



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO"
Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607 - D.O.U. nº 202 de 20/10/2005

Matheus Moura Labre

REALIZAÇÃO DE TESTE DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM FUNDAÇÃO PROFUNDA

**Palmas
2015**



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO"
Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607 - D.O.U. nº 202 de 20/10/2005

Matheus Moura Labre

REALIZAÇÃO DE TESTE DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM FUNDAÇÃO PROFUNDA

Monografia apresentada como requisito da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC II) do curso de Engenharia Civil, orientado pelo Prof. M.Sc. Edivaldo Alves dos Santos


**Palmas
2015**

Matheus Moura Labre

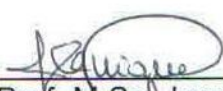
**REALIZAÇÃO DE TESTE DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM
FUNDAÇÃO PROFUNDA**

Monografia apresentada como requisito da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC II) do curso de Engenharia Civil, orientado pelo M.Sc. Edivaldo Alves dos Santos


Aprovado em 26 de novembro de 2015.



Prof. M.Sc. Edivaldo Alves dos Santos
Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. M.Sc. Jacqueline Henrique
Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. M.Sc. Roberta Mara de Oliveira
Centro Universitário Luterano de Palmas

SUMÁRIO

RESUMO.....	II
ABSTRACT	III
LISTA DE FIGURAS	IV
LISTA DE TABELAS	V
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	VI
1 INTRODUÇÃO	7
1.1. Objetivos	9
1.1.1 Objetivos Gerais.....	9
1.1.2 Objetivos Específicos	9
1.2 Justificativa e Importância do Trabalho	10
1.3 Estrutura do Trabalho.....	11
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	12
2.1 História da Fundação	12
2.2 – As Primeiras Atividades Geotécnicas.....	12
2.3 Solos de fundação.....	12
2.3.1 Solo Argiloso	13
2.3.2 Areia.....	13
2.3.3 Siltes.....	14
2.3.4 Pedregulho	14
3 Métodos Investigativos (Sondagens)	14
3.1.1 SPT (Standard Penetration Test)	14
3.1.2 Ensaios de penetração estática (CPT).....	15
4 Capacidades de Carga.....	15
4.1.1 Capacidade de carga em Argila	15
4.1.2 Capacidade de carga da Areia	16
4.1.3 Fundação Profunda.....	17
5 Fundações.....	18
5.1 Fundações Rasas	18
5.1.1 Sapatas	18
5.1.2 Blocos.....	19
5.1.3 Rádiers	20
5.2 Fundações Profundas	20

5.2.1 Tubulão	20
5.2.2 Bate-Estacas	20
5.2.3 Hélice contínua monitorada.....	21
6 Prova de Carga Estática	22
3 METODOLOGIA.....	23
3.1 Caracterização do Objeto de Estudo.....	23
3.2 Sondagem por SPT	23
3.3 Execução da Fundação.....	24
3.4 Prova de Carga Estática.....	25
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	27
4.1 Sondagens	27
4.2 Acompanhamento de Execução de Fundação.....	35
4.3 Montagem do Equipamento de Prova de Carga Estática.....	38
4.4 Teste de Prova de Carga Estática.....	42
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	48
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	49

RESUMO

Os processos executados na construção civil se encontram sujeitos à ocorrência de inúmeras falhas, em detrimento dos diversos fatores que são envolvidos. Diante deste cenário, cabe ressaltar a importância ao atendimento das normativas brasileiras vigentes na promoção da qualidade dos produtos a serem obtidos. A ANBT/NBR 6122:2010 apresenta os métodos para avaliação e aferição da capacidade de carga do solo, classificados como métodos estáticos, dinâmicos ou prova de carga e a ABNT/NBR 12131:2006 demonstra o método para executar testes de provas de carga em estacas, de suma importância na determinação da vida útil da fundação. Mediante este contexto, o presente estudo almejou determinar, por meio de estudo de caso em obra localizada no município de Palmas-TO e execução de ensaio de prova de carga estática, a capacidade máxima de carga que a fundação executada suporta e comprovar o dimensionamento projetado, com o auxílio de métodos semi-empíricos baseados no ensaio de sondagem. A realização da sondagem no terreno viabilizou a identificação das áreas que apresentavam solos com condições favoráveis a implantação do empreendimento. O monitoramento da execução da fundação indicou a conformidade na execução dos processos e a análise dos gráficos do perfil estimado, apresentados no monitoramento das estacas, ressaltou que as mesmas foram implantadas de maneira adequada. Os recalques médios obtidos foram de 3,52 mm, na estaca 126, e 2,52 mm, na estaca 135, encontrando-se em consonância com a recomendação preconizada pela norma, que é de no máximo de 25 mm.

Palavras-chave: normativa, capacidade de carga, fundação.

ABSTRACT

The processes within the civil construction are subject to the occurrence of numerous failures to the detriment of many factors that are involved. In this scenario, it is worth noting the importance to meet the Brazilian regulations in force in promoting the quality of the products to be obtained. The ABNT/NBR 6122: 2010 presents methods for evaluation and measurement of the soil loading capacity, classified as static methods, or dynamic load test and ABNT/NBR 12131: 2006 shows a method for performing load tests, of paramount importance in determining the useful life of the foundation. Through this context, this study craved determine, through case study work in the municipality of Palmas-TO and static load test execution, the maximum load capacity that performed foundation supports and prove the projected scaling with the aid of semi-empirical method based on test probe. The completion of the survey on the ground enabled the identification of areas that had soils with favorable conditions for implementation of the project. Monitoring the implementation of the foundation indicated compliance in the execution of processes and analysis of the estimated profile graphs presented in monitoring the stakes, pointed out that they were implemented properly. Average settlements obtained were 3.52 mm , 126 at stake , and 2.52 mm at the stake 135 , lying in line with the recommendation advocated by the standard, which is a maximum of 25 mm.

Keywords: rules, load capacity, foundation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Dimensionamento de sapatas isoladas. Fonte: Teixeira; Godoy (1998) ...	19
Figura 2 - Estaca ensaiada da estrutura em estudo	25
Figura 3 – Croqui dos pontos de sondagem da Empresa 1	27
Figura 4 – Laudo de sondagem do Furo SP1, da Empresa 1	28
Figura 5 - Laudo de sondagem do Furo SP2, da Empresa 1	29
Figura 6 - Croqui de dos pontos de sondagem da Empresa 02	30
Figura 7 - Laudo de sondagem do Furo SP1, da Empresa 2	31
Figura 8 - Laudo de sondagem do Furo SP2, da Empresa 2	32
Figura 9 - Laudo de sondagem do Furo SP3, da Empresa 2	33
Figura 10 - Laudo de sondagem do Furo SP4, da Empresa 2	34
Figura 11 - Pontos de execução das estacas	35
Figura 12 - Perfuração de Estaca.....	36
Figura 13 - Aplicação de Armadura.....	36
Figura 14 - Monitoramento da Estaca E-126.....	37
Figura 15 - Monitoramento da Estaca E - 135.....	38
Figura 16 - Tirante INCO 45D e estaca.....	39
Figura 17 - Tirantes e Macaco Hidráulico.....	39
Figura 18 - Aplicação da Viga Primária.....	40
Figura 19 - Aplicação e Travamento da Viga Secundária	41
Figura 20 - Equipamento para Teste de Prova de Carga.....	41
Figura 21 – Manômetro	42
Figura 22 - Sensores para Aferir o Recalque	42
Figura 23 - Método Aoki & Veloso (2010)	43
Figura 24 - Método Decuort & Quaresma (2010)	43
Figura 25 - Carga x Deslocamento, Estaca E-126	44
Figura 26 - Carga x Deslocamento, Estaca E-135	45
Figura 27 - Curva de Carga x Recalque E-126	46
Figura 28 – Curva de Carga x Recalque E-135.....	46

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Peso específico da Argila	16
Tabela 2 - Peso específico da areia	17
Tabela 3 – Valores para o coeficiente K e a razão de atrito, conforme o solo.	17
Tabela 4 - Valores de α em tipo de solo.....	18
Tabela 5 - Valores de β em tipo de estaca e do tipo de solo	18
Tabela 6 – Relação entre diâmetro da estaca, peso e diâmetro do pilão.....	21
Tabela 7 - Tabela dos estados de compactação e de consistência do solo.....	24
Tabela 8 - Recalque Médio Obtido.....	47

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Normativa Brasileira

SPT - *Standard Penetration Test*

1 INTRODUÇÃO

Os bens proporcionados pela construção civil devem considerar as determinações das normativas vigentes por se tratarem de fatores imprescindíveis a sua qualidade e atendimento adequado das condições fundamentais para os quais foram planejados.

Assim como os demais elementos de uma estrutura, as fundações devem ser projetadas e executadas com o intuito de garantir, sob a ação das cargas em serviço, as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade (ALONSO, 2011).

Uma estaca, sem o solo ao seu redor, não é uma fundação, em razão disto a denominação fundação por estaca é constituída pelo sistema da estaca, como o elemento estrutural, e do maciço que a envolve, como o elemento geotécnico. A capacidade de carga de um elemento isolado de fundação por estaca corresponde à máxima resistência oferecida pelo sistema ou à condição de ruptura (AOKI; CINTRA, 2010).

Na ABNT/NBR 6122:2010, na qual são fixadas as condições básicas a serem observadas no projeto e execução de fundações de edifícios, pontes e demais estruturas, são apresentados os métodos para avaliação e aferição da capacidade de carga do solo, classificados como métodos estáticos, dinâmicos ou prova de carga.

Considerado o ano no qual a supracitada norma foi estabelecida, pode-se afirmar que no Estado do Tocantins há um quantitativo irrisório de estruturas nas quais foi executado o teste de prova de carga, em detrimento de sua obrigatoriedade só ter passado a vigorar a partir dessa publicação.

A ABNT/NBR 12131:2006 demonstra o método para executar testes de provas de carga em estacas, visando fornecer elementos para avaliar seu comportamento carga *versus* deslocamento. O teste demonstra-se relevante tanto em sua execução, quanto na avaliação dos resultados coletados. Diante da sua significância, pode-se ressaltar que sua aplicação é de suma importância na determinação da vida útil da fundação.

A aplicação de fórmulas teóricas para mensurar a capacidade de carga de fundações por estacas possui pouca utilização em projetos, em decorrência da

incerteza proporcionada quanto à confiabilidade dos resultados gerados, mediante esta proposição são utilizados métodos baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga (AOKI; CINTRA, 2010).

A engenharia de fundações é de grande magnitude, sua aprimoração é promovida pela prática de seus fundamentos, e em cada fundação devem atentar-se as peculiaridades dos solos, por intermédio da observação e interpretação, em razão do tipo de projeto ser definido conforme as particularidades do mesmo (PINTO, 1998).

Os óbices existentes na aferição da confiabilidade e da caracterização do solo exigem dos responsáveis técnicos uma atenção redobrada em relação à capacidade de carga do mesmo, já que, na pior das hipóteses, a ocorrência de falhas pode acarretar na ruína da edificação.

Mediante esta premissa o presente estudo visa determinar na prática, por meio do ensaio de prova de carga estática, a capacidade máxima de carga que a fundação executada suporta e comprovar o dimensionamento projetado, com o auxílio de métodos semi-empíricos baseados no ensaio de sondagem.

1.1. Objetivos

1.1.1 Objetivos Gerais

Realizar ensaio de prova de carga estática em fundação profunda, por intermédio de estudo de caso em obra institucional, localizada no município de Palmas/TO.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Apresentar o projeto de laudo de sondagem da fundação;
- Observar a execução da fundação da obra em estudo;
- Realizar o acompanhamento do ensaio de prova de carga;
- Avaliar acerca dos dados observados para análise da capacidade de carga esperada.

1.2 Justificativa e Importância do Trabalho

O solo apresenta uma variação na capacidade de carga em seu horizonte, que pode ter comprometimento junto à relação solo/estrutura e, ocasionalmente, pode apresentar recalque diferencial muito acentuado. A efetivação de ensaio de teste de prova de carga estática pode validar o cálculo estrutural, de acordo a sondagem da capacidade de carga do solo.

A realização do supracitado ensaio em fundação profunda possui inúmeras vantagens, a sua efetivação viabiliza possibilidades de minimizar a ocorrência de patologias e recalques, e reduzir custos com reparos estruturais da fundação.

Diante do exposto, a realização deste estudo se justifica em razão da importância da execução do ensaio de prova de carga estática em fundação profunda, com fins de mensurar a capacidade de carga da estrutura.

