



**CENTRO UNIVERSITÁRIO DE BRASÍLIA – UNICEUB
FACULDADE DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS SOCIAIS APLICADAS –
FATECS**

PROGRAMA DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA

DARYM JÚNIOR FERRARI DE CAMPOS

**ANÁLISE DAS ENERGIAS DE EXECUÇÃO DE ESTACAS HÉLICE
CONTÍNUA PARA CONFIABILIDADE DAS FUNDAÇÕES**

**BRASÍLIA - DF
2016**



DARYM JÚNIOR FERRARI DE CAMPOS

**ANÁLISE DAS ENERGIAS DE EXECUÇÃO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA
PARA CONFIABILIDADE DAS FUNDAÇÕES**

Relatório final de pesquisa de Iniciação Científica apresentado à
Assessoria de Pós-Graduação e Pesquisa pela Faculdade de
Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas – FATECS

Orientador: Prof. Dsc. Luan Carlos de Sena Monteiro Ozelim

**BRASÍLIA - DF
2016**

RESUMO

INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO ESTAQUEAMENTO E DA ENERGIA DE EXECUÇÃO NA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES DO TIPO HÉLICE CONTÍNUA

Darym Júnior Ferrari de Campos – UniCEUB, PIBITI-CNPq, aluno bolsista
darymjuniior@gmail.com

Luan Carlos de Sena Monteiro Ozelim – UniCEUB, professor orientador
luanoz@gmail.com

Aliar a tecnologia, teoria e a prática da engenharia é um dos principais desafios na engenharia de fundação moderna. Quando é considerada a execução de estacas tipo hélice contínua, o próprio controle executivo de energia durante a fundação pode se mostrar como uma solução de redução de custo e aumento da produtividade. Esse controle pode também representar uma ferramenta importante para ajudar projetistas e engenheiros a adequar as realidades de campo e de projeto. Assim, após o projetista definir a profundidade de execução da fundação, pode ocorrer na prática de algumas estacas não se comportarem como se espera, assim como uma mudança significativa no maciço do solo de fundação ou até mesmo em apenas uma área específica do terreno. Definindo então uma energia de execução adequada, as estacas podem ser mais curtas (feitas para alcançar um determinado limite de energia), que afeta diretamente os custos e a produtividade. Esse valor de energia não deve ser somente definido, mas também capaz de estar relacionado com a capacidade de carga da estaca para tais medições. No presente trabalho, estudou-se um conjunto de 20 estacas com 3 diferentes diâmetros. Primeiramente, avaliou-se a energia total de execução das estacas. Posteriormente, uma relação entre a energia de execução e o ensaio de simples reconhecimento à percussão SPT. Finalmente a capacidade de carga se mostrou relacionada com a energia de execução, o que melhora a aplicabilidade da metodologia proposta. Tal proposição representa um avanço no controle informatizado da energia de execução e avaliação de desempenho de estacas tipo hélice contínua.

Palavras-chave: Controle por Energia. Estacas tipo Hélice Contínua. Sondagens SPT. Energia de Execução

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
2	OBJETIVOS DA PESQUISA	3
2.1.1	Objetivo Geral	3
2.1.2	Objetivos Específicos	3
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
3.1	Estacas de fundação	4
3.2	Estaca Hélice Contínua	5
3.2.1	Método executivo	6
3.2.1.1	Perfuração	6
3.2.1.2	Concretagem	8
3.2.1.3	Colocação da armadura	9
3.2.2	Equipamentos	10
3.2.3	Controle de execução	10
3.3	Prescrições e considerações da Norma Brasileira ABNT 6122:2010	11
3.4	Segurança na Engenharia de Fundações.....	13
3.5	Variabilidade geotécnica dos solos no Distrito Federal e os ensaios de campo usados ..	13
3.6	Controle dos estaqueamentos escavados através da energia	14
3.7	Capacidade de carga de fundações por estacas.....	16
3.7.1	Provas de Carga	16
3.7.1.1	Método de Van Der Veen em provas de carga.....	17
3.7.1.2	Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2008 e 2010) em provas de carga	18
3.7.1.3	Metodologia complementar.....	19
3.7.1.4	Planejamento e execução.....	19
3.7.2	Método de Aoki e Velloso (1975)	21
3.7.3	Método de Décourt e Quaresma (1978) e posterior modificação (1996).....	23
3.7.4	Método de Antunes e Cabral (1996)	25
4	METODOLOGIA SCCAP.....	27

4.1	Controle da energia de execução para a amostra selecionada	27
5	CENÁRIO ESTUDADO.....	29
5.1	Características do local da amostra.....	29
5.2	Escolha da amostra	29
5.3	Ensaio de campo realizados	30
5.3.1	Sondagem de Simples Reconhecimento à Percussão SPT.....	30
5.3.2	Prova de Carga	31
5.4	Cálculo da energia de execução.....	35
5.4.1	Energia metro a metro.....	35
5.4.2	Energia acumulada	35
6	ANÁLISES, RESULTADOS E DISCUSSÕES	36
6.1	Energia de execução	36
6.1.1	Influência da variação de diâmetro das estacas	42
6.1.2	Relação com as sondagens SPT	44
6.1.2.1	A energia de execução acumulada como função do SPT acumulado.....	44
6.2	Cálculo da capacidade de carga por meio da energia de execução.....	46
7	CONCLUSÕES.....	48
7.1	Sugestões para pesquisas futuras.....	48

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIações

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
Al	Área lateral da estaca
Ap	Área de ponta da estaca
cm	Centímetro
cm ²	Centímetro elevado ao quadrado
CPT	Cone Penetration Test
Cs	Coeficiente de recalque ou de deslocamento.
d	Diâmetro da estaca
DF	Distrito Federal
Es	Energia de instalação por unidade de volume
F ₁ , F ₂	Fatores de correção com o efeito escala e o tipo de estaca
f _{ck}	Resistência Característica do Concreto à Compressão
kN.m	Quilo Newton vezes metro
K	Coeficiente que varia em função do tipo de solo
kN	Quilo Newton
kgf/m ³	Quilograma força por metro cúbica
MJ	Megajoule
MPa	Mega Pascal
m	Metro
Mi	Torque aplicado ao trado
mm	Milímetro
NBR	Norma Brasileira de Regulamentação

Nd	Força de impulso vertical da hélice com a força descendente
Np	Valor médio de golpes entre os três valores de ponta da estaca
ni	Velocidade angular do trado
N _{SPT}	Resistência a penetração
P	Carga aplicada
P _{adm}	Carga admissível
P _{últ}	Carga última
rl	Tensão devido ao atrito lateral
rp	Tensão devido ao atrito lateral
RPM	Força de rotação por minuto
SACI	Continuous Flight Auger Instrumentation
SPT	Standart Penetration Test - Índice de resistência a penetração
SPT-T	Standart Penetration Test – com medida de torque
tf	Toneladas força
tseci	Tempo total do estágio secundário
tsecti	Tempo total do estágio ponderado
Vi	Velocidade de penetração vertical do trado
α, β	Coefficientes que variam em função do tipo de solo e estaca
σ	Tensão no concreto
Ω	Área da projeção plana do trado
\overline{N}	Valor médio do N _{SPT} ao longo da estaca
%	Percentual
Φ	Diâmetro

$<, \leq, >, \geq$	Menor, menor ou igual, maior, maior ou igual
Δl	Comprimento da estaca
$\bar{\rho}_{secpi}$	Recalque secundário ponderado
ρ_{seci}	Recalque acumulado medido no estágio i

