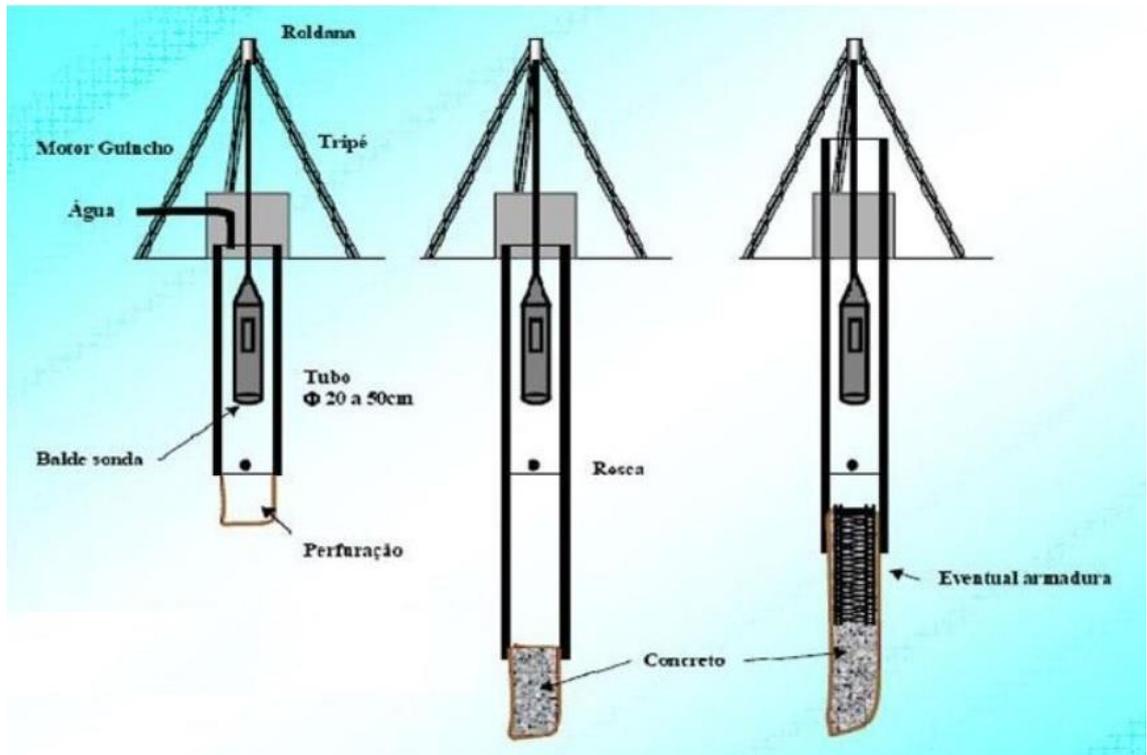
3.6.1.2 Estaca Strauss

Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010), a estaca Strauss (Figura 10) é definida como tipo de fundação profunda executada por perfuração através de balde sonda (piteira), com uso parcial ou total de revestimento recuperável e posterior concretagem.

Sua execução é feita inicialmente com auxílio de um soquete, abrindo caminho para que seja inserido o primeiro tubo metálico de revestimento, as camadas seguintes são feitas com pancadas no tubo de revestimento até atingir a profundidade de projeto. Ao término da perfuração é inserido no interior do tubo uma quantidade de concreto de aproximadamente 1 metro de altura, em seguida esse concreto é apilado com auxílio de um soquete para que seja formado um bulbo de concreto, melhorando a resistência.

Esse tipo de fundação tem como vantagem a facilidade de locomoção e alocação no canteiro de obras, por possuir um equipamento bastante simples, é considerada com um bom custo benefício. Sua desvantagem é a baixa capacidade de carga, por não possuir armação e a grande quantidade de lama gerada na execução.

Figura 10 - Fundação Profunda – Estaca Strauss



Fonte: <http://construindodecor.com.br/estaca-strauss/> - Data de acesso: 24/06/2019

3.6.1.3 Estaca Franki

Para a NBR 6122 (ABNT, 2010), estaca do tipo franki (Figura 11) é a estrutura caracterizada por ter uma base alargada, obtida introduzindo-se no terreno uma certa quantidade de material granular ou concreto, por meio de golpes de um pilão.

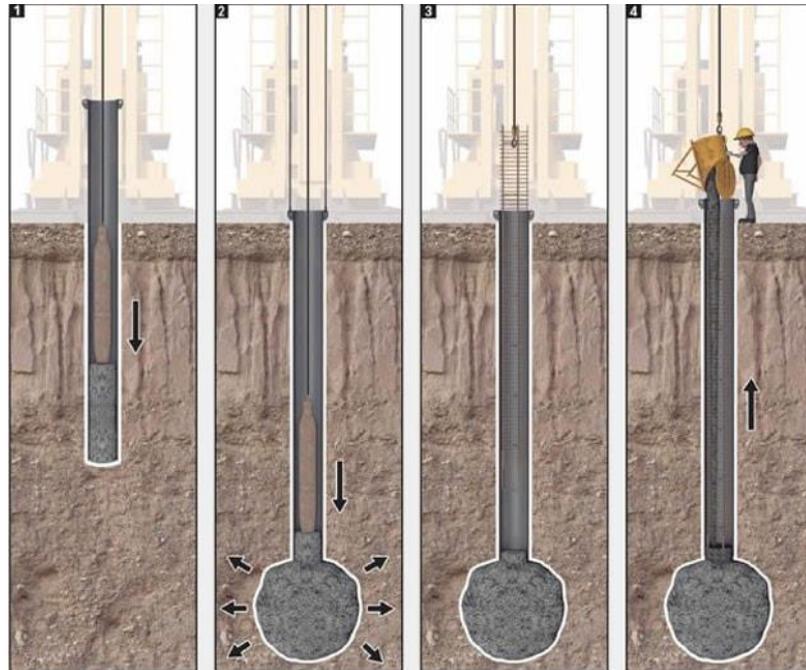
Segundo Farias e Paranhos (2018) a estaca franki é uma estaca moldada *in loco*, executada pela cravação, por meio de sucessivos golpes de um pilão, de um tubo de ponta fechada por uma bucha seca constituída de pedra e areia, previamente firmada na extremidade inferior do tubo por atrito. Esta estaca possui base alargada e é integralmente armada.

A estaca franki possui uma alta capacidade de carga devido a forma de execução. Durante a fase de perfuração, é feita uma compactação lateral do solo, aumentando a sua resistência.

Apesar da sua grande capacidade de carga, a sua utilização é limitada a algumas situações, por ter uma execução feita com golpes de pilão, ela causa uma taxa alta de vibrações, fazendo necessário que seja executado um estudo prévio em

caso de edificações vizinhas. Além do problema com a vibração, a sua execução necessita de um espaço amplo para manuseio do seu equipamento.

Figura 11 - Fundação Profunda – Estaca Franki



Fonte: <https://www.escolaengenharia.com.br/estaca-franki/> - Data de acesso: 24/06/2019

3.6.1.4 Estaca por hélice contínua

A NBR 6122 (ABNT, 2010) define como sendo a estaca de concreto moldada *in loco*, executada através da introdução, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno, sendo a concretagem feita por meio da própria haste central do trado simultaneamente com a sua retirada. A armadura é inserida após o término da concretagem.

O procedimento de execução da hélice contínua e o tipo de trado escolhido para a escavação influencia na classificação quanto a retirada ou não de solo. O modelo executado com a retirada de solo segundo Velloso e Lopes (2010) é feito com um trado em hélice de grande comprimento, composto de chapas em espiral que se desenvolvem em torno do tubo central. A extremidade inferior do trado é dotada de garras para facilitar o corte no terreno, e de uma tampa que impede a entrada de solo no tubo central durante a escavação.

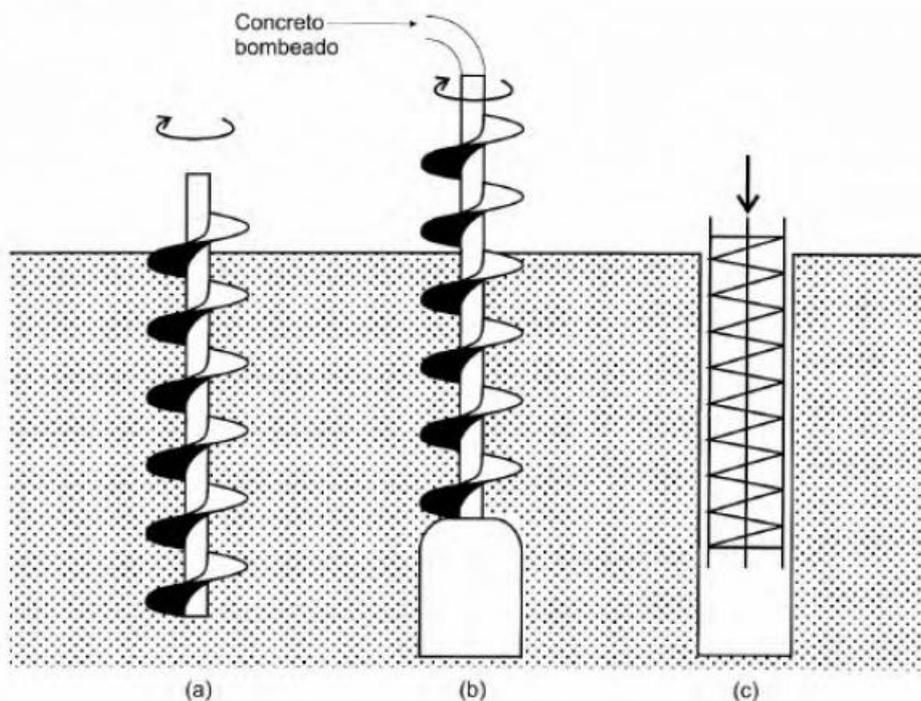
A versatilidade do equipamento permite que sejam executados diâmetros variando entre 30cm a 100cm e profundidades de até 30 metros, apenas com a substituição do trado.

É muito utilizado nos dias atuais devido a sua capacidade de monitoramento contínuo da execução e da concretagem. O computador de bordo traz informações durante o procedimento, em tempo real, e ao término, um relatório detalhado com informações de inclinação de haste, profundidade de perfuração, pressão de injeção, vazão e consumo de concreto, desenho do provável perfil da estaca, torque e velocidade de rotação da hélice.

3.6.1.4.1 Processo executivo

A NBR 6122 (ABNT, 2010) define os procedimentos executivos da hélice contínua divididos em três etapas, sendo elas, perfuração, concretagem e armação, conforme Figura 12.

Figura 12 – Etapas do processo executivo da hélice contínua.



Fonte: VELLOSO e LOPES (2010)

3.6.1.4.2 Perfuração

É de suma importância a verificação completa do equipamento antes do início da perfuração, para garantir que o processo seja executado de forma contínua e sem interrupção.

O processo de perfuração inicia-se com o posicionamento do trado exatamente no centro do piquete de marcação. Conforme Velloso e Lopes (2010), o processo é executado com a introdução da hélice no terreno, por meio de movimentos rotacionais transmitidos por motores hidráulicos acoplados na extremidade superior da hélice, até a cota de projeto sem que a hélice seja retirada da perfuração em nenhum momento.