1.3 Estrutura do Trabalho

O presente estudo se encontra organizado conforme descrito abaixo:

- Capítulo 1: apresenta a introdução da pesquisa, os objetivos, geral e específicos, e a justificativa e importância do trabalho;
- Capítulo 2: indica o referencial teórico utilizado por este estudo, discorrendo acerca do contexto histórico da fundação, as primeiras atividades geotécnicas, métodos investigativos e prova de carga estática;
- Capítulo 3: aborda quanto aos materiais e procedimentos metodológicos necessários a efetivação da pesquisa, apresentando as características da obra em estudo, a sondagem por SPT, a execução da fundação e efetivação da prova de carga estática;
- Capítulo 4: expõe os resultados obtidos nas sondagens, acompanhamento da execução da fundação, montagem do equipamento e teste de prova de carga estático;
- Capítulo 5: aponta as considerações finais propostas pelo autor.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 História da Fundação

As obras podem ser classificadas em três modalidades, sendo elas: a destinada a obras coloniais de exportação, a que garantia a continuidade administrativa e social da época e, por fim, as que tinham por meio a satisfação das necessidades internas. A cada modalidade se denominava um tipo diferente de obra. A primeira modalidade se referenciava a obras relacionadas à indústria de açúcar e as instalações portuárias, já a segunda modalidade se relacionava a órgãos públicos como quartéis entre outros, já a terceira modalidade era relacionada a obras civis, tais como casas (sendo elas de ricos ou de pobres), casas de carne, comércios, armazéns entre outros (KATINSKY, 1994).

2.2 – As Primeiras Atividades Geotécnicas

Segundo Vargas & Neto (1998), com a chegada das cortes portuguesas em 1808, foram fundadas as escolas de níveis superiores no Brasil. As técnicas de construção civil por sua vez só foram implantadas apenas para as escolas militares, e só depois de tantos anos, em 1845 que aparece o ensino de engenharia civil separada da militar, na Escola central. Com a saída da escola de construção civil da área militar, houve um avanço enorme, em 1874 foi fundada a Escola Politécnica do Rio de Janeiro e depois a escola de Minas e Ouro Preto em 1876.

A geologia no Brasil começou de certa forma um pouco precoce, em 1909 houve um estudo geológico nos locais onde poderiam construir barragens no Noroeste brasileiro, que iriam de certa forma ajudar nas secas do nordeste. Essa junção da Construção Civil com o estudo específico do solo vem incrementando as obras de grande porte e dando uma margem de segurança ainda maior. A maior atividade firmada durante o império foi à construção da linha de ferro (VARGAS; NETO, 1998).

2.3 Solos de fundação

Segundo Pinto (1998) apud Lambe e Whitman (1969), cada tipo de solo tem suas diferenciações quanto às partículas compostas por água e ar em seus espaços intermediários. Geralmente, as partículas são livres para circularem livremente e o

comportamento do solo depende basicamente dos movimentos das partículas solidas entre si. Os solos são basicamente formados por ações físicas ou químicas, que por sua vez agem de forma que desagregam de uma rocha.

São classificados os tipos de solos em fundações: argila, areias, siltos e pedregulhos.

2.3.1 Solo Argiloso

A argila por sua vez é um solo de granulometria superfina, chega a ter dimensões de 0,002 mm, quase imperceptível a olho nu. Suas características apresentam grande nível de coesão e plasticidade. Sua característica muda facilmente quando sua umidade relativa aumenta, quando muito úmida ela se molda facilmente e fica uma textura relativamente plástica.

Segundo Yazigi (2009), a argila possui um grande volume de vazios, dos quais esses vazios estão cheios de ar. A mesma possui varias classes, cujas denominadas como:

- Muito mole: as argilas com maior fluidez
- Mole: as que são facilmente moldadas
- Médias: as que podem ser moldadas sem um esforço maior
- Rijas: as que precisam de um grande estilo para ser moldada
- Duras: as que não podem ser moldadas com o esforço normal, e exige um esforço maior para perder a sua originalidade.

2.3.2 Areia

Diferente do solo argiloso, a areia é um solo não coesivo e não plástico. É constituída por partículas que soltam das rochas (minerais) com diâmetro maior que a argila, cerca de 0,006 mm e 2mm. Sua forma geométrica varia, onde temos formas pontiaguda, anguloso, sub-anguloso, sub-arredondado, arredondando e esférico. São classificados em três tipos:

- Areias finas: Φ 0,60 mm e 2 mm.
- Areias médias: Φ 0,20 mm e 0,60 mm.
- Areias Grossas: Φ 0,06 e 0,20 mm.

2.3.3 Siltes

O silte por sua vez, apresenta um baixo nível de plasticidade e sua resistência de certa forma é baixa quando exposto ao ar livre. Seu tamanho varia entre 0,002mm e 0,06mm, sua característica mais visível é a textura e sua facilidade de compactação.

2.3.4 Pedregulho

Sua formação se caracteriza por tipos minerais ou partículas de rocha, onde suas dimensões têm diâmetros variados entre 2,0 mm e 60 mm. Quando arredondadas ou semi-arredondadas, são denominadas seixos rolados. São classificados em três tipos:

- Pedregulhos grossos: Φ 20,0 e 60,0 mm;
- Pedregulhos médios: Φ entre 6,0 e 20,0 mm;
- Pedregulhos finos: Φ entre 2,0 e 6,0 mm.

3 Métodos Investigativos (Sondagens)

A realização das sondagens para as investigações geotécnicas dos solos é de suma importância, pois a sondagem, seja ela qual for, fornece um parâmetro para o engenheiro calcular o tipo de fundação necessária para cada tipo de solo. As investigações adicionais devem ser feitas, pois qualquer divergência da sondagem primária e as condições reais, devem ser esclarecidas (YAZIGI, 2009).

Há várias formas de investigação, tais como: SPT (*Standard Penetration Test*), ensaio de penetração estática (CPT), entre outros.

3.1.1 SPT (Standard Penetration Test)

O *Standard Penetration Test* – SPT corresponde ao índice de penetração padrão do solo (N). Segundo a NBR 6484:2001, que define como princípio a cravação dinâmica de pontos na obra, onde são retiradas as amostras de metro a metro do solo, indicando assim o tipo e a resistência de solo a cada metro, assim como o nível do lençol freático.

A quantidade de furos para cada obra depende do tamanho da projeção da mesma. De acordo a NBR 8036 (1983, p. 1)

As sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200 m² de área da projeção em planta do edifício, até 1200 m² de área. Entre 1200 m² e 2400 m² deve-se fazer uma sondagem para cada 400 m² que excederem de 1200

m². Acima de 2400 m² o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. Em quaisquer circunstâncias o número mínimo de sondagens deve ser:

- a) dois para área da projeção em planta do edifício até 200 m²;
- b) três para área entre 200 m² e 400 m².

3.1.2 Ensaio de penetração estática (CPT)

Segundo Quaresma (1998), o ensaio de penetração estática teve seu surgimento no começo da década de 30. As principais vantagens de se fazer esse ensaio é a grande praticidade em executar, a rapidez e a confiança na hora de colher os dados e um custo baixo para executar.

Para Yazigi (2009), a execução do ensaio se resume em uma escavação do terreno, por prensagem, de um cone de dimensões estabelecido por norma. Esse processo permite mensurar particularmente os esforço de ponta e total, que são ponta mais atrito lateral e o atrito lateral local, que são das camadas envolvidas. Ele cita ainda, que o ensaio de penetração estática mesmo não sendo preciso/obrigatório, e de grande importância.

4 Capacidades de Carga

Um reforço na segurança em relação à ruptura pode ser proporcionado por meio da determinação da capacidade de carga ou de ruptura do solo que circula a estrutura de fundação, que serve como apoio (AOKI; CINTRA, 1999).

A capacidade de carga (R) de uma fundação profunda pode ser classificada em duas formas:

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

Onde:

R_l = resistência lateral por atrito ou adesão ao longo da peça;

R_p = resistência de ponta.

Onde a resistência lateral é obtida pelo produto do atrito unitária médio pela superfície lateral da estrutura de fundação, já a resistência de ponta é obtida pelo produto da capacidade de carga do solo pela área de seção transversal da estrutura de fundação.

4.1.1 Capacidade de carga em Argila

Para Aoki apud Skempton (1951), a fundação executada em solo argiloso pode ser calculada pela seguinte equação:

$$\sigma_r = c \times N_c + q \quad (2)$$

Onde:

Q = tensão vertical na cota de apoio;

N_c = fator de capacidade de carga, para fundação profunda é igual a 9;

c = valor médio da coesão da camada de apoio.

Portanto, a fórmula assume a seguinte maneira:

$$R_p = (9c + q) \times A_p \quad (3)$$

Para Aoki (1999) citado por Teixeira & Godoy (1996), a aferição do valor de “c”, quando não se tem os valores de ensaios feitos em laboratório, usa-se o a seguinte relação:

$$c = 0,01 \times N \text{ (MPa)} \quad (4)$$

Para o cálculo de tensão vertical efetiva (q), quando não há nenhum tipo ensaio laboratorial para definição do peso específico, podem ser adotadas as aproximações dos valores, consoante a tabela 1, da consistência da argila (GODOY, 1972).

Tabela 1 - Peso específico da Argila

N (golpes)	Consistência	γ (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972)

4.1.2 Capacidade de carga da Areia

Segundo Cintra (1999), em virtude da curvatura nas areais, a resistência por atrito não aumenta linear com a profundidade, e sim de forma parabólica até alcançar o valor máximo de 10 a 20 vezes que seu diâmetro, isso para areia fofa ou compactada. Para uma profundidade maior que 20 vezes o diâmetro, o esforço lateral continua o mesmo.

Já para estacas pré-moldadas ou de madeiras, o valor K (coeficiente de empuxo) pode admitir uma valor muito superior, isso particularmente para areias compactadas.

Para Aoki (1999) citado por Godoy (1983), a aferição estimada do ângulo de atrito interno da areia, com a equiparação do índice de resistência com a penetração do solo (N) do SPT, consoante a tabela 2, é realizada quando não se há um ensaio

laboratorial para definição do peso específico do solo:

$$\Phi = 28^\circ + 0,4 \times N \quad (5)$$

Tabela 2 - Peso específico da areia

N (golpes)	Compacidade	γ (kN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5-8	Pouco compacta			
9-18	Medianamente compacta	17	19	20
19-40	Compacta	18	20	21
>40	Muito Compacta			

Fonte: Godoy (1983)

4.1.3 Fundação Profunda

Segundo Cinta & Aoki (2010), no método de Aoki e Veloso para o dimensionamento em estacas profundas de formas semiempírica, usa-se a seguinte equação:

$$R = \frac{KNp}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^N (\alpha KNL\Delta L) \quad (6)$$

Lembrando que o coeficiente K e a razão de atrito α encontram - se na tabela abaixo:

Tabela 3 – Valores para o coeficiente K e a razão de atrito, conforme o solo.

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenosoargiloso	0,45	2,8
Silte Argiloso	0,23	3,4
Silte Argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Arenassiltosa	0,30	2,8
Argila Siltosa	0,22	4,0
Argila Siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Veloso (1975)

Ainda segundo Cintra & Aoki (2010) existe um segundo método para dimensionamento de fundação profunda em estaca, chamado Método Décourt-Quaresma (1978).

Conforme Decourt (1996) incorpora α e β , que demonstram fatores que influenciam diretamente no valor da resistência de ponta e lateral, os respectivos valores de α e β são demonstrados nas tabelas a seguir, referentes à capacidade de carga na seguinte equação:

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_I}{3} + 1 \right) U L \quad (7)$$

Tabela 4 - Valores de α em tipo de solo

Tipo de Solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada (betonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1,0*
Solos Intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6*	1,0*
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5*	1,0*

*Valores apenas orientados diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Decourt (1996)

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

Tipo de Solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada (betonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos Intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

*Valores apenas orientados diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Decourt (1996)

5 Fundações

5.1 Fundações Rasas

Para Godoy & Teixeira (1998), fundação rasa ou direta se define em uma estrutura que se apoia sobre um determinado tipo de solo a uma profundidade pequena.

Complementando, Yazigi (2009) citam que a fundação rasa ou direta se determina quando a altura da fundação referente ao solo adjacente é inferior a duas vezes a menor perspectiva da fundação. Ele cita ainda, que existem vários tipos de fundações rasas ou diretas, tais como: sapatas, blocos, radiers, entre outros.

5.1.1 Sapatas

De acordo Yazigi (2009), sapatas são componentes superficiais de concreto

armado, nos quais são calculados para que a resistência do aço (tração), não pode suportar o concreto, no qual se emprega a armadura.