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – As 4 etapas do processo de execução da estaca hélice contínua monitorada (http://enganhariateciano.blogspot.com.br).....	6
Figura 3.2 – Colocação da tampa provisória no trado da hélice	7
Figura 3.3 – Perfuração no terreno a partir da hélice.....	7
Figura 3.4 – a) Lançamento do concreto no caminhão guia; b) Concretagem com simultânea limpeza do trado	8
Figura 3.5 – a) Colocação da armadura manualmente; b) Com o auxílio da pá-carregadeira.....	9
Figura 3.6 – Equipamentos utilizados durante a execução de uma estaca hélice contínua	10
Figura 3.7 – Computador instalado na cabine do operador, sistema SACI	11
Figura 3.8 – Folha de relatório executivo de uma estaca monitorada.....	11
Figura 3.9 – Estimativa de P_{ult}	17
Figura 3.10 - a) Curvas Tempo x Deslocamento Vertical; b) Carga x Coeficiente de Recalque (Camapum de Carvalho <i>et al.</i> , 2008)	18
Figura 4.1 – Sistema de perfuração e forças – a)Bottom Drive; b)Sistema CFA.	27
Figura 5.1 – Localização da cidade e obra estudada.....	29
Figura 5.2 – Empreendimento comercial localizado próximo ao Guará.....	29
Figura 5.3 – Detalhes da amostra selecionada.....	30
Figura 5.4 – Perfil de Sondagem do furo SP20 realizado no local.....	31
Figura 5.5 – Curva carga x recalque.....	32
Figura 5.6 – Curva carga x recalque com a carga em escala logarítmica	33
Figura 5.7 – Curva carga x recalque (Equações dos trechos destacados).....	33
Figura 5.8 – Curva carga x recalque imediato acumulado	33
Figura 5.9 – Curva x recalque secundário acumulado.....	34
Figura 5.10 – Resultado do método de Van der Veen	34
Figura 6.1 – Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P60CB (70cm).....	36
Figura 6.2 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P60CA (70cm)	36
Figura 6.3 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P48CB (60cm)	37
Figura 6.4 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P44CB (60cm)	37
Figura 6.5 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P41CB (60cm)	37
Figura 6.6 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P56CB (60cm)	38
Figura 6.7 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P44CA (60cm)	38
Figura 6.8 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P44CC (60cm)	38
Figura 6.9 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P48CA (60cm)	39

Figura 6.10 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P47CA (60cm)	39
Figura 6.11 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P56CA (60cm)	39
Figura 6.12 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P41CA (60cm)	40
Figura 6.13 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P50CA (50cm)	40
Figura 6.14 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P58CB (50cm)	40
Figura 6.15 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P49C (50cm)	41
Figura 6.16 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P59CB (50cm)	41
Figura 6.17 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P58CB (50cm)	41
Figura 6.18 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P59CB (50cm)	42
Figura 6.19 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P50CB (50cm)	42
Figura 6.20 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P43C (50cm)	42
Figura 6.21 - Energia de execução calculada para a amostra estudada	43
Figura 6.22 - a) Relação entre energia de execução acumulada e SPT acumulado; b) Relação inversa	44
Figura 6.23 - SPT metro a metro real e previsto e previsto pela formulação	46
Figura 6.24 - Comparação da capacidade de carga estimada com o valor real	47

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Carga admissível estrutural para estacas hélice contínua monitorada. Fonte (Revista Engesol, 2014, p. 21)	12
Tabela 3.2: Quantidade de provas de carga (NBR-6122:2010)	20
Tabela 3.3: Valores dos coeficientes de K e α propostos por Aoki e Velloso (1975)	22
Tabela 3.4: Valores dos coeficientes de transformação F1 e F2 (Cintra e Aoki, 2010)	22
Tabela 3.5: Coeficiente K em função do tipo de solo	24
Tabela 3.6: Valores para o coeficiente α proposto por Décourt <i>et al.</i> (1996)	25
Tabela 3.7: Valores para o coeficiente β proposto por Décourt <i>et al.</i> (1996)	25
Tabela 3.8: Valores para os coeficientes propostos por Antunes e Cabral (1996)	26
Tabela 5.1 – Deslocamentos referentes aos estágios de carregamento	32

1 INTRODUÇÃO

Um dos mais importantes desafios na engenharia de fundação é a definição da profundidade de assentamento e da capacidade de carga de uma dada solução de fundação adotada para lidar com a situação prática de obra. A utilização de fundações com o uso de estacas tipo hélice continua surgiu nos Estados Unidos na década de 50, sendo posteriormente difundida em toda Europa e Japão na década de 80 e executada pela primeira vez no Brasil em 1987. Devido à evolução crescente dos seus equipamentos e da sua tecnologia, é uma das soluções de fundação profunda mais adotada no Brasil, contando com uma diversidade de opções de diâmetros e profundidades. Em termos tecnológicos, pode contemplar o monitoramento eletrônico durante todas as fases de execução.

Atualmente, devido aos exíguos prazos de execução de obras e seus eventuais atrasos de execução, não se mostra concretizado um total controle dos procedimentos construtivos a fim de adequá-los às normas vigentes. Por esse motivo, muitos aspectos construtivos concernentes à etapa de execução da fundação são fundamentados na experiência adquirida pelo executor ou em procedimentos já aplicados em outras obras da mesma região. Quando se trata dos projetos de fundação, normalmente as análises de segurança são baseadas em métodos determinísticos, tratando os parâmetros calculados como verdades absolutas. Assim, é comum que as peculiaridades de cada obra sejam negligenciadas, pois lidamos com uma grande variabilidade geológico-geotécnica no sistema solo-fundação presente.

Diante de tais argumentos, foram incorporados novos conceitos a NBR 6122 (ABNT, 2010) – Projeto e Execução de Fundações. Agora, a análise que era exclusivamente garantida pelo coeficiente de segurança, fundamentado no determinismo, passou a ser elaborada também por métodos probabilísticos, reconhecendo que não é possível lidar apenas com a verdade absoluta e que riscos são encontrados.

A problemática que guiou o presente trabalho consistiu da busca por informações e métodos que propiciassem maior segurança e confiabilidade para a implementação de estacas do tipo hélice contínua. Com o objetivo de se obter as informações necessárias para o trabalho foram coletados dados referentes a um empreendimento comercial durante a sua execução em Brasília, Brasil.

Para tal, a aplicação de uma metodologia de controle energético busca garantir que a capacidade de carga de projeto de uma fundação se concretize na obra. Utiliza-se a metodologia SCCAP (Silva, 2011) para o cálculo das energias de execução de estacas desse tipo. Concisamente, essa energia será analisada na sua forma acumulada e metro a metro, a fim de se

compreender o seu comportamento com a variação de diâmetro de um grupo de estacas e a sua relação com os resultados de sondagem SPT (Standard Penetration Test, ou Ensaio de Penetração Padrão). Finalmente, será realizada a avaliação da capacidade de carga por meio dos dados de energia de execução das estacas selecionadas.

Vale ressaltar, segundo Silva (2011), que as rotinas e avaliações propostas com a incorporação do conceito de energia na execução das estacas não substituem o juízo do engenheiro geotécnico, mas podem ser um elemento de grande importância para auxiliá-lo na identificação e mitigação dos riscos inerentes a qualquer tipo de estaqueamento, especialmente ao controle dos estaqueamento escavados.

2 OBJETIVOS DA PESQUISA

2.1.1 Objetivo Geral

Identificar e analisar, por meio da inserção dos dados colhidos em campo por meio do equipamento de execução, a influência da variação de diâmetro de um grupo de estacas, dos perfis de sondagem SPT e da capacidade de carga em relação a sua energia de execução em um mesmo elemento de fundação de estacas tipo hélice contínua.

