



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO
TOCANTINS CAMPUS PALMAS

WESLEY LIMA REGO

COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA OBTENÇÃO DA
CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO DE ACORDO COM ENSAIO DE CARGA
ESTÁTICA

Palmas – TO

2018



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO
TOCANTINS CAMPUS PALMAS

WESLEY LIMA REGO

COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA OBTENÇÃO DA
CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO DE ACORDO COM ENSAIO DE CARGA
ESTÁTICA

Trabalho de conclusão de curso apresentado como requisito parcial para obtenção do Título de Engenheiro Civil do curso Superior de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia, *Campus Palmas*.

Orientador: Prof. Me. Edivaldo Alves dos Santos

Palmas – TO

2018

Rego, Wesley Lima

Comparação dos métodos semiempíricos para obtenção da capacidade de carga do solo de acordo com ensaio de carga estática / Wesley Lima Rego – Palmas, 2018. 72 f.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil do curso) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins - Campus Palmas, 2018.

Orientador: Prof. Me. Edivaldo Alves dos Santos

1. Fundação 2. Métodos semiempíricos 3. Capacidade de carga
I. Análise comparativa dos métodos semiempíricos para obtenção da capacidade de carga do solo de acordo com ensaio de carga estática

WESLLEY LIMA REGO

**COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA OBTENÇÃO DA
CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO DE ACORDO COM ENSAIO DE CARGA
ESTÁTICA**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Coordenação do Curso de Engenharia Civil do
Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia - *Campus Palmas*, como exigência
à obtenção do grau em bacharel em Engenharia
Civil.

Aprovado em: ____/____/____

BANCA AVALIADORA

Me. Edivaldo Alves dos Santos (Orientador)

IFTO – *Campus Palmas*

Me. Flávio da Silva Ornelas

IFTO – *Campus Palmas*

Dr. Flávio Roldão de Carvalho Lelis

IFTO – *Campus Palmas*

DEDICATÓRIA

A minha família que sempre me apoiou, meus pais, Paulo e Eunice, as minhas irmãs, Paula e Maria Eduarda, e as minhas queridas avós que sempre sonharam com este momento.

AGRADECIMENTOS

A Deus por ter minha guiado em toda minha caminhada, ter me dado saúde e forças para superar todas as dificuldades que passei durante minha jornada até aqui.

A esta instituição de ensino, seu corpo docente, direção e administração que me proporcionaram um ambiente agradável para os estudos e por todo suporte que me foi oferecido.

Ao meu orientador professor Me. Edivaldo Alves dos Santos, pelo suporte que me ofertou, correções e incentivos desde o início deste curso.

Aos meus pais, pelo amor e incentivo, estes foram peças fundamentais para meu crescimento pessoal e profissional. As minhas irmãs e minhas avós que sempre acreditaram e apoiaram a realização deste sonho.

Aos meus queridos amigos e parceiros de curso, pelos momentos de alegria e descontração. Aos meus amigos do GOU Lírio do Vale por me fazerem partilhar da palavra de Deus dentro da universidade.

A todos que contribuíram direta ou indiretamente para que eu chegasse até aqui, minha eterna gratidão.

*A mente que se abre a uma nova ideia jamais
voltará ao seu tamanho original.*

Albert Einstein

RESUMO

Para a elaboração de um projeto de fundações, faz-se necessário o estudo do substrato do solo da obra, assim, deve-se realizar a sondagem do terreno e a partir do laudo de sondagem é que se realiza o dimensionamento da fundação. Para casos da utilização de fundações do tipo indireta ou profunda, a NBR 6122 (ABNT, 2010) recomenda a execução de ensaios de prova de carga a partir de determinada quantidade de elementos para a comparação da carga admissível utilizada no dimensionamento e da real carga admissível do solo. A recomendação é de que este ensaio seja realizado ainda na fase de projeto, para que primeiramente seja executado um elemento e realizado o ensaio, assim, pode-se avaliar se a capacidade de carga adotada foi satisfatória e caso necessário pode-se realizar alterações no projeto. O presente trabalho objetiva determinar o método semiempírico de obtenção da carga do solo que mais se adequa ao solo de uma obra real. Este apresenta um estudo de caso onde foi realizada a comparação dos métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Velloso com os resultados obtidos através do ensaio de carga estática disposto na NBR 12131 (ABNT, 2006). De posse do laudo de sondagem SPT e do laudo do ensaio de carga estática foi possível avaliar dentre os métodos aquele mais adequado para o solo da obra e foi possível assim, realizar uma análise quanto ao método utilizado pelo projetista de fundação do edifício. Com o resultado deste estudo, obteve-se na comparação, que o método elaborado por Aoki-Velloso apresentou o valor mais próximo ao encontrado no ensaio de carga estática. Dessa forma, este seria o mais adequado para ser utilizado no projeto de fundações do edifício. Neste caso, a capacidade de carga adotada para os elementos executados em obra foi inferior ao valor encontrado no ensaio, o que gerou um projeto com número de estacas e profundidade maiores que o necessário. De posse do método, e posteriormente do dimensionamento dos elementos de fundação, produziu-se ao fim deste trabalho o projeto de fundações da obra.

Palavras-chave: Fundação. Métodos semiempíricos. Capacidade de carga.

ABSTRACT

For the preparation of a foundation project, it is necessary to study the substrate of the soil of the work, so, one must carry out the soil survey and from the survey report it is done the sizing of the foundation. For the use of foundations of the indirect or deep type, the NBR 6122 (ABNT, 2010) recommends the execution of load test tests from a certain amount of elements for the comparison of the permissible load used in the design and the actual allowable load from soil. The recommendation is that this test is still carried out in the design phase, so that an element is executed first and the test performed, so that one can evaluate if the load capacity was satisfactory and if necessary one can make changes in the project. The present work aims to determine the semi - empirical method of obtaining the soil load that best suits the soil of a real work. This paper presents a case study comparing the Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma and Velloso methods with the static load test in NBR 12131 (ABNT, 2006). With the SPT survey report and the static load test report, it was possible to evaluate among the methods the one most suitable for the work site and it was possible to carry out an analysis of the method used by the foundation designer of the building. With the result of this study, it was obtained in the comparison, that the method elaborated by Aoki-Velloso presented the closest value to that found in the test of static load. In this way, this would be the most suitable to be used in the design of building foundations. In this case, the load capacity adopted for the elements executed on site was lower than the value found in the test, which generated a project with a number of stakes and depth greater than necessary. With the method, and afterwards the dimensioning of the foundation elements, the project of foundations of the work was produced at the end of this work

Keywords: Foundation. Semiempirical methods. Load capacity.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Equipamentos do ensaio SPT	19
Figura 2 - Representação do aumento gradativo do carregamento sobre a estaca	22
Figura 3 - Exemplo de curva carga x recalque	32
Figura 4 - Aparelhagem do ensaio de carga estática	33
Figura 5 – Laudo da sondagem 01	36
Figura 6 - Laudo de sondagem 02	37
Figura 7 - Planta de carga da edificação.....	38
Figura 8 - Vista da estaca EPC1	49
Figura 9 - Vista da estaca EPC2	49
Figura 10 - Sistema de reação do ensaio	50
Figura 11 - Gráfico carga x recalque para EPC1	52
Figura 12 - Gráfico carga x recalque para EPC2.....	54
Figura 13 - Gráfico dos métodos de cálculo para a sondagem 01	55
Figura 14 - Gráfico dos métodos de cálculo para a sondagem 02	57
Figura 15 - Bloco de coroamento para o projeto executado.....	60
Figura 16 - Bloco de coroamento para o projeto desenvolvido.....	61

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de k e α	25
Tabela 2 - Valores de F_1 e F_2	25
Tabela 3 - Valores de C	26
Tabela 4 - Valores de atrito médio	26
Tabela 5 - Valores de C proposto em 1986	27
Tabela 6 - Valores do fator α	27
Tabela 7 - Valores do fator β	28
Tabela 8 - Parâmetros de correlação.....	29
Tabela 9 - Valores de α	30
Tabela 10 - Valores de β	30
Tabela 11 - Seção e carga dos pilares.....	39
Tabela 12 - Método de Décourt-Quaresma para sondagem 01	41
Tabela 13 - Método de Décourt-Quaresma para sondagem 02	42
Tabela 14 - Método de Aoki-Velloso para sondagem 01	44
Tabela 15 - Método de Aoki-Velloso para sondagem 02.....	45
Tabela 16 - Método de Velloso para sondagem 01	47
Tabela 17 - Método de Velloso para sondagem 02	48
Tabela 18 - Resultado para fase de carregamento EPC1.....	51
Tabela 19 - Resultado para fase de descarregamento EPC1	51
Tabela 20 - Resultado para fase de carregamento EPC2.....	52
Tabela 21 - Resultado para fase de descarregamento EPC12	53
Tabela 22 - Comparativo dos métodos de acordo com a sondagem 01	55
Tabela 23 - Comparativo dos métodos de acordo com a sondagem 02	56
Tabela 24 - Capacidade de carga admissível para a profundidade de 15m.....	57
Tabela 25 - Armadura mínima para estaca hélice contínua.....	58
Tabela 26 - Resumo do quantitativo das estacas	60

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	12
1.1 Problema de pesquisa	13
1.2 Justificativa.....	14
1.3 Objetivos.....	14
1.3.1 Objetivo geral	15
1.3.2 Objetivos específicos.....	15
2 REVISÃO DE LITERATURA	16
2.1 Solo.....	16
2.2 Prospecção geotécnica.....	16
2.2.1 Sondagem a trado	18
2.2.2 Sondagem a percussão SPT	18
2.2.3 Sondagem rotativa	20
2.3 Tipos de fundações	20
2.4 Capacidade de carga	21
2.5 Métodos semiempíricos.....	23
2.5.1 Método de Meyerhof	23
2.5.2 Método Aoki-Velloso.....	24
2.5.3 Método Décourt-Quaresma	26
2.5.4 Método de Velloso	28
2.5.5 Método de Teixeira.....	29
2.6 Dimensionamento de fundações.....	30
2.7 Bloco de coroamento	31
2.8 Ensaio de prova de carga estática	31
3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	34
3.1 Laudo de sondagem.....	34
3.2 Planta de cargas	34

3.3 Definição da fundação	34
3.4 Dimensionamento geotécnico da fundação	34
3.5 Bloco de coroamento	35
3.6 Dimensionamento estrutural da fundação	35
3.7 Elaboração da peça gráfica	35
4 RESULTADOS	36
4.1 Laudo de sondagem	36
4.2 Planta de cargas	38
4.3 Definição da fundação	39
4.4 Dimensionamento geotécnico da estaca	39
4.4.1 Método de Décourt-Quaresma	40
4.4.2 Método de Aoki-Velloso	43
4.4.3 Método de Velloso	46
4.5 Ensaio de carga estática	49
4.6 Comparação dos métodos semiempíricos.....	54
4.7 Bloco de coroamento	58
4.8 Dimensionamento estrutural da estaca	58
4.9 Comparação dos projetos.....	59
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	62
REFERÊNCIAS	63

1 INTRODUÇÃO

Toda edificação produz algum tipo de carga, seja ela, de uso, vento, equipamentos, etc. Estas são levadas em primeiro momento para a superestrutura. No caso de um edifício residencial que utiliza concreto armado e um sistema convencional de lajes maciças, vigas e pilares, em seu pavimento tipo, as cargas são transmitidas para as lajes que transmitem os esforços as vigas e posteriormente solicitam os pilares.

As cargas de utilização e peso próprio de toda a edificação são transmitidas através dos pilares para os elementos de fundação, que pode ser do tipo direta ou indireta. Estes devem ser dimensionados obedecendo critérios estabelecidos na NBR 6122 (ABNT, 2010) que é a norma que rege sobre os procedimentos de projeto e execução de fundações. Estas são classificadas de acordo com a forma que as tensões são transmitidas ao solo e de acordo com a sua profundidade. Para as fundações diretas, tem-se a seguinte definição.

“Elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior e duas vezes a menor dimensão da fundação.” (ABNT NBR 6122, 2010, p. 2)

A NBR 6122 (ABNT, 2010) define ainda as fundações indiretas nos seguintes termos.

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

Ressalta-se que para o correto dimensionamento de uma fundação, seja ela superficial ou profunda, existe a necessidade de um plano de sondagem no terreno onde a edificação será instalada. Os critérios para a sondagem de reconhecimento estão definidos na NBR 6484/2001.

As informações geotécnicas obtidas através de ensaios são essenciais para um melhor dimensionamento de fundações e para a previsão dos custos fixos associados ao projeto. Assim, ressalta-se a importância do conhecimento geotécnico aliado ao conhecimento do cálculo estrutural para o desenvolvimento de projetos de fundações de edifícios.

Em contrapartida, a construção civil busca sempre que possível a redução dos custos em suas obras. Fato este que afeta diretamente no que tange ao número e qualidade dos ensaios exigidos pelos projetistas. No caso do projeto de fundações, o conhecimento do solo, em sua maioria, restringe-se apenas a sondagem de simples reconhecimento SPT. Que através do laudo gerado são feitas correlações e extrapolações para o cálculo da capacidade do solo.

Velloso e Lopes (2010) ressaltam que problemas de geotecnia possuem um grau de incerteza maior em comparação ao cálculo estrutural, por isso, faz-se necessário o ensaio de carga estática nos elementos de fundação. Tal ensaio simula em escala real os carregamentos de uma construção, assim, pode-se aferir a capacidade de carga suportada pelo elemento.

Para Cintra e Aoki (2010), é errôneo o termo capacidade do solo, o correto corresponde a capacidade do elemento de fundação, cujo sistema é formado a partir do elemento estrutural e elemento geotécnico, respectivamente, à estaca e o maciço que a envolve.

Dessa forma, para cada elemento de fundação há uma determinada capacidade de carga vertical que corresponde a resistência da estaca ao atrito lateral e a resistência de sua base. Para a obtenção deste valor de carga máxima existem métodos de cálculos que posteriormente devem ser confrontados com ensaio de carga do tipo estático ou dinâmico. O caso estudado confronta os resultados dos métodos de cálculo com o ensaio de carga estática.

O ensaio consiste na aplicação de esforços estáticos ao elemento de fundação e o registro de seu deslocamento correspondente, assim, pode-se avaliar o desempenho deste quando submetido a solicitações.

Os métodos semiempíricos são baseados em correlações empíricas a partir de resultados de ensaios in situ e ajustados com provas de cargas. Vale ressaltar que, a utilização destes não exclui a necessidade do confronto dos resultados obtidos com os ensaios de carga estáticos.

1.1 Problema de pesquisa

A pesquisa tem como base o conhecimento do método de cálculo semiempírico que proporcionará um resultado de capacidade de carga do solo o mais próximo do valor real para o caso em estudo. Para isso, será baseada em ensaio de capacidade de carga estática do solo realizada em uma obra real. Assim, as perguntas que nortearam a pesquisa serão:

Qual método de cálculo melhor se adapta as condições do solo da obra em questão?

Entre os métodos de cálculo, qual trará um valor mais próximo do encontrado no ensaio de carga estática do solo?

1.2 Justificativa

Na construção civil, é comum a busca pela redução dos gastos em uma obra e ainda, a restrição para com os investimentos iniciais que se fazem necessários para o bom funcionamento da edificação. Determinados projetos necessitam de resultados de ensaios para o correto dimensionamento ou até mesmo para a comprovação deste.

No caso de fundações, onde a capacidade de carga de tal elemento está diretamente ligada a capacidade de carga do solo, são necessários ensaios para obter-se os parâmetros que caracterizarão o substrato. Esta etapa é crucial para a fase de projeto, entretanto, esta não é única. No caso de fundações do tipo estaca, o ensaio de carga estática é determinado a partir de uma certa quantidade conforme a norma NBR 6122 (ABNT, 2010) e este é descrito na NBR 12131 (ABNT, 2006).

Tal determinação, torna-se necessária para comprovar que a carga admissível utilizada para o dimensionamento da estaca, é suportada sem provocar deformações excessivas. Assim, caso ocorra durante o ensaio um recalque acima do admitido, as estacas deverão ser redimensionadas. Com isso, para evitar prejuízos na ocorrência de uma estaca que não suportará a solicitação da estrutura, é necessário inicialmente executar uma estaca e apenas após a execução do ensaio e aprovação do engenheiro projetista da fundação liberar para a execução das demais.

A execução do ensaio poderá proporcionar maior viabilidade técnica do elemento de fundação, visto que para o dimensionamento existem diferentes modelos de cálculos para obtenção da capacidade de carga do solo. Neste estudo de caso serão abordados modelos semiempíricos e o ensaio de carga estática através do gráfico de tensão x deformação obtida como resultado.

Assim, após a comparação dos resultados obtidos através dos métodos semiempíricos e do resultado do ensaio de carga estática, será possível escolher o método que melhor se adequa as características da obra analisada neste estudo de caso. Tal conclusão, proporcionará o dimensionamento de uma estrutura que atenderá as solicitações impostas de forma mais econômica.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

- Obter por meio da comparação do ensaio de prova de carga estática o modelo semiempírico que melhor se adapta a obra em estudo.