Complementando, Teixeira & Godoy (1998) afirmam que as sapatas podem adquirir varias formas geométricas, sendo ela: quadradas, retangulares, hexagonais, octogonais. Ele ainda cita que devido às circunstâncias de não poder associar uma sapata para cada pilar por causa das distancias, pode executar a sapata associada. Para o dimensionamento de sapatas isoladas o mesmo usa a seguinte equação (considerando o pilar retangular):

$$A = \frac{P}{\gamma B} = B \times L \quad (8)$$

$$L - B = \ell - b \quad (9)$$

$$B = \frac{b-\ell}{2} + \sqrt{A + \frac{1}{4}(\ell - b)^2} \quad (10)$$

$$L = \frac{A}{B} \quad (11)$$

Onde:

A = área necessária da sapata;

P = Carga;

L x B = Dimensões.

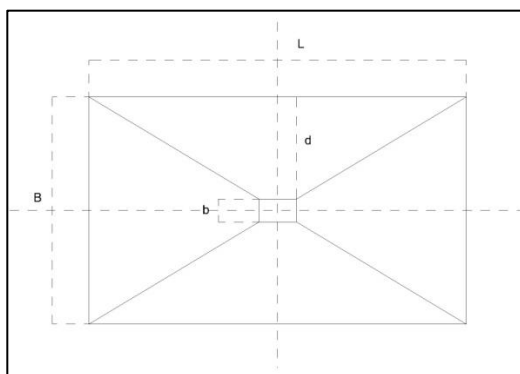


Figura 1 - Dimensionamento de sapatas isoladas. Fonte: Teixeira; Godoy (1998)

5.1.2 Blocos

De acordo Teixeira & Gadoy (1998), blocos de fundação são estruturas armadas ou não armadas de concretos, com suas dimensões relativamente grandes, que atuam diretamente com o solo e resistem diretamente à compressão. São ligados por vigas que são denominadas (vigas baldrames) e esse tipo de fundação geralmente é utilizado para camadas de meio metro a um metro.

5.1.3 Radiers

Segundo Brito (1987), ao invés de fazer uma sapata corrida que apesar de ser muito barata não pode passar a metade da sua obra, a solução mais eficaz é a solução do radier. Já diferente do bloco, o radier é feito com concreto armado, que resiste aos esforços de momentos dos pilares em distancias diferentes carregados que para agir do solo é necessário de uma armadura negativa e resiste também aos esforços de compressão. Complementando ainda, o radier por ser uma peça única de alta resistência, pode em sua grande maioria evitar recalques diferenciais.

5.2 Fundações Profundas

De acordo Yazigi (2009), fundação profunda se define como uma estrutura que passa sua carga ao solo pela parte inferior da peça estrutural (resistência de ponta) ou que transmiti sua carga pela região lateral da peça.

Cita ainda que este tipo de fundação se dar em grandes profundidades, diante disto, existem vários tipos de fundações profundas, tais como: tubulão, bate-estacas e hélice contínua monitorada.

5.2.1 Tubulão

Segundo Yazigi (2009), tubulão é um componente de fundura elevada, cilíndrico, que em sua execução pelo menos uma vez ha uma descida de um trabalhador. Podem ser executados em ar comprimido, e ter ou não revestimentos de aço com concreto nas laterais.

De acordo Albiero & Cintra (1998), os tubulões atuam para transmitir para ao solo as cargas verticais, que podem ser: lateral, tração ou compressão. Cita ainda algumas vantagens para se usar o tubulão na fundação, sendo elas:

- É possível apoio um pilar único na estaca, excluindo a necessidade de bloco;
- O processo e de pouco ruídos e vibrações;
- O profissional responsável pela obra pode ver o tipo de material retirado.

5.2.2 Bate-Estacas

Segundo Yazigi (2009), esse tipo de método ocorre quando a estaca é forçada a penetrar no solo até que chegue a cota desejada. O método de bate estaca por gravidade é utilizado com martelos que são elevados por cabos de aço e

motor. O peso do martelo depende da estaca, pois deve ser duas vezes o peso da estaca.

Tabela 6 – Relação entre diâmetro da estaca, peso e diâmetro do pilão.

Diâmetro (mm)	Peso mínimo para pilão (kN)	Diâmetro mínimo do pilão (mm)
300	10	180
350	15	220
400	20	250
450	25	280
500	28	310
600	30	380

Fonte: Yazigi (2009)

Cita ainda que, no transporte e o manuseio das peças, deve haver uma atenção especial, pois qualquer tipo de fissura ou trinca reflete diretamente na resistência a compressão da mesma.

5.2.3 Hélice contínua monitorada

O método de hélice contínua monitorada é um método moldado “*in loco*”, mais rápido, com índice de ruído e vibrações baixos e por fim uma grande capacidade de controle da execução da estaca.

No detalhamento do monitoramento é possível ver o torque, rotação e velocidade no motor para furar, ver a profundidade que foi escavada a estaca e o perfil estimado da estaca.

A perfuratriz de hélice contínua monitorada possuem um mecanismo onde ela perfura o solo ate chegar à profundidade de projeto, em seguida ela sobe seu trado concretando à estaca com pressão de uma bomba estacionaria. Depois da concretagem da estaca, é feita a aplicação da armadura de projeto da estaca. Os diâmetros convencionais para esse método são de 40, 60 e 70 cm.

Existem algumas vantagens e desvantagens nesse processo, segundo a ABESC (2011), algumas vantagens são:

- Pode ser executado em terrenos abaixo do nível d’agua;
- É ótimo em solos de altas resistências;
- Segurança na hora da concretagem;
- Higiene.

Dentre algumas das desvantagens citadas pela ABESC (2011) pode-se citar:

- De ser submetido a concreta;e;
- Falta de pessoas qualificadas para a operaçaõ da máquina;
- Um amontoado grande de solo escavado.

6 Prova de Carga Estática

Esse tópicõ foi todo baseado na ABNT/NBR 12131:1991, a prova de carga estática em fundaçãõ profunda (estacas), resume-se no objetivo de determinar a reaçaõ da carga e do deslocamento da estaca, onde o esforço que é aplicado é de traçaõ, compressãõ ou laterais. Destaca ainda, que essa normativa citada se aplica a qualquer tipo de estacas.

Os aparelhos utilizados no teste sãõ: macaco hidráulico ou manual, que age na direçaõ da força que deseja, onde nãõ pode ocorrer nenhum tipo de impacto. O macaco deve ter capacidade de 10% a mais que a capacidade máxima calculada da estaca.

Os dispositivos de aplicaçaõ de cargas dependem do esforço que é aplicado, na traçaõ é feito com umas barras de tirante concretizadas junto com a estaca executada para o teste de prova de carga. Essa estaca deve ser executada com 1,6 vezes maior que a capacidade prevista por coeficiente de segurança mínimo exigido na norma. Já o tirante deve suportar 1,2 vezes maior que a capacidade máxima da estaca.

O dispositivo de medida é o manõmetro, que mede a força aplicada pelo macaco hidráulico na peça. O carregamento pode ser feito de duas maneiras: carregamento lento ou carregamento rápido. O tipo do carregamento influencia no resultado e deve ser levado em conta na hora da leitura do resultado.

O carregamento lento é feito com uma aplicaçaõ da força de 10% da carga da estaca, essa carga deve ser mantida por 30 minutos e assim ate chegar o carregamento máximo da estaca, depois de chegar à carga máxima, ela é mantida estática por 12 horas para a estabilizaçaõ do recalque. A leitura dos sensores é realizada logo após as 12 horas e o descarregamento é recomendável fazer de no mínimo 4 estágios.

Os resultados devem ser mostrados com os seguintes itens: descriçaõ do ensaio, tipo e característica da estaca, dados da estaca, relaçaõ dos aparelhos utilizados, acontecimentos causados no ensaio, tabela das leituras tempo-recalque e por fim a curva carga x deslocamento.

3 METODOLOGIA

O presente trabalho teve como finalidade o acompanhamento do teste de prova de carga estática em fundação profunda, visando comprovar o dimensionamento projetado com a execução *in loco*.

O projeto foi constituído por três etapas, sendo a primeira a sondagem do terreno pelo método SPT, vindo em sequência, à execução de fundação em estaca de hélice contínua monitorada e, por fim, o teste de prova de carga estática.

3.1 Caracterização do Objeto de Estudo

A obra em estudo consiste em uma ampliação do Campus 1, Bloco B, de uma instituição localizada no município de Palmas-TO, com área total de aproximadamente 12.264,69 m² e altura total de 21,00 m, de responsabilidade da empreiteira Tewal Construtora e Incorporadora LTDA.

O bloco B será constituído por 4 (quatro) pavimentos, sendo o subsolo para estacionamento, 1^a e 2^a pavimento para auditório com aproximadamente 2,260 m² e cerca de 180 assentos, laboratórios de autonomia e controle com 85,89 m², laboratório de hidráulica/saneamento e fenômenos dos transporte com 129,04 m², laboratório de elétrica e de alta tensão com 130,34 m², laboratório de matérias e estruturas com 69,08 m², laboratório de sistema e controle de produção com 121,07 m², laboratório de saneamento ambiental com 102,64m², laboratórios de eletrônica com 94,07 m², laboratório de instalações prediais com 85,04 m², laboratório de informática 68,29, laboratório de química com 94,62 m², laboratório de física com 94,63 m², laboratório de ergonomia e segurança do trabalho com 67,47 m², laboratório de microbiologia com 102,70 m², 4 salas de pranchetas para arquitetos com ambas aproximadamente 103,49 m² e com 24 salas de aulas de aproximadamente 77 m². O projeto de locação de estacas e blocos se encontra no Anexo.

3.2 Sondagem por SPT

A sondagem foi realizada segundo as recomendações da norma NBR 6484:2001. Foram realizados 02 (dois) furos de sondagem, com média de 15,45 metros de comprimento cada furo. A altura da queda do martelo foi de 75 cm e o

peso do martelo é de 65 kg. O mostruário utilizado possui 2” de diâmetro externo e 1 3/8” interno.

A cada metro, bem como na modificação de cada camada, foi feito um ensaio de penetração dinâmica, no qual foi considerado o número de golpes, que caracteriza o índice de resistência à penetração (N), conforme a tabela 7, para furar a cada 30 cm do recipiente onde era recolhida a amostra do solo, após o furo inicial de 15 cm. De acordo com a amostra retirada, foi possível identificar o grau de compactidade e consistência do solo.

Tabela 7 - Tabela dos estados de compactidade e de consistência do solo

Solo	Índice de Resistência à penetração (N)	Designação
Areia e Siltes arenosos	≤4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouca compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	>40	Muito compacta (o)
Argilas e Siltes argilosos	≤2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	>19	Dura (o)

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6484:2001

As amostras extraídas foram levadas para o laboratório e classificadas, com o intuito de caracterizar as seguintes propriedades do solo: tipo, cor, umidade, plasticidade, índice de consistência e o estágio de compactidade.

3.3 Execução da Fundação

O tipo de fundação profunda, tipo estaca em hélice contínua monitorada, esse tipo de fundação é de bastante atrativa aos grandes empresários do ramo de construção civil, pois é um método mais rápido, com baixo índice de ruído e vibrações e, por fim, com uma grande capacidade de controle da execução da estaca.

No detalhamento do monitoramento foi possível visualizar o torque, rotação e velocidade no motor, necessários para a determinação do furo e identificação da profundidade em que foi escavada a estaca e o seu perfil estimado.

A perfuratriz de hélice contínua monitorada possui um mecanismo que permite a perfuração do solo até atingir à profundidade de projeto, em seguida, ela

sobe seu trado concretando à estaca com pressão de uma bomba estacionária. Posteriormente, foi realizada a aplicação da armadura de projeto da estaca.

3.4 Prova de Carga Estática

O ensaio foi realizado segundo a norma da ABNT/NBR 12131:2006. As estacas ensaiadas podem ou não fazer parte da estrutura do prédio, caso não haja uma estaca individual na estrutura é preciso executar exclusivamente para a realização da mesma, nesse caso foi utilizada a estaca ensaiada que faz parte da estrutura, como apresentado na figura 2.



Figura 2 - Estaca ensaiada da estrutura em estudo
Fonte: Do autor, 2015

Para executar o teste, foi utilizada como sistema de reação para a estaca executada uma viga metálica de 5 metros de comprimento, 1 metro de altura, duas vigas secundárias para o travamento dos tirantes.

O tirante foi concretado junto com a estaca de reação, com comprimento de 12 metros, sendo 9 metros concretados com as estacas e 3 metros livres para o travamento.

Os tirantes utilizados são do tipo INCO 45D, as 4 estacas utilizadas possuíam resistência a tração de no mínimo 1,6 vezes o carregamento máximo proporcional a seção que foi ensaiada.

A prova de carga estática foi realizada de forma lenta, foram executados 10 estágios, correspondendo a cerca de 10 % da carga da estaca. A primeira carga foi aplicada a um intervalo de no mínimo 30 minutos de uma carga pra outra, a cada

estágio foi feita uma leitura dos sensores que mede o recalque.