Durante o procedimento de perfuração o trado traz uma quantidade de solo extraída do furo. É importante verificar se as características condizem com a tipologia apresentada nos relatórios de sondagem.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), o uso de prolongador é possível somente em condições especiais e desde que o solo, no trecho do prolongador, se mantenha estável.

3.6.1.4.3 Concretagem

Ao término da perfuração, atingida a cota de projeto, é iniciada a próxima etapa de execução, a concretagem. Para Velloso e Lopes (2010), após alcançar a profundidade desejada, o concreto é bombeado continuamente, através do tubo central, ao mesmo tempo que a hélice é retirada, sem girar, ou girando lentamente no mesmo sentido da perfuração.

Ainda segundo Velloso e Lopes (2010), a velocidade de extração da hélice do terreno deve ser tal que a pressão do concreto introduzido no furo seja mantida positiva. A pressão do concreto deve garantir que ele preencha todos os vazios deixados pela extração da hélice.

Para a NBR 6122 (ABNT, 2010) a ponta da haste é fechada por uma tampa para evitar entrada de água ou contaminação do concreto pelo solo. Esta tampa é aberta pelo peso do concreto no início da concretagem.

Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010) o concreto deve possuir resistência característica f_{ck} de 20 MPa aos 28 dias, ser bombeável e composto de cimento, areia

e pedrisco, com consumo mínimo de cimento de 400 kg/m³, tendo a possibilidade de utilizar, ou não, aditivos.

Algumas especificações exigidas na NBR 6122 (ABNT, 2010), relativas ao concreto são importantes como, o consumo de cimento não pode ser inferior a 400kg/m³, abatimento ou *slump test* igual a 22 ± 3 , fator água/cimento $\leq 0,6$, porcentagem de argamassa em massa $\geq 55\%$ e agregados, areia e pedriscos.

É importante considerar que durante o processo executivo deve ser respeitado, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), que não seja executado estacas com espaçamento inferior a cinco diâmetros em intervalo inferior a 12 h. Esta distância refere-se à estaca de maior diâmetro.

3.6.1.4.4 Armação

O procedimento de colocação da armação é iniciado logo após o término da concretagem, para que seja possível sua inserção sem maiores dificuldades. Segundo Velloso e Lopes (2010), a “gaiola” da armadura é introduzida na estaca manualmente por operários ou com auxílio de um peso. Ainda conforme Velloso e Lopes (2010), a armadura deve na sua extremidade inferior, possuir barras ligeiramente curvadas para formar um cone (para facilitar a introdução no concreto), e deve ter espaçadores tipo rolete.

3.7 Capacidade de carga relacionada ao SPT

O Brasil utiliza em grande parte do território, o estudo do SPT como uma das principais investigações do solo quando o assunto é dimensionamento de fundações. “A engenharia de fundações correntes no Brasil pode ser descrita como a Geotecnia do SPT” (MILITITSKY, 1986 apud VELOSSO e LOPES, 2010, p. 262).

Devido há grande utilização desse método de investigação, diversos estudos surgiram no decorrer dos anos procurando correlacionar o valor encontrado do SPT e tipologia do solo para estabelecer a capacidade de carga das estacas.

Esses métodos são considerados métodos semi-empíricos, porque utilizam de experimentos feitos e metodologias teóricas para estimar propriedades e comportamento dos materiais. Quando métodos semi-empíricos são usados, devem ser apresentadas justificativas, indicando a origem das correlações (inclusive

referências bibliográficas). As referências bibliográficas para outras regiões devem ser verificadas.

3.7.1 Método Aoki-Velloso

O método foi criado em 1975, utilizando como base resultados feitos com ensaios de prova de carga e SPT. Ele permite que seja utilizado, tanto o SPT, como o CPT, fazendo somente uma adaptação. Para calcular a resistência com o estudo CPT, conforme observado na Equação 01:

$$Q_{ult} = A_b \cdot \frac{q_{cone}}{F1} + U \sum \frac{\tau_{cone}}{F2} \Delta l \quad \text{Eq. 01}$$

Onde:

F1 e F2 são fatores de escala e execução.

U = perímetro da seção transversal do fuste, em metros;

A_b = área da seção transversal da ponta da estaca, em m²;

Δl = profundidade da camada, em metros;

q_{cone} = Resistência de ponta do amostrador;

τ_{cone} = Resistência lateral do amostrador.

Para utilizar o resultado do SPT, os cálculos serão feitos conforme as Equações 2 e 3:

$$q_c = \kappa \cdot N_p \quad \text{Eq. 02}$$

$$\tau_c = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot \kappa \cdot N_l \quad \text{Eq. 03}$$

Onde:

κ = fator de correção em função do tipo de solo, em kgf/cm²;

N_p = índice de resistência a penetração do amostrador no solo na ponta da estaca.

N_l = índice de resistência a penetração do amostrador no solo ao longo do fuste;

Assim, é obtida a expressão para uso com resultados do SPT na Equação 04:

$$Q_{ult} = A \cdot \frac{\kappa \cdot N_p}{F_1} + \frac{U}{F_2} \sum \Delta l \cdot \alpha \cdot \kappa \cdot N_l \quad \text{Eq. 04}$$

Sendo:

Q_{ult} = capacidade de carga última da estaca, em kN;

A = área da seção transversal da ponta da estaca, em m²;

κ = fator de correção em função do tipo de solo, em kgf/cm²;

N = índice de resistência a penetração do amostrador no solo;

F1 e F2 = fatores de escala e execução;

U = perímetro da seção transversal do fuste, em metros;

α = fator de correção em função do tipo de solo, em porcentagem;

Δl = profundidade da camada, em metros;

Para utilizar a Equação 04, formulada por Aoki, em diversas situações, tanto de tipologia do solo, quanto de diferentes fundações, foi inserido na fórmula duas variáveis que possibilitam que o método seja adaptado a cada caso, sendo elas o α , κ , F1 e F2. Na Tabela 1 constam as variáveis F1 e F2, que dependem do tipo de fundação que será utilizada, já a Tabela 2 apresenta os valores de α e κ conforme a característica do solo do terreno.

Tabela 1 - Valores de F1 e F2

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3	6

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Tabela 2 - Valores de k e α

Tipo de solo	K (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argiloarenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

No período em que a metodologia foi proposta não eram utilizadas ainda fundações do tipo hélice, nos anos seguintes alguns trabalhos acadêmicos de conclusão de curso da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) abordaram esse método de cálculo buscando inserir valores para que seja possível estimar os novos modelos de fundações.

3.7.1.1 Contribuição de Laprovitera e Benegas

Alunos de mestrado da COPPE-UFRJ (Laprovitera, 1988; Benegas; 1993), fizeram avaliações do método do Aoki-Velloso, utilizando como base um banco de dados de prova de carga em estacas compiladas no COPPE-UFRJ. Para verificar os fatores k e α , Laprovitera não utilizou os valores originais, mas valores modificados por Danziger (1982), entretanto o estudo não possui todas as variáveis dos 15 tipos de solo, coube a ele completar a Tabela 4 através de interpolação.

Em relação aos fatores $F1$ e $F2$, Aoki-Velloso utilizaram como fórmula para estimar $F2$ uma razão de $2 \times F1$, foram propostas, ainda, algumas alterações buscando uma melhor previsão, atingindo o resultado apresentado na Tabela 4. Foi utilizado cerca de 200 provas de carga para atingir esses novos parâmetros, segue as alterações propostas pelos dois:

Tabela 3 - Valores de k e α (Laprovitera, 1988)

Tipo de solo	K (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	6	1,4
Areia siltosa	5,3	1,9
Areia siltoargilosa	5,3	2,4
Areia argilossiltosa	5,3	2,8
Areia argilosa	5,3	3
Silte arenoso	4,8	3
Silte arenoargiloso	3,8	3
Silte	4,8	3
Silte argiloarenoso	3,8	3
Silte argiloso	3	3,4
Argila arenosa	4,8	4
Argila arenossiltosa	3	4,5
Argila siltoarenosa	3	5
Argila siltosa	2,5	5,5
Argila	2,5	6

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Tabela 4 - Valores de F1 e F2 - Laprovitera (1988); Benegas (1993)

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	3
Metálica	2,4	3,4
Pré-moldada de concreto	2	3,5
Escavada	4,5	4,5

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

3.7.1.2 Contribuição de Monteiro

Segundo Velloso e Lopes (2010) com base em sua experiência na firma Estacas Franki Ltda., Monteiro (1997) estabeleceu correlações diferente, tanto para k e α , como para F1 e F2, presentes nas Tabelas 5 e 6, respectivamente.

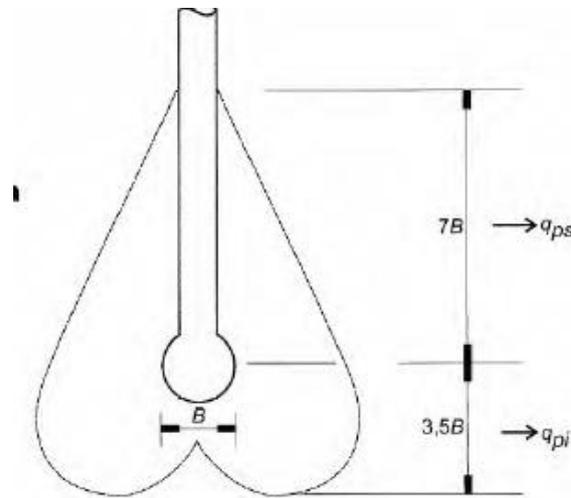
Foram feitas algumas recomendações para aplicar o método:

- O valor de N é limitado a 40;
- Para o cálculo da resistência de ponta $q_{p,ult}$, segundo a Equação 5, deverão ser considerados valores ao longo de espessuras iguais a 7 e 3,5 vezes o diâmetro da base, para cima e para baixo da base conforme Figura 7. Assim, os valores para cima fornecem, na média, q_{ps} e os

valores para baixo, na média, fornecem q_{pi} . Logo, o valor a ser adotado será:

$$Q_{p,ult} = \frac{q_{ps} + q_{pi}}{2} \quad \text{Eq. 05}$$

Figura 13 – Cálculo de resistência de ponta



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Tabela 5 - Valores de k e α - Monteiro (1997)

Tipo de solo	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia siltosa	6,8	2,3
Areia siltoargilosa	6,3	2,4
Areia argilossiltosa	5,7	2,9
Areia argilosa	5,4	2,8
Silte arenoso	5	3
Silte arenoargiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte argiloarenoso	4	3,3
Silte argiloso	3,2	3,6
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila arenossiltosa	3	3,8
Argila siltoarenosa	3,3	4,1
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Tabela 6 - Valores de F1 e F2 Monteiro (1997)

Tipo de estaca	F1	F2
Franki de fuste apiloado	2,3	3
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice contínua	3	3,8

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

3.7.2 Método Décourt-Quaresma

Para o cálculo da resistência de ponta utiliza-se a Equação 06, os valores dos SPTs, especificado na fórmula como variável N, correspondente ao valor médio entre os valores da base da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

$$q_{p,ult} = C \cdot N \quad \text{Eq. 06}$$

Sendo o C o coeficiente que varia conforme o tipo de solo, retirado das Tabelas 7 e 8. A primeira formulação do solo foi feita somente através da configuração do solo (Tabela 7), alguns anos depois Décourt sugeriu alterações para o parâmetro C quando utilizado lama bentonítica no processo de escavação (Tabela 8).