2.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos (ou metodologia) dessa pesquisa serão:

- Verificar o relatório da sondagem e da prova de carga ensaiada, o gráfico das estacas executadas e do projeto de fundação da obra;
- Desenvolver um banco de dados das estacas executadas da obra sob o prisma energético.

As análises em relação à energia de execução do grupo de estacas serão:

- Calcular segundo a metodologia SCCAP;
- Verificar a influência das variações de diâmetro das estacas;
- Analisar a energia acumulada e metro a metro, comparando-se com os resultados obtidos do SPT;
- Calcular a capacidade de carga por meio da energia.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Em 1951, Karl Terzaghi, o “Pai” da mecânica dos solos, em uma de suas famosas frases sobre projetos de fundação, disse:

[...] O projeto é implementado com base nos resultados de uma investigação, mas tomando-se cuidado durante o período da construção e, se necessário, por vários anos subsequentes fazer observações na obra para determinar se, e até que ponto, as condições reais do solo diferem daquelas assumidas (KARL TERZAGHI, 1980, Tradução nossa).

Essas palavras representam, em geral, que as incertezas encontradas estão nos resultados de um limitado conhecimento das condições gerais do solo.

Para a elaboração de um projeto geotécnico, mas especificamente um projeto de fundação em particular, faz-se necessário o conhecimento adequado dos solos por meio de uma investigação geotécnica. A finalidade desse tipo de investigação é obter parâmetros do solo que possa subsidiar de maneira eficiente o respectivo projeto, podendo ser realizados ensaios em laboratório ou em campo (*in situ*), e dependendo da situação, um ensaio pode prevalecer sobre o outro.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) - Projeto e Execução de Fundações - define fundação profunda como elemento de fundação que possa suportar ou transferir cargas ao solo através de sua base (resistência de ponta), pela superfície lateral (resistência do fuste) ou por uma combinação entre as duas. Além disto, segundo esta referida norma, a profundidade de assentamento deve ser maior que o dobro da menor dimensão em planta do elemento de fundação, e no mínimo 3 metros de profundidade, características menores que essas serão dadas as fundações rasas ou diretas. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões.

3.1 Estacas de fundação

Estaca é um elemento de fundação profunda executada por ferramentas ou equipamentos, que permitem à execução por cravação a percussão, prensagem, vibração ou por escavação, ou, ainda de forma mista, envolvendo mais de um destes processos citados (VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R., 2002)

A escolha das características da estaca de fundação a ser utilizada em um projeto dependerá de qual tipo escolhido suportará as cargas a serem recebidas da estrutura, sempre respeitando a segurança estabelecida previamente. Outros aspectos como os econômicos, os topográficos, o nível do lençol freático, o tipo de solo, o tempo, a durabilidade e até mesmo a preocupação com as

edificações vizinhas também influenciam na escolha do melhor tipo de estaca. Segundo Alonso (1983), a escolha do tipo de fundação, diante da existência de diversos tipos, depende dos fatores técnicos e econômicos para cada particularidade.

As estacas podem ser divididas quanto ao material (madeira, aço, concreto ou mista) e por categoria (estacas pré-moldadas, estacas moldadas *in situ* e estacas mistas). Segundo Décourt (1987), as estacas usuais podem ser classificadas em estacas de deslocamento e estacas escavadas.

As estacas de deslocamento, mais conhecidas como cravadas, não promovem a retirada do solo durante sua execução, deslocando o mesmo dentro do substrato, podendo gerar um acréscimo de tensões e melhorando assim sua resistência a capacidade de carga. Vale ressaltar que no caso do manto poroso do Distrito Federal, deve-se tomar cuidado, pois poderemos ter um pior comportamento do solo diante dos valores de K_0 , condições de execução, nível freático, equipamento disponível, etc.

Retomando aos tipos de estacas, podemos destacar as estacas pré-moldadas de concreto armado, que são cravadas a percussão ou por prensagem, as estacas de concreto armado moldadas *in situ*, que são do tipo Franki, as estacas metálicas e as estacas de madeira. As estacas escavadas são moldadas *in situ* e já promovem a retirada do solo do substrato durante a sua execução, podendo destacar assim as do tipo broca, executadas manual ou mecanicamente, as do tipo “Strauss”, as barretes, as estacas injetadas cuja formação do fuste se dá por injeção de argamassa sob pressão e também a estaca à rotação e moldada *in loco*, tipo hélice contínua, que será avaliada, pois foi a referência dessa pesquisa.

3.2 Estaca Hélice Contínua

A utilização das estacas hélice contínua surgiu nos Estados Unidos na década de 50, posteriormente foi difundida em toda Europa e Japão na década de 80 e executada pela primeira vez no Brasil em 1987, com equipamentos aqui desenvolvidos, montados sob guindastes de esteiras, com torque de 35 KN.m e diâmetros de hélice de 275mm, 350mm e 450mm, que permitiam executar estacas de até 15m de profundidade e na década seguinte teve o seu crescimento favorecido devido às máquinas importadas da Europa atendendo a necessidade dos avanços nos processos de fundação profunda (W. R. ANTUNES.; H. TAROZZO., 1996). Hoje em dia, é possível executar estacas com 1.200mm de diâmetro, 34m de comprimento, torque alcançando 400 KN.m e em termos tecnológicos possui monitoramento eletrônico durante todas as fases de execução.

Devido à evolução crescente dos equipamentos, a diversidade de opções de diâmetros e profundidades tende a crescer.

É a “queridinha” dos construtores quando se trata de fundações profundas, não só devido a sua produtividade e relação custo benefício, mas também devido à ausência de ruídos e vibrações em relação às edificações vizinhas e ao próprio andamento da obra. Sua execução é possível tanto em solos coesivos como arenosos, na presença ou não do lençol freático e atravessa camadas de solos resistentes com índices de SPT acima de 50 dependendo do tipo de equipamento (W. HACHICH ET AL, 1998). No Distrito Federal ela vem sendo bastante usada em obras com fundação assente abaixo do nível d’água.

3.2.1 Método executivo

O processo de execução obedece ao seguinte roteiro: posicionamento do equipamento de acordo com a locação da estaca prevista em projeto, perfuração, concretagem simultânea à extração da hélice do terreno e a colocação da armadura, podendo ser observado conforme a Figura 3.1 a seguir:

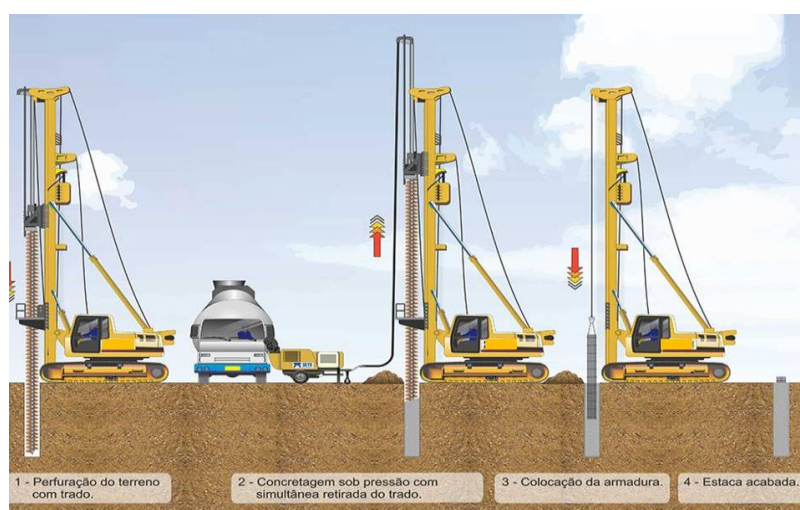


Figura 3.1 – As 4 etapas do processo de execução da estaca hélice contínua monitorada
(<http://enganhariateciano.blogspot.com.br>)