Após a conclusão dos estágios, a última carga foi mantida por 12 horas corridas para a estabilização do recalque, após a estabilização foi realizada a leitura nos sensores para verificar o recalque, e após a leitura se executou a descarga em, no mínimo, 04 estágios e a cada estágio de descarregamento é feita a leitura nos sensores.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Sondagens

Independente do tamanho da construção, a sondagem à percussão com SPT representa um importante recurso a ser empregado na tomada de decisões, como a escolha do tipo de fundação que será utilizada, que exerce influência direta nos padrões de segurança, qualidade e economia.

As sondagens executadas pela empresa da obra em estudo foram realizadas visando à composição de um estudo preliminar que embasasse qual o tipo de fundação a ser implantada e os custos decorrentes desse processo. Para tanto, foram executados dois furos de sondagem, consoante o croqui apresentado na figura abaixo.

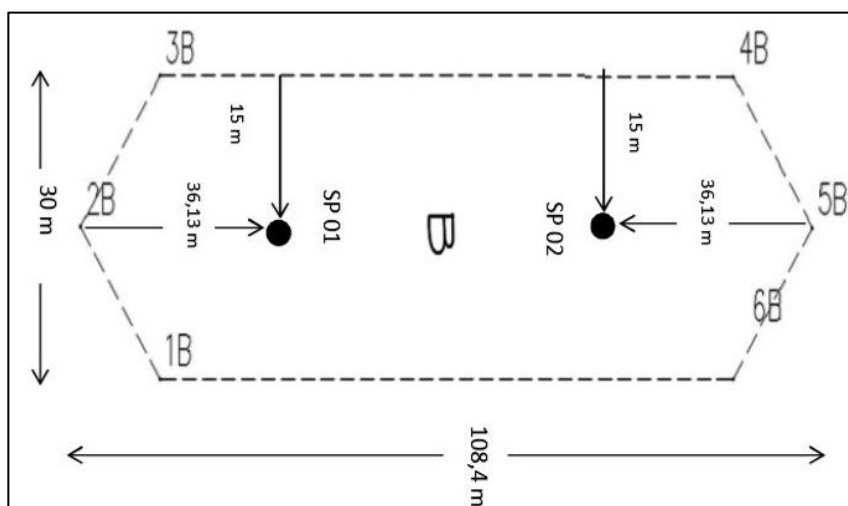


Figura 3 – Croqui dos pontos de sondagem da Empresa 1

Como se pode observar na figura 4, o gráfico de penetração apresentado no primeiro horizonte indica que o solo não é o mais adequado. Na profundidade de 16 metros sondados, o nível de água se deu aos 11 metros de profundidade. Consiste em um solo a base de silte argiloso com consistência relativamente média, e com uma média de número de golpes de SPT (N_{SPT}) equivalente a 11,93. Para Alonso (2010), um solo com essas características e que tem n_{spt} médio entre 4 a 8 é considerado bom e tem coesão entre 25 a 50 (kPa).

No segundo furo de sondagem, com o laudo apresentado na figura 5, foi demonstrado um solo com condições mais favoráveis, apesar da distância entre os pontos ser de apenas 36,14 metros. Na profundidade de 16 metros sondados, o nível de água foi de 11,50 metros. O solo a base de silte argiloso apresentou

consistência relativa dura e com uma média de N_{SPT} de 23,73. Para Alonso (2010), um solo com essas características e que tem nspt maior que 30 é considerado bom e tem coesão maior que 200 (kPa).

LAUDO DE SONDAGEM											
Interessado:						Furo: SP 01					
Obra:						Folha: 04					
Local obra: Avenida Teotônio Segurado - Município de Palmas - TO						Data do Laudo:					
Descrições do amostrador:			Diâmetro externo = 2 1/2"		Peso batente= 65 Kg		Diâmetro do Revestimento = 2 1/2"				
			Diâmetro interno = 1 3/8"		Altura da queda = 75 cm		Diâmetro da Haste = 1"				
Profundidade	Nº da Amostra	N.A. 24 h	1ª+2ª	2ª+3ª	1ª e 2ª penetração			2ª e 3ª penetração		*Consistência / **Compacidade	Descrição do Solo
			15	15	10	20	30	40	50		
-1,00	01										Silte arenoso com materia orgânica
-2,00	02		4	4						fofa**	Silte arenoso de cor vermelha
-3,00	03		3	4						mole*	Silte argiloso de cor vermelha com pedregulho de graduação fina
-4,00	04		6	6						média*	
-5,00	05		6	7						média*	
-6,00	06		7	9						média*	
-7,00	07		5	6						média*	Silte argiloso coim pedregulho lateritico de graduação média
-8,00	08		4	5						mole*	
-9,00	09		4	4						mole*	
-10,00	10		12	15						rija*	Silte argiloso de cor variegado
-11,00	11		9	11						rija*	
-12,00	12		10	14						rija*	
-13,00	13		11	15						rija*	
-14,00	14		17	21						dura*	
-15,00	15		24	27						dura*	
-16,00	16		28	31						dura*	
-17,00	17										
-18,00	18										
19,00	19										
-20,00	20										

Nível d'água : 11,00 m	Cota do Furo: 100,47 m
Data do N.A.: 20/01/14	Prof. da sondagem: 15,45 m
Sondador:	Coordenadas: 22L:0792336
	Equip: GPS12 Garmin 8863543

Figura 4 – Laudo de sondagem do Furo SP1, da Empresa 1

LAUDO DE SONDAGEM											
Interessado:						Furo: SP 02					
Obra:						Folha: 05					
Local obra: Avenida Teotônio Segurado - Município de Palmas - TO						Data do Laudo:					
Descrições do amostrador:			Diâmetro externo = 2 1/2"		Peso batente= 65 Kg		Diâmetro do Revestimento = 2 1/2"				
			Diâmetro interno = 1 3/8"		Altura da queda = 75 cm		Diâmetro da Haste = 1"				
Profun- didade	Nº da Amostra	N.A. 24 h	1º+2º 15	2º+3º 15	1º e 2º penetração		2º e 3º penetração			*Consistência / **Compacidade	Descrição do Solo
					10	20	30	40	50		
-1,00	01										Silte argiloso com materia orgânica
-2,00	02		4	4						mole*	Silte argiloso de cor vermelha
-3,00	03		4	5						mole*	
-4,00	04		9	11						rija*	
-5,00	05		10	12						rija*	Silte argiloso com pedregulho de graduação fina
-6,00	06		28	33						dura*	
-7,00	07		16	16						rija*	
-8,00	08		14	18						rija*	
-9,00	09		28	37						dura*	Silte argiloso com pedregulho laterítico de graduação média
-10,00	10		21	29						dura*	
-11,00	11		23	29						dura*	
-12,00	12		27	32						dura*	Silte argiloso variegado
-13,00	13		27	33						dura*	
-14,00	14		28	32						dura*	
-15,00	15		30	30						dura*	
-16,00	16		33	35						dura*	
-17,00	17										
-18,00	18										
19,00	19										
-20,00	20										
Nível d'água : 11,50 m			Cota do Furo: 100,80 m								
Data do N.A.: 22/01/14			Prof. da sondagem: 15,45 m								
Sondador:			Coordenadas: 22L:0792418								
			Equip: GPS12 Garmin 8863548								

Figura 5 - Laudo de sondagem do Furo SP2, da Empresa 1

Visando obter parâmetros para calcular a fundação da edificação, foi necessário executar outra sondagem com o número de furos estabelecido pela normativa vigente, totalizando 04 (quatro) furos de sondagem no terreno, conforme o croqui apresentado na figura 6.

A grande utilidade de realizar vários furos de sondagem consiste na possibilidade de realizar um mapa geotécnico do terreno e possuir uma base de dados de sondagens SPT, bem como de efetivar analogia do tipo de solo em que ela se encaixa pelo mapa e suas características indicadas pela sondagem.

A representação da superfície e da profundidade do terreno permite uma melhor idealização e interpretação ao longo do horizonte, subsidiando, dessa forma, a análise da ocorrência dos diversos tipos de solo, conforme a estrutura do terreno. A consolidação desta base de dados pode auxiliar na tomada de decisão acerca do tipo e das características da fundação a ser implantada.

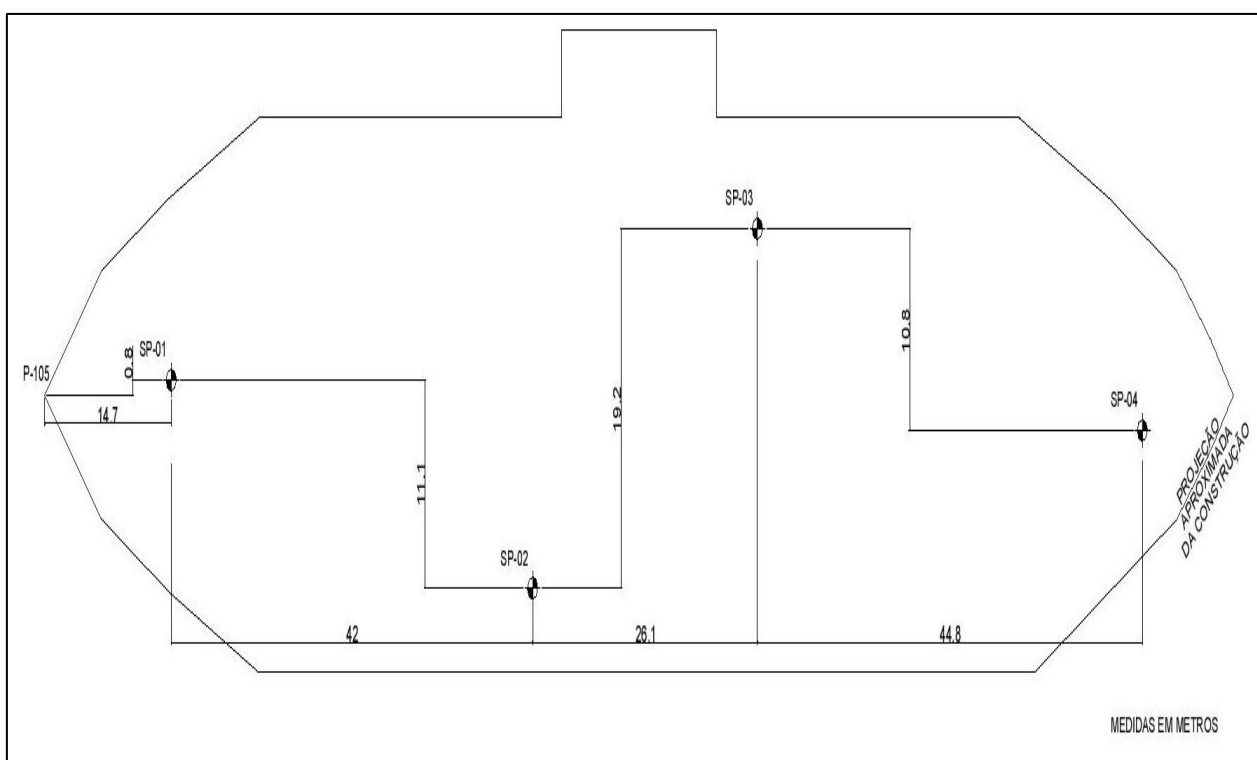


Figura 6 - Croqui de dos pontos de sondagem da Empresa 02

O primeiro furo da sondagem da Empresa 2, cujo laudo é apresentado na figura 7, indica um solo com condições mais propícias aos demais pontos apresentados, onde foram sondados 17 metros de profundidade, com um nível de água ao 7 metros, solo com características de argiloso, com uma consistência

relativamente dura e N_{SPT} médio no decorrer do horizonte de 18,94. Para Alonso (2010), um solo com essas características e que tem n_{spt} maior que 30 é considerado bom e tem coesão maior que 200 (kPa).