Tabela 7 - Valores de C em função do tipo de solo (Décourt e Quaresma, 1978)

Tipo de solo	C (tf/m ²)
Argilas	12
Siltes argilosos (alteração de rocha)	20
Siltes arenosos (alteração de rochas)	25
Areias	40

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Tabela 8 - Valores de C em função do tipo de solo (Décourt e Quaresma, 1978)

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

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

O método foi aprimorado nos anos seguintes e feito um adendo quanto a resistência lateral. Foi implementado uma alteração para aprimorar o método e dar mais exatidão ao cálculo.

A resistência lateral, em tf/m^2 , é dada pela Equação 7:

$$t_{l,ult} = \frac{N'}{3} + 1 \quad \text{Eq. 07}$$

Importante salientar que o N' é a média dos valores de N ao longo do fuste, independentemente do tipo de solo. Em casos onde o N for menor que 3, utiliza-se 3, e maiores que 50, considera-se 50.

Em 1996, foi realizada uma alteração no método para que pudesse ser utilizado em mais tipos de estaca, modificando a fórmula e acrescentando dois parâmetros que variam conforme o solo e o tipo de estaca utilizada. Esse método permite o cálculo das seguintes estacas, escavada com utilização de lama bentonítica, hélice contínua, raiz e estaca pré-moldada.

As constantes de α e β , presentes na Equação 08, são responsáveis por relacionar o tipo de fundação e o solo em que está sendo executado a fundação estão listadas na Tabela 9 e Tabela 10.

Tabela 9 - Valores do fator α

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonítica)	Hélice contínua	Raiz	Pré-moldadas
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1
Areia	0,5	0,5	0,3	0,5	1

Fonte: Fonte: Aoki e Cintra (2010); Décourt (1996)

Tabela 10 - Valores do fator β

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonítica)	Hélice contínua	Raiz	Pré-Moldadas
Argilas	0,8	0,9	1	1,5	1
Solos intermediários	0,65	0,75	1	1,5	1
Areia	0,5	0,6	1	1,5	1

Fonte: Aoki e Cintra (2010); Décourt (1996)

Diante do exposto, calcula-se a capacidade de carga das estacas estabelecidas através da Equação 8:

$$Q_{ult} = \alpha \cdot C \cdot N_p A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad \text{Eq. 08}$$

Sendo:

Q_{ult} = capacidade de carga última da estaca, em kN;

U = perímetro da seção transversal do fuste;

α = fator de correção para a ponta em função do tipo de estaca;

C = coeficiente que depende do tipo de solo, em tf/m²;

N_p = média da resistência a penetração do amostrador no solo na ponta;

A_p = área da seção transversal da ponta da estaca, em m²;

β = fator de correção para a lateral em função do tipo de estaca;

N_L = índice de resistência a penetração do amostrador no solo ao longo do fuste;

L = Comprimento da estaca;

3.7.3 Método Vorcaro-Velloso

Dos métodos citados, o método Vorcaro-Velloso é o método mais recente, criado pelo estudante Vorcano, em 2000, na sua tese de doutorado na Universidade Federal do Rio de Janeiro (URFJ), tendo aplicações em trabalhos futuros no mesmo ano, mais voltados a estaca hélice contínua e estaca escavada.

O método consiste na utilização de regressão linear múltipla aplicados aos resultados de prova de carga estática do Banco de Dados da COPPE-UFRJ. É feita uma classificação dos solos em cinco grupos diferentes. E cerca de 150 provas de cargas foram utilizadas no total.

Ao passo em que a prova de carga não foi levada a ruptura, a carga de ruptura foi determinada pelo critério Van der Veen. Só foram utilizadas as provas de carga em que a carga máxima medida no ensaio foi maior que 0,7 da carga extrapolada.

Foram analisados quatro formas de construção das estacas, sendo elas, Estaca Franki, Estaca Pré-Moldada, Estaca Escavada e Estaca por Hélice Contínua, a única com particularidade, é a estaca por hélice contínua que em sua equação de cálculo não considera a tipologia do cálculo na fórmula, todas as demais possuem uma formulação diferente para cada grupo de solo.

Para o método, o cálculo da estaca por hélice contínua é realizado conforme Equação 9:

$$Q_{EST} = e^{(1,96 \ln XP - 0,34 \ln XP \ln XF + 1,36 \ln XF)} \quad \text{Eq. 09}$$

Sendo XP e XF, calculados conforme a Equação 10:

$$XP = AN_{ponta} ; XF = U \sum N_{fuste} \Delta l \quad \text{Eq. 10}$$

Onde:

A = área da ponta da estaca, em m²;

U = perímetro do fuste da estaca, em m;

N_P = índice de resistência a penetração do amostrador no solo na ponta da estaca;

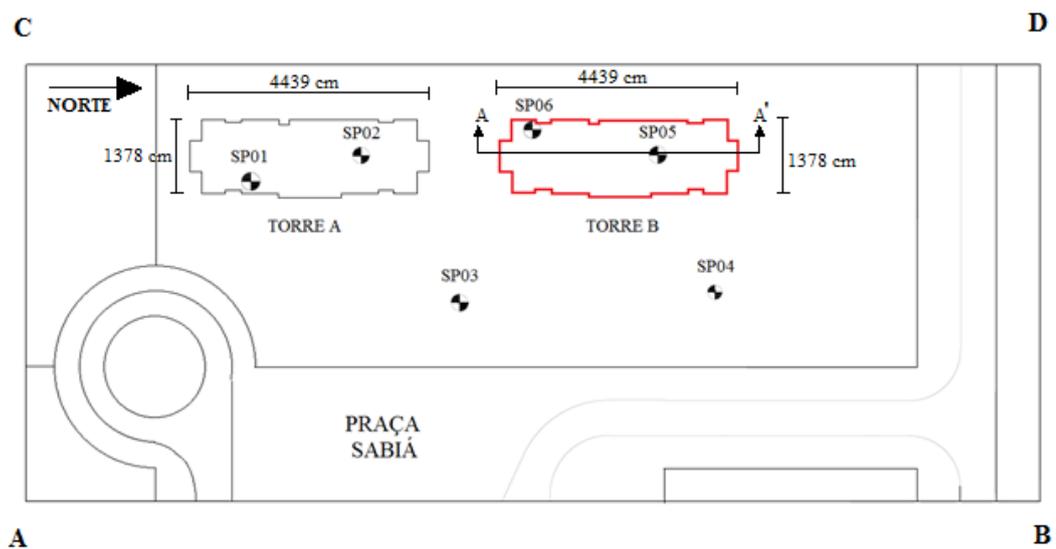
N_L = índice de resistência a penetração do amostrador no solo ao longo do fuste.

4 LOCAL E CARACTERIZAÇÃO DA OBRA EM ESTUDO

Para a realização desse trabalho foram utilizados estudos de sondagem e prova de carga, feitos em um edifício residencial, localizado em Águas Claras – Distrito Federal. A referida edificação é composta por duas Torres, A e B. A construção foi realizada em 4 (quatro) anos, entre os anos de 2010 e 2014. Cada torre possui um total de vinte e dois pavimentos, sendo eles, dois subsolos, um térreo e dezenove pavimentos tipo. A edificação apresenta uma área construída de aproximadamente 9000 m².

A análise do solo foi realizada através do estudo com SPT. Foram executadas seis perfurações em locais estratégicos do terreno, para que fosse possível identificar a tipologia e as características do terreno de forma global. Na Figura 14 pode-se observar a localização dos pontos de perfuração, identificados como SP, o número do furo, e como estão distribuídos no terreno.

Figura 14 – Localização dos SPTs



Fonte: Bahia (2015)

As datas de execução das sondagens foram de 26/03/2010 à 28/03/2010, sendo o mês de março, um dos últimos meses da temporada de chuva no Distrito Federal. É importante salientar que o estudo foi feito com a utilização de penetração dinâmica com lavagem. As sondagens que serão descritas constam no Anexo A deste trabalho.

No SP01 foram identificadas duas variações de solo ao longo da perfuração, sendo o primeiro metro composto por silte pouco argiloso, não possuindo N_{SPT} devido ao avanço ter sido feito com a utilização de trado, o segundo metro composto por silte arenoso variegado com pedregulhos, com N_{SPT} médio de 35, o terceiro e quarto metros compostos por silte arenoso roxo com pedregulho, com N_{SPT} médio de 6, do quinto ao sétimo metros compostos por silte arenoso roxo, com N_{SPT} médio de 18, e do oitavo metro ao limite da sondagem (11,45 m) composto por silte arenoso variegado, com N_{SPT} médio de 41.

O SP02 apresentou na primeira camada de um metro, argila siltosa vermelha, a camada seguinte, correspondente ao segundo metro, possui silte arenoso variegado e N_{SPT} de 30, do terceiro ao quarto metros, silte arenoso roxo com pedregulho e N_{SPT} médio de 8,5, do quinto ao sexto metros composto de silte arenoso roxo variando com N_{SPT} médio de 19, do sétimo metro em diante até o limite da sondagem (11,45 m), composto por silte arenoso variegado com N_{SPT} médio de 43.

O SP03 apresentou características de solo constituído por silte argiloso nos dois primeiros metros e N_{SPT} médio de 12, silte arenoso vermelho da terceira à quinta camada com N_{SPT} médio de 8, do sexto ao nono metros o solo é composto por silte arenoso roxo com veios variegados e N_{SPT} médio de 46, do décimo metro ao limite da sondagem (10,45 m), o solo é constituído por silte arenoso roxo e N_{SPT} médio de 61.

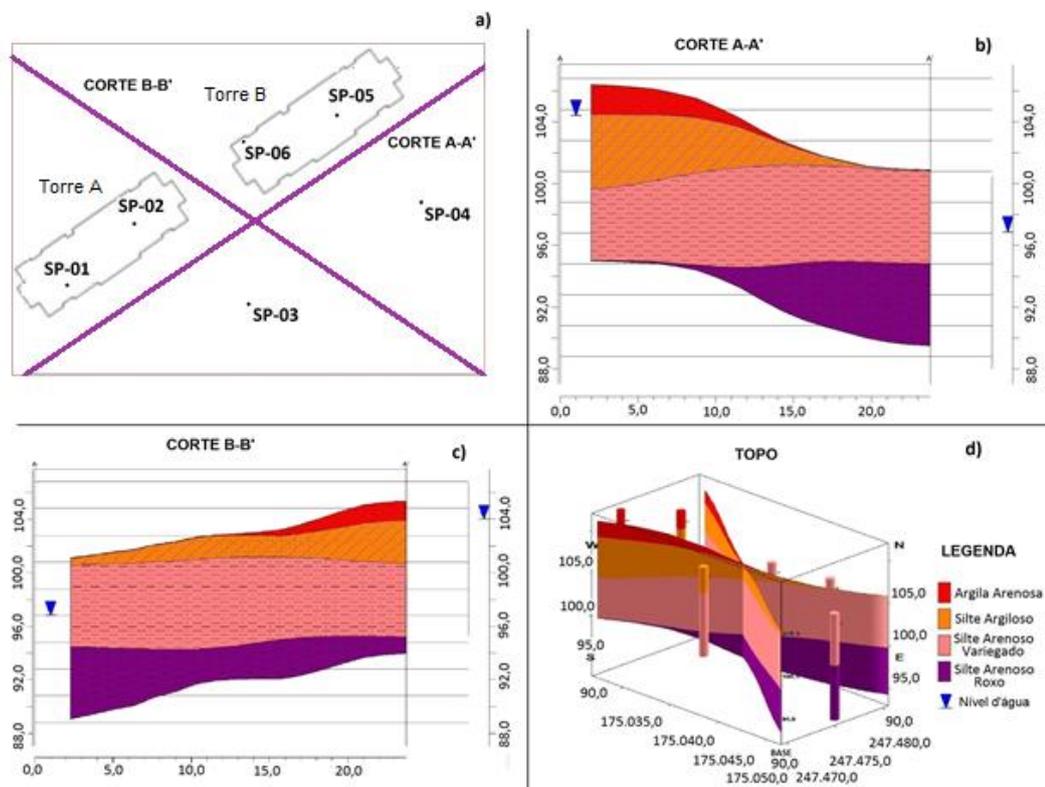
A quarta perfuração (SP04), possuiu nos dois primeiros metros argila arenosa variegado com pedregulho e N_{SPT} médio de 2, o terceiro metro apresentou silte arenoso variegado e N_{SPT} de 3, do quarto metro até o quinto metro, o solo uma camada de silte arenoso variegado com cascalho e N_{SPT} médio de 9, o sexto metro encontrou uma composição rara nos ensaios executados, silte argiloso vermelho com pedregulho, e N_{SPT} de 13, do sétimo metro até o limite da sondagem (12,45 m), o solo é composto por silte arenoso roxo com veios variegados e N_{SPT} médio de 40.