1.3.2 Objetivos específicos

- Calcular a capacidade de carga do solo pelos métodos semiempíricos
- Analisar o ensaio de carga estática em estacas e confrontar com os resultados obtidos através dos métodos semiempíricos
- Obter o modelo semiempírico que melhor se ajuste a obra em questão
- Realizar o dimensionamento da fundação do tipo estaca de acordo com a capacidade de carga do solo encontrada.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Solo

Para a engenharia, o solo é fundamental para estabilidade de diversas estruturas. Segundo Caputo (1988), os solos são materiais que resultam do intemperismo ou meteorização das rochas, por desintegração mecânica ou decomposição química. Conhecer este material que será responsável por dissipar as ações de uma estrutura é essencial. Nesta vertente, é comum na engenharia classificar o solo quanto ao tamanho das suas partículas.

São classificados como solos grossos os que possuem grande parte das suas partículas com diâmetro maiores que 0,074 mm. Neste, ocorre a predominância de força gravitacional para o arranjo das partículas, o que resulta em estruturas simplificadas. Além disso, os solos grossos podem dividir-se em pedregulho e areias.

Segundo a classificação do DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem), são considerados pedregulhos as partículas com dimensões maiores que 2,00 mm. Solos com a presença destes possuem uma maior resistência. Já as areias, possuem, segundo o DNER, dimensões entre 2,00 mm e 0,074 mm. Estas apresentam menor resistência comparado aos pedregulhos.

Os solos finos, para o DNER, são as partículas do solo que apresentam dimensões menores que 0,074 mm e podem ser classificados como argila e silte. No caso de partículas com estas dimensões, as forças que atuam na formação da estrutura do solo são do tipo eletromagnéticas.

O silte possui dimensão menor que 0,074 mm e possui característica de solos grossos quanto a força de atuação entre as partículas, a força gravitacional. Estas apresentam ainda baixa resistência e nenhuma plasticidade. As argilas possuem dimensões menores que 0,002 mm, possuem plasticidades e elevada resistência quando secas.

2.2 Prospecção geotécnica

O conhecimento do solo é de fundamental importância para os projetos de engenharia na construção civil. Projetos de edifícios necessitam de uma sondagem de reconhecimento do solo para que a fundação que irá receber as cargas provenientes do uso da estrutura suporte e dissipe-as no solo sem que haja danos ou patologias a edificação.

Para o êxito no projeto de fundações, o engenheiro projetista deve aliar os conhecimentos da Geotecnia e do Cálculo Estrutural. Estes são essenciais para que o dimensionamento da fundação em questão esteja em concordância tanto com as solicitações da estrutura tanto quanto a interação com o solo. Assim, deve-se investigar o solo por meio de sondagens e ensaios para conhecer a sua real capacidade de suporte de carga.

“Outro aspecto que deve ser assinalado diz respeito ao conhecimento do solo, que fica restrito, quase sempre, ao que fornecem as sondagens a percussão de simples reconhecimento. Assim, pode-se dizer com segurança que, em nosso País, a técnica das fundações não tem recebido o tratamento científico adequado.” (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 2)

A partir desta afirmação, constata-se que parte da comunidade técnica não atribui o devido valor a investigação do solo onde será disposta a sua estrutura. Dessa forma, a geotecnia do solo que já possui um grau de incerteza elevado, torna-se um problema ainda maior em alguns casos onde há variabilidade do solo. Assim, a investigação do solo ainda na fase inicial do projeto ou da obra pode evitar patologias provenientes de recalques diferenciais.

“A investigação do subsolo é a causa mais frequente de problemas de fundações. Na medida em que o solo é o meio que vai suportar as cargas, sua identificação e a caracterização de seu comportamento são essenciais à solução de qualquer problema.” (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2015, p. 29)

Por conseguinte, a leitura inadequada dos dados do programa de investigação pode propiciar erros de dimensionamento ao se elaborar fundações super ou subdimensionadas. Portanto, é necessário que o engenheiro projetista saiba não apenas dimensionar, mas ainda analisar os resultados obtidos nas sondagens do solo.

Existem diversos mecanismos para a investigação do subsolo e são divididos em processos indiretos, semidiretos e diretos. Os processos indiretos são realizados com base geofísica e não oferecem os tipos de solos existentes, apenas correlações através de suas resistividades elétricas ou suas velocidades de propagação de ondas sonoras. Os processos semidiretos fornecem características mecânicas do solo a partir de correlações indiretas. Já os processos diretos são executados por meio de perfurações no subsolo para que assim possa-se observar diretamente as camadas do solo.

2.2.1 Sondagem a trado

Este tipo de investigação utiliza para a sondagem o trado que é um tipo de amostrador com lâminas cortantes, que podem ser convexas ou helicoidal. A finalidade deste é a coleta de amostra deformada do solo para ensaios, a partir desta sondagem é possível ainda avaliar parâmetros básicos como a profundidade do nível de água e a espessura das camadas.

Este tipo de sondagem é feita manualmente. Os trados manuais são utilizados em solos de baixa resistência e acima do nível da água. O ensaio consiste em dois operadores a girar uma barra horizontal conectada ao trado que penetra no solo por intermédio de brocas. Esta deve ser limpa a cada 5 ou 6 rotações para retirar o excesso de materiais. Além disso, as amostras de solo deformado são feitas a cada metro e registra-se as profundidades onde ocorre mudanças de materiais. Ressalta-se que, este ensaio é realizado quando se deseja apenas caracterizar o solo e realizar ensaios de compactação, não é recomendado como base para projetos de fundações.

2.2.2 Sondagem a percussão SPT

Para o ensaio, segundo NBR 6484 (ABNT, 2001) são utilizados um tripé, uma bomba de água e um tanque de água de 200 L, ferramentas de corte do solo, martelo e amostrador padrão. O ensaio inicia ao posicionar o tripé no local da sondagem e a retirada do primeiro metro da camada do solo com trado concha para que o solo com materiais orgânicos não interfira no ensaio. Para a cravação do amostrador padrão é utilizado um martelo de massa padronizada em 65kg a uma altura de 75cm. O amostrador deve ser cravado 45 cm em cada camada de 1m. Após a cravação dos 45cm, é utilizado trado helicoidal até a marca de 1m desta camada, e então inicia-se outra cravação do amostrador. A seguir a Figura 01 ilustra os equipamentos utilizados no ensaio.

Figura 1 - Equipamentos do ensaio SPT



Fonte: Rocha e Tamaki (2011)

O ensaio retorna como resultado o índice de resistência (N_{SPT}) que é a soma de impactos necessários do martelo para a cravação dos últimos 30cm da sondagem. Assim, os primeiros 15cm são descartados pois a camada pode estar comprometida após a retirada da camada superior com o trado. A cada metro é retirada uma amostra deformada do solo para posterior análise.

Existem alguns critérios de paralização do ensaio descritos pela NBR 6484 (ABNT, 2001).

1. Se, em 4m sucessivos, forem obtidos 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador;
2. Se, em 4m sucessivos, forem obtidos 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador;
3. Se, em 5m sucessivos, forem obtidos 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador.

A sondagem pode ser encerrada ainda, quando ao utilizar o avanço com a circulação de água for obtido apenas um deslocamento inferior a 5cm no período de 10 min. Entre outros critérios de paralização, a sondagem pode ser realizada até que alcance a profundidade solicitada pelo projetista de fundações.

2.2.3 Sondagem rotativa

Segundo Souza (1998), a sondagem rotativa é um tipo de investigação feita com um tubo, denominado barrilete, dotado de uma coroa de corte na ponta para perfurar o solo através da rotação. O material cortado com o avanço do trado é armazenado no tubo para preservação. A sondagem é realizada em sequencias de ciclos de corte e retirada do testemunho do barrilete.

Este tipo de ensaio é realizado em maciços rochosos ou solos impenetráveis pelo SPT. Assim, com o auxílio de um motor que rotaciona o trado com aplicação de pressão avança na perfuração. Como resultado são apresentadas as características do solo perfurado e armazenado no barrilete e o nível do lençol freático.

2.3 Tipos de fundações

Para a determinação do tipo de fundação a ser utilizada na obra, deve-se considerar os dados geotécnicos, cargas da estrutura e o fator custo. Dessa forma, o projetista poderá optar dentre as fundações diretas e as indiretas.

Nas fundações do tipo direta as cargas são suportadas pela área da base da fundação e pela resistência ao cisalhamento do solo, já nas fundações indiretas são suportadas pela resistência da área lateral e da ponta, além da resistência ao cisalhamento do solo (Velloso e Lopes, 2010). Portanto, para solos com o índice de resistência N_{SPT} baixo e edifícios sujeitos a elevadas cargas, as fundações do tipo indireta são as mais indicadas (AOKI, 2010).

Os principais tipos de fundações direta são bloco, sapata, sapata corrida, grelha, sapata associada e radier. E as fundações indiretas dividem-se em dois grupos estacas e tubulões.

Segundo Aoki e Cintra (2010), os elementos de fundação para serem dimensionados, devem considerar, além das cargas da estrutura, a capacidade de carga suportada pelo solo, ou seja, as dimensões de uma estaca, por exemplo, devem ser o suficiente para dissipar as cargas da estrutura no solo sem que haja o seu colapso. No caso das fundações indiretas em estacas existem alguns tipos disponíveis no mercado.

Tem-se a estaca hélice contínua que é utilizada em locais que hajam restrições quanto a eventuais impactos e vibrações que possam danificar edificações vizinhas. E a NBR 6122 (ABNT, 2010) descreve este tipo de fundação como:

“É uma estaca de concreto moldada *in loco*, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo. A injeção de concreto é feita pela haste central do trado simultaneamente à sua retirada. A armadura é sempre colocada após a concretagem da estaca.” (NBR 6122/2010)

Outro tipo é a estaca escavada, onde Velloso e Lopes (2010) descrevem esta como uma estaca executada por uma perfuração ou escavação, com retirada de material, e posterior enchimento com concreto. As paredes da escavação podem ou não possuir suporte, que podem ser recuperáveis. Casos em que a perfuração seja sem suporte só é permitida acima do lençol freático.

A estaca raiz é moldada *in loco*, armada e preenchida com argamassa de cimento e areia. Para esta fundação, primeiramente é realizado o furo rotativo ou rotopercussivo, posteriormente, a colocação da armadura e preenchimento com argamassa. Pode ser utilizada em obras que possui o canteiro pouco acessível a maquinários maiores e com restrições de impactos e vibrações.

Um outro tipo utilizado no mercado é a estaca tipo Franki. Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), esta é uma estaca moldada *in loco* executada pela cravação, por meio de sucessivos golpes de um pilão. Para a execução deste elemento, uma mistura de brita e areia é colocada na extremidade inferior de um tubo metálico de revestimento, com a penetração no solo realizada através de um bate-estaca. A inserção da armadura se efetua após a cravação atingir a cota de projeto, assim, pode-se realizar o lançamento do concreto e a retirada do tubo em seguida. A desvantagem deste processo executivo é a utilização da cravação para sua execução, este gera vibrações em obras vizinhas, o que pode gerar incomodo e consequentes patologias devido a movimentações não previstas em edificações adjacentes.

2.4 Capacidade de carga

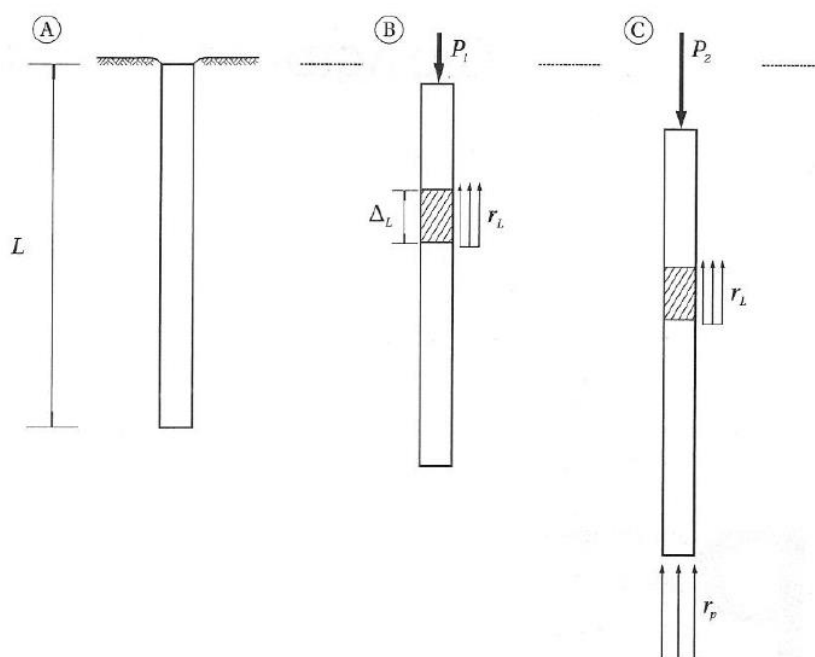
Para o estudo da capacidade de carga do solo, será utilizado o exemplo de uma estaca com comprimento L que recebe uma carga P de compressão que é aumentada progressivamente (AOKI & CINTRA, 2010). A partir da aplicação de carga são concentradas tensões resistentes de atrito lateral, entre o solo e o fuste da estaca, e ainda tensões resistentes normais a base ou ponta.

Primeiramente, de forma a simplificar considera-se que haja apenas resistência do atrito lateral até atingir o seu valor máximo para que posteriormente seja solicitado e iniciado a

resistência de ponta. Concomitantemente ao aumento do carregamento há o aumento do recalque sofrido pela estaca.

No início do carregamento ocorre uma solicitação parcial do atrito lateral ao longo do comprimento da estaca. Considera-se que, a estaca seja subdividida em segmentos ΔL em função das características geotécnicas do solo e um valor do atrito lateral r_L variável para cada camada, como na parte B da Figura 2. Com o avanço do carregamento haverá para alguns segmentos o valor máximo do atrito lateral até que este valor seja alcançado para todo o comprimento da estaca. A partir deste ponto, o atrito estaca-solo seria vencido e a estaca deslizaria continuamente para baixo caso não houvesse o início da resistência de ponta r_p .

Figura 2 - Representação do aumento gradativo do carregamento sobre a estaca



Fonte: AOKI (2010, p. 10)

Dessa forma, quando há o aumento do carregamento até que seja atingido tanto o valor máximo da tensão resistente do atrito lateral quanto da tensão resistente da ponta é o momento em que a estaca estaria na eminência de sua ruptura. O valor da carga representado na figura 2 parte C como P_2 ao atingir os valores máximos de resistência é chamado de capacidade de carga R do elemento de fundação, onde R é a soma de r_L e r_p . Este valor pode ser estimado através de cálculos semiempíricos baseados em correlações de ensaios in situ e ajustados com provas de cargas.

2.5 Métodos semiempíricos

Uma das formas de estimar a capacidade de carga do solo são por métodos estáticos semiempíricos que são baseados em ensaios in situ de penetração, o CPT ou SPT para fundações profundas do tipo estaca. Para este trabalho serão tratados os métodos semiempíricos que utilizam o SPT por ser a investigação geotécnica mais difundida e realizada na região de Palmas, TO.

2.5.1 Método de Meyerhof

Meyerhof (1956) propôs que para estacas escavadas até uma profundidade D em solo arenoso, a resistência unitária da ponta é dada por (em kgf/cm^2):

$$q_{p,ult} = \frac{0,4ND}{B} \leq 4N \quad (1)$$

Onde N é o número de golpes nos últimos 30 cm no ensaio SPT e B é o diâmetro da base da estaca.

A resistência unitária por atrito lateral é dada por (em kgf/cm^2):

$$\tau_{l,ult} = \frac{N_{méd}}{50} \quad (2)$$

Onde $N_{méd}$ é a média do número de golpes ao longo do comprimento da estaca.

Para siltes não plásticos, pode-se adotar como limite superior da resistência de ponta (em kgf/cm^2):

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

Meyerhof (1956) expõe ainda que para este método, para estacas escavadas em solos não coesivos, a resistência de ponta seria cerca de um terço dos valores obtidos nas equações anteriores e a resistência lateral é da ordem da metade da obtida pela equação de

resistência lateral apresentada anteriormente. Por conseguinte, para estacas do tipo Franki, com a base alargada, a resistência de ponta seria aproximadamente o dobro da obtida pelas equações.

Para solos arenosos onde as propriedades das camadas próximas a ponta são variáveis, adota-se o número de golpes médio ao longo de 4 diâmetros acima e 1 diâmetro abaixo da ponta da estaca. Ressalta ainda que, para este método, quando a camada arenosa for sobrejacente a uma camada fraca e a espessura H entre a ponta da estaca e o topo da camada fraca for menor que a espessura crítica da ordem de $10B$, a resistência da ponta será dada pela expressão abaixo.

$$q_{p,ult} = q_0 + \frac{(q_1 - q_0)H}{10B} \leq q_1 \quad (4)$$

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

2.5.2 Método Aoki-Velloso

Este método foi elaborado em 1975 a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de ensaios SPT. Primeiramente o método foi criado baseado no ensaio de cône holandês CPT mas para que houvesse a utilização no Brasil, foram utilizadas correlações para o ensaio SPT (Equação 5).

$$Q_{ult} = A \frac{kN}{F1} + U \sum \frac{\alpha kN}{F2} \Delta l \quad (5)$$

Onde, $F1$ e $F2$ são fatores de escala e execução e k e α são valores da correlação para que o método fosse utilizado com os resultados do ensaio SPT e constam na Tabela 1, A é a área da seção transversal e ΔL é o comprimento da camada em estudo.