3.2.1.1 Perfuração

Somente iniciará a perfuração se ocorrer o alinhamento da torre com o pino da locação e após o tubo central da haste ficar protegido contra a entrada de solo ou a água através de uma tampa metálica provisória (HACHICH *et al.*, 1998). A Figura 3.2.2 mostra a perfuratriz já alinhada e o exato momento da colocação da tampa provisória:



Figura 3.2 – Colocação da tampa provisória no trado da hélice

A perfuração é uma operação contínua, consiste da introdução da haste de perfuração no terreno (Figura 3.3), que é composta por um trado helicoidal contínuo com suas hélices em torno de um tubo central vazado, que por meio de um torque compatível vencerá a resistência do solo. Então, em função do tipo do equipamento e do diâmetro do trado é que se tem o valor do torque máximo necessário para cada tipo de terreno e diâmetro da estaca (HACHICH *et al.*, 1998). Após o início da perfuração, é importante minimizar o eventual desconfinamento provocado pela remoção excessiva do solo, conseqüentemente gerando perda na capacidade de carga, sendo assim necessário e indispensável que o torque aplicado ao trado seja adequado.



Figura 3.3 – Perfuração no terreno a partir da hélice

3.2.1.2 Concretagem

Após a perfuração da hélice até a profundidade de projeto, começa a concretagem da estaca, mas somente depois da retirada do trado cerca de 20-30cm, permitindo assim a expulsão da tampa metálica provisória devido ao bombeamento do concreto através do tubo central vazado. A concretagem ocorre de forma lenta e contínua, sem que ocorra o seu giro, ou, no caso de terrenos arenosos, girando-se lentamente no mesmo sentido da perfuração até o final da concretagem. A NBR 6122 (ABNT, 2010), recomenda a resistência característica f_{ck} de 20 MPa aos 28 dias, para o concreto bombeável composto de areia, pedrisco e brita 1, consumo de cimento de 350kg/m³, sendo facultativa a utilização de aditivos. No Distrito Federal, observa-se a utilização do concreto com f_{ck} de 20 MPa para um consumo de 400 a 450kg/m³, composto de areia, pedrisco e brita 0, com o abatimento ou “slump-test” mantido entre 200-240mm. Essa diferença entre o Distrito Federal e a norma, se deve pela garantia de fluidez do concreto utilizado.

A velocidade de extração da hélice do terreno será controlada pelo operador, sempre mantendo a pressão de injeção do concreto positiva ou no mínimo zero, garantindo a integridade e a continuidade do fuste da estaca. Pelo fato da concretagem ser feita sob pressão, e tendo o abatimento elevado, não se deve executar uma estaca próxima a outra recentemente concretada, pois pode ocorrer ruptura do solo entre as mesmas. Como regra geral de orientação, recomenda-se que só se execute uma estaca quando todas as demais, espaço mínimo correspondente a aproximadamente 5 diâmetros, já tenham sido concretadas há pelo menos 12 horas.

É utilizada bomba de concreto junto ao equipamento de perfuração através de uma mangueira flexível de 100mm de diâmetro interno e na medida que a estaca é concretada ocorre a sua limpeza. Pode ser visto na Figura 3.4 o equipamento para bombeamento do concreto e a limpeza manual do trado.



Figura 3.4 – a) Lançamento do concreto no caminhão guia; b) Concretagem com simultânea limpeza do trado.

3.2.1.3 Colocação da armadura

Após o processo de concretagem da estaca, se inicia a colocação da armadura no concreto fresco e, portanto com as dificuldades inerentes a este processo de instalações (W. R. ANTUNES.; H. TAROZZO., 1996).

A armadura tem o formato de gaiola enrijecida e pode ser colocada na estaca manualmente ou mecanicamente, lembrando que para facilitar sua introdução, o diâmetro externo da gaiola deve ser 10cm menor que o diâmetro da perfuração. Pode-se observar mais a colocação manual, com ajuda da mesa da perfuratriz ou até mesmo pela pá-carregadeira utilizada a princípio para remoção do solo escavado. A Figura 3.5 mostra o processo da colocação da armadura manualmente e através do auxílio da pá-carregadeira:



Figura 3.5 – a) Colocação da armadura manualmente; b) Com o auxílio da pá-carregadeira

As estacas submetidas apenas a esforço de compressão, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), normalmente não necessitam armação, mas na prática levam uma armadura no seu topo, em geral variando entre 4,00m e 6,00m de comprimento. Para as estacas submetidas à ação de esforços horizontais e momentos fletores no seu topo, o comprimento da armadura deve abranger todo o trecho do fuste da estaca onde atua o diagrama do momento, sendo geralmente menores do que o tamanho do fuste.

Faz-se necessário para as estacas submetidas à esforços de tração o uso de armações longas, com formato de estribos em espiral soldados na armação longitudinal, para evitar deformações durante a execução e na própria armação longitudinal o seu peso e rigidez tem que ser compatível com o comprimento da estaca (PENNA *et al.*, 1999).

A armadura no topo visa proporcionar uma ligação entre a estaca e o bloco de coroamento, garantindo também sua integridade estrutural, então, caso a armadura afunde da superfície, perde-se esse elo, devendo-se introduzir uma nova armadura diante de algum procedimento viável de acordo com o ocorrido em campo.

O tempo de execução entre o término da concretagem e a colocação da armadura deve ser o menor possível, aproximadamente 8 minutos. Lembrando que outra providência executiva prudente é, ao confeccionar-se a armação deixar a sua “base”, num trecho de 1 metro, com a seção tronco-cônica para facilitar a sua introdução no concreto (PENNA *et al.*, 1999).

3.2.2 Equipamentos

Para a execução da estaca Hélice Contínua é necessário um equipamento constituído por: máquina perfuratriz, trados da hélice contínua, sensores, bomba de injeção de concreto com sua respectiva mangueira acoplada, o sistema digital de monitoração SACI (*Continuous Flight Auger Instrumentation*) com seu elemento de memória, retro escavadeira e os utensílios de limpeza da perfuratriz. Pode-se observar na Figura 3.6 uma vista evidenciando todos os equipamentos utilizados:



Figura 3.6 – Equipamentos utilizados durante a execução de uma estaca hélice contínua

3.2.3 Controle de execução

Segundo Magalhães (2005), o monitoramento eletrônico da execução das estacas, se bem usada e interpretada, é uma ferramenta de grande utilidade e capaz de trazer confiabilidade à qualidade da estaca, pois se trata do controle em todas as etapas da execução.

O monitoramento em campo foi feito com o equipamento SACI, da empresa Geodigitus, que representa um dos recursos técnicos disponíveis no mercado. Ele é constituído por um computador

alimentado eletricamente pela própria bateria do equipamento, com mostrador digital instalado na cabine do operador (Figura 3.7) e sensores colocados na maquina através de cabos elétricos que informam todos os dados de execução da estaca, para posteriormente serem transferidos, através de um drive especial, para aplicação no software SoftSaci. Segundo o manual de instruções SACI2 e SoftSaci2 v4 (2010), o sensor mais importante é o que registra a pressão do concreto, inserido na linha de bombeamento do concreto, mas diferente dos demais, sua instalação é feita através do *link* de rádio, eliminando-se a possibilidade de ruptura de longos cabos nessa operação crítica.



Figura 3.7 – Computador instalado na cabine do operador, sistema SACI

Os dados de execução da estaca medidos em campo e transferidos para o software SoftSaci são: profundidade, inclinação da torre, velocidade de penetração e extração do trado, torque, trabalho para perfurar a estaca, tempo de execução, pressão de injeção de concreto, volume de concreto bombeado e o sobreconsumo. A Figura 3.8 representa esses dados, que na verdade é uma espécie de folha de relatório executivo.