O SP05 encontrou nos primeiros quatro metros de avanço, argila arenosa amarelo com pedregulho, argila arenosa amarela com tapiocanga, argila arenosa amarelo com cascalho, e cascalho vermelho, tendo N_{SPT} de 7, 15 e 24, respectivamente, para cada camada, ressaltando que o primeiro avanço é feito com a utilização de trado, por isso não há N_{SPT} , o quinto metro possui silte arenoso variegado com cascalho e N_{SPT} de 29, o sexto metro é composto por silte argiloso vermelho com

pedregulho, com N_{SPT} de 33, do sétimo metro até o limite da sondagem (10,45 m) o solo apresentou uma camada de silte arenoso roxo com veios variegados e N_{SPT} médio de 48.

No SP06, último furo do ensaio, a primeira camada de solo, que vai até o segundo metro, foi de argila arenosa vermelho com cascalho e N_{SPT} médio de 6, o terceiro metro é constituído por silte argiloso vermelho e N_{SPT} de 8, do quarto até o sexto metro, o solo é composto por silte arenoso variegado e possui um N_{SPT} médio de 15, do sétimo metro até a profundidade de onze metros e quarenta e cinco centímetros o solo é formado por silte arenoso roxo com veios variegados, e N_{SPT} médio de 47.

Figura 15 – Representação da composição do solo.



Fonte BAHIA (2015)

A Figura 15 exemplifica a composição e a formação geológica encontrada nas perfurações, é possível observar através do corte AA, presentes no item b, e do corte BB, presentes no item c, como a camada de silte arenoso é a com maior incidência

no terreno, ao contrário da camada de argila arenosa, presente somente próximo a superfície.

Devido ao posicionamento da estaca de ensaio da prova de carga fornecida, a análise ficou restrita à torre B, sendo utilizado o furo de SP06 para os cálculos de determinação de capacidade de carga.

5 METODOLOGIA

Nesse capítulo serão apresentados os métodos utilizados para a realização do estudo de caso, os passos necessários para que a comparação entre os métodos semi-empíricos e a prova de carga sejam possíveis. Serão expostos os resultados da prova de carga realizada na Torre B e adotados três métodos de cálculo, sendo eles Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Vorcaro-Velloso.

5.1 Prova de Carga

A prova de carga foi efetuada conforme especificações da NBR 12131 (ABNT, 2006) Estaca – Prova de carga estática. Sua execução ocorreu nos dias 06 e 07 de julho de 2011.

O ensaio utilizou um sistema de reação com viga metálica, conforme Figura 16, ancorada em quatro estacas de reação, com distâncias aproximadas de 2,50 metros de eixo a eixo da estaca ensaiada. Importante salientar que todo o sistema de ensaio não era pertencente ao projeto. As estacas de reação possuíam diâmetro de 0,40 metros e 11 metros de profundidade. A estaca principal utilizada para verificação do ensaio possuía 0,50 metros de diâmetro e 13 metros de profundidade, com bloco de coroamento de 0,80 m x 0,80 m e 0,65 m de altura, ficando 25 cm acima do nível do terreno.

Figura 16 – Prova de carga



Fonte: BAHIA, (2012)

O carregamento da prova de carga seguiu a metodologia de carregamento lento, iniciando com uma carga de contato de 21,57 kN (2,2 tf), posteriormente uma carga de 98,07 kN (10 tf). Os seguintes carregamentos foram de 196,1 kN (20 tf), em

cada estágio, mantendo-se a carga até a estabilização dos deslocamentos, no mínimo com 30 minutos, conforme estipulado no item 5.3.2 da NBR 12131 (ABNT, 2006) para ensaios de carregamento lento. A carga final atingida foi de 1575,93 kN (160,7 tf) muito próximo a duas vezes a carga de trabalho, que é de 843,7 kN (86 tf), não sendo atingida a ruptura da estaca.

5.2 Métodos semi-empíricos

Foram adotados para os cálculos de previsão da capacidade de carga os três métodos semi-empírico apresentados no Capítulo 3, sendo eles: Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Vorcaro-Velloso. Destaca-se que o SPT utilizado como parâmetro para os cálculos foi o SP06, devido ao seu posicionamento próximo ao local da construção da estaca do teste para prova de carga. A variável L (comprimento), presente nos métodos, foi adotada como 13 metros e o dado de N_{SPT} do décimo terceiro metro, o qual não consta relatório SP06, por ter atingido o impenetrável antes da referida profundidade, foi utilizado com base no laudo de sondagem mista SM 1, com laudo apresentado no Anexo A.

Duas variáveis estão presentes nos três métodos de cálculo apresentados nesse trabalho, área da estaca ($0,1965 \text{ m}^2$) e perímetro da estaca ($1,5708 \text{ m}$), os quais foram calculados conforme Equações 11 e 12, a partir do diâmetro da estaca de $0,50 \text{ m}$.

$$A = \frac{\pi \times d^2}{4} \quad \text{Eq. 11}$$

$$P = 2 \times \pi \times r \quad \text{Eq. 12}$$

5.2.1 Aoki e Velloso (1975)

Para a utilização do método de Aoki e Velloso, foi adotado como N_{SPT} máximo o valor de 40.

O cálculo do N_{SPT} de ponta, foi calculado através da Equação 13, nela são necessários os valores de q_{ps} e q_{pi} . Para o cálculo de ambas, foi necessário o cálculo da região de influência na resistência de ponta, esses cálculos foram desenvolvidos segundo a Equação 14 e Equação 15, obtendo o valor de 3,5 para a área de influência

de q_{ps} e 1,75 para q_{pi} , ambos valores foram arredondados para cima e números inteiros, tendo como resultado final 4 para q_{ps} e 2 para q_{pi} .

$$Q_{p,ult} = \frac{q_{ps} + q_{pi}}{2} \quad \text{Eq. 13}$$

$$Aq_{ps} = 7 \times 0,5 \quad \text{Eq. 14}$$

$$Aq_{pi} = 3,5 \times 0,5 \quad \text{Eq. 15}$$

Como os quatro valores de N_{SPT} acima da base da estaca e os dois abaixo são superiores ao valor máximo de N_{SPT} aceitos pelo método, todos foram limitados ao máximo permitido (40). Os valores q_{ps} e q_{pi} , foram calculados nas Equações 16 e Equação 17, ambos obtiveram valor de 40. Com esses valores foi possível o cálculo de N_{SPT} de ponta, através da Equação 13, tendo assim, um valor de N_{SPT} de ponta de 40.

$$q_{ps} = \frac{40 + 40 + 40 + 40}{4} = 40 \quad \text{Eq. 16}$$

$$q_{pi} = \frac{40 + 40}{2} = 40 \quad \text{Eq. 17}$$

O κ utilizado na primeira parcela da equação foi obtido na Tabela 5, presente no Capítulo 3. Sendo a base da estaca apoiada em solo de silte arenoso, o valor de κ é corresponde a 500 KN/m². Os fatores F1 e F2, presentes na Tabela 6, dependem somente do tipo de estaca, para hélice contínua seus valores foram determinados como 3,0 e 3,8, respectivamente.

O solo estudado possui três variações de tipologia, para o SP06 analisado, sendo elas, argila arenosa, silte argiloso e silte arenoso. Para o cálculo da resistência lateral, cada camada foi calculada separadamente, com sua profundidade, as variáveis α e κ correspondentes, e o N_{SPT} médio ao longo da camada.

A primeira camada de solo é formada por argila arenosa, foram utilizados para essa tipologia do solo os parâmetros, segundo a Tabela 5, de κ como 440 KN/m² e α de 0,032. A profundidade da camada foi identificada com 1m e o N_{SPT} médio de 6.

A segunda camada de solo é constituída por silte argiloso, para κ e α foram utilizados os valores de 320 KN/m² e 0,036, respectivamente. A profundidade da camada era de 1m e o N_{SPT} médio de 8.

A última camada de solo é composta por silte arenoso, para κ o valor foi de 500 KN/m² e para α de 0,03. A profundidade da camada é de 10 m e o N_{SPT} médio de 30,6.

Com todos esses dados em posse, e substituindo na Equação 18, serão obtidos os valores de resistência de ponta, resistência lateral, resistência total da estaca.

$$Q_{ult} = A \cdot \frac{\kappa \cdot N}{F_1} + \frac{U}{F_2} \sum \Delta l \cdot \alpha \cdot \kappa \cdot N \quad \text{Eq. 18}$$

5.2.2 *Décourt-Quaresma (1996)*

Para a aplicação do método de Décourt-Quaresma, foi utilizado N_{SPT} mínimo de 3 e máximo de 50. O comprimento correspondente a variável L foi adotado como 13 m.

Foram calculados primeiramente os parâmetros N_p e N_l , pois não dependem do tipo de solo. Para o cálculo do fator N_p foi feita a média do N_{SPT} da base da estaca, e dos N_{SPT} superior e inferior, conforme Equação 19, obtendo o valor de N_p igual a 50. Para obter o valor de N_l foi necessário calcular o N_{SPT} médio ao longo de todo o fuste da estaca. De acordo com a Equação 20 o valor obtido para N_l foi de 30,58.

$$N_p = \frac{50 + 50 + 50}{3} = 50 \quad \text{Eq. 19}$$

$$N_l = \frac{6 + 8 + 14 + 13 + 18 + 21 + 44 + 43 + 50 + 50 + 50 + 50}{12} = 30,58 \quad \text{Eq. 20}$$

Os valores de α e β foram obtidos ao relacionar o tipo de fundação, hélice contínua, com o solo intermediário. A variável α foi adquirida na Tabela 9 e β na Tabela 10, ambos presentes no Capítulo 3. Sendo assim, os valores de α e β foram obtidos como 0,3 e 1, respectivamente.

A variável C é a única que depende unicamente do tipo de solo, seus valores estão listados nas Tabelas 7 e 8. Tendo na base da estaca o solo composto por silte argiloso e a escavação não utilizando lama bentonítica, para C foi utilizado o valor de 250 kNm², retirado da Tabela 7.