Tabela 1 - Valores de k e α

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
Areia siltosa	0,80	2,00
Areia siltoargilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilossiltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte arenoargiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argiloarenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila arenossiltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila siltoarenosa	0,33	3,00

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Os valores de F_1 e F_2 foram obtidos por meio da retroanálise de resultados de prova de carga em estacas. Quando o método foi desenvolvido os autores não dispunham de instrumentos capazes de distinguir a capacidade do fuste e a capacidade da ponta, portanto, só seria possível obter um dos fatores. Com isso, adotou-se $F_2=2F_1$. Os valores dos fatores constam na Tabela 2.

Tabela 2 - Valores de F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	2 F_1
Metálica	1,75	2 F_1
Pré-moldada	$1 + D/0,80$	2 F_1
Escavada	3,00	2 F_1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	2 F_1

Fonte: Aoki e Velloso (1993)

Quando o método foi desenvolvido não haviam ainda no mercado as estacas do tipo raiz e hélice contínua, assim, em 1990 foram realizados estudos para avaliar valores de F_1 e F_2

que fossem satisfatórios para o emprego da equação nesses tipos de estacas. Obteve-se, portanto, os valores de $F1=2$ e $F2=4$ para estacas raiz, hélice e ômega.

2.5.3 Método Décourt-Quaresma

O método expõe que para a resistência de ponta, o número N_p é dado pela média entre o valor da camada de solo da ponta da estaca, o imediatamente superior e o inferior. A equação para obter o valor da resistência de ponta é dada a seguir em tf/m^2 .

$$q_{p,ult} = C N_p \quad (6)$$

Onde C é dado na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores de C

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

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

Para a resistência do atrito lateral utiliza-se a média dos valores de N ao longo do fuste sem contar os utilizados na resistência de ponta. Com este valor obtém-se o valor do atrito lateral a partir da tabela 04.

Tabela 4 - Valores de atrito médio

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

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

O método considerado anteriormente foi elaborado em 1978, em 1982, Décourt e Quaresma aperfeiçoaram-no que tange a resistência lateral. Para a resistência de ponta não houve alteração no método de cálculo. Assim, a resistência lateral é dada em tf/m² pela equação a seguir.

$$\tau_{l,ult} = \frac{N_{méd}}{3} + 1 \quad (7)$$

Onde $N_{méd}$ é a média dos valores de N ao longo do fuste da estaca. Para a determinação da média, para os valores menores que 3 devem ser utilizados iguais a 3, o mesmo vale para os valores acima de 50 que devem ser igualados a 50. Em 1986, foram propostos novos valores para o cálculo da resistência de ponta, C (Tabela 5).

Tabela 5 - Valores de C proposto em 1986

Tipo de solo	C (tf/m²)
Argilas	10
Siltes argilosos (alteração de rocha)	12
Siltes arenosos (alteração de rocha)	14
Areias	20

Fonte: Décourt (1986)

Por conseguinte, Décourt (1996) introduziu os parâmetros α (Tabela 6) para o cálculo da capacidade de carga de ponta.

Tabela 6 - Valores do fator α

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt (1996)

O parâmetro β (Tabela 7) para o cálculo da parcela de resistência lateral.

Tabela 7 - Valores do fator β

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80*	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50*	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

* valores apenas orientativos diante número de dados disponíveis

Fonte: Décourt (1996)

Assim, a capacidade de carga é dada por (em tf):

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) UL \quad (8)$$

2.5.4 Método de Velloso

Para Velloso (1981) a capacidade de carga de uma estaca pode ser estimada a partir das expressões de resistência lateral (Eq. 9) e de ponta (Eq. 10) a seguir.

$$Q_{l,ult} = U \alpha \lambda \sum \tau_{l,ult} \Delta l_i \quad (9)$$

$$Q_{p,ult} = A_b \alpha \beta q_{p,ult} \quad (10)$$

Onde:

- U = perímetro da seção transversal do fuste
- A_b = área da base
- α = fator de execução da estaca
($\alpha = 1$ para estacas cravadas; $\alpha = 0,5$ para estacas escavadas)
- λ = fator de carregamento
($\lambda = 1$ para estacas comprimidas; $\lambda = 0,5$ para estacas tracionadas)
- β = fator da dimensão da base:

$$\begin{cases} 1,016-0,016 \frac{B_b}{b} \\ 0 \text{ para estacas tracionadas (para } B_b=B \end{cases}$$

- B_b = diâmetro da base
- b = diâmetro do cone padrão (3,6 cm)

Os valores de $q_{p,ult}$ e $\tau_{l,ult}$ são obtidos pelas expressões abaixo e com a tabela 08 para obter os valores de correlação a, b, a', b' .

$$q_{p,ult} = aN^b \quad (11)$$

$$\tau_{l,ult} = a'N^{b'} \quad (12)$$

Tabela 8 - Parâmetros de correlação

Tipo de solo	Ponta		Atrito	
	α (tf/m ²)	b	α' (tf/m ²)	b'
Areias sedimentares submersas ⁽¹⁾	60	1	0,50	1
Argilas sedimentares submersas ⁽¹⁾	25	1	0,63	1
Solos residuais de gnaiss arenossiltosos submersos ⁽¹⁾	50	1	0,85	1
Solos residuais de gnaiss siltoarenosos submersos	40 ⁽¹⁾	1 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	1 ⁽¹⁾
	47 ⁽¹⁾	0,96 ⁽²⁾	1,21 ⁽¹⁾	0,74 ⁽¹⁾

⁽¹⁾Dados obtidos na obra da Refinaria Duque de Caxias (RJ); ⁽²⁾Dados obtidos na obra da AÇO-MINAS (MG)

Fonte: Velloso (1981)

2.5.5 Método de Teixeira

Teixeira (1996) propôs a unificação dos métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e outros para o cálculo da capacidade de carga em função dos parâmetros α e β .

$$R = R_p + R_l = \alpha N_p A_p + \beta N_L UL \quad (13)$$

Onde N_p é o valor médio do número N do ensaio SPT medido no intervalo de 4 diâmetro medidos acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo. E N_L é o valor médio de N médio ao longo do fuste da estaca.

Tabela 9 - Valores de α

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

Fonte: Teixeira (1996)

Os valores de α e β estão expressos nas Tabelas 09 e 10, respectivamente, para o cálculo da resistência de ponta e lateral.

Tabela 10 - Valores de β

Tipo de estaca	β (kPa)
Pré-moldada e Perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira (1996)

2.6 Dimensionamento de fundações

O dimensionamento é dividido em três etapas, para o caso de fundações indiretas, a geotécnica, geométrica e a estrutural. A primeira parte consiste no dimensionamento geotécnico, onde a partir do laudo de sondagem é possível analisar o solo e obter por intermédio dos métodos semiempíricos a capacidade de carga do solo.

No dimensionamento geométrico obtém-se as dimensões da fundação e profundidade. Estas devem atender a tensão admissível limite na estaca e a capacidade de carga do solo. Pode-se para atender as tensões limites, alterar a quantidade de estacas que suportarão

a solicitação, por exemplo. O dimensionamento estrutural verificará se há necessidade de armadura maior que a mínima na fundação. Esta verificará ainda o recalque proveniente das cargas no elemento e se esta for excessiva deve-se alterar as dimensões da estaca.

2.7 Bloco de coroamento

Segundo a NBR 6118/2014, os blocos sobre estacas são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação. O dimensionamento geométrico do bloco deve considerar a quantidade de elementos de fundação para o qual transmitirá as cargas.

O dimensionamento estrutural deve obedecer aos critérios estabelecidos na NBR 6118/2014, a norma divide os blocos em rígidos e flexíveis, sendo o bloco do tipo rígido o mais usual para o dimensionamento. Assim, blocos rígidos segundo a norma caracterizam-se por:

“A) trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre a estaca. B) Forças transmitidas por pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas. C) Trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão nas bielas.” (ABNT NBR 6118, 2014)

E para blocos flexíveis descreve que deve ser realizada uma análise mais completa, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade da verificação da punção. O bloco é considerado rígido se a altura atender ao estabelecido a seguir.

$$h > \left(\frac{a - a_p}{3} \right) \quad (14)$$

$$h > \left(\frac{b - b_p}{3} \right) \quad (15)$$

Onde a e b são respectivamente a maior e menor dimensão do bloco, e a_p e b_p são respectivamente a maior e menor dimensão do pilar.

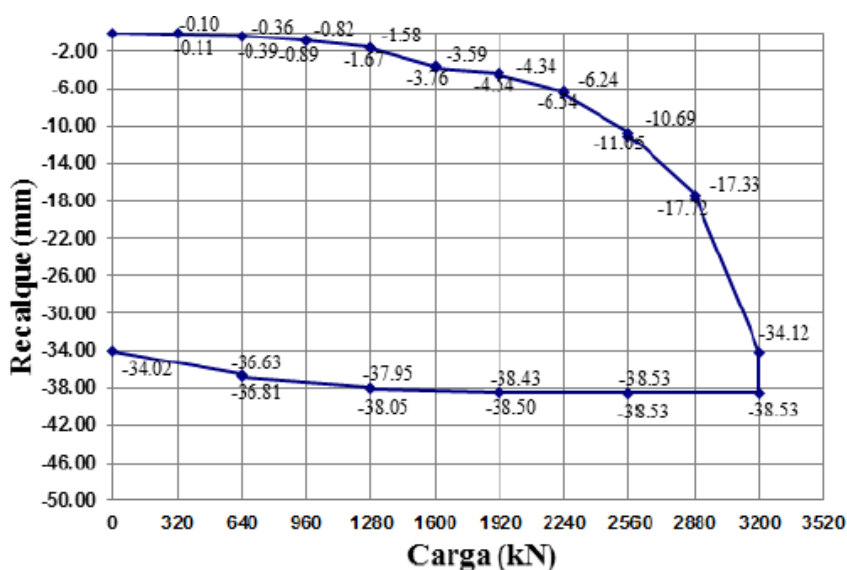
2.8 Ensaio de prova de carga estática

Atualmente existem métodos para aferição da capacidade de carga em estacas, dentre eles destaca-se a prova de carga estática. Este consiste em uma aplicação crescente de força estática axiais à estaca, seja ela de compressão, tração ou transversais e registrar seus deslocamentos correspondentes.

Este é um método aplicado de forma lenta para a aferição da capacidade de carga da estaca, com período de duração de cerca de 48 horas. O ensaio deve ser realizado segundo os critérios da NBR 6122/2010 que indica a quantidade necessária de estacas que devem ser ensaiadas e a NBR 12131/2006 que o descreve.

O principal resultado obtido através da prova de carga é a curva carga x recalque que descreve o comportamento da estaca sobre carregamentos estáticos (Figura 03). Assim, é possível avaliar todo o comportamento da estaca e caso necessário redimensionar à estaca ensaiada e as demais. Esta é uma das principais vantagens do método que é simular em escala real os carregamentos de uma construção.

Figura 3 - Exemplo de curva carga x recalque



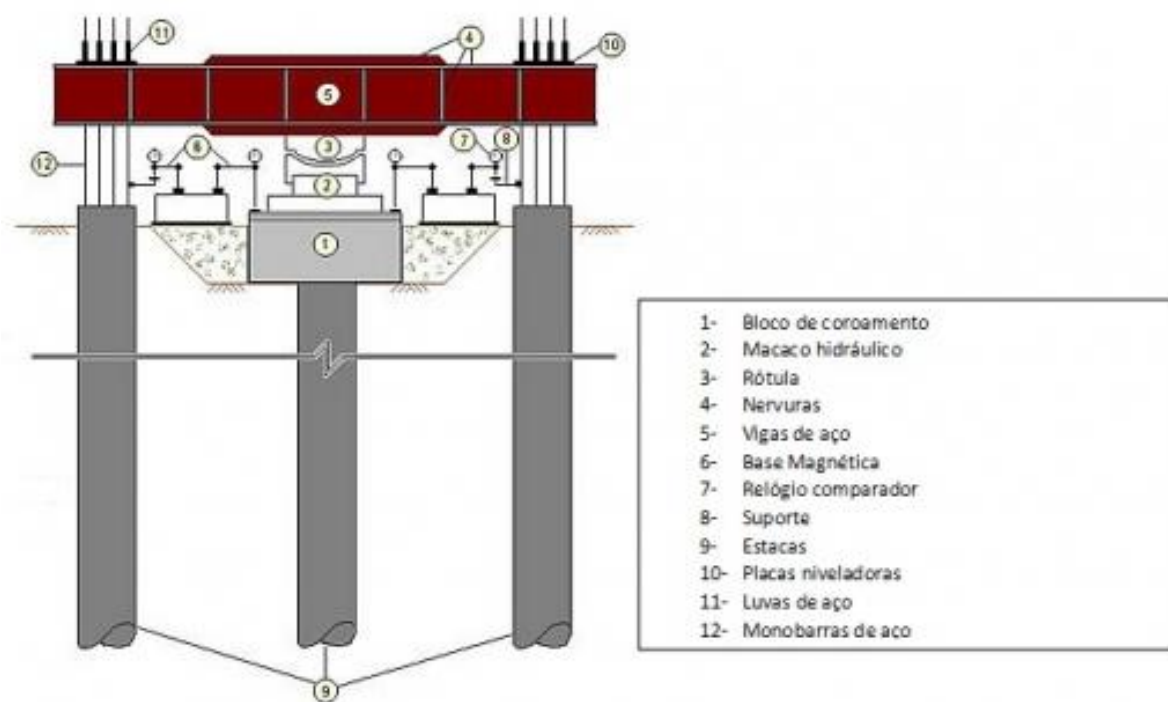
Fonte: Bessa, 2016

No exemplo da Figura 3, observa-se que para este elemento ensaiado obteve-se o deslocamento máximo ao final da fase de carregamento de 38,53mm. Nota-se, neste, que foram obedecidos o estabelecido na NBR 12131 (ABNT, 2006) da divisão de no mínimo dez estágio para a fase de carregamento e quatro estágio para a fase de descarregamento.

Segundo a NBR 12131/2006, o ensaio pode ser realizado com carregamento lento, rápido, misto ou cíclico de carga e descarga. Estes variam de acordo com o estágio de

carregamento aplicado durante o ensaio. Os equipamentos necessários para a sua realização são, um dispositivo de aplicação de carga e um dispositivo para medição, na Figura 04 há um exemplo da aparelhagem utilizada.

Figura 4 - Aparelhagem do ensaio de carga estática



Fonte: Página da Solofix, 2017.

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Este trabalho baseou-se em um estudo de caso de uma obra situada em Palmas-TO, na região Norte da cidade. Está não será identificada neste trabalho assim como as empresas que realizaram as sondagens, ensaios de carga estática e o projeto de fundações.

3.1 Laudo de sondagem

Foi utilizado o laudo resultante do ensaio realizado para sondagem do terreno, neste caso foi realizado sondagem do tipo SPT, executado em conformidade com a NBR 6484 (ABNT, 2001). A partir do laudo de sondagem serão obtidas as informações quanto ao tipo do solo do terreno, nível do lençol freático e índices de resistência. Estas são determinantes para o projeto de fundações.

3.2 Planta de cargas

Além da correta investigação do solo para reconhecimento das camadas e suas profundidades, consequentemente a sua capacidade de carga, para o dimensionamento de uma fundação, é necessário a planta de carga do edifício. Tal informação torna-se crucial para a posterior escolha do tipo de fundação que melhor se adequa ao terreno e as cargas da estrutura.

De posse da planta de cargas da edificação será possível conhecer a carga que cada pilar irá transmitir para o elemento de fundação.

3.3 Definição da fundação

O tipo de fundação utilizada será definido após o conhecimento do substrato do solo e das cargas da edificação. A partir destes aspectos, será possível saber qual forma de transmissão das cargas para o solo poderá ser utilizada. Assim, pode-se definir se o tipo de fundação especificado para o caso em estudo será do tipo direta ou indireta.

3.4 Dimensionamento geotécnico da fundação

Com a definição do tipo de fundação e conhecida as cargas da edificação deve-se recorrer aos métodos semiempíricos para obtenção da capacidade de carga do solo. Para a

obtenção desta, serão utilizados neste estudo de caso os métodos de Décourt-Quaresma, Aoki-Velloso e Velloso. Através da correta avaliação dos métodos será possível encontrar o comprimento adequado da fundação e da capacidade de carga do solo.

Os resultados obtidos a partir dos métodos semiempíricos serão comparados com o valor encontrado no ensaio de carga estática, já realizado. Assim, as próximas etapas do dimensionamento deverão utilizar o valor da capacidade de carga do solo que melhor se adapta ao solo e se aproxima do resultado do ensaio. Para tal dimensionamento será utilizada a mesma estaca onde houve o ensaio de carga estática *in loco*.

3.5 Bloco de coroamento

Para o dimensionamento do bloco de coroamento será obedecido os critérios estabelecidos na NBR 6118 (ABNT, 2014). Este trabalho será limitado ao dimensionamento geométrico do bloco ao obter-se o número de estacas necessárias para suportar determinada carga.