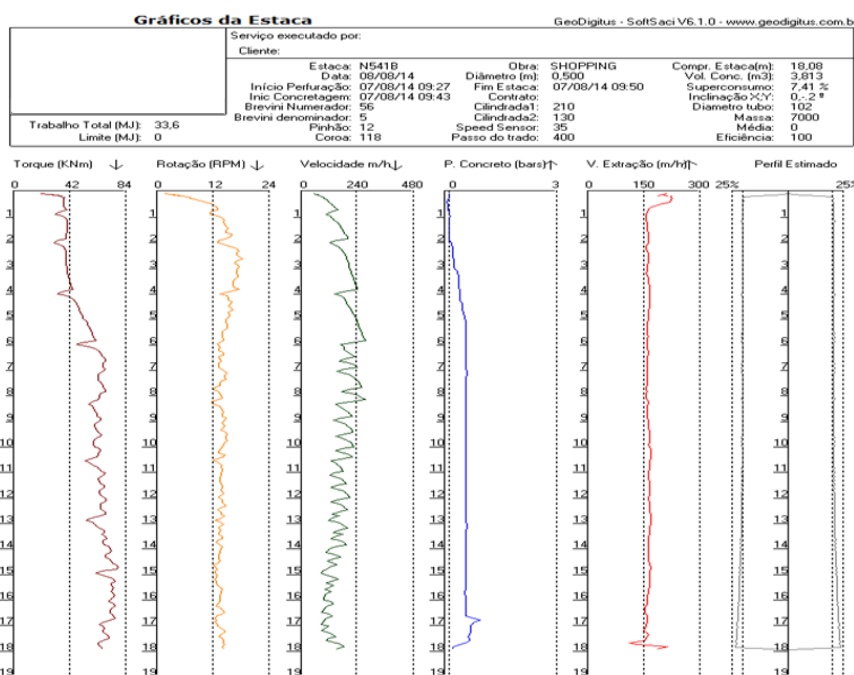


Figura 3.8 – Folha de relatório executivo de uma estaca monitorada

3.3 Prescrições e considerações da Norma Brasileira ABNT 6122:2010

A NBR 6122 (ABNT, 2010), item 9.2.2.1, obriga a execução de provas de carga estática em obras que contarem com o total de estacas igual ou superior a 100, mas caso o número total seja inferior a 100, não obriga a realização do mesmo, desde que a tensão máxima do concreto seja menor ou igual a 5MPa. Pode-se observar na Tabela 3.1 que, para diferentes diâmetros de perfuração e tensões no concreto iguais a 5, 5,5 e 6MPa, são apresentadas a seguir as cargas estruturais admissíveis à compressão para f_{ck} de 20MPa:

Tabela 3.1: Carga admissível estrutural para estacas hélice contínua monitorada. Fonte (Revista Engesol, 2014, p. 21)

Diâmetro de perfuração (cm)	Área (cm ²)	Carga admissível Estrutural (kN) $\sigma = 5,0$ Mpa	Carga admissível Estrutural (kN) $\sigma = 5,5$ Mpa	Carga admissível Estrutural (kN) $\sigma = 6,0$ Mpa
30	706,86	353	389	424
35	962,11	481	529	577
40	1256,64	628	691	754
50	1963,50	982	1080	1178
60	2827,43	1414	1555	1696
70	3848,45	1924	2117	2309
80	5026,55	2513	2765	3016
90	6361,73	3180	3499	3817
100	7853,98	3927	4320	4712

Desde Outubro de 2010, a NBR 6122, que trata de projetos e execuções de fundações entrou em vigor, substituindo a edição de 1996, tendo em vista mais segurança devido aos avanços tecnológicos ao porte das obras, as novas metodologias e conceitos nos projetos de fundações da construção civil.

Entre as alterações da nova norma, pode-se destacar a introdução do conceito da região representativa do terreno, permitindo um projeto mais otimizado das fundações, desde que se tenha um melhor conhecimento do subsolo local, a possibilidade de redução dos fatores de segurança de acordo com a quantidade de ensaios de provas de carga e sondagens executadas, sendo

obrigação agora a execução de provas de carga em maior número de casos e também o controle de recalque, através do seu próprio monitoramento.

Segundo Silva (2011), a nova norma faz um contraponto à filosofia da representação da margem de segurança apenas pelo fator de segurança, reforçando também a necessidade da quantificação pelos métodos probabilísticos. Reconheceu-se que a Engenharia de fundação não é uma ciência exata e que os riscos estão inerentes a esses métodos, favorecendo e permitindo então o uso de conceitos probabilísticos.

3.4 Segurança na Engenharia de Fundações

Quando o assunto é segurança das fundações profundas, tem-se uma grande preocupação em sua avaliação, pois ela está diretamente relacionada às variabilidades e incertezas geotécnicas, sujeita a variados fenômenos, técnicas construtivas, condições diferentes de tipos de solo encontrados e, por se tratar da segurança em projetos e execuções realizadas pelo ser humano, eventuais erros poderão ser cometidos. Assim, infelizmente não é possível a redução da probabilidade de acidentes à zero.

Segundo Silva (2011), uma fundação segura abrange duas concepções, se trata do aspecto qualitativo quando a mesma possuir resistência para suportar as cargas solicitantes durante toda sua vida útil sem apresentar sinais de alertas ou falhas que comprometam a sua utilização e quando se trata de aspectos quantitativos, que seria a determinação de um parâmetro do limite entre o sucesso e a falha de uma fundação.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) define duas maneiras de alcançar a segurança nos projetos: pelo método das cargas admissíveis, que consiste na aplicação de um coeficiente de segurança global e pelo método dos estados limites, que consiste na aplicação dos coeficientes parciais de segurança. Outros métodos, segundo Hachich (1998), que continuam sendo um caminho seguro na direção de melhores critérios de projeto em termos de segurança são os métodos probabilísticos, baseados em análises de confiabilidade.

3.5 Variabilidade geotécnica dos solos no Distrito Federal e os ensaios de campo usados

A variabilidade dos solos é uma questão bastante complexa, pois estamos diante de incertezas encontradas em um limitado conhecimento das condições gerais do solo, que dependem, por exemplo, dos fatores topográficos, da cobertura vegetal local e até mesmo da rocha de origem. Segundo Reinert (2011), as incertezas geotécnicas são representadas por dois fatores:

à variabilidade natural dos materiais que compõem o solo e aos erros de medida durante os ensaios realizados.

O conhecimento do solo se restringe basicamente aos ensaios geotécnicos de campo e eventualmente de laboratório, experiência profissional e aos estudos relacionados no meio acadêmico. No Distrito Federal, segundo Silva (2011), a investigação geotécnica se restringe aos dados obtidos por meio dos seguintes ensaios ditos diretos:

- SPT (*Standart Penetration Test*): sondagem mais usual no Brasil e conseqüentemente no DF, que consiste em um ensaio dinâmico, da cravação vertical de um amostrador padrão no solo, através da queda livre de um peso (martelo) de 65kgs para o recolhimento de amostras para posterior análise e táctil visual classificação, determinação da posição do nível ou dos níveis d'água caso encontrado e da resistência do solo a cada metro perfurado;
- SPT-T (*torquímetro acoplado no topo da haste*): raramente usado no DF, que consiste em um ensaio estático, no qual se faz a medição do torque após a cravação do amostrador padrão do ensaio SPT, permitindo uma melhor avaliação das características geomecânicas do solo;
- CPT (*Cone Penetration Test*): que consiste em um ensaio estático, no qual se faz penetração contínua ou incremental de uma ponteira padronizada, para determinação da resistência do solo com o sem medição da pressão neutra.