Com todas as variáveis da Equação 21 devidamente atribuídas e calculadas, foram obtidos através da primeira parcela da equação a resistência de ponta, e com a segunda parcela a resistência lateral, a soma das duas fornece a resistência última total da estaca.

$$Q_{ult} = \alpha \cdot C \cdot N_p A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad \text{Eq. 21}$$

5.2.3 Vorcaro-Velloso (2000)

Para o método Vorcaro-Velloso, Equação 22, o valor de máximo N_{SPT} é de 50. O método de Vorcaro-Velloso não fornece a resistência de ponta e lateral separadamente, a fórmula fornece unicamente a resistência total. Os parâmetros XP e XF são responsáveis por representar no cálculo as características da resistência lateral e de ponta da estaca.

$$Q_{EST} = e^{(1,96 \ln XP - 0,34 \ln XP \ln XF + 1,36 \ln XF)} \quad \text{Eq. 22}$$

O cálculo de XP foi fornecido pela Equação 23. Foram necessárias somente duas variáveis para obter o seu valor, a área e o N_{SPT} da ponta da estaca. A resistência de ponta N_{ponta} é de 50, obtendo assim como valor de XP 9,815.

$$XP = AN_{ponta} \quad \text{Eq. 23}$$

Para a variável XF , calculado conforme Equação 24, foram necessárias três variáveis, o perímetro da estaca, o N_{SPT} médio ao longo do fuste e a sua profundidade. O valor do perímetro corresponde ao mesmo calculado no método de Aoki, através da Equação 12, no valor de 1,508 m. O N_{fuste} foi adotado como 30,58, conforme calculado na Equação 21, e o comprimento da estaca foi adotado como 13 metros. Com as variáveis substituídas na formula chegou-se ao valor de XF como 624,46.

$$XF = U \sum N_{fuste} \Delta l \quad \text{Eq. 24}$$

5.3 Fator de Segurança

O método de Décourt-Quaresma apresenta fatores de segurança próprios para a aplicação do método após os cálculos, sendo a utilização do fator de segurança de 1,3 para a resistência lateral e 4 para a resistência de ponta.

A NBR 6122 (ABNT, 2010), especifica que é necessária a aplicação de um fator de segurança correspondente a 2,0 para a determinação da carga admissível. Ao fim do cálculo dos métodos de Aoki-Velloso, presente na Equação 18, Décourt-Quaresma, Equação 21 e Vorcaro-Velloso, Equação 22, todos foram submetidos ao fator de segurança especificado pela norma.

6 RESULTADOS

A seguir são apresentados os resultados obtidos pela estimativa da capacidade de carga da estaca hélice contínua. Os cálculos foram executados pelos métodos semi-empírico de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Vercaro-Velloso, seguindo as particularidades apresentadas no capítulo anterior.

Primeiramente serão apresentados os resultados sem a utilização de fator de segurança, posteriormente será aplicado fator de segurança ao resultado das resistências totais dos métodos, conforme item 5.3.

6.1 Prova de Carga

Os resultados atingidos na prova de carga e a previsão de carga de colapso da estrutura, segundo Van der Veen, estão apresentados na Tabela 11.

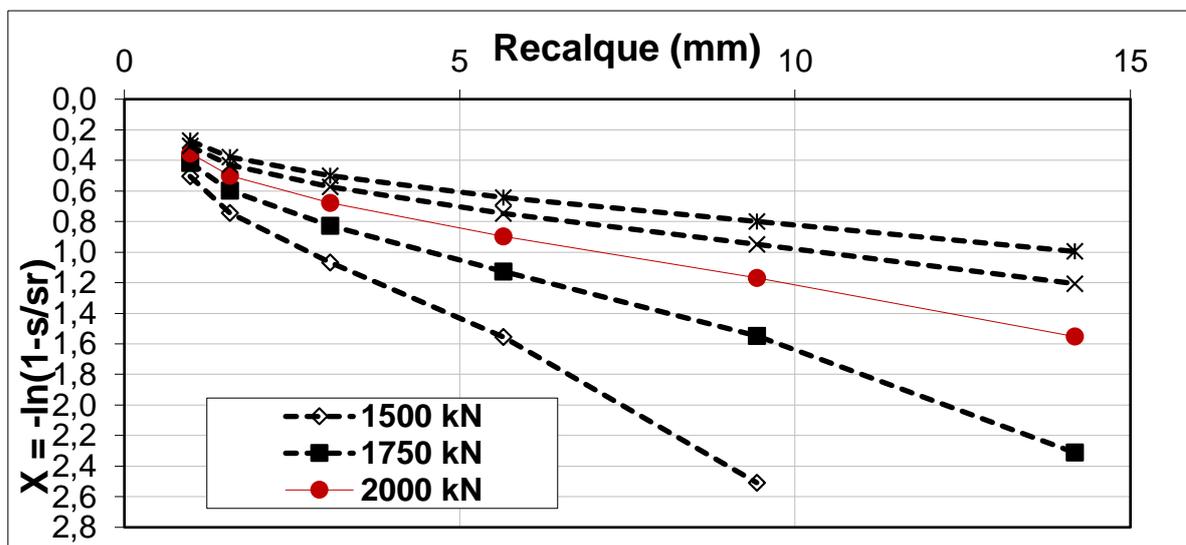
Tabela 11 – Resultado da prova de carga e método de Van der Veen

Método	Resistência
Prova de Carga	1575,93 KN
Van der Veen	2000 KN

Fonte: Próprio autor (2019)

Destaca-se que o ensaio não ocorreu até a ruptura da estaca, sendo o resultado de 2000 kN, obtido pelo método de Van der Veen, sendo uma estimativa da carga de ruptura da estaca ensaiada, conforme pode ser observado no Gráfico 1.

Gráfico 1 – Previsão de carga de rompimento segundo Van der Veen



Fonte: Fornecido pela empresa executora do ensaio (2011)

6.2 Aoki e Velloso (1975)

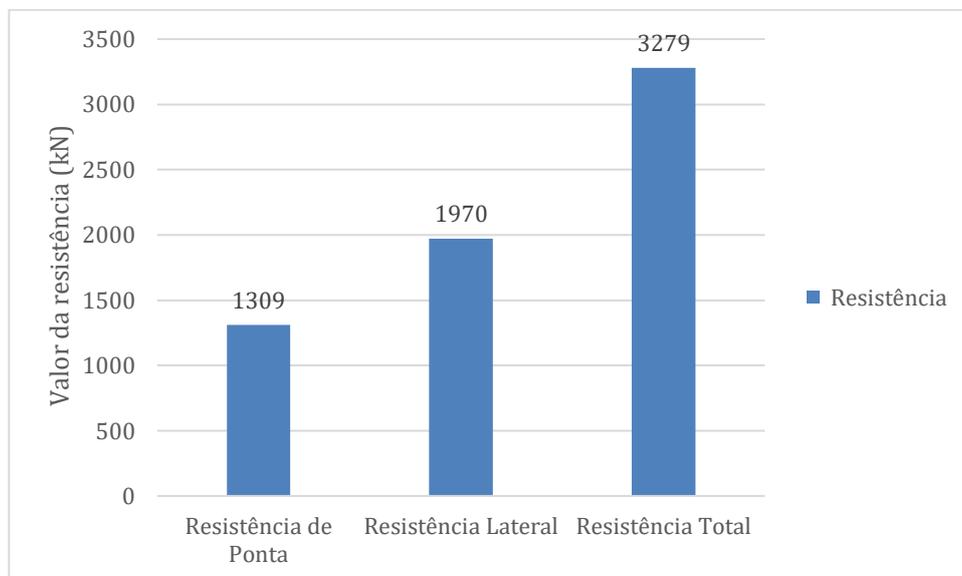
Para o método de Aoki-Velloso, os resultados de resistência de ponta, resistência lateral e resistência total são apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Resultado do método de Aoki e Velloso

Resistência	Aoki-Velloso
Resistência de Ponta	1309 KN
Resistência Lateral	1970 KN
Resistência Total	3279 KN

Fonte: Próprio autor (2019)

Gráfico 2 - Resistências do método de Aoki-Velloso



Fonte: Próprio autor (2019)

Na Tabela 12 e no Gráfico 2, observa-se que o valor de resistência lateral representa 60% da resistência total da estaca, enquanto a resistência de ponta representa o restante, 40%, destaca-se que os resultados se referem a resistência última, ou seja, sem a aplicação do fator de segurança.

6.3 Décourt-Quaresma (1996)

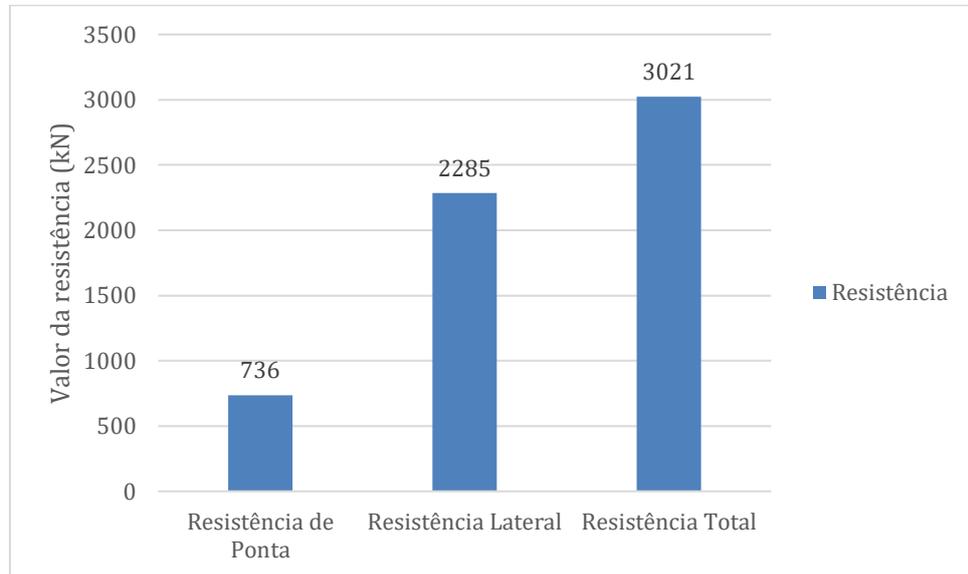
O método de Décourt-Quaresma, forneceu os seguintes resultados para resistência de ponta, resistência lateral e resistência total, conforme Tabela 13.

Tabela 13 - Resultado do método de Décourt-Quaresma

Resistência	Décourt-Quaresma
Resistência de Ponta	736 KN
Resistência Lateral	2285 KN
Resistência Total	3021 KN

Fonte: Próprio autor (2019)

Gráfico 3 - Resistências do método de Décourt-Quaresma



Fonte: Próprio autor (2019)

Como apresentado no Gráfico 3, grande parte da resistência estimada da estaca é suportada pela resistência lateral, aproximadamente 76%, tendo uma baixa influência da resistência de ponta, cerca de 24%, sendo esses resultados, referente a resistência última, sem aplicação do fator de segurança.

A Tabela 14 fornece os resultados com aplicação dos fatores de segurança indicados por Décourt-Quaresma e a Tabela 15, fornece o resultado com a aplicação do fator de segurança indicado pela norma.

Tabela 14 - Resultado do método de Décourt-Quaresma com Fator de Segurança indicado por Décorut

Resistência	Décourt-Quaresma
Resistência de Ponta	184
Resistência Lateral	1758
Resistência Total	1942

Fonte: Próprio autor (2019)

Tabela 15 - Resultado do método de Décourt-Quaresma com Fator de Segurança indicado pela norma.