3.6 Dimensionamento estrutural da fundação

Para o dimensionamento estrutural das estacas deverá ser considerado o estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) que dispõe sobre projetos de estruturas de concreto armado e a NBR 6122 (ABNT, 2010) que dispõe sobre projetos de fundações. Nesta etapa, será verificado a necessidade de armações além da mínima e a verificação quanto ao recalque.

3.7 Elaboração da peça gráfica

Com os elementos de fundação dimensionados pode-se elaborar a peça gráfica que contém o detalhamento da estaca. Este será o projeto da fundação para o pilar selecionado, neste haverá as suas dimensões, comprimento das armações, resistência à compressão do concreto que será utilizado, e outras notas pertinentes a execução *in loco*.

4 RESULTADOS

É apresentado para este trabalho o estudo de caso para uma obra real localizada na cidade de Palmas-TO. Nesta, foram executadas estacas do tipo hélice contínua e foram realizados dois ensaios de prova de carga estática em duas estacas. Para este trabalho serão considerados os dois ensaios, cujo seus resultados, serão expostos posteriormente.

4.1 Laudo de sondagem

Para o estudo do substrato do solo foi realizado a sondagem do tipo SPT de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001). No terreno da obra foram realizados dois furos de sondagem, cujos laudos constam nas Figuras 5 e 6. Ressalta-se que, estes furos de sondagem foram realizados na parte do terreno onde a obra está locada.

Figura 5 – Laudo da sondagem 01

Profundidade	Nº da Amostra	N.A.	1ª+2ª	2ª+3ª	1ª e 2ª penetração	2ª e 3ª penetração	Nº	(%)	(%)	*Consistência/ **Compacidade	Descrição do Solo
			15	15	10 20 30 40 50		Frag.	Recup.	RQD		
-1,00	0										Argila arenosa marrom.
-2,00	1		2	2						muito mole*	Idem vermelha.
-3,00	2		2	3						mole*	
-4,00	2		3	5						mole*	
-5,00	3		10	14						mediamente compacta**	Areia média variegado.
-6,00	4		19	21						compacta**	
-7,00	4		21	28						compacta**	Idem com pedregulho médio de quartzo.
-8,00	5		23	31						compacta**	
-9,00	6		36	34/19						muito compacta**	Silte variegado.
-10,00	7		50/22	22/07						muito compacta**	
-11,00	8		50/20	23/05						muito compacta**	
-12,00	9		50/21	25/06						muito compacta**	
-13,00	10		50/23	26/08						muito compacta**	
-14,00	11		50/19	13/04						muito compacta**	
-15,00	12		50/15							muito compacta**	
-16,00	13		50/17	08/02						muito compacta**	
-17,00	14		50/13							muito compacta**	Silte cinza.
-18,00	15		50/10							muito compacta**	Alteração de argilite cinza.
-19,00	16		50/09				0,0	0%	0%	muito compacta**	Amostra não recuperada.
-20,00	17		50/08				0,0	0%	0%	muito compacta**	
-21,00	18		50/05				0,0	0%	0%	muito compacta**	
-22,00	19		50/06				0,0	0%	0%	muito compacta**	Argilite cinza.
-23,00	20		50/04				0,0	0%	0%	muito compacta**	
-24,00	21		50/05				4,0	17%	0%	muito compacta**	
-25,00	22		50/06				9,0	13%	0%	muito compacta**	

Fonte: Adaptado pelo autor, 2018.

A partir do laudo da Figura 5, é possível notar o crescente aumento no índice de resistência Nspt do solo a medida que o ensaio avança em profundidade. Com a análise do perfil da sondagem, pode-se verificar a estratificação do solo, constituída por argila, areia e silte. Além disso, na cota de -800m atingiu-se o nível d'água e na cota de -9,00m é atingida a camada impenetrável para o ensaio, onde foi adotado a partir deste, o Nspt igual a 50 para cálculos de capacidade de carga. Ainda, apresentou compacidade do tipo muito compacta para as camadas a partir da cota de -8,00m.

Figura 6 - Laudo de sondagem 02

Profundidade	Nº da Amostra	N.A. 24 h	1ª+2ª 15	2ª+3ª 15	1ª e 2ª penetração					2ª e 3ª penetração					Nº Frag.	(%) Recup.	(%) RQD	*Consistência/ **Compacidade	Descrição do Solo
					10	20	30	40	50	10	20	30	40	50					
-1,00	0																		Areia fina marrom.
-2,00	1		2	2														fofa**	Idem avermelhada.
-3,00	2		7	8														pouco compacta**	
-4,00	3		13	16														mediamente compacta**	
-5,00	4		8	7														pouco compacta**	
-6,00	5		7	8														pouco compacta**	Areia fina variegado.
-7,00	6		10	14														mediamente compacta**	
-8,00	7		15	16														mediamente compacta**	Areia grossa variegado com pedregulho médio de quartzo.
-9,00	8		16	23														compacta**	Silte variegado.
-10,00	9		27	38/19														muito compacta**	
-11,00	10		45	35/17														muito compacta**	
-12,00	11		51	42/18														muito compacta**	
-13,00	12		50/24	30/09														muito compacta**	
-14,00	13		50/15															muito compacta**	Silte cinza.
-15,00	14		50/15															muito compacta**	
-16,00	15		50/20	20/05														muito compacta**	
-17,00	16		50/26	27/11														muito compacta**	
-18,00	17		50/17	10/02														muito compacta**	
-19,00	18		50/08															dura*	Argilite cinza.
-20,00	19		50/07															dura*	
-21,00	20		50/05															dura*	Argilite cinza.
-22,00	21		50/06															dura*	
-23,00	22		50/04															dura*	
-24,00	23		50/05															dura*	
-25,00	24		50/07															dura*	
-25,05	25		50/05															dura*	

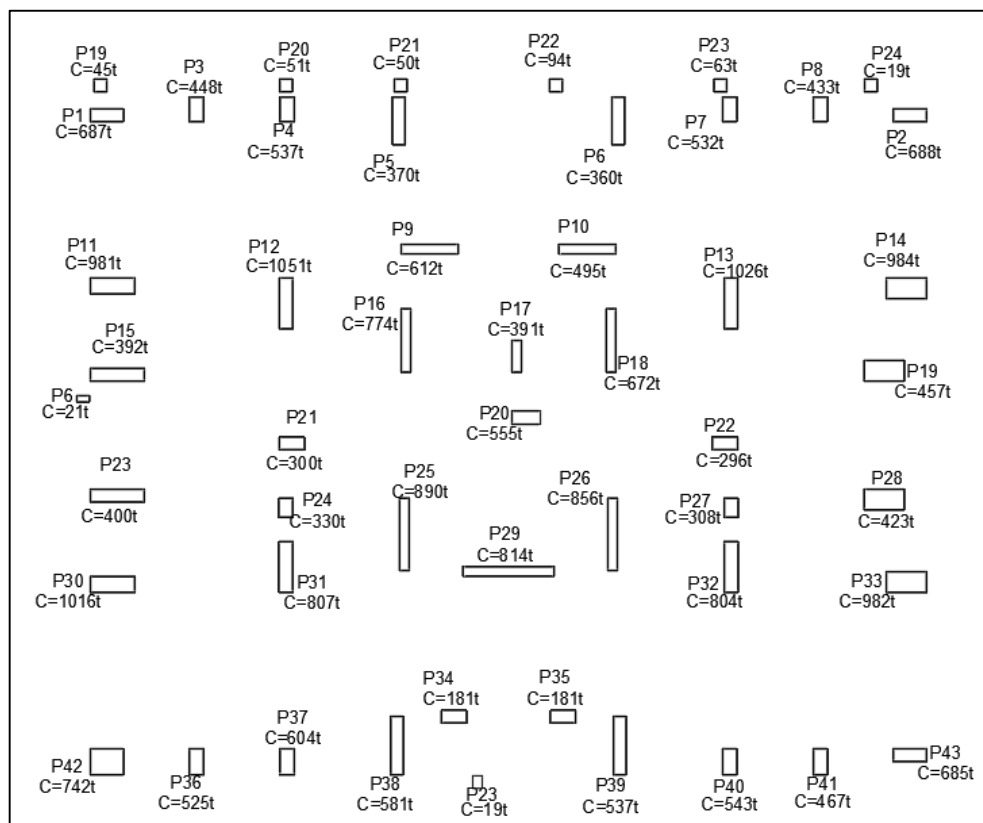
Fonte: Adaptado pelo autor (2018)

E na Figura 6 pode-se notar que houve uma evolução na resistência do solo até a camada de -4,00m seguida de um decréscimo na camada de -5,00m para em seguida aumentasse o índice de resistência a medida que se aumenta a profundidade. O solo nesta região é constituído por areia fina, areia grossa, silte e argilito, além disso, encontrou-se o nível d'água na cota de -8,00m. A partir da cota de -9,00m atingiu-se a camada considerada impenetrável, onde adotou-se o N_{spt} igual a 50 para cálculos de capacidade de carga.

4.2 Planta de cargas

Na Figura 7 é ilustrada a disposição dos pilares da edificação e suas respectivas cargas.

Figura 7 - Planta de carga da edificação



Fonte: Adaptado pelo autor, 2018.

Os pilares P15, P6 e P23 possuíam uma de suas estacas utilizada no ensaio de carga estática identificado neste trabalho com PCE01 (Prova de Carga Estática 01). Já os pilares P19 e P28 possuíam uma estaca utilizada no ensaio PCE02. A seção dos pilares consta na Tabela 11.

Tabela 11 - Seção e carga dos pilares

Pilar	Seção (cm)	Carga (tf)
P15	170x40	392
P6	40x20	21
P23	170x40	400
P19	127x65	457
P28	127x65	423

Fonte: Autor, 2018.

No projeto da fundação desta edificação, para o grupo de pilares P15, P6 e P23 e o grupo P19 e P23 foram utilizados um único bloco de coroamento para a ligação de cada um dos grupamentos com as suas respectivas estacas. Nas próximas etapas será avaliado a necessidade de um mesmo bloco para o conjunto de pilares de cada grupamento.

4.3 Definição da fundação

Para a definição do tipo de fundação utilizado foi analisado o índice de resistência de cada camada do solo a partir dos laudos de sondagens. Dessa forma, devido à baixa resistência do solo nas camadas iniciais do extrato e das cargas elevadas, optou-se pelo dimensionamento de uma fundação do tipo indireta onde a cargas direcionadas ao elemento poderão ser dispersas ao longo do seu comprimento.

Será utilizado para esta solicitação, estaca do tipo hélice contínua devido a sua facilidade de execução, disponibilidade técnica na região e pode ser executada independentemente da profundidade do lençol freático. Este tipo de fundação possui uma velocidade de execução maior em comparação a outros tipos, e por ser escavada com trado, gera menos ruídos e perturbações a obras vizinhas. Vale ressaltar que, este foi o tipo de estaca utilizado pelo projetista de fundação da edificação.

4.4 Dimensionamento geotécnico da estaca

De posse dos laudos da sondagem SPT, realizou-se a dimensionamento geotécnico do elemento. Assim, pode-se avaliar a capacidade de carga da estaca para os três métodos semiempíricos propostos inicialmente, Décourt-Quaresma, Aoki-Velloso e Velloso. Devido a

uma das sondagens possuírem coleta de amostras do solo apenas até a profundidade de 18m, será realizado o cálculo da capacidade de carga até a camada de 17m.

Os cálculos de capacidade de carga para cada método foram realizados para os dois laudos de sondagem realizados.

Para os cálculos da capacidade de carga faz-se necessário o valor da área $0,385\text{m}^2$ e do perímetro da seção da estaca 2,199m para o diâmetro de 70cm. Adicional a isto tem-se o fator de segurança para a resistência de ponta e lateral da estaca, definido pela NBR 6122 (ABNT, 2010) como 2,00.

4.4.1 Método de Décourt-Quaresma

Foram utilizados os parâmetros α e β que variam em função do solo e do tipo da estaca, neste caso, hélice contínua. O coeficiente C utilizado varia de acordo com cada tipo de solo e é parâmetro para o cálculo da resistência de ponta.

Tabela 12 - Método de Décourt-Quaresma para sondagem 01

Prof (m)	Nspt	ΔL (m)	C (Kn/m ²)	α	β	Np	Qp (Kn)	Fator de segurança de Ponta	Qp Adm (kN)	Ql (Kn)	Fator de segurança Lateral	Ql Adm (kN)	ΣQl Adm (kN)	QR (kN)
2,00	2,00	1,00	100,00	0,30	1,00	3,33	38,50	2,00	19,25	36,65	2,00	18,33	18,33	37,58
3,00	3,00	1,00	100,00	0,30	1,00	7,33	84,70	2,00	42,35	40,32	2,00	20,16	38,48	80,83
4,00	5,00	1,00	100,00	0,30	1,00	13,33	154,00	2,00	77,00	46,42	2,00	23,21	61,69	138,69
5,00	14,00	1,00	200,00	0,30	1,00	21,00	485,10	2,00	242,55	65,97	2,00	32,99	94,68	337,23
6,00	21,00	1,00	200,00	0,30	1,00	26,67	616,00	2,00	308,00	87,96	2,00	43,98	138,66	446,66
7,00	28,00	1,00	200,00	0,30	1,00	31,00	716,10	2,00	358,05	111,17	2,00	55,59	194,25	552,30
8,00	31,00	1,00	120,00	0,30	1,00	38,33	531,30	2,00	265,65	130,89	2,00	65,45	259,69	525,34
9,00	34,00	1,00	120,00	0,30	1,00	44,67	619,08	2,00	309,54	148,43	2,00	74,22	333,91	643,45
10,00	50,00	1,00	120,00	0,30	1,00	50,00	693,00	2,00	346,50	175,11	2,00	87,55	421,46	767,96
11,00	50,00	1,00	120,00	0,30	1,00	50,00	693,00	2,00	346,50	196,44	2,00	98,22	519,68	866,18
12,00	50,00	1,00	120,00	0,30	1,00	50,00	693,00	2,00	346,50	213,90	2,00	106,95	626,63	973,13
13,00	50,00	1,00	120,00	0,30	1,00	50,00	693,00	2,00	346,50	228,45	2,00	114,23	740,86	1.087,36
14,00	50,00	1,00	120,00	0,30	1,00	50,00	693,00	2,00	346,50	240,76	2,00	120,38	861,24	1.207,74
15,00	50,00	1,00	120,00	0,30	1,00	50,00	693,00	2,00	346,50	251,31	2,00	125,66	986,90	1.333,40
16,00	50,00	1,00	120,00	0,30	1,00	50,00	693,00	2,00	346,50	260,46	2,00	130,23	1.117,13	1.463,63
17,00	50,00	1,00	120,00	0,30	1,00	50,00	693,00	2,00	346,50	268,46	2,00	134,23	1.251,36	1.597,86
18,00	50,00													

Fonte: Autor (2018)

Tabela 13 - Método de Décourt-Quaresma para sondagem 02

Prof (m)	Nspt	ΔL (m)	C (Kn/m²)	α	β	Np	NI	Qp (Kn)	Fator de segurança de Ponta	Qp Adm (kN)	Ql (Kn)	Fator de segurança Lateral	Ql Adm (kN)	ΣQl Adm (kN)	QR (kN)
2,00	2,00	1,00	200,00	0,30	1,00	8,67	2,00	200,20	2,00	100,10	36,65	2,00	18,33	18,33	118,43
3,00	8,00	1,00	200,00	0,30	1,00	10,33	5,00	238,70	2,00	119,35	58,64	2,00	29,32	47,65	167,00
4,00	16,00	1,00	200,00	0,30	1,00	10,33	8,67	238,70	2,00	119,35	85,52	2,00	42,76	90,40	209,75
5,00	7,00	1,00	200,00	0,30	1,00	9,67	8,25	223,30	2,00	111,65	82,46	2,00	41,23	131,63	243,28
6,00	8,00	1,00	200,00	0,30	1,00	12,67	8,20	292,60	2,00	146,30	82,10	2,00	41,05	172,68	318,98
7,00	14,00	1,00	200,00	0,30	1,00	17,67	9,17	408,10	2,00	204,05	89,18	2,00	44,59	217,27	421,32
8,00	16,00	1,00	200,00	0,30	1,00	29,67	10,14	685,30	2,00	342,65	96,34	2,00	48,17	265,44	608,09
9,00	23,00	1,00	120,00	0,30	1,00	41,00	11,75	568,26	2,00	284,13	108,12	2,00	54,06	319,50	603,63
10,00	50,00	1,00	120,00	0,30	1,00	50,00	16,00	693,00	2,00	346,50	139,27	2,00	69,64	389,14	735,64
11,00	50,00	1,00	120,00	0,30	1,00	50,00	19,40	693,00	2,00	346,50	164,19	2,00	82,10	471,23	817,73
12,00	50,00	1,00	120,00	0,30	1,00	50,00	22,18	693,00	2,00	346,50	184,58	2,00	92,29	563,52	910,02
13,00	50,00	1,00	120,00	0,30	1,00	50,00	24,50	693,00	2,00	346,50	201,58	2,00	100,79	664,31	1.010,81
14,00	50,00	1,00	120,00	0,30	1,00	50,00	26,46	693,00	2,00	346,50	215,95	2,00	107,98	772,29	1.118,79
15,00	50,00	1,00	120,00	0,30	1,00	50,00	28,14	693,00	2,00	346,50	228,28	2,00	114,14	886,43	1.232,93
16,00	50,00	1,00	120,00	0,30	1,00	50,00	29,60	693,00	2,00	346,50	238,96	2,00	119,48	1.005,90	1.352,40
17,00	50,00	1,00	120,00	0,30	1,00	50,00	30,88	693,00	2,00	346,50	248,30	2,00	124,15	1.130,06	1.476,56
18,00	50,00														

Fonte: Autor (2018)

A capacidade de carga é dada pela Equação 8.

$$Q_R = \alpha C N_p A_p + \beta \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) UL \quad (8)$$

O cálculo para capacidade de carga com utilização do método de Décourt-Quaresma para cada camada do solo até a profundidade de 17m para a sondagem 01 consta na Tabela 12 e para a sondagem 02 consta na Tabela 13. De acordo com estas, nota-se a crescente melhoria da capacidade de carga a medida que a profundidade avança devido a melhoria nos índices de resistência de cada camada do solo.