3.6 Controle dos estaqueamentos escavados através da energia

Segundo Silva (2011), uma das principais funções de um engenheiro geotécnico é a de definir a profundidade de assentamento das fundações e a sua correspondente capacidade de carga, mas devido às incertezas e a limitação nas investigações geotécnicas como um todo, provoca a redução da confiabilidade de um projeto a ser executado.

Na execução de um estaqueamento escavado, a energia está relacionada diretamente ao trabalho realizado. Por exemplo, em uma perfuração de uma hélice no terreno, realiza-se trabalho e conseqüentemente demanda uma energia necessária a esse serviço. A lei da conservação da energia, segundo Silva (2011), é especialmente valiosa quando está relacionada aos sistemas com muitas variáveis, como exemplo a escavação de uma estaca. Partindo desse princípio, Van Impe (1998), com o objetivo de calcular a energia necessária à escavação das estacas Atlas (estacas cravadas por rotação, de concreto moldadas *in loco*), propôs então a equação 2.1, sugerindo essa energia como parâmetro para o controle da capacidade de carga das estacas escavadas tipo hélice

contínua, pois para o mesmo a equação representa a energia dissipada na penetração (avanço) vertical do trado.

$$E_s = \frac{N_d \cdot v_i + n_i \cdot M_i}{\Omega \cdot v_i} \quad (3.1)$$

No qual:

E_s = energia de instalação por unidade de volume [J/m^3];

N_d = Força de impulso vertical (peso da máquina hélice + a força descendente) [N];

v_i = Velocidade de penetração vertical do trado [m/s];

n_i = Velocidade angular do trado [Hz];

M_i = Torque aplicado ao trado [N.m];

Ω = Área da projeção plana do trado [m^2];

Silva & Camapum de Carvalho (2010) chegaram à conclusão que quando as estacas são executadas por um mesmo operador em uma mesma máquina perfuratriz, em que o processo de execução é repetitivo e sistematizado, ou seja, tem um mesmo padrão, a energia medida durante o processo de execução é proporcional à capacidade de carga e a própria energia registrada nos ensaios de campo, como o SPT e CPT.

Silva & Camapum de Carvalho (2010), para quantificar a energia necessária para execução de uma estaca, através de formulações, elementos de estatística e rotinas baseadas no princípio da conservação da energia, incorporaram ao *software* de monitoramento das estacas escavadas, especialmente as do tipo hélice contínua, rotinas denominadas SCCAP (Silva, Camapum de Carvalho, Araújo e Paolucci). As rotinas SCCAP representam um controle automatizado, em tempo real, que registra a energia ou trabalho realizado pelas forças aplicadas ao helicóide durante a execução de cada estaca do estaqueamento. São chamados de população os dados coletados estatisticamente do estaqueamento e de amostra os dados coletados da execução inicial de algumas estacas, onde serão obtidos parâmetros representativos para o controle da energia.

A abordagem pode ser de forma probabilística, se a população tiver probabilidade conhecida e diferente de zero, de pertencer a amostra. Caso contrário, será não probabilística ou intencional. A metodologia surgiu a partir de uma representação de amostras com características geotécnicas conhecidas relacionadas a uma prova de carga ou sondagem de campo. Silva (2011) organizou os dados amostrados das energias necessárias para execução de cada estaca e agrupou de forma

organizada em histogramas. Constatou-se que tinham o comportamento normal, logo, enquadravam-se em uma distribuição de frequência normal, representada por uma média e o desvio padrão. A metodologia foi introduzida no software de controle de execução, conforme o item 3.2.3.

Do ponto de vista econômico, a obtenção e análise das informações citadas tem o potencial de redução de custo do projeto elaborado para a fundação, ao delimitar critérios energéticos mais precisos e otimizados para o ponto de parada de escavação das estacas.

Do ponto de vista de segurança, as análises em tempo real permite evitar a paralização da escavação em profundidade inferiores às necessárias para conferir à estaca a capacidade de carga definida em projeto.

3.7 Capacidade de carga de fundações por estacas

Quando é aplicado um carregamento vertical sobre uma estaca, ela reagirá de uma forma que evite o colapso ou escoamento do solo com qual fundação interage e resistirá a essa solicitação através da resistência ao cisalhamento ao longo do seu fuste e através das tensões normais em função do nível de sua ponta.

A capacidade de carga ou carga última admissível de uma estaca é definida pela soma das cargas ou solicitações máximas que serão suportadas pelo atrito lateral e pela ponta, podendo ser determinada através de métodos teóricos, métodos semi-empíricos e também através dos métodos práticos, mais conhecidos como provas de carga (MAGALHÃES, 2005).

Nessa pesquisa, foram utilizadas provas de carga estática em estacas e alguns tipos dos métodos semi-empíricos usados na engenharia para prever a capacidade de carga das estacas estudadas do tipo hélice contínua.

3.7.1 Provas de Carga

As provas de carga estáticas são testes para a verificação do carregamento real sobre um elemento de fundação profunda (estaca) com o objetivo de se alcançar e avaliar o comportamento da carga em níveis crescentes, de incrementos iguais, em que cada um é mantido até a estabilização de recalques, medindo-se assim os deslocamentos correspondentes até o limite da carga ou ruptura total no sistema estaca-solo (carga x deslocamento). Os procedimentos voltados a esses ensaios são normalizados pela NBR 12131 (ABNT, 2006) – Estacas, Prova de carga estática – e pela NBR 13208 (ABNT, 2007) – Estacas, Ensaio de carregamento dinâmico, que segundo Alonso (2013), não são considerados provas de carga, pois não medem diretamente o

comportamento “carga x deslocamento”, como nas provas de cargas estáticas, já que dependem do módulo de elasticidade e da seção da estaca.

3.7.1.1 Método de Van Der Veen em provas de carga

O método Van Der Veen (1953) é um dos métodos para estimativa de carga última mais utilizados no Brasil, determinando-a por meio de tentativas. A sua previsão é dada pela equação 3.2:

$$P = P_{\text{últ}} \cdot (1 - e^{-\alpha \rho}) \quad (3.2)$$

No qual:

P = carga aplicada;

$P_{\text{últ}}$ = carga última;

ρ = recalque corresponde a carga P .

A variável α é definida conforme a equação 3.3:

$$\alpha = \frac{-\ln(1 - P/P_{\text{últ}})}{\rho} \quad (3.3)$$

Inicia-se então as estimativas de diversos valores de carga última, até que o gráfico $(-\ln(1 - P/P_{\text{últ}}) \times \rho)$ se torne uma reta (Figura 3.9). Vale ressaltar que quando existe recalque de pequena magnitude ou quando a prova de carga é interrompida no trecho inicial da curva carga x recalque, a extrapolação poderá levar a resultados com valores bastante diferentes do real.

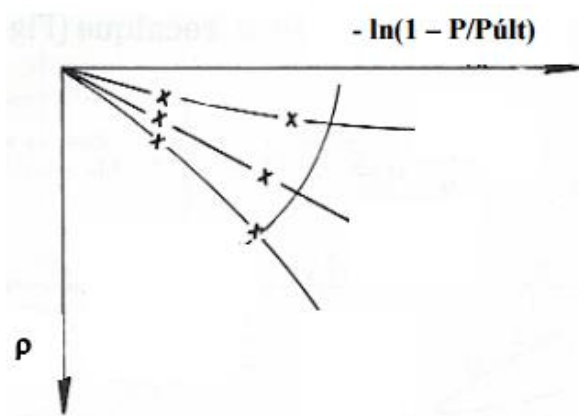


Figura 3.9 – Estimativa de $P_{\text{últ}}$

3.7.1.2 Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010) em provas de carga

As análises complementares a curva carga x deslocamento de Camapum de Carvalho *et al.* (2008 e 2010) leva-se em consideração o comportamento do solo e o mecanismo de interação do solo suporte com a estrutura de fundação.