Resistência	Décourt-Quaresma
Resistência Total	1510

Fonte: Próprio autor (2019)

Comparando os resultados da Tabela 14 e Tabela 15, é possível observar que o fator de segurança indicado pela norma se mostra cauteloso perante ao fator de segurança indicado por Décourt, apresentando uma diferença na resistência final de 431,36 kN de um resultado para o outro. Para quesito de comparação de resistências totais, foi adotado o menor valor, correspondente a aplicação do fator de segurança recomendado pela norma.

6.4 Vorcaro-Velloso (2000)

Para o método de Vorcaro-Velloso, a formulação apresenta somente a resistência total da estaca, seu resultado segue abaixo, representado na Tabela 16.

Tabela 16 - Resultado do método de Vorcaro-Velloso

Resistência	Vorcaro-Velloso
Resistência Total	3760 KN

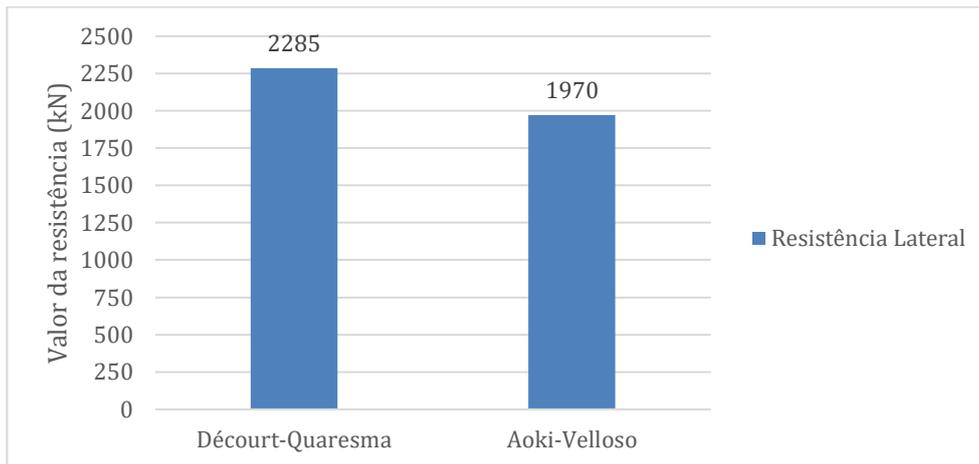
Fonte: Próprio autor (2019)

O valor apresentado na Tabela 16, corresponde a resistência última, ou seja, sem aplicação do fator de segurança.

6.5 Comparativo

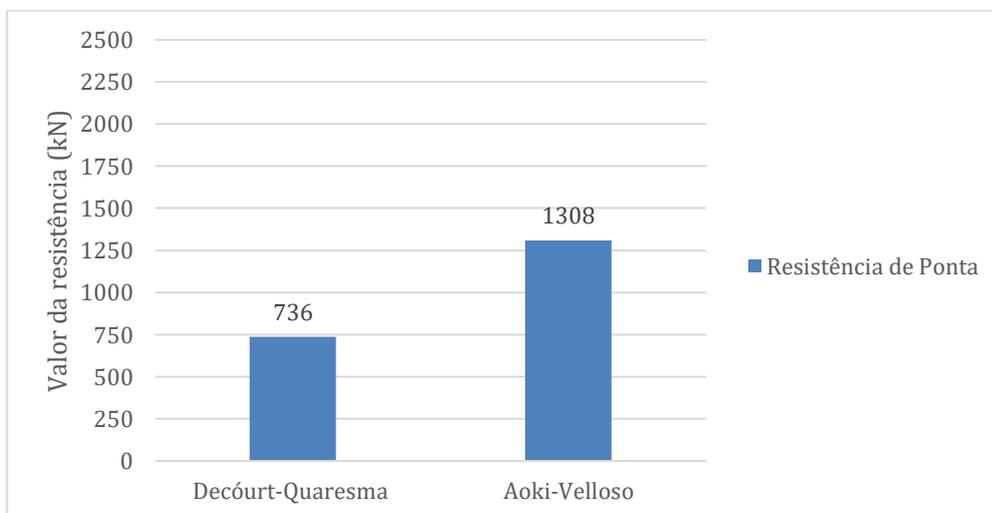
Os gráficos 4 e 5 apresentam os resultados das resistências laterais dos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma.

Gráfico 4 – Resistência lateral dos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma



Fonte: Próprio autor (2019)

Gráfico 5 – Resistência de Ponta dos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma

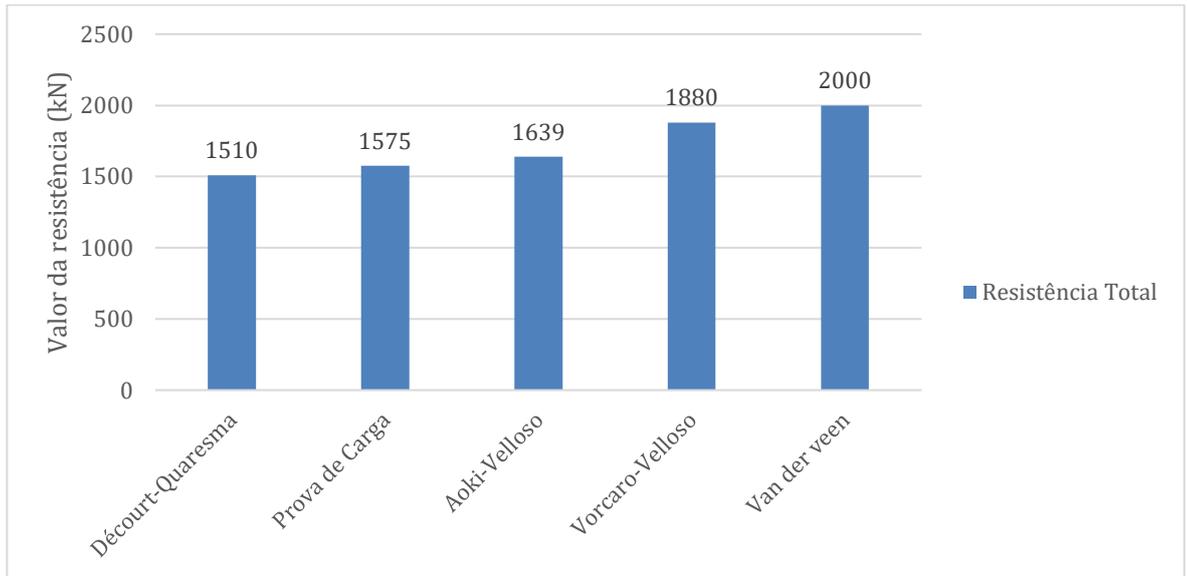


Fonte: Próprio autor (2019)

Mediante a todos os resultados obtidos nos métodos de cálculo semi empírico, pode-se observar, segundo os Gráfico 4 e 5, que o método de Aoki-Velloso, é o que apresenta um maior equilíbrio entre a resistência de ponta do solo e a resistência lateral, tendo em vista que no método de Décourt-Quaresma mais de 75% da resistência total advém da resistência lateral.

O Gráfico 6, apresenta os resultados dos métodos semi-empíricos com os fatores de segurança de 2,0 aplicado as resistências finais.

Gráfico 6 - Métodos semi-empíricos com fator de segurança



Fonte: Próprio autor (2019)

Ao aplicar o fator de segurança estipulado pela NBR 6122 (ABNT, 2010), é possível observar que todos os três métodos estão apresentando resultados abaixo da resistência máxima prevista pela estaca, de 2000 kN, sendo ainda assim, o método de Vorcaro-Velloso o que mais se aproxima desse valor, representando 94% da carga máxima estimada.

O método de Décourt-Quaresma, apresenta resistência máxima menor do que o valor atingido na prova de carga, sendo 76% do valor estimado por Van der Veen, para Aoki-Velloso esse percentual é de 82%.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As análises basearam-se nos métodos de Aoki-Velloso (1976), Décourt-Quaresma (1996), Vorcaro-Velloso (2000) e nos resultados obtidos da prova de carga.

O método de Aoki-Velloso apresentou maior distribuição da resistência total entre a resistência lateral e resistência de ponta. Quando observado as duas resistências, esse método pode não corresponder a distribuição real da capacidade de carga, pois as estacas são dimensionadas para absorver a maior parte da carga por atrito lateral, onde por esse motivo, não há a limpeza da base após a perfuração.

É o método que apresenta formulação mais completa, tendo uma análise da resistência lateral, a cada camada diferente do solo. Comparando com a previsão de Van der Veen, atingiu uma previsão de carga de aproximadamente 82% do valor da capacidade de carga admissível, sendo o Aoki-Velloso, dentre os três métodos, o que apresentou o melhor resultado de resistência última.

Diferente do método de Aoki-Velloso, o método de Décourt-Quaresma destaca-se pela grande diferença entre a distribuição da resistência lateral e resistência de ponta, esperado para esse tipo de fundação.

A resistência estimada calculada pelo método mostrou que a resistência lateral é a mais influente na resistência total da estaca, possuindo aproximadamente 75% da resistência total. A análise do solo é realizada por meio de uma uniformização de toda a profundidade.

Ao analisar o valor final, junto com a capacidade de carga da estaca, esse método se mostra um pouco conservador, apresentando resultado da resistência total inferior ao valor aplicado na prova de carga, atingindo uma resistência de 76% da resistência estimada por Van der Veen.

A metodologia de Vorcaro-Velloso, entre as três análises, foi a que atingiu o maior valor de resistência total, próximo de duas vezes e meia o valor da resistência da prova de carga e muito próximo de duas vezes o valor do método de Van der Veen. Devido a sua formulação não levar em consideração o tipo de solo, somente as características da estaca e o N_{SPT} obtido, é o método que demonstra ser mais frágil e suscetível à problemas de previsões de carga, pelo menos, quando considerado a

equação formulada para fundação do tipo hélice contínua. Com relação ao fator de segurança, foi o método que mais se aproximou do valor estimado de Van der Veen.

Comparando os valores obtidos dos três métodos antes e após aplicação do fator de segurança, e com os valores obtidos na prova de carga, foi possível observar que nenhum dos métodos semi-empíricos fornece por si só, uma previsão de carga próximo da realidade, sendo o fator de segurança, de 2,0, atribuído pela NBR 6122 (ABNT, 2010), no item 6.2.1.2.1, o que torna possível que projetos sejam criados utilizando os três métodos semi-empíricos citados nesse trabalho.

A execução da prova de carga, se mostra o método mais seguro para verificação das condições reais da fundação projetada e do comportamento do solo, sendo estipulado, inclusive, pela NBR 6122 (ABNT, 2010), algumas situações onde a execução do ensaio se torna obrigatória.

Para o estudo de caso, todos os três métodos apresentaram resultados em que a carga de projeto de 843,7 KN, estaria suficientemente segura. O risco estaria ao projetar para os valores das resistências sem aplicação de fator de segurança.