O método considera para a tensão referente ao atrito lateral, o valor médio do N_{spt} ao longo do fuste. Ressalta-se ainda que o limite máximo do N_{spt} que deve ser considerado no atrito lateral, para a utilização do método, não deve ser superior a 50. Além disso, para a resistência de ponta são utilizados valores médios do N_{spt} da camada de base da ponta da estaca, da camada imediatamente anterior e imediatamente posterior.

4.4.2 Método de Aoki-Velloso

Para a utilização deste método foram utilizados os parâmetros k e α que constam na Tabela 1, com variação de acordo com o tipo de solo existente em cada camada e $F1$ e $F2$ que constam na Tabela 2 e são em função do tipo de estaca. Por meio da Equação 5 define-se a capacidade de carga.

$$Q_{ult} = A \frac{kN}{F1} + U \sum \frac{\alpha kN}{F2} \Delta l \quad (5)$$

Na Tabela 14, consta o cálculo da capacidade de carga para cada camada de solo para os dados da sondagem 01 e na Tabela 15 para a sondagem 02. Estes foram realizados até a profundidade de 17m. Nota-se, a partir da Tabela 14 que houve um declínio da capacidade de carga entre a cota de -7,00m e -8,00m, isto devido a variação de materiais, de areia para silte.

Na Tabela 15 nota-se um declínio na capacidade de carga, isto ocorre devido ao decréscimo sofrido no índice de resistência do solo entre a cota -3,00m e -4,00m.

Tabela 14 - Método de Aoki-Velloso para sondagem 01

Prof. (m)	Nspt	ΔL (m)	K (kN/m ²)	α	F1	F2	Qp (kN)	Fator de segurança de Ponta	Qp Adm (kN)	Ql (kN)	Fator de segurança Lateral	Ql Adm (kN)	ΣQl Adm (kN)	QR (Kn)
2,00	2,00	1,00	350,00	0,02	2,00	4,00	202,13	2,00	101,06	9,24	2,00	4,62	4,62	105,68
3,00	3,00	1,00	350,00	0,02	2,00	4,00	336,88	2,00	168,44	13,85	2,00	6,93	11,54	179,98
4,00	5,00	1,00	350,00	0,02	2,00	4,00	943,25	2,00	471,63	23,09	2,00	11,54	23,09	494,71
5,00	14,00	1,00	1.000,00	0,01	2,00	4,00	4.042,50	2,00	2.021,25	107,75	2,00	53,88	76,97	2.098,22
6,00	21,00	1,00	1.000,00	0,01	2,00	4,00	5.390,00	2,00	2.695,00	161,63	2,00	80,81	157,78	2.852,78
7,00	28,00	1,00	1.000,00	0,01	2,00	4,00	5.967,50	2,00	2.983,75	215,50	2,00	107,75	265,53	3.249,28
8,00	31,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	2.618,00	2,00	1.309,00	204,51	2,00	102,25	367,78	1.676,78
9,00	34,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	254,20	2,00	127,10	494,88	2.419,88
10,00	50,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	373,83	2,00	186,92	681,80	2.606,80
11,00	50,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	373,83	2,00	186,92	868,71	2.793,71
12,00	50,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	373,83	2,00	186,92	1.055,63	2.980,63
13,00	50,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	373,83	2,00	186,92	1.242,54	3.167,54
14,00	50,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	373,83	2,00	186,92	1.429,46	3.354,46
15,00	50,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	373,83	2,00	186,92	1.616,37	3.541,37
16,00	50,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	373,83	2,00	186,92	1.803,29	3.728,29
17,00	50,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	373,83	2,00	186,92	1.990,20	3.915,20
18,00	50,00													

Fonte: Autor (2018)

Tabela 15 - Método de Aoki-Velloso para sondagem 02

Prof. (m)	Nspt	ΔL (m)	K (kN/m ²)	α	F1	F2	Qp (kN)	Fator de segurança de Ponta	Qp Adm (kN)	Ql (kN)	Fator de segurança Lateral	Ql Adm (kN)	ΣQl Adm (kN)	QR (Kn)
2,00	2,00	1,00	1.000,00	0,01	2,00	4,00	1.540,00	2,00	770,00	15,39	2,00	7,70	7,70	777,70
3,00	8,00	1,00	1.000,00	0,01	2,00	4,00	3.080,00	2,00	1.540,00	61,57	2,00	30,79	38,48	1.578,48
4,00	16,00	1,00	1.000,00	0,01	2,00	4,00	1.347,50	2,00	673,75	123,14	2,00	61,57	100,05	773,80
5,00	7,00	1,00	1.000,00	0,01	2,00	4,00	1.540,00	2,00	770,00	53,88	2,00	26,94	126,99	896,99
6,00	8,00	1,00	1.000,00	0,01	2,00	4,00	2.695,00	2,00	1.347,50	61,57	2,00	30,79	157,78	1.505,28
7,00	14,00	1,00	1.000,00	0,01	2,00	4,00	3.080,00	2,00	1.540,00	107,75	2,00	53,88	211,65	1.751,65
8,00	16,00	1,00	1.000,00	0,01	2,00	4,00	4.427,50	2,00	2.213,75	123,14	2,00	61,57	273,23	2.486,98
9,00	23,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	171,96	2,00	85,98	359,21	2.284,21
10,00	50,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	373,83	2,00	186,92	546,12	2.471,12
11,00	50,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	373,83	2,00	186,92	733,04	2.658,04
12,00	50,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	373,83	2,00	186,92	919,95	2.844,95
13,00	50,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	373,83	2,00	186,92	1.106,87	3.031,87
14,00	50,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	373,83	2,00	186,92	1.293,78	3.218,78
15,00	50,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	373,83	2,00	186,92	1.480,70	3.405,70
16,00	50,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	373,83	2,00	186,92	1.667,61	3.592,61
17,00	50,00	1,00	400,00	0,03	2,00	4,00	3.850,00	2,00	1.925,00	373,83	2,00	186,92	1.854,53	3.779,53
18,00	50,00													

Fonte: Autor (2018)

O método considera o N_{spt} para o cálculo da resistência lateral o valor na camada de solo em estudo e para a resistência de ponta o valor do índice para a camada na cota da ponta do elemento.

4.4.3 Método de Velloso

Os parâmetros de correlação a , b , a' e b' para a utilização do método com os resultados do ensaio SPT variam de acordo com o tipo do solo. O cálculo da capacidade de carga de acordo com a sondagem 01 está descrito na Tabela 16 e o cálculo de acordo com a sondagem 02 na Tabela 17.

Com a análise das Tabelas 16 e 17, nota-se a crescente melhoria da capacidade de resistência do solo de acordo com que a profundidade avança, isto devido a melhoria nos índices de resistência do solo.

A soma das Equações 9 e 10 definem a capacidade de carga para este método.

$$Q_{l,ult} = U\alpha\lambda \sum \tau_{l,ult}\Delta l_i \quad (9)$$

$$Q_{p,ult} = A_b\alpha\beta q_{p,ult} \quad (10)$$

Com a Tabela 17 nota-se o declínio da capacidade de carga entre as cotas -3,00m e -4,00m devido ao índice de resistência da camada na cota de -5,00m possuir valor inferior a metade do índice da camada anterior.

Tabela 16 - Método de Velloso para sondagem 01

Prof. (m)	Nspt	ΔL (m)	α	β	a	b	λ	a'	b'	Qp (kN)	Fator de segurança de Ponta	Qp Adm (kN)	Ql (kN)	Fator de segurança Lateral	Ql Adm (kN)	ΣQl Adm (kN)	QR (Kn)
2,00	2,00	1,00	0,50	0,70	600,00	1,00	1,00	5,00	1,00	244,24	2,00	122,12	11,00	2,00	5,50	5,50	127,62
3,00	3,00	1,00	0,50	0,70	600,00	1,00	1,00	5,00	1,00	407,07	2,00	203,54	16,49	2,00	8,25	13,74	217,28
4,00	5,00	1,00	0,50	0,70	600,00	1,00	1,00	5,00	1,00	1.139,81	2,00	569,90	27,49	2,00	13,74	27,49	597,39
5,00	14,00	1,00	0,50	0,70	600,00	1,00	1,00	5,00	1,00	1.709,71	2,00	854,85	76,97	2,00	38,48	65,97	920,82
6,00	21,00	1,00	0,50	0,70	600,00	1,00	1,00	5,00	1,00	2.279,61	2,00	1.139,81	115,45	2,00	57,72	123,69	1.263,50
7,00	28,00	1,00	0,50	0,70	600,00	1,00	1,00	5,00	1,00	2.523,85	2,00	1.261,93	153,93	2,00	76,97	200,66	1.462,59
8,00	31,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	1.845,40	2,00	922,70	272,68	2,00	136,34	337,00	1.259,70
9,00	34,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	299,06	2,00	149,53	486,53	1.843,44
10,00	50,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	439,80	2,00	219,90	706,43	2.063,34
11,00	50,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	439,80	2,00	219,90	926,33	2.283,24
12,00	50,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	439,80	2,00	219,90	1.146,23	2.503,14
13,00	50,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	439,80	2,00	219,90	1.366,13	2.723,04
14,00	50,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	439,80	2,00	219,90	1.586,03	2.942,94
15,00	50,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	439,80	2,00	219,90	1.805,93	3.162,84
16,00	50,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	439,80	2,00	219,90	2.025,83	3.382,74
17,00	50,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	439,80	2,00	219,90	2.245,73	3.602,64
18,00	50,00																

Fonte: Autor (2018)

Tabela 17 - Método de Velloso para sondagem 02

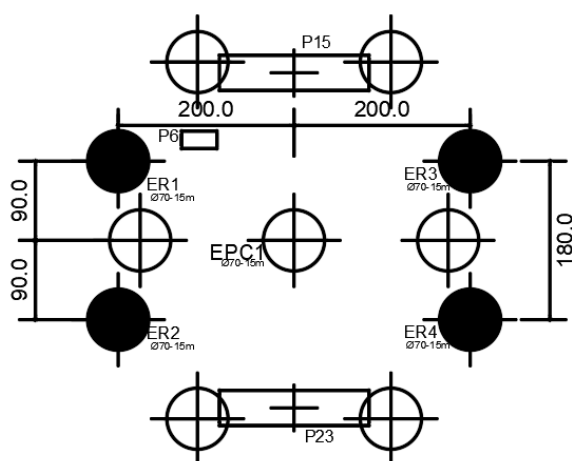
Prof. (m)	Nspt	ΔL (m)	α	β	a	b	λ	a'	b'	Qp (kN)	Fator de segurança de Ponta	Qp Adm (kN)	Ql (kN)	Fator de segurança Lateral	Ql Adm (kN)	ΣQl Adm (kN)	QR (Kn)
2,00	2,00	1,00	0,50	0,70	600,00	1,00	1,00	5,00	1,00	651,32	2,00	325,66	11,00	2,00	5,50	5,50	331,16
3,00	8,00	1,00	0,50	0,70	600,00	1,00	1,00	5,00	1,00	1.302,63	2,00	651,32	43,98	2,00	21,99	27,49	678,80
4,00	16,00	1,00	0,50	0,70	600,00	1,00	1,00	5,00	1,00	569,90	2,00	284,95	87,96	2,00	43,98	71,47	356,42
5,00	7,00	1,00	0,50	0,70	600,00	1,00	1,00	5,00	1,00	651,32	2,00	325,66	38,48	2,00	19,24	90,71	416,37
6,00	8,00	1,00	0,50	0,70	600,00	1,00	1,00	5,00	1,00	1.139,81	2,00	569,90	43,98	2,00	21,99	112,70	682,60
7,00	14,00	1,00	0,50	0,70	600,00	1,00	1,00	5,00	1,00	1.302,63	2,00	651,32	76,97	2,00	38,48	151,18	802,50
8,00	16,00	1,00	0,50	0,70	600,00	1,00	1,00	5,00	1,00	1.872,54	2,00	936,27	87,96	2,00	43,98	195,16	1.131,43
9,00	23,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	202,31	2,00	101,15	296,32	1.653,23
10,00	50,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	439,80	2,00	219,90	516,22	1.873,13
11,00	50,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	439,80	2,00	219,90	736,12	2.093,03
12,00	50,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	439,80	2,00	219,90	956,02	2.312,93
13,00	50,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	439,80	2,00	219,90	1.175,92	2.532,83
14,00	50,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	439,80	2,00	219,90	1.395,82	2.752,73
15,00	50,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	439,80	2,00	219,90	1.615,72	2.972,63
16,00	50,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	439,80	2,00	219,90	1.835,62	3.192,53
17,00	50,00	1,00	0,50	0,70	400,00	1,00	1,00	8,00	1,00	2.713,82	2,00	1.356,91	439,80	2,00	219,90	2.055,52	3.412,43
18,00	50,00																

Fonte: Autor (2018)

4.5 Ensaio de carga estática

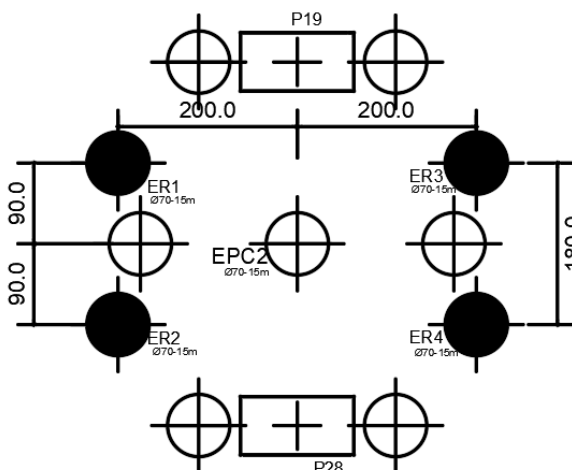
Os ensaios foram realizados nas estacas nomeadas de EPC1 (Figura 8) e EPC2 (Figura 9) de diâmetro de 70cm e profundidade de 15m cada. As estacas ER1, ER2, ER3 e ER4 são estacas moldadas nas mesmas dimensões da estaca a ser ensaiada e servem para a realização do ensaio. Estas devem suportar uma carga a tração de no mínimo 1,5 vezes a carga máxima de trabalho que neste caso foi definida pelo projetista de fundações da edificação o valor de 210tf. Segundo a NBR 6122/2010, o ensaio para avaliação do desempenho de uma estaca deve ser realizado até que a solicitação aplicada atinja o valor de 1,6 vez a carga admissível no projeto. Neste caso, a carga máxima aplicada foi de 350tf valor superior ao determinado por norma.

Figura 8 - Vista da estaca EPC1



Fonte: Adaptado pelo autor (2018)

Figura 9 - Vista da estaca EPC2



Fonte: Adaptado pelo autor (2018)

O sistema de reação foi composto por uma viga metálica de 5m de comprimento e seção de 1m de altura e 0,5m de largura, ancorada em quatro barras de tirantes (Figura 10). Os deslocamentos foram aferidos por meio de quatro extensômetros fixados no sistema.

Figura 10 - Sistema de reação do ensaio



Fonte: Adaptado pelo autor (2018)

No ensaio realizou-se carregamento do tipo lento com execução em 10 estágios com acréscimo de 10% da carga máxima em cada estágio. Estes foram mantidos até a estabilização dos deslocamentos, com respeito ao mínimo de 120min. Iniciou-se, então, com a aplicação de uma carga de contato, seguida da carga do primeiro estágio. Para os estágios posteriores houve os acréscimos de 10% até que se atingisse a carga máxima de 350tf.

Com a conclusão da etapa de carregamento, a última carga manteve-se aplicada por um período de 12 horas contado após a estabilização dos recalques. Em seguida, realizou-se a etapa de descarregamento em quatro estágios. Para cada um destes, deve-se manter a aplicação pelo tempo mínimo de 15min, após a estabilização da leitura do deslocamento.