São 3 análises finais, a primeira a partir da curva obtida em cada estágio de carregamento, recalque (mm) x tempo (min), com o tempo em escala logarítmica. Em cada curva, calcula-se o coeficiente angular no trecho final, posição de estabilização dos recalques e linearidade da curva (Figura 3.10 (a)). A partir desses coeficientes de recalque ou de deslocamento (Cr_i) e das cargas (Q_i), é gerado um novo gráfico, carga versus coeficientes de recalque. Nesse gráfico, o primeiro ponto de inflexão corresponderia à carga de início de trabalho da ponta de modo mais efetivo, e o segundo, ao início das deformações plásticas do conjunto fuste mais base (Figura 3.10).

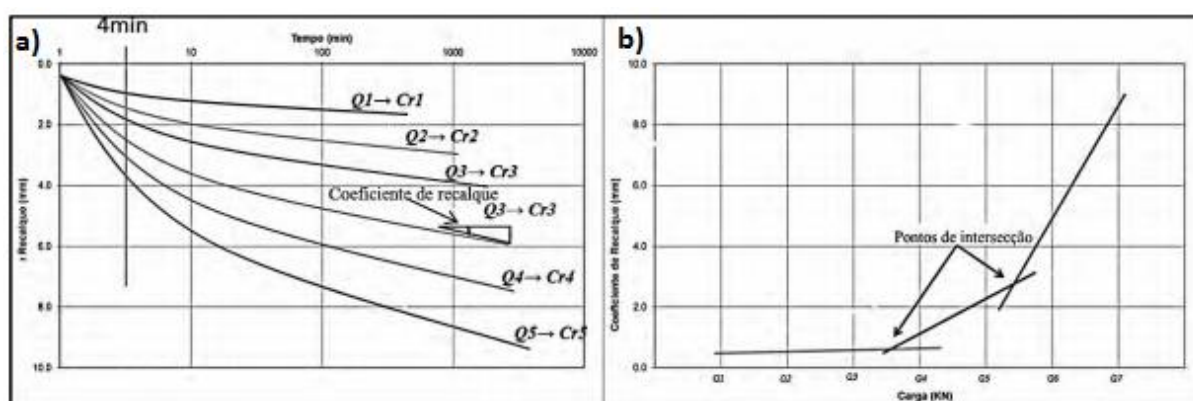


Figura 3.10 - a) Curvas Tempo x Deslocamento Vertical; b) Carga x Coeficiente de Recalque (Camapum de Carvalho *et al.*, 2008)

A segunda análise relaciona-se com o recalque imediato acumulado, verificando-se em seguida os recalques em cada estágio até o tempo de 4min. Da mesma forma que a análise anterior, gera-se um gráfico com os pares recalques acumulados imediatos (ρ_{ime_i}) e carga (Q_i). No gráfico, são definidos trechos de reta semelhantes aos mostrados na Figura 3.10 (b) para o coeficiente de recalque. Por vezes, o gráfico de recalque imediato não acumulado em função da carga aplicada pode ajudar no entendimento do comportamento.

A terceira e última análise conta com a diferença entre o recalque imediato medido aos 4 min e o recalque total correspondendo ao recalque por adensamento, deslocamento e/ou secundário. De modo semelhante às duas primeiras análises, com os pares recalques acumulados por adensamento e/ou secundário ($\bar{\rho}_{sec_i}$) e a carga (Q_i), gera-se um gráfico para o coeficiente de recalque ou de deslocamento. A análise com o recalque por adensamento e/ou secundário deve

ser feita levando-se em consideração até o tempo final de sua estabilização. Caso ocorram dispersões oriundas de diferentes durações nos estágios de carga, poderão ser corrigidas por meio do uso do coeficiente de recalque obtido para o estágio de carga considerando uma única duração para todos os estágios de carga. Igualmente, neste caso, o gráfico de recalque por deslocamento, adensamento e/ou secundário não acumulado em função da carga aplicada, pode ajudar no entendimento do comportamento.

$$\bar{\rho}_{secp_i} = \rho_{secp_i} + C_s \cdot \log \frac{t_{sect_i}}{t_{sec_i}} \quad (3.4)$$

No qual:

$\bar{\rho}_{secp_i}$ = recalque secundário ponderado;

ρ_{secp_i} = recalque acumulado medido no estágio i ;

t_{sec_i} = tempo total do estágio secundário;

t_{sect_i} = tempo total do estágio ponderado;

C_s = coeficiente de recalque ou de deslocamento.

3.7.1.3 Metodologia complementar

Segundo Silva (2011), extrapolar o resultado de prova de carga nem sempre é seguro devido a variabilidade geológico-geotécnica, fazendo-se necessário a utilização de metodologias complementares de controle, como a SCCAP, que utiliza o controle da energia necessária na perfuração ou escavação de uma estaca com o objetivo de controlar assim o estaqueamento (população) escavado do tipo hélice contínua.

Assim, durante a pesquisa, foi possível relacionar a capacidade de carga de uma estaca com a energia medida durante a escavação, reforçando a validade da metodologia usada.

3.7.1.4 Planejamento e execução

A NBR 12131 (ABNT, 2006) – Estacas, Prova de carga estática – tem o objetivo de regular os procedimentos executivos, preconizando quatro tipos de provas de carga e seus respectivos carregamentos apresentados no Quadro 1 e a NBR 6122 (ABNT, 2010) - Projeto e Execução de Fundações – regula os conceitos teóricos de como e onde aplicar e como interpretá-los, ressaltando que a recente revisão da norma exige a realização de provas de carga em 1% de quantidade total de estacas, seguindo critérios apresentados na Tabela 3.2, arredondando-se sempre para mais.

Tabela 3.2: Quantidade de provas de carga (NBR-6122:2010)

TIPO DE ESTACA	A (admissível) máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em Mpa	B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga
Pré-moldada (a)	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5	100
Hélice e Hélice de deslocamento (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\Phi \geq 70\text{cm}$	5,0	75
Raiz (e)	15,5	75
Microestaca (e)	15,5	75
Trado segmento	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\Phi < 70\text{cm}$	4,0	100
Strauss	4,0	100

Quadro 1: Critérios para execução de provas de carga por tipo de carregamento. Fonte (Revista Fundações & Obras Geotécnicas, nov/2014, pag. 76)

FASES	CRITÉRIOS PARA EXECUÇÃO DE PROVAS DE CARGA POR TIPO DE CARREGAMENTO				
	LENTO	RÁPIDO	MISTO	CÍCLICO LENTO	CÍCLICO RÁPIDO
Estágios de carga, sempre iguais	Não superiores a 20% da carga de trabalho prevista	Não superiores a 10% da carga de trabalho prevista	Iguais ao lento até 1,2x a carga de trabalho. Depois com carregamento rápido	Não superiores a 20% da carga de trabalho prevista, iguais e seguido de descarregamento total	Não superiores a 10% da carga de trabalho prevista, iguais e seguido de descarregamento total
Aplicação de cargas	Por incrementos de carga a partir do estágio anterior	Por incrementos de carga a partir do estágio anterior	Por incrementos de carga a partir do estágio anterior	De uma só vez do descarregamento até a carga do estágio	De uma só vez do descarregamento até a carga do estágio
Manutenção da carga em cada estágio	Min. 30min. Até estabilização	Durante 10min. Em torres de transmissão 5min		Min. 30min. Até estabilização, inclusive na descarga	Durante 10min
Leituras de deslocamentos na carga de cada estágio	2, 4, 8, 15, 30, 60 min, depois a cada hora	No início e fim do estágio		2, 4, 8, 15, 30, 60 min, depois cada hora	No início e fim do estágio. Obs: o recalque máximo deve ser no mínimo de 10% a 20% do diâmetro da estaca