Vale também ponderar que as comparações estão sendo feitas através de um método de previsão de carga de rompimento, visto que o teste de prova de carga não foi executado até atingir o colapso do elemento de fundação.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ: 2006, 8 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, RJ: 2010, 91 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ: 2001, 17 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e Solos. Rio de Janeiro, RJ: 2001, 17 p.
- BAHIA, G. de A. D. **Avaliação do desempenho de fundações em edificações no DF com a utilização de técnicas de interação solo-estrutura**. 266 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2015.
- Bahia, G. A. D. (2012). **ANÁLISE DO DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES DURANTE A CONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIOS**. Projeto de Pesquisa de Iniciação Científica, UniCEUB, p. 66.
- BERBERIAN, Dickran. **Engenharia de fundações**. 35. Ed. Brasília: Editora UNB, 2012.
- CARVALHO, Mauricio D.D. **Análise comparativa entre fundações superficiais tipo sapata isolada e radier liso em obra de edificação**. 2015. Trabalho de conclusão de curso. Faculdade Santa Rita - FaSar
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina dos Textos, 2010.
- Conheça melhor o que são as “fundações” no ramo da construção civil. Disponível em: <<https://civilizacaoengenheira.wordpress.com/2016/10/31/conheca-melhor-o-que-sao-as-fundacoes-no-ramo-da-construcao-civil/>> - Acessado em 24 de junho de 2019.
- DAS, B. D. **Princípios de engenharia de fundações**. São Paulo: Cengage Learning, 2016.
- FARIAS, Rideci; PARANHOS, Haroldo. **Notas de aula de engenharia de fundações**. Brasília, 2018.
- MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, Fernando. **Patologia das fundações**. São Paulo: Oficina dos Textos, 2013.
- PEREIRA, Caio. Sapatas de fundação. Escola Engenharia, 2016. Disponível em: <<https://www.escolaengenharia.com.br/sapatas-de-fundacao/>>. Acessado em: 26 de junho de 2019.
- PEREIRA, Caio. Sapatas de fundação. Escola Engenharia, 2016. Disponível em: <<https://www.escolaengenharia.com.br/estaca-raiz/>>. Acessado em: 26 de junho de 2019.
- Relatório da ONU mostra população mundial cada vez mais urbanizada, mais de metade vive em zonas urbanizadas ao que se podem juntar 2,5 mil milhões em 2050. ONRIC. Disponível em: <<https://www.unric.org/pt/actualidade/31537-relatorio-da-onu-mostra>>

populacao-mundial-cada-vez-mais-urbanizada-mais-de-metade-vive-em-zonas-urbanizadas-ao-que-se-podem-juntar-25-mil-milhoes-em-2050>. Acessado em: 01 julho 2019.

RUBIN, Arthur B. **Previsão da capacidade de carga de estacas do tipo hélice contínua**. 2016. Trabalho de conclusão de curso – UFSM, Rio Grande do Sul.

Sapata isolada. Disponível em: <https://www.fazfacil.com.br/wp-content/uploads/2012/06/sapatas_uepg.gif> Acessado em: 20 de junho 2019.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações**: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina dos Textos, 2010.

ANEXOS

ANEXO A

Anexo A.1 – Relatório de sondagem SP1

FURO
SP 01

Profundidade (m)	Número da amostra	Nível D'água (m)	Soma do número de golpes		RESIST. À PENETRAÇÃO DO BARRILHETE TIPO SPT		Perfil Geológico	DESCRIÇÃO DO MATERIAL			
			1º+2º	2º+3º	PRIMEIROS 15 cm			DESCRÇÃO TÁCTIL VISUAL			
					ULTIMOS 30 cm						
					GRÁFICO DO N.º GOLPES						
					10	20	30	40	50		
-1,00	0									Silte pouco argiloso variegado com pedregulho	
-2,00	1		40	35						Silte arenoso variegado com pedregulho	
-3,00	2		6	6						Silte arenoso roxo com pedregulho	
-4,00	3		6	6						Silte arenoso roxo com pedregulho	
-5,00	4		12	14						Silte arenoso roxo	
-6,00	5		12	14						Silte arenoso roxo	
-7,00	6		25	26						Silte arenoso roxo	
-8,00	7		32	31						Silte arenoso variegado	
-9,00	8		41	40						Silte arenoso variegado	
-10,00	9		44	42						Silte arenoso variegado	
-11,00	10		46	45						Silte arenoso variegado	
-11,45	11		49	49						Silte arenoso variegado	
	12										
	13										
	14										
	15										
	16										
	17										
	18										
	19										

ENSAIO LAVAGEM (MIN.)	10	20	30
AVANÇO A CADA 10 MIN. (mm)			

MEDIDAS DE NÍVEL D'ÁGUA			
DATA	HORA	N.A. (m)	Prof.Furo
26/03/10		-2,10	-11,45

CIDADE:		INICIO:	26/03/10	COTA DO FURO:
ÁGUAS CLARAS/DF		TÉRMINO:	26/03/10	
INÍCIO LAVAGEM:	COMP. REVESTIMENTO:	108,50		

OBSERVAÇÃO:		
A sondagem foi interrompida na cota -11,45 pois não avançava mais pelo processo de lavagem, ou seja, impenetrável a percussão.		

ORDEM DE SERVIÇO	NÚMERO DO RELATÓRIO	VISTO
075/10	075/10	
		APROVADO

Anexo A.2 – Relatório de sondagem SP2

FURO
SP 02

Profundidade (m)	Número da amostra	Nível D'água (m)	Soma do número de golpes		RESIST. A PENETRAÇÃO DO BARRILHETE TIPO SPT					Perfil Geológico	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
					PRIMEIROS 15 cm		ULTIMOS 30 cm				DESCRIÇÃO TÁCTIL VISUAL	
					1°+2°	2°+3°	10	20	30			40
-1,00	0										Argila siltosa vermelha	
-2,00	1		31	30							Silte arenoso variegado	
-3,00	2		7	8							Silte arenoso roxo com pedregulho	
-4,00	3		7	9							Silte arenoso roxo com pedregulho	
-5,00	4		14	17							Silte arenoso roxo	
-6,00	5		16	21							Silte arenoso roxo	
-7,00	6		26	30							Silte arenoso variegado	
-8,00	7		37	40							Silte arenoso variegado	
-9,00	8		44	45							Silte arenoso variegado	
-10,00	9		47	46							Silte arenoso variegado	
-11,00	10		49	47							Silte arenoso variegado	
-11,45	11		51	52							Silte arenoso variegado	
-12,00	12											
-13,00	13											
-14,00	14											
-15,00	15											
-16,00	16											
-17,00	17											
-18,00	18											
-19,00	19											

ENSAIO LAVAGEM (MIN.)	10	20	30
AVANÇO A CADA 10 MIN. (mm)			

MEDIDAS DE NÍVEL D'ÁGUA			
DATA	HORA	N.A. (m)	Prof. Furo
26/03/10		-2,10	-11,45

OBSERVAÇÃO:
A sondagem foi interrompida na cota -11,45 pois não avançava mais pelo processo de lavagem, ou seja, impenetrável a percussão.

CIDADE: ÁGUAS CLARAS/DF
 INÍCIO: 26/03/10
 TÉRMINO: 26/03/10
 INÍCIO LAVAGEM: COMP. REVESTIMENTO: 106,70
 COTA DO FURO: 106,70

ORDEM DE SERVIÇO	NÚMERO DO RELATÓRIO	VISTO
075/10	075/10	
		APROVADO

Anexo A.3 – Relatório de sondagem SP3

FURO
SP 03

Profundidade (m)	Número da amostra	Nível D'água (m)	Soma do número de golpes		RESIST. À PENETRAÇÃO DO BARRILHETE TIPO SPT		Perfil Geológico	DESCRIÇÃO DO MATERIAL
			1ª+2ª	2ª+3ª	PRIMEIROS 15 cm	ULTIMOS 30 cm		
-1,00	0							Silte argiloso vermelho com pedregulho
-2,00	1		11	12				Silte argiloso vermelho com pedregulho
-3,00	2		5	5				Silte argiloso vermelho
-4,00	3		6	6				Silte arenoso variegado
-5,00	4		11	13				Silte arenoso variegado
-6,00	5		21	24				Silte arenoso roxo com veios variegados
-7,00	6		42	50				Silte arenoso roxo com veios variegados
-8,00	7		45	54				Silte arenoso roxo com veios variegados
-9,00	8		53	58				Silte arenoso roxo com veios variegados
-10,00	9		57	60				Silte arenoso roxo
-10,45	10		61	62				Silte arenoso roxo
	11							
	12							
	13							
	14							
	15							
	16							
	17							
	18							
	19							

ENSAIO LAVAGEM (MIN.)	10	20	30
AVANÇO A CADA 10 MIN. (mm)			

MEDIDAS DE NÍVEL D'ÁGUA			
DATA	HORA	N.A. (m)	Prof. Furo
27/03/10		-2,70	-10,45

CIDADE: ÁGUAS CLARAS/DF			INÍCIO: 27/03/10	COTA DO FURO: 104,13
INÍCIO LAVAGEM:			TÉRMINO: 27/03/10	
COMP. REVESTIMENTO:				

ORDEM DE SERVIÇO	NÚMERO DO RELATÓRIO	VISTO
075/10	075/10	
		APROVADO

OBSERVAÇÃO:
A sondagem foi interrompida na cota -10,45 pois não avançava mais pelo processo de lavagem, ou seja, impenetrável a percussão.

Anexo A.4 – Relatório de sondagem SP4

FURO
SP 04

Profundidade (m)	Número da amostra	Nível D'água (m)	Soma do número de golpes		RESIST. A PENETRAÇÃO DO BARRILHETE TIPO SPT					Perfil Geológico	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
					PRIMEIROS 15 cm		ULTIMOS 30 cm				DESCRIÇÃO TÁCTIL VISUAL	
					1º+2º	2º+3º	GRÁFICO DO N.º GOLPES					
10	20	30	40	50								
-1,00	0										Argila arenosa variegado com pedregulho	
-2,00	1		2	2							Argila arenosa variegado com pedregulho	
-3,00	2		3	5							Silte arenoso variegado	
-4,00	3		5	6							Silte arenoso variegado com cascalho	
-5,00	4		9	12							Silte arenoso variegado com cascalho	
-6,00	5		14	13							Silte argiloso vermelho com pedregulho	
-7,00	6		9	10							Silte arenoso roxo com veios variegados	
-8,00	7		21	29							Silte arenoso roxo com veios variegados	
-9,00	8		33	36							Silte arenoso roxo com veios variegados	
-10,00	9		39	43							Silte arenoso roxo com veios variegados	
-11,00	10		50	51							Silte arenoso roxo com veios variegados	
-12,00	11		53	55							Silte arenoso roxo com veios variegados	
-12,45	12		57	60							Silte arenoso roxo com veios variegados	
	13											
	14											
	15											
	16											
	17											
	18											
	19											

ENSAIO LAVAGEM (MIN.)	10	20	30
AVANÇO A CADA 10 MIN. (mm)			

MEDIDAS DE NÍVEL D'ÁGUA			
DATA	HORA	N.A. (m)	Prof. Furo
27/03/10		-3,60	-12,45

OBSERVAÇÃO:		
A sondagem foi interrompida na cota -12,45 pois não avançava mais pelo processo de lavagem, ou seja, impenetrável a percussão.		