PERFIL DE SONDAÇÃO A PERCUSSÃO COM SPT									
Obra:								SP-01	
Interessado:								Nível d'água: 7,00 m	
Endereço:								Data do nível d'água: 05/06/2014	
N. amostra	Prof. (m)	GOLPES		PROC. DE PERF.	Recuperação (cm)	*Consistência / **Compacidade	N.A.	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
		30 cm iniciais	30 cm finais						
00	-1,00			TC				Argila arenosa vermelha com pedregulho médio de laterita	
01	-1,45	7	7	TH	28	média*		Argila arenosa variegada com pedregulho médio de laterita	
02	-2,45	11	12	TH	29	rija*		Argila pouco arenosa variegada	
03	-3,45	18	34	TH	25	dura*		Argila arenosa marrom com pedregulho fino de laterita	
04	-4,25	50/25		TH	20	dura*			
05	-5,45	15	23	CA	25	dura*		Argila arenosa marrom	
06	-6,45	17	25	CA	26	dura*			
07	-7,45	12	19	CA	24	rija*		Argila pouco arenosa variegada com pedregulho fino de laterita	
08	-8,05	13	20	CA	26	dura*			
09	-9,45	9	12	CA	28	rija*		Argila arenosa pouco siltosa amarela	
10	-10,45	11	13	CA	29	rija*			
11	-11,45	10	13	CA	23	rija*		Argila siltosa variegada	
12	-12,45	12	16	CA	22	rija*			
13	-13,45	18	23	CA	21	dura*			
14	-14,45	28	39	CA	21	dura*		Argila siltosa amarela	
15	-15,25	47/25	30/10	CA	20	dura*		Silte argiloso variegado	
16	-16,12	30/12		CA	14	dura*			
17	-17,06	30/6		CA	-			Não veio amostra	
18	-18,45							Interrompido de acordo com a especificação do furo	
19	-19,45								
20	-20,45								
21	-21,45								
22	-22,45								
23	-23,45								
24	-24,45								
25	-25,45								
Descrições do amostrador:		Cota do furo:		99,700		Processo de Perfuração:		Coordenadas:	
Diâmetro externo: 2"		Prof. da sondagem:		17,06 m		TC - Trado concha		N -	
Diâmetro interno: 1 3/8"		Sondador:				TH - Trado helicoidal		E -	
Peso batente: 65 Kg		Execução do furo:				CA - Circulação de água		Engenheiro responsável:	
Altura da queda: 75 cm						Emissão do laudo:			
Diâmetro do revestimento: 2 1/2"									
Diâmetro da haste: 1"									
Referências Normativas:									
NBR 6484:2001-Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de Ensaio									
NBR 8036:1983-Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios									
NBR 6502:1995-Rochas e Solos - Terminologia									

Figura 7 - Laudo de sondagem do Furo SP1, da Empresa 2

As características do segundo furo, consoante a figura 8, indicam que é um solo com condições favoráveis, onde foram sondados 19,05 metros, com um nível de água ao 6,10 metros, solo com características em argila e silte, com uma consistência relativamente dura e com N_{SPT} médio ao logo do horizonte de 21,05. Para Alonso (2010), um solo com essas características e que tem $nspt$ maior que 30 é considerado bom e tem coesão maior que 200 (kPa).

PERFIL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO COM SPT									
Obra:							SP-02		
Interessado:							Nível d'água: 6,10 m		
Endereço:							Data do nível d'água: 07/06/2014		
N. amostra	Prof. (m)	GOLPES		PROC. DE PERF.	Recuperação (cm)	*Consistência / **Compacidade	N.A.	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
		30 cm iniciais	30 cm finais						
00	-1,00			TC				Argila arenosa vermelha com pedregulho fino de laterita	
01	-1,45	3	4	TH	16	mole*		Argila arenosa vermelha	
02	-2,45	11	12	TH	20	rija*		Argila arenosa variegada com pedregulho grosso de laterita	
03	-3,45	21	30	TH	22	dura*		Argila arenosa variegada com pedregulho médio de laterita	
04	-4,45	23	33	TH	21	dura*		Argila arenosa marrom com pedregulho fino de laterita	
05	-5,45	11	13	TH	23	rija*		Areia fina argilosa marrom	
06	-6,45	18	22	TH	26	compacta **		Argila arenosa variegada com pedregulho fino de laterita	
07	-7,45	17	19	CA	20	rija*		Argila siltosa variegada com pedregulho médio de laterita	
08	-8,05	17	23	CA	22	dura*		Argila siltosa variegada	
09	-9,45	20	28	CA	24	dura*		Silte argiloso variegado	
10	-10,45	16	19	CA	25	rija*		Silte argiloso pouco arenoso variegado	
11	-11,45	18	20	CA	24	dura*		Silte argiloso variegado	
12	-12,45	15	20	CA	22	dura*			
13	-13,45	17	22	CA	21	dura*			
14	-14,45	20	24	CA	22	dura*			
15	-15,45	21	25	CA	20	dura*			
16	-16,45	26	30	CA	19	dura*			
17	-17,27	44/27	30/10	CA	17	dura*			
18	-18,10	30/10		CA	8	dura*			
19	-19,05	30/5		CA	-			Não veio amostra	
20	-20,45							Interrompido de acordo com a especificação do furo	
21	-21,45								
22	-22,45								
23	-23,45								
24	-24,45								
25	-25,45								
Descrições do amostrador: Diâmetro externo: 2" Diâmetro interno: 1 3/8" Peso batente: 65 Kg Altura da queda: 75 cm Diâmetro do revestimento: 2 1/2" Diâmetro da haste: 1"				Cota do furo: Prof. da sondagem: 19,05 m Sondador:		Processo de Perfuração: TC - Trado concha TH - Trado helicoidal CA - Circulação de água		Coordenadas: N - E - Engenheiro responsável:	
Execução do furo:				Emissão do laudo:					
Referências Normativas: NBR 6484:2001-Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de Ensaio NBR 8036:1983-Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios NBR 6502:1995-Rochas e Solos - Terminologia									

Figura 8 - Laudo de sondagem do Furo SP2, da Empresa 2

O furo SP03, demonstrado na figura 9, apresentou as condições mais desfavoráveis dentre os quatro executados pela empresa, onde foram sondados 18,10 metros, com um nível de água ao 6,20 metros, solo com características em argila e silte, com uma consistência relativamente dura e com N_{SPT} médio ao logo do horizonte de 14,00. Para Alonso (2010), um solo com essas características e que tem n_{spt} maior que 30 é considerado bom e tem coesão maior que 200 (kPa).

PERFIL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO COM SPT									
Obra:							SP-03		
Interessado:							Nível d'água: 6,20 m		
Endereço:							Data do nível d'água: 11/06/2014		
N. amostra	Prof. (m)	GOLPES		PROC. DE PERF.	Recuperação (cm)	*Consistência / **Compacidade	N.A.	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
		30 cm iniciais	30 cm finais						
00	-1,00			TC				Argila arenosa vermelha	
01	-1,45	4	4	TH	19	mole*			
02	-2,45	6	7	TH	21	média*			
03	-3,45	6	6	TH	22	média*			
04	-4,45	13	13	TH	25	rija*		Argila arenosa variegada com pedregulho médio de laterita	
05	-5,45	19	20	TH	24	dura*			
06	-6,45	9	10	TH	28	média*		Argila pouco arenosa variegada com pedregulho médio de laterita	
07	-7,45	8	9	TH	25	média*			
08	-8,05	16	19	TH	25	rija*		Argila pouco arenosa variegada com pedregulho grosso de laterita	
09	-9,45	12	13	CA	23	rija*		Silte argiloso pouco arenoso variegado	
10	-10,45	14	17	CA	24	rija*		Silte argiloso variegado com pedregulho médio de laterita	
11	-11,45	10	9	CA	23	média*		Argila siltosa pouco arenosa variegada	
12	-12,45	11	12	CA	25	rija*			
13	-13,45	20	23	CA	22	dura*		Argila siltosa variegada	
14	-14,43	34	34/20	CA	25	dura*			
15	-15,45	13	20	CA	22	dura*			
16	-16,45	17	22	CA	22	dura*			
17	-17,23	50/23		CA	18	dura*			
18	-18,12	30/12		CA	10	dura*			
19	-19,45							Interrompido de acordo com a especificação do furo	
20	-20,45								
21	-21,45								
22	-22,45								
23	-23,45								
24	-24,45								
25	-25,45								
Descrições do amostrador: Diâmetro externo: 2" Diâmetro interno: 1 3/8" Peso batente: 65 Kg Altura da queda: 75 cm Diâmetro do revestimento: 2 1/2" Diâmetro da haste: 1"		Cota do furo: Prof. da sondagem: 18,10 m Sondador: Execução do furo:			Processo de Perfuração: TC - Trado concha TH - Trado helicoidal CA - Circulação de água Emissão do laudo:		Coordenadas: N - E - Engenheiro responsável:		
Referências Normativas: NBR 6484:2001-Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de Ensaio NBR 8036:1983-Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios NBR 6502:1995-Rochas e Solos - Terminologia									

Figura 9 - Laudo de sondagem do Furo SP3, da Empresa 2

O último furo executado, denominado de SP04, pode ser analisado por meio do laudo apresentado na figura 10, apresentou-se como um solo mediano, onde foram sondados 18,21 metros, com um nível de água ao 6,80 metros, é um solo com características em argila siltosa, com uma consistência relativamente dura e com N_{SPT} médio ao longo do horizonte de 17,63. Para Alonso (2010), um solo com essas características e que tem n_{spt} maior que 30 é considerado bom e tem coesão maior que 200 (kPa).

PERFIL DE SONDAÇÃO A PERCUSSÃO COM SPT										
Obra:								SP-04		
Interessado:								Nível d'água: 6,80 m		
Endereço:								Data do nível d'água: 12/06/2014		
N. amostra	Prof. (m)	GOLPES		PROC. DE PERF.	Recuperação (cm)	*Consistência / **Compacidade	N.A.	DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
		30 cm iniciais	30 cm finais							
00	-1,00			TC				Argila arenosa vermelha		
01	-1,45	4	5	TH	18	mole*		Argila pouco siltosa pouco arenosa vermelha com pedregulho fino de laterita		
02	-2,45	5	6	TH	20	média*				
03	-3,45	8	8	TH	18	média*				
04	-4,45	25	30	TH	26	dura*		Silte pouco argiloso variegado com pedregulho grosso de laterita		
05	-5,45	24	37	TH	15	dura*				
06	-6,45	17	15	CA	24	rija*				
07	-7,45	10	10	CA	19	média*				
08	-8,05	9	12	CA	21	rija*				
09	-9,45	9	10	CA	22	média*		Argila siltosa pouco arenosa variegada com pedregulho médio de laterita		
10	-10,45	10	10	CA	28	média*		Argila siltosa pouco arenosa variegada com pedregulho fino de laterita		
11	-11,45	16	15	CA	27	rija*		Argila siltosa pouco arenosa variegada		
12	-12,45	12	14	CA	25	rija*				
13	-13,45	16	18	CA	25	rija*				
14	-14,45	23	31	CA	24	dura*				
15	-15,45	24	34	CA	20	dura*				
16	-16,27	46/27		CA	18	dura*				
17	-17,23	48/23		CA	17	dura*				
18	-18,21	51/21		CA	14	dura*				
19	-19,45							Interrompido de acordo com a especificação do furo		
20	-20,45									
21	-21,45									
22	-22,45									
23	-23,45									
24	-24,45									
25	-25,45									
Descrições do amostrador: Diâmetro externo: 2" Diâmetro interno: 1 3/8" Peso batente: 65 Kg Altura da queda: 75 cm Diâmetro do revestimento: 2 1/2" Diâmetro da haste: 1"				Cota do furo: Prof. da sondagem: 18,21 m Sondador:			Processo de Perfuração: TC - Trado concha TH - Trado helicoidal CA - Circulação de água		Coordenadas: N - E - Engenheiro responsável:	
Execução do furo:				Emissão do laudo:						
Referências Normativas: NBR 6484:2001-Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de Ensaio NBR 8036:1983-Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios NBR 6502:1995-Rochas e Solos - Terminologia										

Figura 10 - Laudo de sondagem do Furo SP4, da Empresa 2

Como pode observar no mapa abaixo, figura 11, as estacas ensaiadas foram executadas próximas a três pontos de sondagem, sendo: SP02, da Empresa 01, SP 03 e 04, da Empresa 02. Diante da representação, observa-se que a profundidade das estacas executadas foi de 12 e 14 metros. Com relação ao SP02, da Empresa 01, representado na figura 4, o horizonte na profundidade escavada, com NSPT de 32, é de 12 e 14 metros, pelo fato da água estar a 11,50 metros e o material ser mais rígido.

Já nos furos SP03 e SP04, das figuras 8 e 9, o nível de água é mais raso com 6,50 metros aproximadamente, causando assim um solo mais instável e mais saturado. No horizonte das estacas executadas a 12 metros, tem-se um NSPT de 12 e 14, e já com 14 metros tem-se NSPT de 20 e 31, concluindo assim que o solo ganha uma resistência relevante ao longo do horizonte sondado.