Tabela 18 - Resultado para fase de carregamento EPC1

Fase	Carregamento				
Carga (tf)	Recalque (mm)				
	EXT 01	EXT 02	EXT 03	EXT 04	Média
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
35,00	-0,28	-0,17	-0,28	-0,09	-0,21
70,00	-0,46	-0,32	-0,49	-0,32	-0,40
105,00	-1,26	-0,86	-1,30	-0,68	-1,03
140,00	-2,84	-1,34	-2,85	-1,05	-2,02
175,00	-3,45	-1,93	-3,58	-1,57	-2,63
210,00	-5,90	-2,85	-4,52	-2,51	-3,95
245,00	-7,27	-3,79	-5,91	-4,62	-5,40
280,00	-8,88	-5,17	-8,28	-6,73	-7,27
315,00	-11,19	-8,96	-12,68	-8,86	-10,42
350,00	-12,85	-11,60	-13,09	-10,85	-12,10

Fonte: Adaptado pelo autor (2018)

Os resultados obtidos no ensaio para a estaca EPC1 na fase de carregamento consta na Tabela 18 e para a fase de descarregamento na Tabela 19. Nota-se que o recalque máximo atingido para esta fase foi de 12,10mm ao final da aplicação do último estágio de carregamento.

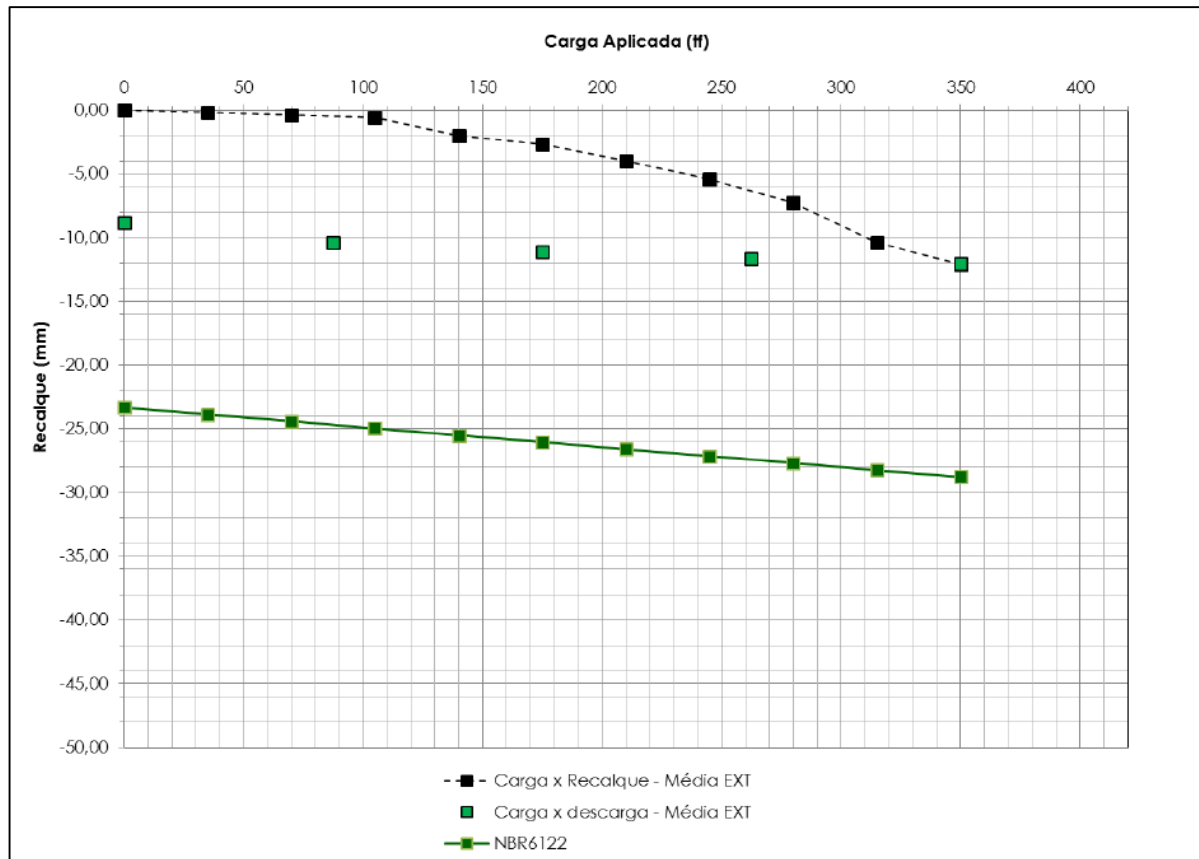
Tabela 19 - Resultado para fase de descarregamento EPC1

Fase	Descarregamento				
Carga (tf)	Recalque (mm)				
	EXT 01	EXT 02	EXT 03	EXT 04	Média
0,00	-9,27	-8,92	-9,21	-8,00	-8,85
87,50	-10,89	-10,01	-11,29	-9,42	-10,40
175,00	-11,18	-10,86	-12,33	-10,19	-11,14
262,50	-12,14	-11,15	-12,68	-10,48	-11,61
350,00	-12,87	-11,50	-13,03	-10,48	-11,97

Fonte: Adaptado pelo autor (2018)

Com os resultados da fase de descarregamento (Tabela 19) observa-se que com o final desta o recalque médio resultante foi de 8,85mm, assim, pode-se quantificar o deslocamento elástico do elemento. Na Figura 11 consta o gráfico carga x recalque para ilustrar os resultados do ensaio para as duas fases e apresenta ainda uma estimativa de recalque segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) para a estaca.

Figura 11 - Gráfico carga x recalque para EPC1



Fonte: Adaptado pelo autor (2018)

Para o ensaio realizado na estaca EPC2, tem-se os resultados na fase de carregamento (Tabela 20) e descarregamento (Tabela 21).

Tabela 20 - Resultado para fase de carregamento EPC2

Fase	Carregamento				
Carga (tf)	Recalque (mm)				
	EXT 01	EXT 02	EXT 03	EXT 04	Média
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
35,00	-0,04	-0,12	-0,04	-0,05	-0,06
70,00	-0,45	-0,80	-0,54	-0,79	-0,65
105,00	-1,10	-1,67	-1,41	-1,79	-1,49
140,00	-2,56	-3,44	-3,18	-2,22	-2,85
175,00	-5,18	-5,99	-4,12	-3,13	-4,61
210,00	-6,27	-7,43	-5,07	-5,18	-5,99
245,00	-7,22	-9,37	-6,37	-7,20	-7,54
280,00	-8,19	-11,18	-7,18	-8,18	-8,68
315,00	-9,39	-12,27	-8,17	-10,52	-10,09
350,00	-10,30	-15,28	-11,22	-13,71	-12,63

Fonte: Autor (2018)

Com os resultados da Tabela 20, tem-se que o recalque máximo médio, para os quatro extensômetros, atingido ao final da fase de carregamento foi de 12,63mm.

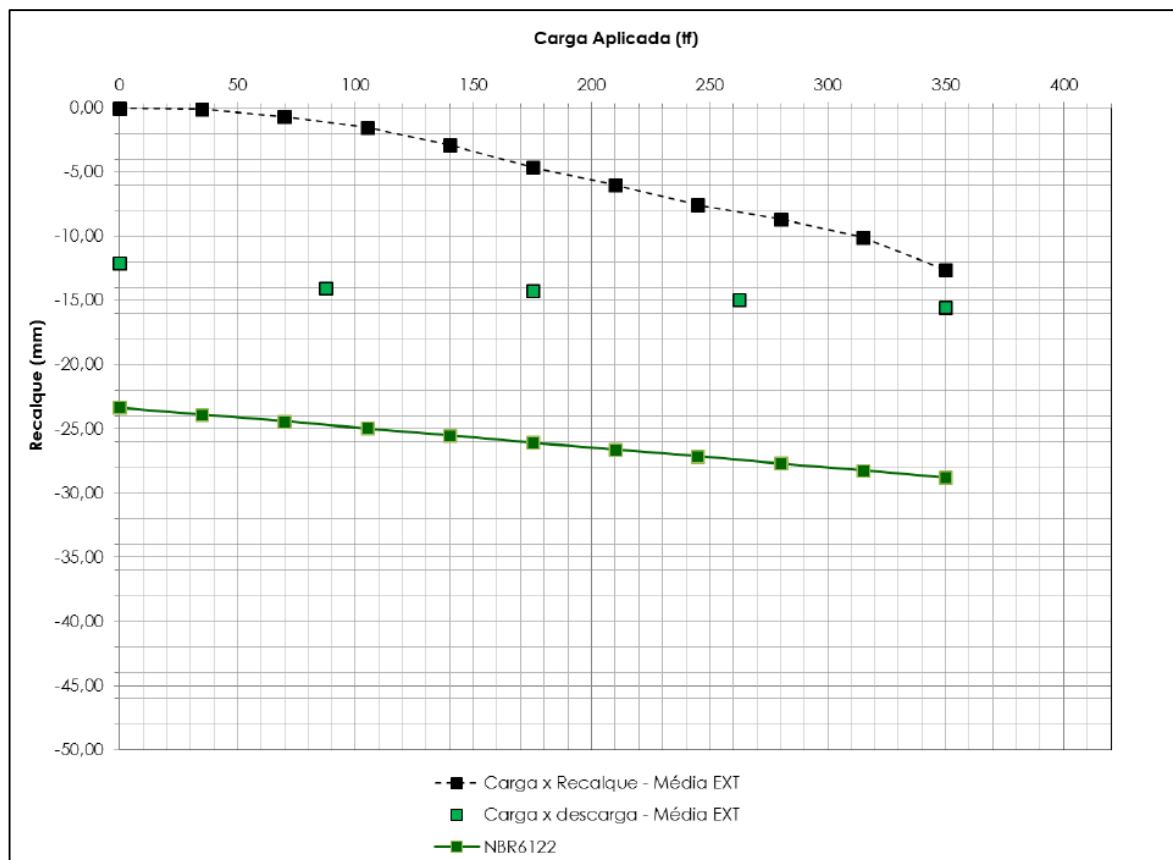
Tabela 21 - Resultado para fase de descarregamento EPC12

Fase	Descarregamento				
	Recalque (mm)				
	EXT 01	EXT 02	EXT 03	EXT 04	Média
0,00	-11,67	-12,09	-12,53	-12,09	-12,10
87,50	-13,66	-14,16	-14,21	-14,20	-14,06
175,00	-13,78	-14,38	-14,39	-14,47	-14,26
262,50	-14,48	-14,75	-15,10	-15,37	-14,93
350,00	-15,01	-15,43	-15,60	-16,01	-15,51

Fonte: Autor (2018)

Assim, com a Tabela 21, nota-se que após a aplicação da carga máxima do ensaio com a duração de 12 horas, obteve-se o recalque máximo para o ensaio com 15,51mm, e ao final da fase de descarregamento o recalque resultante foi de 12,10mm. A Figura 12 apresenta o gráfico carga x recalque para ilustrar os resultados para as duas fases e apresenta ainda uma estimativa segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) para a estaca.

Figura 12 - Gráfico carga x recalque para EPC2



Fonte: Autor (2018)

Segundo os resultados do ensaio, a estaca apresentou deslocamento máximo médio de 12,10mm para a EPC1 e 15,51mm para a EPC2. Valores dentro do limite estabelecido por Décourt (1998) de 25mm.

4.6 Comparação dos métodos semiempíricos

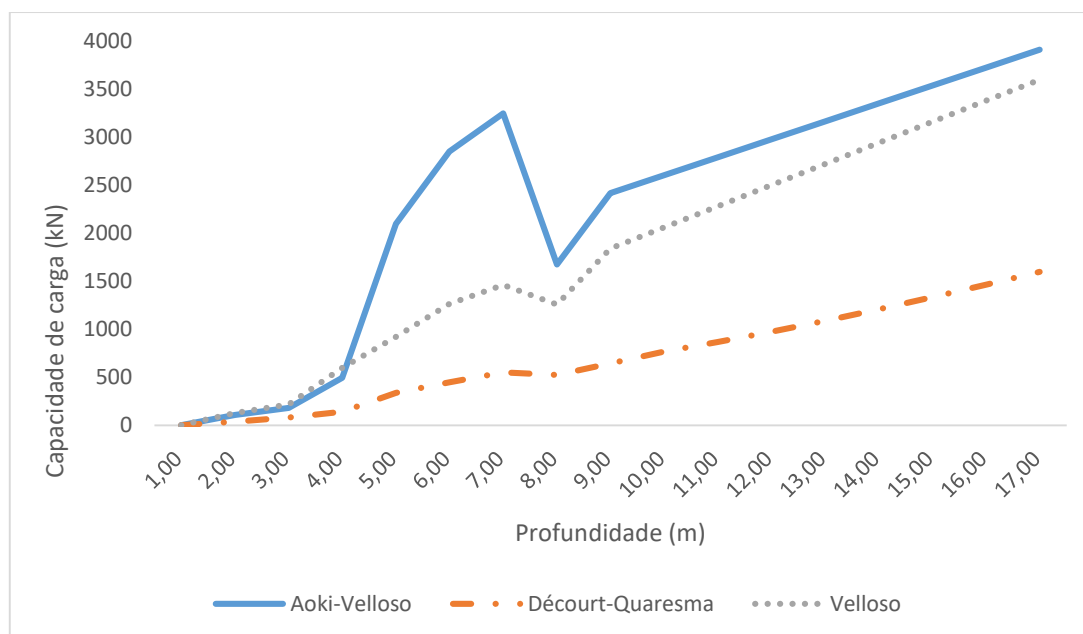
Conhecido o resultado do ensaio de carga estática pode-se definir o método semiempírico que melhor se adequa ao solo da obra. Na Tabelas 22 e Figura 13 são expostos os valores de carga admissível para cada camada do substrato com a utilização dos dados da sondagem 01.

Tabela 22 - Comparativo dos métodos de acordo com a sondagem 01

Prof. (m)	Carga admissível (kN)		
	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Velloso
- 1,00	-	-	-
- 2,00	105,68	37,58	127,62
- 3,00	179,98	80,83	217,28
- 4,00	494,71	138,69	597,39
- 5,00	2.098,22	337,23	920,82
- 6,00	2.852,78	446,66	1.263,50
- 7,00	3.249,28	552,30	1.462,59
- 8,00	1.676,78	525,34	1.259,70
- 9,00	2.419,88	643,45	1.843,44
- 10,00	2.606,80	767,96	2.063,34
- 11,00	2.793,71	866,18	2.283,24
- 12,00	2.980,63	973,13	2.503,14
- 13,00	3.167,54	1.087,36	2.723,04
- 14,00	3.354,46	1.207,74	2.942,94
- 15,00	3.541,37	1.333,40	3.162,84
- 16,00	3.728,29	1.463,63	3.382,74
- 17,00	3.915,20	1.597,86	3.602,64

Fonte: Autor (2018)

Figura 13 - Gráfico dos métodos de cálculo para a sondagem 01



Fonte: Autor (2018)

A partir destas, é possível ilustrar o comportamento gráfico dos métodos, com ênfase no método desenvolvido por Aoki-Velloso que obteve um decréscimo de resistência entre as cotas de -7,00m e -8,00m devido a variação do material do solo. Nota-se ainda que os métodos de Aoki-Velloso e Velloso apresentaram valores e comportamento gráfico próximos.

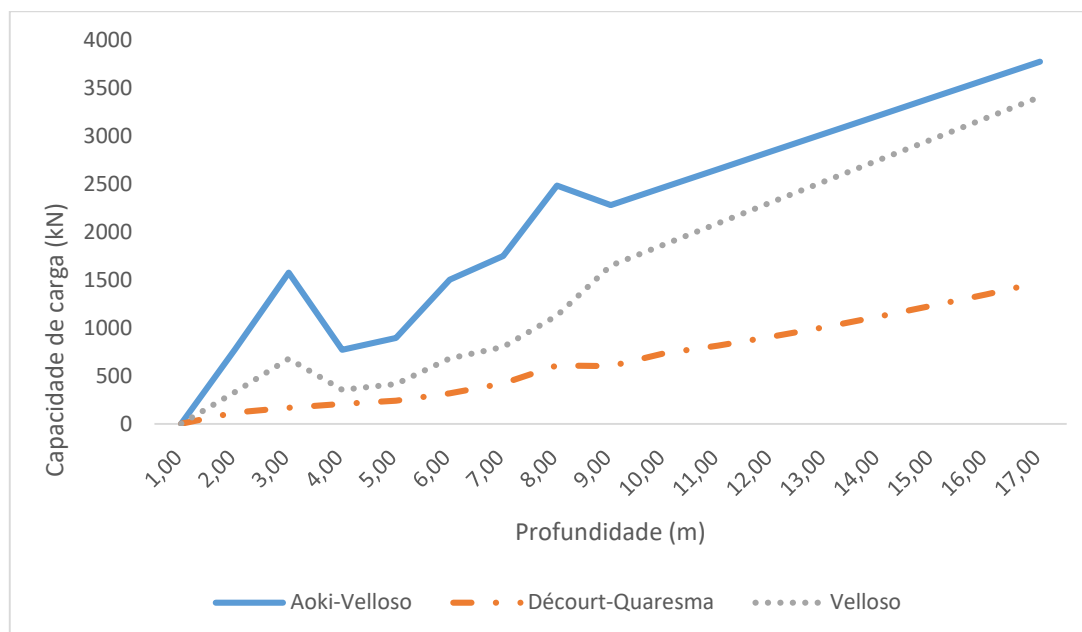
Na Tabela 23 e Figura 14 expõe-se os resultados do cálculo dos métodos semiempíricos para a sondagem 02.