CIDADE:	INÍCIO: 27/03/10	COTA DO FURO:
ÁGUAS CLARAS/DF	TÉRMINO: 27/03/10	
INÍCIO LAVAGEM:	COMP. REVESTIMENTO:	100,44

ORDEM DE SERVIÇO	NÚMERO DO RELATÓRIO	VISTO
075/10	075/10	
		APROVADO

Anexo A.5 – Relatório de sondagem SP5

FURO
SP 05

Profundidade (m)	Número da amostra	Nível D'água (m)	Soma do número de golpes			RESIST. À PENETRAÇÃO DO BARRILHETE TIPO SPT		Perfil Geológico	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
			1º+2º	2º+3º	GRÁFICO DO N.º GOLPES		DESCRÇÃO TÁCTIL VISUAL			
					PRIMEIROS 15 cm	ULTIMOS 30 cm				
			10	20	30	40	50			
-1,00	0								Argila arenosa amarelo com pedregulho	
-2,00	1		8	7					Argila arenosa amarelo com tapiocanga	
-3,00	2		11	15					Argila arenosa amarelo com cascalho	
-4,00	3		24	24					Cascalho vermelho	
-5,00	4		27	29					Silte arenoso variegado com cascalho	
-6,00	5		35	33					Silte argiloso vermelho com pedregulho	
-7,00	6		40	41					Silte arenoso roxo com veios variegados	
-8,00	7		47	46					Silte arenoso roxo com veios variegados	
-9,00	8		50	50					Silte arenoso roxo com veios variegados	
-10,00	9		52	52					Silte arenoso roxo com veios variegados	
-10,45	10		54	53					Silte arenoso roxo com veios variegados	
	11									
	12									
	13									
	14									
	15									
	16									
	17									
	18									
	19									

ENSAIO LAVAGEM (MIN.)	10	20	30
AVANÇO A CADA 10 MIN. (mm)			

MEDIDAS DE NÍVEL D'ÁGUA			
DATA	HORA	N.A. (m)	Prof. Furo
28/03/10		-2,90	-10,45

CIDADE: ÁGUAS CLARAS/DF			INÍCIO: 28/03/10	COTA DO FURO: 101,17
INÍCIO LAVAGEM:		COMP. REVESTIMENTO:	TÉRMINO: 28/03/10	

ORDEM DE SERVIÇO	NÚMERO DO RELATÓRIO	VISTO
075/10	075/10	
		APROVADO

OBSERVAÇÃO:
A sondagem foi interrompida na cota -10,45 pois não avançava mais pelo processo de lavagem, ou seja, impenetrável a percussão.

Anexo A.6 – Relatório de sondagem SP6

FURO
SP 06

Profundidade (m)	Número da amostra	Nível D'água (m)	Soma do número de golpes		RESIST. A PENETRAÇÃO DO BARRILHETE TIPO SPT		Perfil Geológico	DESCRIÇÃO DO MATERIAL
			1º+2º	2º+3º	PRIMEIROS 15 cm	ULTIMOS 30 cm		
			GRÁFICO DO N.º GOLPES					10 20 30 40 50
-1,00	0							Argila arenosa vermelho com cascalho
-2,00	1		6	6				Argila arenosa vermelho com cascalho
-3,00	2		7	8				Silte argiloso vermelho
-4,00	3		13	14				Silte arenoso variegado
-5,00	4		12	13				Silte arenoso variegado
-6,00	5		16	18				Silte arenoso variegado
-7,00	6		19	21				Silte arenoso roxo com veios variegados
-8,00	7		34	44				Silte arenoso roxo com veios variegados
-9,00	8		37	43				Silte arenoso roxo com veios variegados
-10,00	9		50	55				Silte arenoso roxo com veios variegados
-11,00	10		59	61				Silte arenoso roxo com veios variegados
-11,45	11		61	62				Silte arenoso roxo com veios variegados
	12							
	13							
	14							
	15							
	16							
	17							
	18							
	19							

ENSAIO LAVAGEM (MIN.)	10	20	30
AVANÇO A CADA 10 MIN. (mm)			

MEDIDAS DE NÍVEL D'ÁGUA			
DATA	HORA	N.A. (m)	Prof. Furo
28/03/10		-2,10	-11,45

OBSERVAÇÃO: A sondagem foi interrompida na cota -11,45 pois não avançava mais pelo processo de lavagem, ou seja, impenetrável a percussão.			
---	--	--	--

CIDADE:	INÍCIO: 28/03/10	COTA DO FURO:
ÁGUAS CLARAS/DF	TÉRMINO: 28/03/10	
INÍCIO LAVAGEM:	COMP. REVESTIMENTO:	101,50

ORDEM DE SERVIÇO	NÚMERO DO RELATÓRIO	VISTO
075/10	075/10	
		APROVADO

Anexo A.7 – Relatório de sondagem SM01

Câmara		RV Cota 100,00m arbitrada na superfície do meio fio										Barileta/Revestimento BX		Comprimento do Revestimento: 18,00m									
		Cota da Boca do Furo = 98,87m										Análise Nº		Início: 25/10/2010 Término: 28/10/2010									
		Gráfico										Lempol		CLASSIFICAÇÃO									
		SPT										Freatico		* Classificação de Rocha conforme recomendações da ABGE (1990) ver Barberian (2005)									
		BX										Mergulho		Ciment		Folho		Espessura		Folho		Folho	
-1,00												01	-	-	-	-	0,0%	Canga Laterítica, Argilosa, Vermelha, Úmida					
-2,00	23 /30											02	-	-	-	-	0,0%	Canga Laterítica, Argilosa, Vermelha, Úmida, MEDIANAMENTE COMPACTA.					
-3,00	25 /30											03	-	-	-	-	0,0%	Canga Laterítica, Argilosa, Vermelha, Úmida, MEDIANAMENTE COMPACTA.					
-4,00	4 /30											04	-	-	-	-	0,0%	Argila Silteosa, Vermelha, Úmida, MOLE.					
-5,00	7 /30											05	-	-	-	-	0,0%	Siltos muito Argiloso, Vermelho, Submerso, MÉDIO.					
-6,00	6 /30											06	-	-	-	-	0,0%	Siltos pouco Argiloso, Vermelho, Submerso, MÉDIO.					
-7,00	11 /30											07	-	-	-	-	0,0%	Siltos pouco Argiloso, Vermelho, Submerso, RUO.					
-8,00	34 /30											08	-	-	-	-	0,0%	Siltos, Roxos, Submerso, DURO.					
-9,00	37 /30											09	-	-	-	-	0,0%	Siltos, Roxos, Submerso, DURO.					
-10,00	50 /20											10	-	-	-	-	0,0%	Siltos, Roxos, Submerso, MUITO DURO.					
-11,00	50 /25											11	-	-	-	-	0,0%	Siltos, Roxos, Submerso, MUITO DURO.					
-12,00	50 /14											12	-	-	-	-	0,0%	Siltos, Roxos, Submerso, MUITO DURO.					
-13,00	50 /12											13	-	-	-	-	0,0%	Siltos, Roxos, Submerso, MUITO DURO.					
-14,00	50 /10											14	-	-	-	-	0,0%	Siltos, Roxos, Submerso, MUITO DURO.					
-15,00	50 /08											15	-	-	-	-	0,0%	Siltos, Roxos, Submerso, MUITO DURO.					
-16,00	50 /12											16	-	-	-	-	0,0%	Siltos, Roxos, Submerso, MUITO DURO.					
-17,00	50 /10											17	-	-	-	-	0,0%	Siltos, Roxos, Submerso, MUITO DURO.					
-18,00	50 /07											18	-	-	-	-	0,0%	Siltos, Roxos, Submerso, MUITO DURO.					
-19,00	50 /11											19											
-20,00												20											
-21,00												21											

Final da Sondagem Mista Ø BX = 18,11m		1ª leitura nível d'água: a 3,90m às 17:00h em 28/10/2010
		2ª leitura nível d'água: a 3,60m às 08:20h em 03/11/2010

ANEXO B

1. Cálculo da área e perímetro

$$A = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times 0,5^2}{4} = 0,1963m^2 \quad \text{Eq. 25}$$

$$P = 2 \times \pi \times r = 2 \times \pi \times 0,25 = 1,5708m \quad \text{Eq. 26}$$

2. Método Aoki-Velloso

$$Q_{ult} = A \cdot \frac{\kappa \cdot N}{F_1} + \frac{U}{F_2} \sum \Delta l \cdot \alpha \cdot \kappa \cdot N \quad \text{Eq. 27}$$

$$Q_{p,ult} = \frac{q_{ps} + q_{pi}}{2} \quad \text{Eq. 28}$$

$$q_{ps} = 7 \times 0,5 = 3,5 \quad \text{Eq. 29}$$

$$q_{pi} = 3,5 \times 0,5 = 1,75 \quad \text{Eq. 30}$$

$$q_{ps} = \frac{40 + 40 + 40 + 40}{4} = 40 \quad \text{Eq. 31}$$

$$q_{pi} = \frac{40 + 40}{2} = 40 \quad \text{Eq. 32}$$

$$Q_{p,ult} = \frac{40 + 40}{2} = 40 \quad \text{Eq. 33}$$

$$Q_{ult} = 0,1963 \cdot \frac{500 \cdot 40}{3,0} + \frac{1,5708}{3,8} \sum 0,032 \cdot 440 \cdot 6 \cdot 1 + 0,036 \cdot 320 \cdot 8 \cdot 1 + 0,03 \cdot 500 \cdot 10 \cdot 30,6 \quad \text{Eq. 34}$$

$$Q_{p,ult} = 1308,67 \text{ kn} \quad \text{Eq. 35}$$

$$Q_{l,ult} = 1970,38 \text{ kn} \quad \text{Eq. 36}$$

$$Q_{total} = 3279,05 \text{ kn} \quad \text{Eq. 37}$$

3. Método Decourt-Quaresma

$$Q_{ult} = \alpha \cdot C \cdot N_p A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad \text{Eq. 38}$$

$$N_p = \frac{50 + 50 + 50}{3} = 50 \quad \text{Eq. 39}$$

$$N_l = \frac{6 + 8 + 14 + 13 + 18 + 21 + 44 + 43 + 50 + 50 + 50 + 50}{12} = 30,58 \quad \text{Eq. 40}$$

$$Q_{ult} = 0,3 \times 250 \times 50 \times 0,1963 + 1 \times 10 \times \left(\frac{30,58}{3} + 1 \right) \times 1,5708 \times 13 \quad \text{Eq. 41}$$

$$Q_{p,ult} = 736,13 \text{ kn} \quad \text{Eq. 42}$$

$$Q_{l,ult} = 2285,72 \text{ kn} \quad \text{Eq. 43}$$

$$Q_{total} = 3021,85 \text{ kn} \quad \text{Eq. 44}$$

4. Método Vorcaro-Velloso

$$Q_{EST} = e^{(1,96 \ln XP - 0,34 \ln XP \ln XF + 1,36 \ln XF)} \quad \text{Eq. 45}$$

$$XP = AN_{ponta} ; XF = U \sum N_{fuste} \Delta l \quad \text{Eq. 46}$$

$$XP = 0,1963 * 50 = 9,815 \quad \text{Eq. 47}$$

$$XF = 1,5708 \sum (30,58) 13 = 624,46 \quad \text{Eq. 48}$$

$$Q_{EST} = e^{(1,96 \ln 9,815 - 0,34 \ln 9,815 \ln 624,46 + 1,36 \ln 624,46)} \quad \text{Eq. 49}$$

$$Q_{EST} = e^{8,23} \quad \text{Eq. 50}$$

$$Q_{EST} = 3760,07 \text{ Kn} \quad \text{Eq. 51}$$