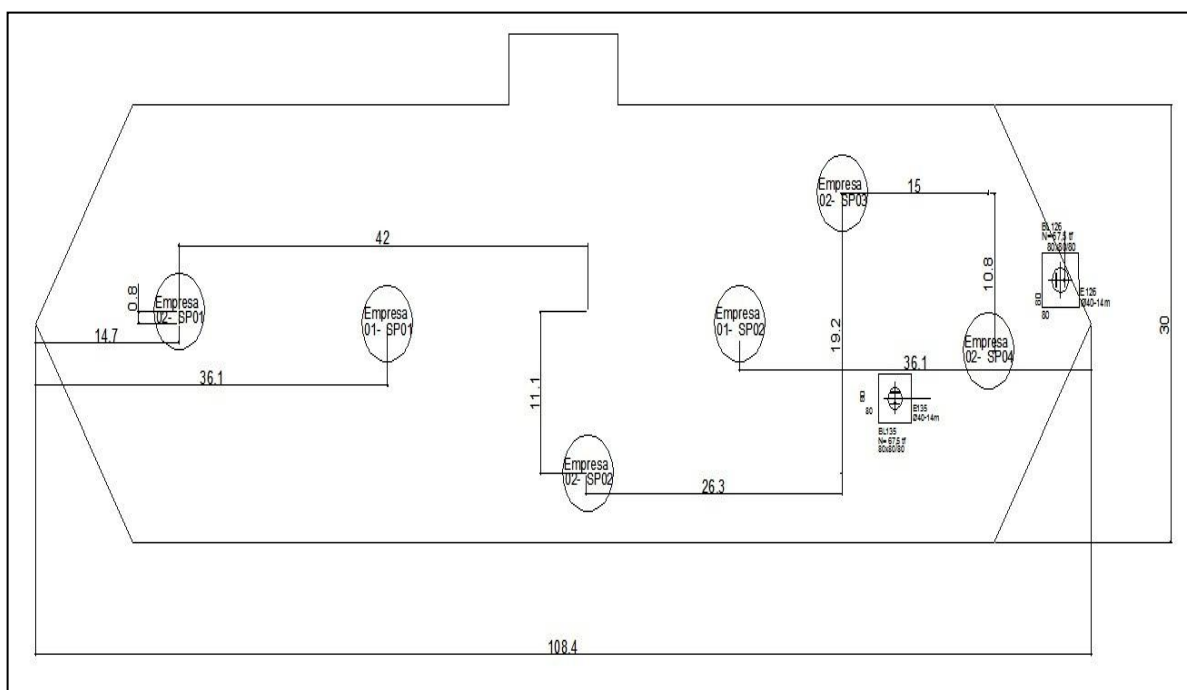


Figura 11 - Pontos de execução das estacas
Fonte: Do autor, 2015

4.2 Acompanhamento de Execução de Fundação

A perfuratriz na execução de estaca hélice contínua monitorada pode ser observada na figura abaixo.



Figura 12 - Perfuração de Estaca
Fonte: Do autor, 2015

A estaca perfurada, concretada e com a armadura inserida até a altura necessária em projeto pode ser visualizada na figura 13.



Figura 13 - Aplicação de Armadura
Fonte: Do autor, 2015

As amostragens de monitoramentos, demonstradas nas figuras 14 e 15, possibilitam durante a concretagem a verificação de desmoronamento do perfil da estaca.

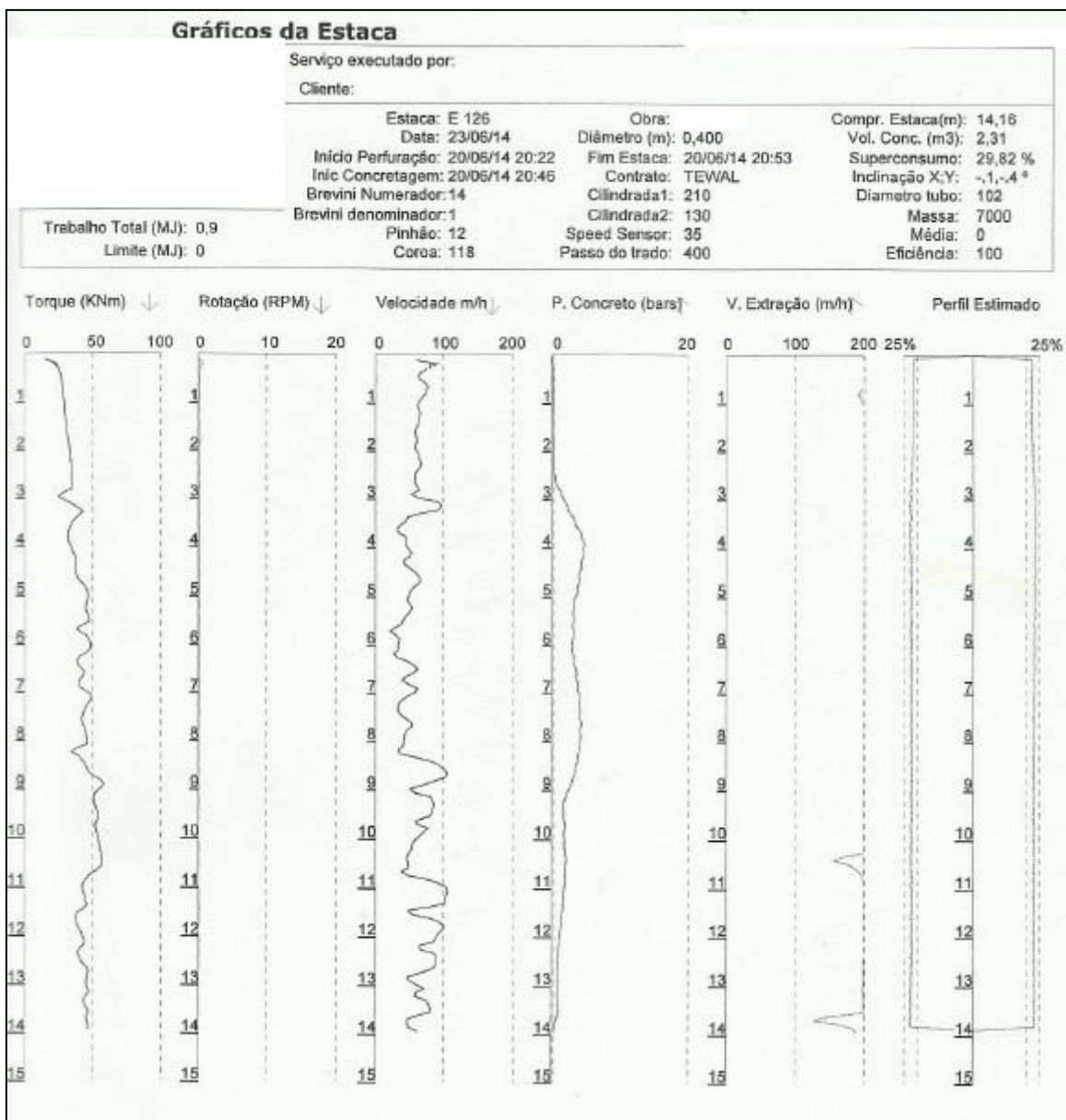


Figura 14 - Monitoramento da Estaca E-126

Como se pode observar, as figuras 14 e 15 apresentam vários parâmetros de verificação, com o intuito de certificar quanto à adequada execução da estaca, tais como, o torque, a rotação, a velocidade e o perfil estimado.

Cabe ressaltar o perfil estimado da estaca escavada, no qual as linhas pontilhadas nas extremidades representam o solo e as linhas contínuas demonstram o concreto inserido na estaca, por intermédio da análise deste gráfico se pode concluir que a estaca foi executada de maneira adequada, sem qualquer anomalia.

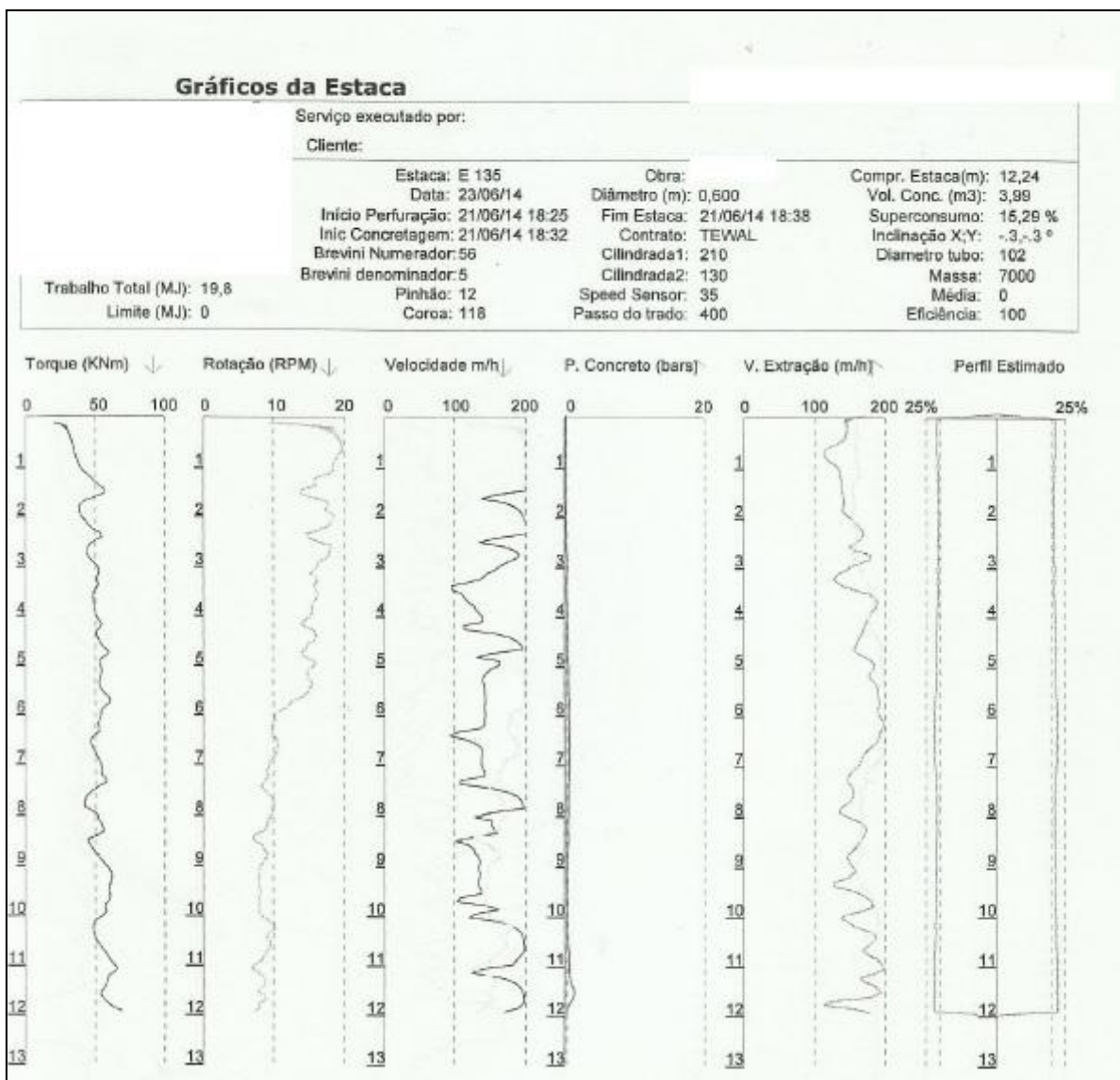


Figura 15 - Monitoramento da Estaca E - 135

4.3 Montagem do Equipamento de Prova de Carga Estática

O tirante e macaco hidráulico para aplicação da carga desejada na estaca podem ser observados na figura 16 e 17.

Os tirantes foram concretados junto com as estacas de reação, com comprimento de 12 metros, sendo 9 metros concretados com as estacas e 3 metros livres para o travamento da viga secundária. Os tirantes que foram utilizados são do tipo INCO 45D, como ilustrado na figura abaixo.

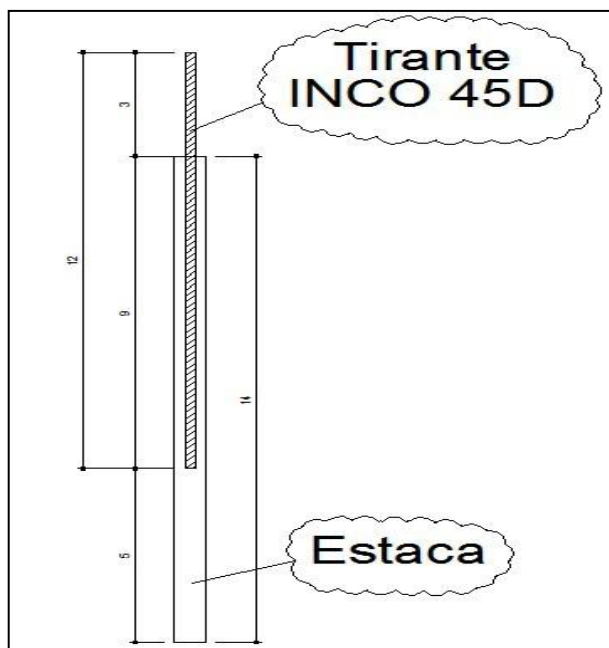


Figura 16 - Tirante INCO 45D e estaca
Fonte: Do Autor,2015

O macaco hidráulico foi posicionado sob o bloco da fundação, onde é aplicada uma força na viga primária, provocando compressão no bloco e, conseqüentemente, na estaca em estudo, causando tração nas estacas de reações, que são travadas pelos tirantes.