Tabela 23 - Comparativo dos métodos de acordo com a sondagem 02

Prof. (m)	Carga admissível (kN)		
	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Velloso
- 1,00	-	-	-
- 2,00	777,70	118,43	331,16
- 3,00	1.578,48	167,00	678,80
- 4,00	773,80	209,75	356,42
- 5,00	896,99	243,28	416,37
- 6,00	1.505,28	318,98	682,60
- 7,00	1.751,65	421,32	802,50
- 8,00	2.486,98	608,09	1.131,43
- 9,00	2.284,21	603,63	1.653,23
- 10,00	2.471,12	735,64	1.873,13
- 11,00	2.658,04	817,73	2.093,03
- 12,00	2.844,95	910,02	2.312,93
- 13,00	3.031,87	1.010,81	2.532,83
- 14,00	3.218,78	1.118,79	2.752,73
- 15,00	3.405,70	1.232,93	2.972,63
- 16,00	3.592,61	1.352,40	3.192,53
- 17,00	3.779,53	1.476,56	3.412,43

Fonte: Autor (2018)

Figura 14 - Gráfico dos métodos de cálculo para a sondagem 02



Fonte: Autor (2018)

De acordo com as Tabelas 22 e 23 avaliou-se que o método de Décourt-Quaresma apresentou os menores valores para as tensões admissíveis de cada camada, o que torna este o método mais conservador para a obra. O método de Aoki-Velloso apresentou os maiores valores. Ressalta-se que, estes resultados foram devido ao índice de resistência do solo em estudo apresentar um crescimento ao longo da sua profundidade. Caso houvesse um decréscimo de resistência, o método de Décourt-Quaresma apresentaria os maiores valores.

Para a camada de 15m obteve-se, portanto, os seguintes valores descritos na Tabela 24 para a carga admissível.

Tabela 24 - Capacidade de carga admissível para a profundidade de 15m

Método	Carga Admissível (kN)	
	Sondagem 01	Sondagem 02
Décourt-Quaresma	1.333,40	1.232,93
Aoki-Velloso	3.541,37	3.405,70
Velloso	3.162,84	2.972,63

Fonte: Autor (2018)

Devido ao método ao método de Aoki-Velloso apresentar o valor da capacidade de carga próximo a carga máxima do ensaio de carga estática, 350tf ou seja, 3.500 kN, este será o método adotado para o dimensionamento da fundação do edifício. Ressalta-se que, o recalque

proveniente para este carregamento foi inferior a 25mm que seria o valor máximo indicado por Décourt (1998) para este tipo de solo.

4.7 Bloco de coroamento

Este trabalho é limitado ao dimensionamento geométrico do bloco de coroamento que será realizado após a definição da quantidade de estacas utilizadas para suportar a solicitação da superestrutura.

Devido a capacidade de carga do solo adotada, não haverá necessidade de associar os elementos de fundação do grupo de pilares P15, P6 e P23 e do grupo de pilares P19 e P28, dessa forma, o projeto de fundações desenvolvido neste trabalho e presente no Apêndice A apresentará uma seção diferente para os blocos de coroamento, em comparação ao projeto executado na obra.

4.8 Dimensionamento estrutural da estaca

Devido ao solo da obra apresentar uma capacidade de carga superior ao estimado pelo projetista, haverá uma economia no projeto de fundações desenvolvido neste trabalho com profundidades e número de estacas inferiores ao executado em obra. O projeto executado na obra consta no Apêndice B.

Para o dimensionamento, primeiramente, deve-se calcular a tensão solicitante na estaca, para que assim possa ser avaliada a necessidade de armadura além da mínima segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010). Para estacas hélice contínua com tensão média inferior a 6 MPa existe a necessidade apenas de armadura mínima disposta na Tabela 25.

Tabela 25 - Armadura mínima para estaca hélice contínua

Área de aço mínima	Comprimento mínimo da armadura
0,50%	4,00m

Fonte: Adaptado de NBR 6122/2010.

Dessa forma, para a estaca adotada neste trabalho, com diâmetro de 70cm, tem-se a seguinte área de aço mínima.

$$A_{s,min} = 0,5\% \times A_c = \frac{0,5}{100} \times 3850 \text{ cm}^2 = 19,25 \text{ cm}^2 \quad (16)$$

Com a barra de aço de diâmetro de 12,5 mm que possui área de 1,227cm² serão utilizadas 16 barras para suprir a necessidade da área de aço 19,25cm² na estaca. O cobrimento admitido para o dimensionamento foi de 7cm segundo recomendações de Hachich *et al.* (1998). Dessa forma, o perímetro efetivo será:

$$U_{ef} = \pi(70 - 2 \times 7) = 175,84 \text{ cm} \quad (17)$$

E o espaçamento entre barras será de:

$$Esp = \frac{U_{ef}}{N_{barras}} = \frac{175,84}{16} = 11 \text{ cm} \quad (18)$$

Para os estribos será utilizado aço de $\varnothing$ 6,3mm. A recomendação da NBR 6122 (ABNT, 2010) é que a estaca seja armada no mínimo até 4m, entretanto, será utilizado armadura até o comprimento de 6m para melhoria na execução e colocação da armadura no furo da estaca.

Os resultados do ensaio de carga estática realizado para a estaca moldado *in loco*, foram satisfatórios. Assim, devido a verificação da estaca dimensionada neste trabalho possuir as mesmas dimensões e a carga de trabalho utilizada ser aproximada do valor do ensaio de carga estática, não se faz necessário realizar uma nova verificação quanto ao recalque do elemento.

4.9 Comparação dos projetos

As estacas dimensionadas possuíram o diâmetro de 70cm e possuíram variação apenas na profundidade do elemento. Na Tabela 26, a seguir consta a comparação quanto ao quantitativo de estacas e suas respectivas profundidades para o projeto desenvolvido neste trabalho e o projeto executado em obra.

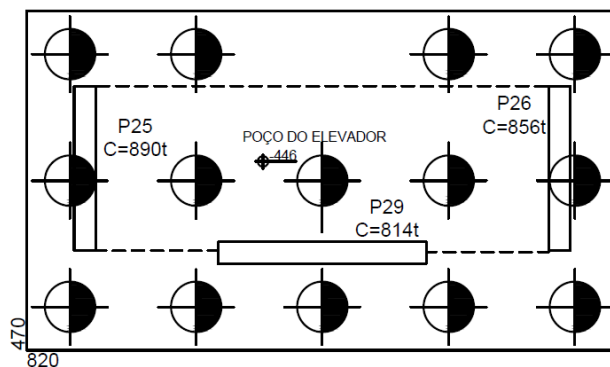
Tabela 26 - Resumo do quantitativo das estacas

Ø (cm)	Prof. (m)	Quantidade	
		Desenvolvido	Executado
70	6	-	1
70	8	6	-
70	10	50	1
70	12	28	-
70	15	-	76
70	14	30	-
70	16	-	69

Fonte: Autor (2018)

Dessa forma, nota-se a redução na quantidade e profundidade das estacas quando é comparado os dois projetos. Para melhor ilustrar a comparação do quantitativo de estacas do projeto executado (Figura 15) e do desenvolvido neste trabalho (Figura 16), tem-se o bloco de coroamento para os pilares do poço do elevador P25, P26 e P29.

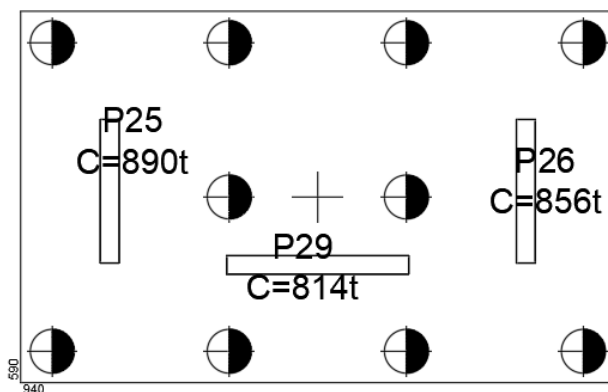
Figura 15 - Bloco de coroamento para o projeto executado



Fonte: Adaptado pelo autor (2018)

Nesta (Figura 15), foram utilizadas 14 estacas de comprimento igual a 16m, um quantitativo acima do previsto quando compara-se ao projeto desenvolvido.

Figura 16 - Bloco de coroamento para o projeto desenvolvido



Fonte: Autor (2018)

A partir da Figura 16 nota-se que a quantidade de estacas utilizadas no projeto desenvolvido foi de 10 estacas com profundidade de 14m. Assim, ao comparar os dois projetos nota-se a elevada quantidade de estacas que o projetista de fundações dimensionou para o suporte das cargas da edificação, isto, devido ao fato de ter utilizado um valor de capacidade de carga do solo abaixo da real capacidade apresentada pelo ensaio de carga estática.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para a definição da fundação a ser utilizada em uma determinada obra, o projetista deve atentar-se para alguns fatores, como, a característica do solo, o custo da tecnologia empregada, os impactos em edificações vizinhas, o tempo de execução, entre outros. Dessa forma, a caracterização do substrato se mostra de suma importância para definir se a fundação será do tipo direta ou indireta. Devido ao solo da obra analisada apresentar baixa resistência nas camadas iniciais e a elevada carga aplicada, optou-se pela utilização de fundação indireta do tipo hélice contínua. Este tipo foi utilizado ainda devido a acessibilidade do processo executivo na região e ao baixo impacto que causa a vizinhança.

Com a fundação definida, a estimativa da capacidade de carga do elemento através dos três métodos semiempírico propostos se mostrou com variação excessiva no caso do método de Décourt-Quaresma. Este apresentou os menores valores de capacidades de carga, assim, mostrou-se como o mais conservador dentre os métodos. Os métodos de Aoki-Velloso e Velloso se mostraram os menos conservadores quanto a carga admissível superior a aproximadamente 50% do encontrado para o método de Décourt-Quaresma para a mesma profundidade.

A partir do ensaio de carga estática, foi possível avaliar que o método que mais se aproximou da realidade do solo, para este caso, foi o de Aoki-Velloso. Assim, notou-se que o solo apresentou uma resposta melhor do que a esperada pelo projetista de fundação. Ressalta-se ainda, a importância da realização do ensaio de carga estática que neste caso traria uma economia no custo da fundação adotada.

A realização do ensaio anterior a execução das estacas serve para avaliar a eficiência do projeto elaborado e comprovar que os parâmetros adotados para o dimensionamento foram utilizados de forma correta. No caso em estudo, caso houvesse a adaptação do projeto a partir do resultado dos ensaios de prova de carga antes da execução, a solução adotada tornaria-se mais econômica sem comprometer a eficiência do elemento.

Como sugestão para trabalhos futuros, pode-se avaliar a viabilidade técnica e economia para a realização do ensaio de carga estática. Visto que, sem a realização do ensaio não seria comprovada a necessidade de adaptar o projeto de fundação para que esta fosse dimensionada para uma capacidade de carga do solo mais elevada, com valor próximo ao encontrado no ensaio.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo – sondagens de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

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

_____. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

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

ALONSO, U. R. Dimensionamento de fundações profundas. 2. Ed. São Paulo: Blucher, 2013.

AOKI, N. CINTRA, J. C. Fundações por estaca: projeto geotécnico. Oficina de Textos. São Paulo, 2010.

BESSA, A. K. S, et all. Análise de métodos de interpretação de curva carga x recalque de prova de carga estática em fundações profundas no nordeste do Brasil. Belo Horizonte, 2016.

DÉCOURT, Luciano. Análise e projeto de fundações profundas – Estacas. In: FALCONI, Frederico F. et al. Fundações teoria e pratica. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 8, p. 329-335

DIAS, K. O, et al. Previsão de capacidade de carga de uma fundação em estaca hélice contínua apoiada sobre solo mole: um estudo de caso. Goiânia, 2014.

FREITAS, I. M. B. Comportamento e projeto de fundações superficiais em edifícios de alvenaria estrutural. Fortaleza, 2010.

GIRIBOLA, M. Como executar estaca raiz. Disponível em: <<http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/163/artigo338063-1.aspx>>. Acesso em: 01 de outubro de 2017.

HACHICH, W, et al. Fundações: teoria e prática. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998.

MILITITSKY, J. CONSOLI, N. C. SCHNAID, F. Patologia das fundações. Oficina de Textos. São Paulo, 2008.

MEDEIROS, H. Estacas a toda prova. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/95/artigo287359-1.aspx>>. Acesso em: 01 de outubro de 2017.

Prova de carga estática. Disponível em: <http://www.solofix.com.br/servicos_detalhe.php?nIdServico=9>. Acesso em: 28 de novembro de 2017.

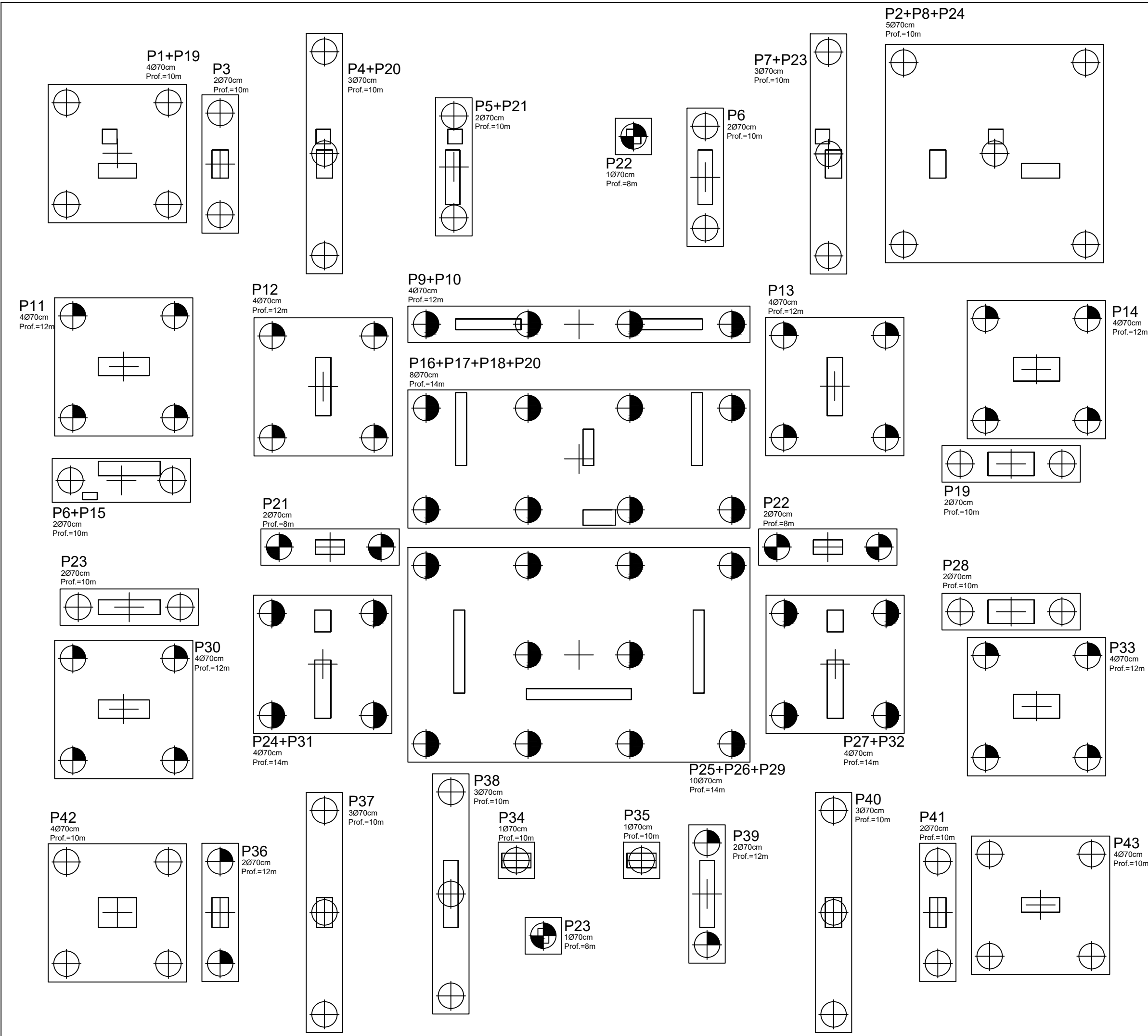
ROCHA, A. P.; TAMAKI, L. Terreno crítico. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/172/terreno-critico-analise-das-caracteristicas-do-solo-define-melhor-285880-1.aspx>>. Acesso em: 01 de outubro de 2017.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: FALCONI, Frederico F. et al. Fundações teoria e pratica. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 7, p. 227-264.