Figura 17 - Tirantes e Macaco Hidráulico
Fonte: Do autor, 2015

O posicionamento da viga primária com dimensões de 5 metros de comprimento, 1 metro de altura e 0,5 metros de largura nos cavaletes devidamente nivelados pode ser observado na figura 18.



Figura 18 - Aplicação da Viga Primária
Fonte: Do autor, 2015

O travamento da viga secundária nos tirantes, que são 04 barras INCO 35D de 12 metros, inseridas 9 metros no interior das estacas de reações e 3 metros livres para o devido travamento da viga, com resistência a tração de 68 tf cada pode ser visualizado na figura 19.



Figura 19 - Aplicação e Travamento da Viga Secundária
Fonte: Do autor, 2015

A montagem concluída do equipamento para a execução do teste de prova de carga estático na estaca pode ser observada na figura 20.



Figura 20 - Equipamento para Teste de Prova de Carga
Fonte: Do autor, 2015

O nanômetro e o sensor utilizado para aferir o recalque são demonstrados nas figuras 21 e 22.

O nanômetro consiste no aparelho que mede a carga aplicada nos intervalos de 30 minutos, para a obtenção dos possíveis recalques momentâneos, que serão apresentados adiante.

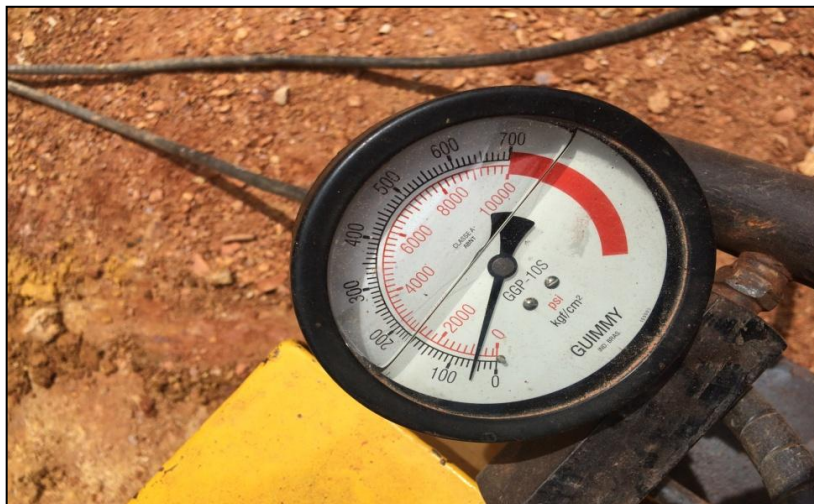


Figura 21 – Manômetro
Fonte: Do autor, 2015

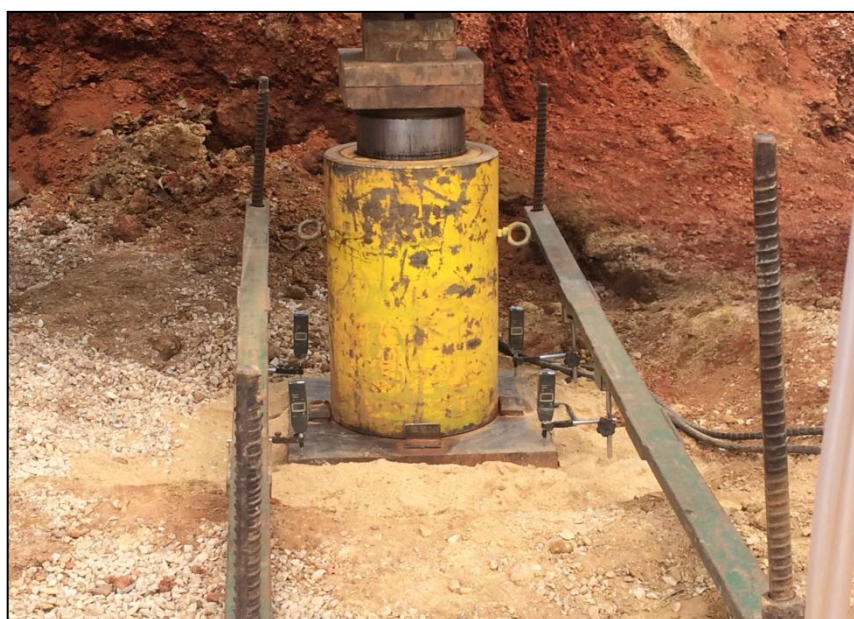


Figura 22 - Sensores para Aferir o Recalque
Fonte: Do autor, 2015

4.4 Teste de Prova de Carga Estática

Para comparar o teste de prova de carga, foram feitos cálculos baseados nos métodos propostos pelos autores Aoki & Veloso e Decourt & Quaresma, devidamente apresentados na referência teórica deste estudo, cujos resultados obtidos se encontram nas figuras 23 e 24.

AOKI & VELOZO													
CAPACIDADE DE CARGA (KN) d=0,40 E - 126							CAPACIDADE DE CARGA (KN) d=0,60 E - 135						
PROFUNDIDADE (m)	Empresa 01		Empresa 02				PROFUNDIDADE (m)	Empresa 01		Empresa 02			
	SP01	SP02	SP01	SP02	SP03	SP04		SP01	SP02	SP01	SP02	SP03	SP04
-2	76,899	33,891	157,358	153,401	91,682	56,778	-2	167,048	72,456	334,735	328,801	195,098	362,146
-3	41,49	47,275	444,747	391,415	88,57	81,691	-3	83,854	97,937	946,769	833,872	182,204	266,058
-4	63,346	104,25	378,492	468,01	182,889	280,433	-4	127,449	215,83	773,362	973,441	381,259	508,708
-5	79,185	126,228	386,774	264,654	286,44	376,574	-5	156,613	254,201	769,336	503,908	594,16	750,773
-6	104,725	318,888	441,794	195,465	189,378	235,6	-6	205,732	656,697	868,316	344,898	366,317	572,049
-7	90,356	215,367	400,701	360,697	190,222	211,652	-7	167,964	409,53	757,327	697,322	359,359	527,323
-8	89,25	251,956	438,102	435,129	325,529	240,875	-8	160,9	475,224	821,653	841,871	644,57	805,47
-9	86,916	435,037	365,728	527,18	226,2	237,051	-9	151,993	852,542	647,291	1021,073	409,566	561,559
-10	185,027	412,681	393,897	453,012	276,052	250,867	-10	358,615	775,769	697,771	835,797	505,963	864,578
-11	169,552	448,285	358,623	412,992	227,691	306,241	-11	313,783	829,176	605,144	727,591	388,067	701,85
-12	208,475	509,308	401,519	437,547	265,06	318,653	-12	388,383	936,925	684,997	764,423	459,631	848,014
-13	234,136	557,068	481,806	479,047	373,067	371,242	-13	432,28	1013,971	841,617	837,483	678,511	1110,791
-14	303,389	589,111	646,568	523,003	379,909	504,162	-14	568,589	1056,63	1171,481	914,227	673,264	1241,853
-15	380,008	611,453	461,025	560,942	407,541	571,926	-15	715,947	1079,333	745,587	976,54	714,712	1430,659
-16	447,048	690,649	490,248	633,999	451,796	560,719	-16	838,127	1225,152	800,231	1113,15	791,435	1629,562

Figura 23 - Método Aoki & Veloso (2010)

DECOURT & QUARESMA													
CAPACIDADE DE CARGA (KN) d=0,40 E - 126							CAPACIDADE DE CARGA (KN) d=0,60 E - 135						
PROFUNDIDADE (m)	Empresa 01		Empresa 02				PROFUNDIDADE (m)	Empresa 01		Empresa 02			
	SP01	SP02	SP01	SP02	SP03	SP04		SP01	SP02	SP01	SP02	SP03	SP04
-2	27,26	26	92,41	80,84	78,84	106,1	-2	23,99	23,28	129,38	129,38	127,38	151,37
-3	46,96	56,61	183,48	171,84	168,84	215,8	-3	43,73	50,39	266,19	266,19	263,19	306,92
-4	69,58	96	250,41	247,96	243,96	313,54	-4	67,59	89,87	403,41	403,41	399,41	467
-5	96,82	162,68	298,04	275,41	270,41	367,23	-5	95,29	145,91	513,14	513,14	508,14	603,43
-6	121,94	244,34	352,12	412,42	406,42	528,36	-6	124,28	236,41	764,77	764,77	758,77	883,05
-7	138,26	291,68	395,92	370,79	363,79	502,05	-7	144,6	286,55	788,6	788,6	781,6	926,2
-8	148,71	340,68	434,24	429,75	421,75	570,46	-8	160,4	340,11	910,57	910,57	902,57	1062,97
-9	174,71	440,8	461,1	494,65	485,65	660,36	-9	183,67	445,92	1106,28	1106,28	1097,28	1280,95
-10	219,95	521,65	489,31	538,44	528,44	748,39	-10	231,4	531	1279,39	1279,39	1269,39	1500,79
-11	261,86	582,34	525,83	610,28	599,28	861,14	-11	272,29	604,75	1465,89	1465,89	1454,89	1727,18
-12	297,45	660,65	573,17	662,21	650,21	947,66	-12	313,35	692,12	1639,78	1639,78	1627,78	1941,13
-13	347,73	739,79	647,26	719,59	706,59	1054,32	-13	363,91	781,2	1835,52	1835,52	1822,52	2186,43
-14	414,35	810,54	730,64	782,41	768,41	1182,76	-14	431,08	864,33	2047,09	2047,09	2033,09	2464,17
-15	497,31	882,14	794,15	841,03	826,03	1323,34	-15	514,86	945,45	2268,79	2268,79	2253,79	2768,65
-16	568,49	961,69	825,55	910,11	894,11	1462,6	-16	596,99	1037,24	2499,84	2499,84	2483,84	3080,83

Figura 24 - Método Decourt & Quaresma (2010)

Como pode ser observado nos resultados acima, houve variação quanto aos solos caracterizados pelas empresas, porém, ainda que haja variação nas capacidades de cargas obtidas através do laudo de sondagem, os resultados são relevantes e bem próximos ao calculado pelo projetista.

O ensaio foi configurado com 04 sensores, que servem para medir o deslocamento de acordo a carga aplicada.

As figuras 25 e 2 apresentam os testes de prova de carga estático realizados na obra em estudo. Os dados demonstram as leituras dos 04 sensores e a média aritmética dos sensores no intervalo de cada força aplicada, a carga final aplicada foi de 108 tf que seria 67,5 tf (carga do pilar) vezes 1,6 de coeficiente que a norma exige. Essa carga final acima foi dividida em 10 estágios, realizado de 30 em 30 minutos.

Obra						Estaca	E126
Cliente						Data Moldagem	20/06/2014
Tipo de estaca	RAIZ	∅ (cm)	40	Z (m)	14	EXT	1 a 4
Qt (tf)	108	Início	11/12/2014	Fim	12/12/2014	Referência	BL126
Dim Bloco (mxm)	80X80X80	Hora	11:30:00	Etapa	C/D	Responsável	GILMAR

Fase	Carregamento				
	Recalque (mm)				
Carga (tf)	EXT 01	EXT 02	EXT 03	EXT 04	Média
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,80	-0,15	-0,11	-0,08	-0,03	-0,09
21,60	-0,18	-0,22	-0,47	-0,50	-0,34
32,40	-0,41	-0,40	-0,64	-0,59	-0,51
43,20	-0,88	-0,99	-1,41	-1,49	-1,19
54,00	-0,96	-1,07	-1,53	-1,62	-1,30
64,80	-0,97	-1,40	-1,54	-2,00	-1,48
75,60	-1,20	-1,71	-1,79	-2,33	-1,76
86,40	-1,64	-2,20	-2,22	-2,79	-2,21
97,20	-2,00	-2,79	-2,60	-3,44	-2,71
108,00	-2,39	-3,42	-3,09	-4,10	-3,25

Fase	Descarregamento				
	Recalque (mm)				
Carga (tf)	EXT 01	EXT 02	EXT 03	EXT 04	Média
0,00	-1,54	-2,10	-2,14	-2,83	-2,15
27,00	-1,84	-2,77	-2,66	-3,46	-2,68
54,00	-2,43	-3,62	-3,24	-4,30	-3,40
81,00	-2,49	-3,70	-3,31	-4,41	-3,48
108,00	-2,53	-3,79	-3,32	-4,43	-3,52

Figura 25 - Carga x Deslocamento, Estaca E-126

Na figura 26, pode ser observado que os descarregamentos são realizados em quatro estágios, nos quais são efetivadas as leituras nos sensores.

Obra						Estaca	E135
Cliente						Data Moldagem	21/06/2014
Tipo de estaca	RAIZ	Ø (cm)	60	Z (m)	12	EXT	1 a 4
Qt (tf)	108	Início	13/12/2014	Fim	14/12/2014	Referência	BL135
Dim Bloco (mxm)	1,00X1,00X1,00	Hora	15:00:00	Etapa	C/D	Responsável	GILMAR

Fase	Carregamento				
	Recalque (mm)				
Carga (tf)	EXT 01	EXT 02	EXT 03	EXT 04	Média
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,80	-0,18	-0,22	-0,20	-0,21	-0,20
21,60	-0,24	-0,27	-0,23	-0,25	-0,25
32,40	-0,42	-0,44	-0,39	-0,40	-0,41
43,20	-0,49	-0,49	-0,42	-0,44	-0,46
54,00	-1,05	-1,06	-0,86	-0,90	-0,97
64,80	-1,38	-1,36	-1,14	-1,16	-1,26
75,60	-1,69	-1,65	-1,41	-1,41	-1,54
86,40	-1,86	-1,82	-1,57	-1,56	-1,70
97,20	-2,21	-2,12	-1,85	-1,81	-2,00
108,00	-2,66	-2,61	-2,20	-2,22	-2,42

Fase	Descarregamento				
	Recalque (mm)				
Carga (tf)	EXT 01	EXT 02	EXT 03	EXT 04	Média
0,00	-1,24	-1,09	-1,00	-1,35	-1,17
27,00	-1,50	-1,39	-1,32	-1,70	-1,48
54,00	-2,68	-2,56	-2,11	-2,27	-2,41
81,00	-2,81	-2,66	-2,25	-2,34	-2,52
108,00	-2,87	-2,67	-2,20	-2,35	-2,52

Figura 26 - Carga x Deslocamento, Estaca E-135

O gráfico de carga *versus* recalque apresenta uma deformação crescente, diretamente relacionada ao aumento da carga. Quando as forças aplicadas apresentam certa estabilidade não há necessidade de aplicar mais força, já que depois da estabilidade não há mais deformação. Percebe-se que os parâmetros *in loco* se aproximam dos níveis exigidos pela norma NBR 6122, como pode ser observado nas figuras 27 e 28.

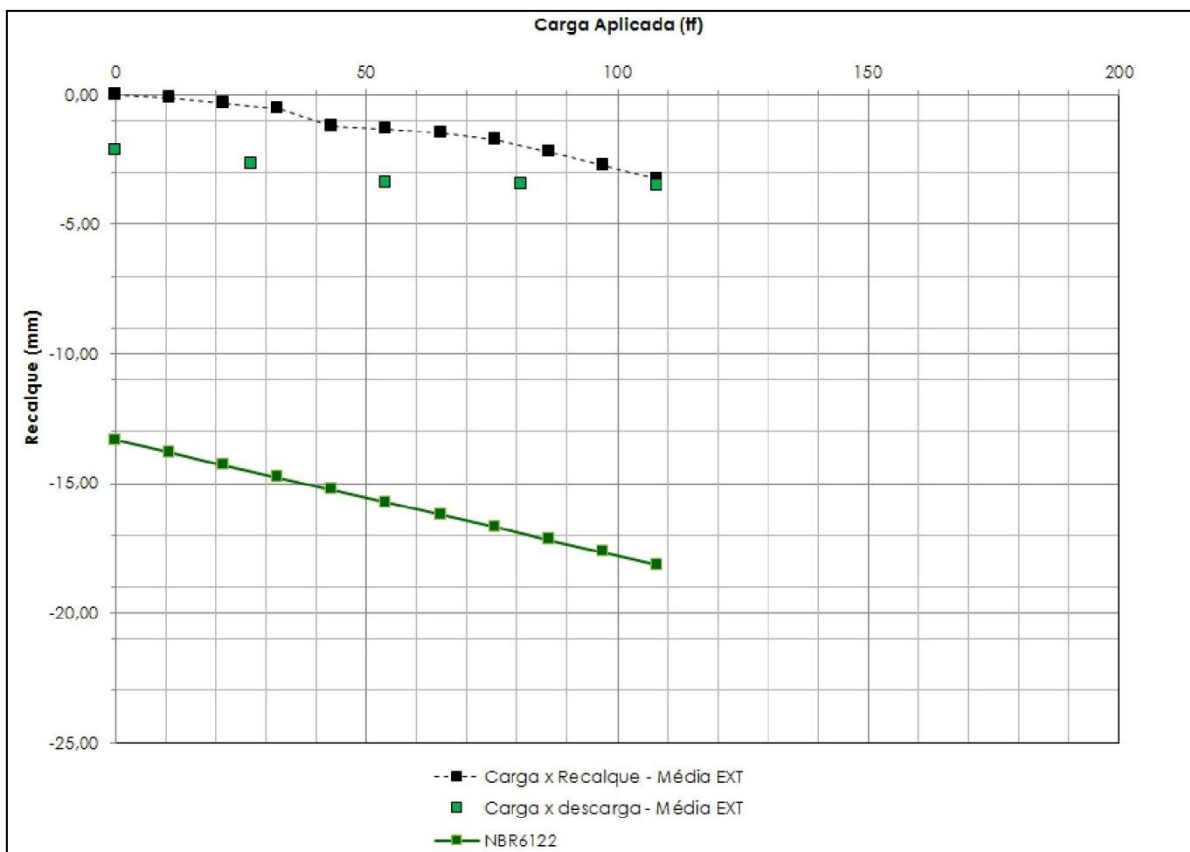


Figura 27 - Curva de Carga x Recalque E-126

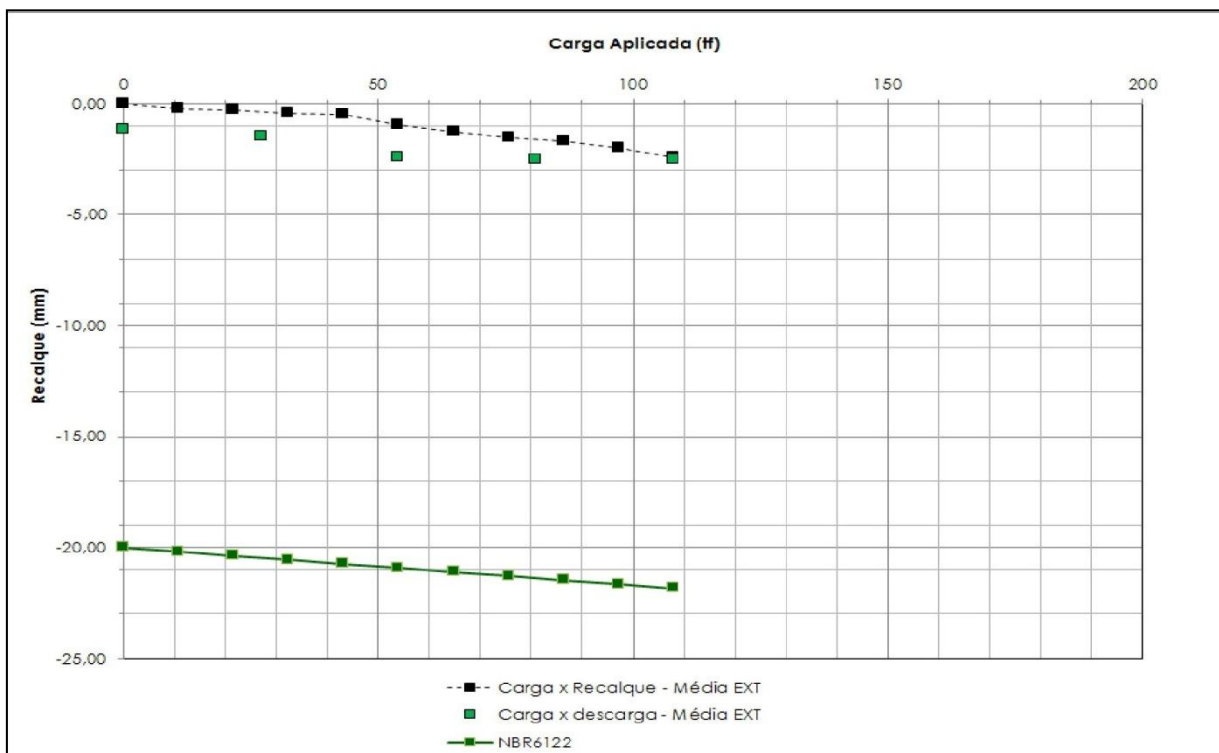


Figura 28 – Curva de Carga x Recalque E-135

Os valores de recalque médio obtidos na Carga de Trabalho – Q_t , na Carga de Ensaio – Q_e e no final do descarregamento podem ser observados na tabela 8.

Tabela 8 - Recalque Médio Obtido

ESTACA	RECALQUE MÉDIO (mm)		
	Q_t	Q_e	Final 12 hrs
E-126	1,48	3,25	3,52
E-135	1,26	2,42	2,52

Fonte: Do autor, 2015

Posteriormente a execução dos processos na fundação, foram obtidos os resultados do recalque de teste de prova de carga estático. Consoantes os dados apresentados tabela 8, os recalques médios obtidos foram de 3,52 mm, na estaca 126, e 2,52 mm, na estaca 135, encontrando-se em consonância com a recomendação preconizada pela norma, que é de no máximo de 25 mm.

Os resultados obtidos no teste comprovaram que os cálculos baseados na extração do solo (sondagem SPT) e por métodos empíricos foram aceitáveis, tendo como base a normativa vigente.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir da realização do teste de prova de carga estática em fundação profunda de uma obra localizada no município de Palmas-TO pode-se concluir que:

- A realização da sondagem no terreno viabilizou a identificação das áreas que apresentavam solos com condições favoráveis a implantação do empreendimento. Pode-se afirmar que a obtenção destes dados constitui um alicerce importante para a adequada decisão acerca do tipo e das características da fundação a ser implantada;

- O monitoramento da execução da fundação indicou a conformidade na execução dos processos e a análise dos gráficos do perfil estimado, apresentados no monitoramento das estacas, ressaltou que as mesmas foram implantadas de maneira adequada, sem qualquer impropriedade;

- A montagem do equipamento de prova de carga estática foi efetivada de forma correta, devidamente corroborada pelos registros fotográficos apresentados;

- E os resultados obtidos para os recalques médios, por intermédio da realização dos testes de prova de carga estática, encontravam-se em consonância com o valor recomendado pela normativa vigente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABESC. **Fundações com Hélices Contínuas**. 2011. Disponível em: < <http://www.abesc.org.br/tecnologias/tec-fundacoes/fundacoes-com-helices-continuas.html>> Acesso em: 10 abr 2015.

ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: PINI, 2 ed, p. 265, 1998.

ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. São Paulo: 2ed, Edgard Blucher, 2010.

_____. **Previsão e Controle das Fundações**. São Paulo: Blucher, 2 ed, 2011.

_____. **Dimensionamento de fundação profunda**. São Paulo: Blucher, 2 ed, 2012.

AOKI, N.; CINTRA J. C. A. **Carda admissível em fundação profunda**. São Carlos: EESC – USP, 1999.

_____. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Texto, 2010.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____.NBR 12131: estacas - Prova de carga estática. Rio de Janeiro, 1991.

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

_____.NBR 8036: programação de sondagem de simples reconhecimento dos solos para fundação de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

BRITO, J. L. W. de. **Fundações do edifício**. São Paulo: EPUSP, 1987.

DÉCOURT, L. A Ruptura De Fundações Avaliada Com Base No Conceito De Rigidez. In: 3º Seminário De Engenharia De Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, v.20, 1996, 10p.

GODOY, N.S.; **Fundações: Notas de aula, Curso de Graduação**. São Carlos, SP, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1972.

KATINSKY, J. R. **Sistemas Construtivos Coloniais in Histórias da Técnica e da Tecnologia no Brasil**. São Paulo: UNESP – CEETESP, 1994.

PINTO, C. S. **Propriedades dos solos**. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: PINI, 2 ed, p. 51, 1998.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: PINI, 2 ed, p. 227, 1998.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: MCgraw-Hill do Brasil, 1997.

VARGAS, N; NETO, A. D. F. N. História das Fundações. In: HACHICH, W. et al. Fundações: teoria e prática. São Paulo: PINI, 2 ed, p. 17, 1998.

YAZIGI, W. **A técnica de edificar**. São Paulo: PINI: SindusCon, 10 ed, 2009.