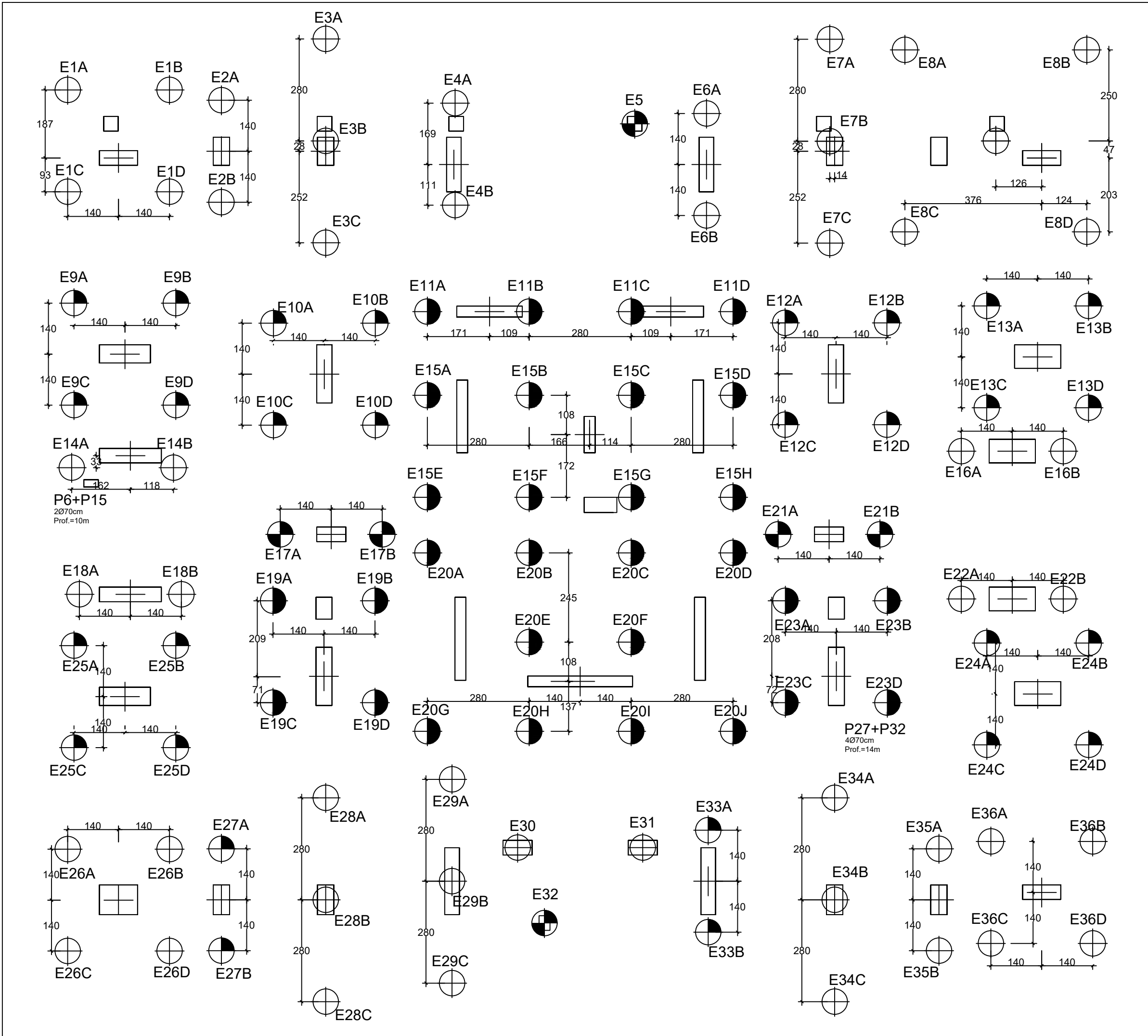
TOGNETTI, G. Cálculo da capacidade de carga de fundações em estacas pelo SPT. Disponível em: <<http://engenheironocanteiro.com.br/calculo-da-capacidade-de-carga-de-fundacoes-em-estacas-pelo-spt/>>. Acesso em: 30 de setembro de 2017.

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

Apêndice A – Projeto executivo desenvolvido

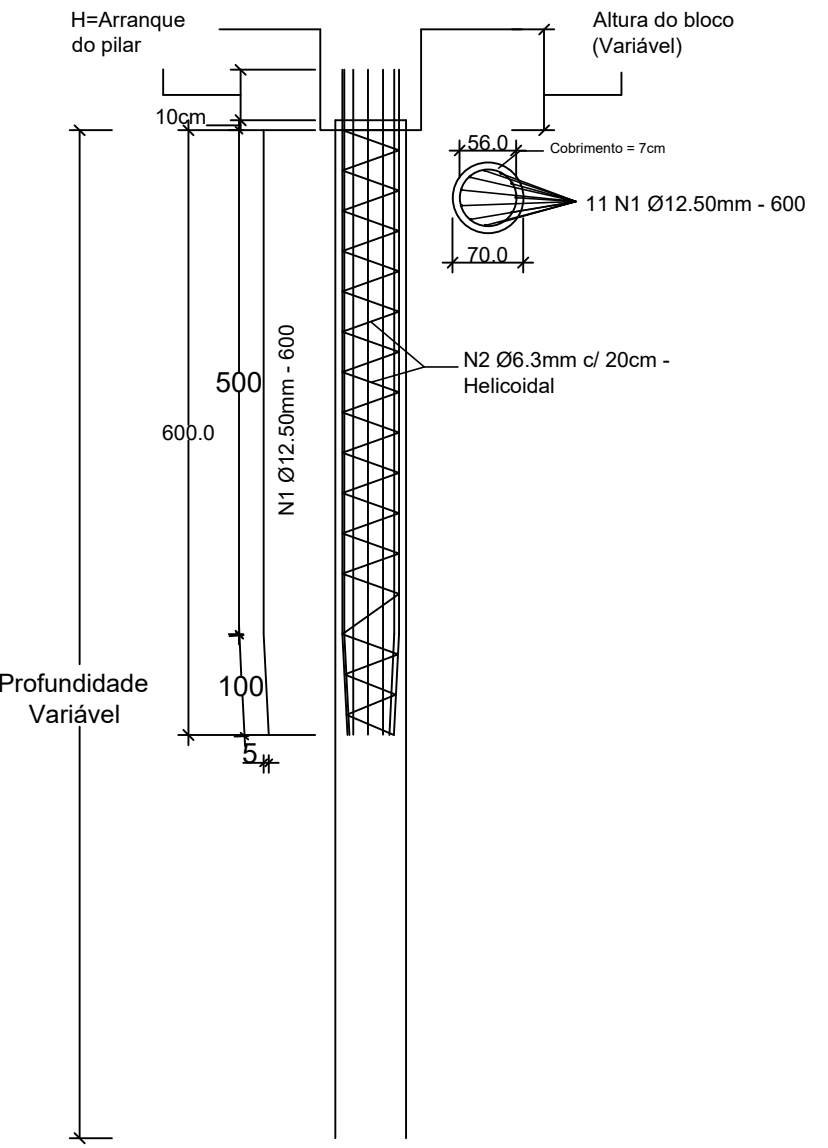


LOCAÇÃO DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO
ESC. 1/100



LOCAÇÃO DAS ESTACAS EM RELAÇÃO AO EIXO DOS PILARES
ESC. 1/100

DETALHE GENÉRICO ESTACA HÉLICE CONTÍNUA
MONITORADA - DIÂMETRO 70 CM



LEGENDA	
	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA - DIÂMETRO 70 cm PROFUNDIDADE 10 METROS
	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA - DIÂMETRO 70 cm PROFUNDIDADE 12 METROS
	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA - DIÂMETRO 70 cm PROFUNDIDADE 14 METROS
	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA - DIÂMETRO 70 cm PROFUNDIDADE 8 METROS

LISTA DE AÇO - ESTACAS				
N	ø (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
			UNIT. (cm)	TOTAL (m)
1	12,5	1254	600,00	7.524,00
2	6,3	114	5.312,00	6.055,68

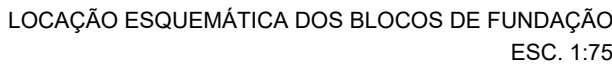
RESUMO DE AÇO - ESTACAS			
ø (mm)	ø (pol.)	COMP. TOTAL (m)	PESO (kg)
6,3	1/4"	6.055,68	1.501,81
12,5	1/2"	7.524,00	7.433,71

OBSERVAÇÕES

- TIPO DE FUNDAÇÃO ADOTADO: ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA.
- PARA LOCALIZAR A OBRA E DEFINIR AS COTAS DE ARRASAMENTO DAS ESTACAS UTILIZAR A PLANTA DE LOCAÇÃO E CARGA DOS PILARES, DO PROJETO ESTRUTURAL.
- AÇO CA 50 e CA 60.
- UTILIZAR NOS BLOCOS ESPAÇADORES (DISTANCIADOR CIRCULAR TIPO "ROLETE" - COPLAS MR 18-40) PARA GARANTIR O COBRIMENTO E A CENTRALIZAÇÃO DAS FERRAGENS.
- CONCRETO fck = 20 MPa; SLUMP DO CONCRETO = 22±3cm (PARA AS ESTACAS).
- AGREGADOS: AREIA E BRITA ZERO.
- FATOR A/C.:0.55 (MÁXIMO).
- CONSUMO MÍNIMO: 400Kg CIMENTO/m3.
- TEOR DE AR INCORPORADO < 4,5%.
- TEMPO DE INÍCIO DE PEGA > 3,0 HORAS.
- EXSUDAÇÃO > 1,0%.
- USAR ADITIVO PLASTIFICANTE ADICIONADO NO CAMINHÃO BETONEIRA.
- AS ESTACAS REPERFURADAS DEVERÃO TER 2,0m DE PROFUNDIDADE SUPERIOR A PREVISTA NO PROJETO DE FUNDAÇÕES.
- EM CASO DE EXISTÊNCIA DE ATERRRO, CONSULTAR PROJETISTA DE FUNDAÇÕES.
- CASO EXISTAM DIVERGÊNCIAS ENTRE OS TEXTOS, COTAS E DESENHOS, PREVALECEM OS TEXTOS E COTAS.
- A GARANTIA DA RESISTÊNCIA E DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO É DE RESPONSABILIDADE DO PROPRIETÁRIO DA OBRA, CONFORME O ITEM 5 DA NBR 12655/1996. RECOMENDA-SE QUE O CONTROLE TECNOLÓGICO SEJA FEITO POR LABORATÓRIO IDÔNEO E QUE SEUS RESULTADOS SEJAM ENCAMINHADOS AO RESPONSÁVEL PELA EXECUÇÃO DA FUNDAÇÃO.
- PLANEJAR OS TRABALHOS, NUNCA EXECUTANDO NO MESMO DIA, SEQUÊNCIA DE ESTACAS COM DISTÂNCIA MÍNIMA ENTRE EIXOS INFERIOR A CINCO VEZES O MAIOR DIÂMETRO.
- MEDIDAS EM CENTÍMETROS E DIÂMETROS DOS FERROS EM MILÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO DE OUTRA FORMA.

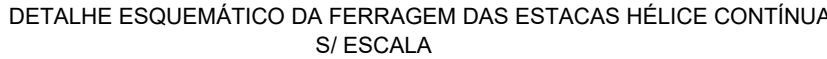
PREFEITURA		CREA	
CORPO DE BOMBEIROS			
PROJETO DE FUNDAÇÕES		FOLHA 01/01	
OBRA:			
PROPRIETÁRIO:			
ENDEREÇO:			
CIDADE:			
ÁREAS	PROPRIETÁRIO		
TERRENO:		Wesley Lima Rego	
VIDE PROJETO ARQUITETÔNICO		ASS.: Engenheiro Técnico Responsável	
CONSTRUÇÃO:	AUTOR: PROJETO CREA		
VIDE PROJETO ARQUITETÔNICO	ART	ASS.: Projetista Responsável	
INDICE APROVEITAMENTO:	RESP. TÉCNICO EXECUÇÃO CREA		
TAXA DE OCUPAÇÃO:	ART	ASS.: Proprietário	
ESC. INDICADA	DATA ABRIL/2018	CONFERIDO	CADASTRO
CONTEÚDO:			
LOCAÇÃO DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO LOCAÇÃO DAS ESTACAS EM RELAÇÃO AO EIXO DOS PILARES DETALHE ARMADURA DA ESTACA LISTA E RESUMO DE AÇO			

ANEXO A – Projeto executado em obra



LEGENDA

	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA - DIÂMETRO 70 cm PROFUNDIDADE 16 METROS
	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA - DIÂMETRO 70 cm PROFUNDIDADE 16 METROS
	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA - DIÂMETRO 70 cm PROFUNDIDADE 16 METROS (POÇO DO ELEVADOR)
	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA - DIÂMETRO 70 cm PROFUNDIDADE 6 METROS
	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA - DIÂMETRO 70 cm PROFUNDIDADE 10 METROS



OBSERVAÇÕES PARA LOCAÇÃO DOS BLOCOS

- BLOCOS COM SOMENTE UM PILAR : AS ESTACAS SERÃO COTADAS A PARTIR DO EIXO DO PILAR.
- BLOCOS COM MAIS DE UM PILAR : AS ESTACAS SERÃO COTADAS A PARTIR DO EIXO DO PILAR INDICADO NA TABELA ABAIXO.

- BLOCOS COM MAIS DE UM PILAR : AS ESTACAS SERÃO COTADAS A PARTIR DO EIXO DO PILAR INDICADO NA TABELA ABAIXO.

BLOCOS	PILARES DO BLOCO	LOCALIZAÇÃO A PARTIR DO PILAR
BL1	P1 e P19(F)	P1
BL2	P2 e P24(F)	P2
BL4	P4 e P20(F)	P4
BL5	P5 e P21(F)	P5
BL7	P7 e P23(F)	P7
BL9-10	P9 e P18	
BL16-17-18-20	P16, P17, P18 e P20	P17
BL24-31	P24 e P31	P31

OBSERVAÇÕES

- TIPO DE LOCAÇÃO ADOTADO: ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA.
- PARA LOCAÇÃO A RABO E DEFINIR AS COTAS DE ACRÉSCIMO DAS ESTACAS
- INSTALAR PLANTA DE LOCAÇÃO E CARGAS DOS PILARES, DO PROJETO ESTRUTURAL.
- ACO CA 50 X CA 60.
- UTILIZAR LOS LOSCROS ESPACADORES (DISTANCIADOR CIRCULAR TIPO "ROLETE"
-CÓPIAS RABO 18-40) PARA GARANTIR O CORRIMENTO E A CENTRALIZAÇÃO DAS FERRAGENS.
- CONCRETO 18 + 20 MPa. SLUMP DO CONCRETO = 225mm (PARA AS ESTACAS).
- CONCRETO C 18 DE MESMO VALOR QUE O RABO DO PROJETO ESTRUTURAL PARA OS BLOCOS
(MÍNIMO 18 MPa - SLUMP 18-225mm).
- ADICIONADOS: AREIA E BRITA ZIRÃO.
- FATOR ACI 0,55 (MÁXIMO).
- CONSUMO MÍNIMO 400kg CIMENTO/m³.
- TEMPER DE AR INCORPORADO < 4 HORAS.
- TIPO DE INÍCIO DE PEGA > 3.05%.
- EXSUDAÇÃO > 1,0%.
- USAR ADITIVO PLÁSTICO ADICIONADO NO CAMINHO-40 BETONEIRA.
- AS ESTACAS REPERFURADAS DEVERÃO TER 20 CM DE PROFUNDIDADE SUPERIOR A
PREVISTA NA PROPOSTA DE FUNDAÇÕES.
- EM CASO DE EXISTÊNCIA DE FALHAS, CONSULTAR PROJECTISTA DE FUNDAÇÕES.
- CASO EXISTAM DIVERGÊNCIAS ENTRE OS TEXTOS, COTAS E DESENHOS, PREVALECEM
OS TEXTOS E COTAS.
- A GARANTIA DA RESISTÊNCIA E DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO E DE
RESPONSABILIDADE DO PROPRIETÁRIO DA OBRA, CONFORME O ITEM 15.4 DA
RNB 15005/1996, RECOMENDA-SE QUE O CONTROLE TECNOLÓGICO SEJA FEITO
POR LABORES DE TERCEIROS, QUE SEJA COM O SEU SELO ENCAMINHADO
AO RESPONSÁVEL PELA EXECUÇÃO DA OBRA.
- PLANILHAS OS TRABALHOS, NUNCA EXECUTANDO NO MESMO DIA. SEQUÊNCIA DE ESTACAS
COM O MESMO NÚMERO ENTRE OBRAS INFERIOR A CINCO VÊZES O MAIOR DIÂMETRO.
- MEDIR EM CENTÍMETROS OS DIÂMETROS DOS FERROS EM MILÍMETRO. EXETO ONDE
INDICA DE OUTRA FORMA.

	PELA PROVA DE CARGA		
REVISÃO	DESCRIÇÃO	VERIF.	DATA
CREA		PREFEITURA	
PROJETO DE FUNDAÇÕES			
OBRA		ENDEREÇO	
PROPRIETÁRIO		CONTEÚDO	
AUTOR DO PROJETO DE FUNDACAO		• LOCAÇÃO DAS ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA MONITORADAS E DOS BLOCOS DE COROAMENTO - TORRE A	
RESPONSÁVEL TÉCNICO			
FOLHA	ESCALA	DATA	
1 / 1	INDICADA		
	UNIDADE INDICADA	DESENHO	CAD