Critério de estabilização	Deslocamentos <5% do deslocamento da leitura anterior	Independente		Deslocamentos <5% do deslocamento da leitura anterior	Independente
Na carga máxima	Observar no mínimo por 12h, após estabilização	Leituras com 10, 30, 60, 90 e 120min		Observar no mínimo por 12h, após estabilização	Leituras com 10, 30, 60, 90 e 120min
Descarga	Min. 4 estágios	Min. 5 estágios		De uma só vez da carga do estágio até o descarregamento	De uma só vez da carga do estágio até o descarregamento
Leituras de deslocamentos na descarga de cada estágio	Min 15min. Mesmo critério do carregamento	Durante 10min		2, 4, 8, 15, 30, 60 min, depois a cada hora, até estabilização	Durante 10min
Leituras de deslocamento no final do ensaio	Até estabilização	Leituras com 10, 30 e 60min		2, 4, 8, 15, 30, 60 min, depois a cada hora, até estabilização	Leituras com 10, 30 e 60min

3.7.2 Método de Aoki e Velloso (1975)

O método tem o objetivo de calcular a carga última (P_{ult}) da estaca através dos seus valores de resistência lateral ou atrito lateral (PI) e de resistência de ponta (Pp) baseadas em ensaios CPT, mas foram feitas correlações e adaptações também para uso de resultados de ensaios SPT.

O método considera a variação de solos e de estacas existentes, existindo assim um parâmetro para as parâmetro para as estacas escavadas e, em relação às do tipo hélice contínua, os valores referenciados são referenciados são em função de pesquisas anteriores, ou seja, menos representativos, mas evidenciados na

Tabela 3.4.

A parcela de atrito lateral (PI) gerada em KN é calculada pela equação 3.5, evidenciada com suas variáveis já definidas e explicadas a seguir.

$$PI = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{spt}}{F_2} \cdot Al \quad (3.5)$$

No qual:

α e K = coeficientes da Tabela 3.3 que variam em função do tipo de solo;

N_{SPT} = média entre os valores de N_{SPT} da camada de solo;

F2 = fator de correção considerando o efeito escala e o tipo de estaca (

Tabela 3.4);

Al = Área lateral da estaca.

A parcela de resistência de ponta (Pp) gerada em KN é calculada pela equação 3.6 a seguir.

$$P_p = \frac{K \cdot N_{spt}}{F_1} \cdot A_p \quad (3.6)$$

No qual:

K = coeficiente da Tabela 3.3 que varia em função do tipo de solo;

N_{SPT} = valor do N_{SPT} abaixo da ponta;

F2 = fator de correção considerando o efeito escala e o tipo de estaca (

Tabela 3.4);

A_p = Área de ponta da estaca.

Tabela 3.3: Valores dos coeficientes de K e α propostos por Aoki e Velloso (1975)

CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	K (KPa)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2
Areia silto-argilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3
Areia argilo-siltosa	500	2,8
Silte	400	3
Silte arenoso	550	2,2
Silte areno-argiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argilo-arenoso	250	3
Argila	200	6
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno-siltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4
Argila silto-arenosa	330	3

Tabela 3.4: Valores dos coeficientes de transformação F1 e F2 (Cintra e Aoki, 2010)

TIPO DE ESTACA	F1	F2
Franki	2,50	5

Pré-moldada	1+D/1,80	2.F1
Metálica	1,75	3,5
Escavadas	3	6
Raiz, Hélice e Ômega	2	4

A carga última citada é definida como a soma das resistências do atrito lateral e de ponta, já divididas acima pelos fatores de correção F1 e F2, logo:

$$P_{últ} = P_l + P_p \quad (3.7)$$

Ressaltando que, sobre a influência e necessidade do fator de segurança igual a dois, a carga admissível (P_{adm}) será:

$$P_{adm} = \frac{P_{últ}}{2} \quad (3.8)$$

3.7.3 Método de Décourt e Quaresma (1978) e posterior modificação (1996)

Inicialmente, o método de Décourt e Quaresma (1978) foi baseado em análises de provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas, mas podendo-se admitir a princípio que o método seja válido para as estacas do tipo Franki, Strauss e estacas escavadas (hélice contínua), e posteriormente abrangendo os demais tipos de estacas. A metodologia trata da estimativa da capacidade de carga de ruptura através da soma das parcelas do atrito lateral e da resistência de ponta da estaca, baseado em resultados fornecidos por sondagens à percussão (SPT).

A parcela de atrito lateral (P_l) gerada em KN é calculada pela equação 3.9.

$$P_l = r_l \cdot A_l \quad (3.9)$$

No qual:

r_l = tensão devido ao atrito lateral (KPa);

A_l = Área lateral da estaca.

O cálculo do valor de r_l (KPa), segundo as modificações de Décourt e Quaresma (1982), para obter melhor representatividade no cálculo de capacidade de suporte das estacas escavadas, é feito com o valor médio do N_{SPT} ao longo da estaca (\bar{N}), adotando limites de $3 \leq \bar{N} \leq 15$, sem considerar a resistência de ponta, observado na equação 3.10.

$$r_l = \left(\frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \cdot 10 \quad (3.10)$$

A parcela de resistência de ponta (P_p) gerada em KN é calculada pela equação 3.11 a seguir.

$$P_p = r_p \cdot A_p \quad (3.11)$$

Na qual:

r_p = tensão devido à ponta (KPa);

A_p = Área de ponta da estaca.

O cálculo do valor de r_p (KPa) será:

$$r_p = K \cdot N_p \quad (3.12)$$

No qual:

K = coeficiente da Tabela 3.5 que varia em função do tipo de solo;

N_p = valor médio de golpes entre os três valores de ponta da estaca (valor imediatamente anterior, o da ponta e o imediatamente posterior)

Tabela 3.5: Coeficiente K em função do tipo de solo

TIPO DE SOLO	VALORES DE K(Kpa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Décourt *et al.* (1996) acrescentaram os coeficientes α e β na fórmula original da capacidade de carga, justamente para o ajuste das demais estacas, principalmente das escavadas em geral. É possível definir a capacidade de carga última, fazendo a junção entre com o método original e a modificação, conforme mostrado na equação 3.13.

$$P_{últ} = \alpha \cdot P_p + \beta \cdot P_l \quad (3.13)$$

No qual:

$P_{últ}$ = carga última;

α e β = coeficientes da Tabela 3.6 e Tabela 3.7 que variam em função do tipo de solo e estaca;

P_p = parcela de resistência pelo solo da ponta da estaca;

P_l = parcela de resistência por atrito lateral ao longo do fuste da estaca.

Tabela 3.6: Valores para o coeficiente α proposto por Décourt *et al.* (1996)

Tipo de solo	Tipo de estaca					
	Cravada	Escavada geral) (em	Escava bentonita) (com	Hélice Contínua	Raiz	Injetada (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0
Silte	1,0	0,60	0,60	0,3	0,60	1,0
Areia	1,0	0,50	0,50	0,3	0,50	1,0

Tabela 3.7: Valores para o coeficiente β proposto por Décourt *et al.* (1996)

Tipo de solo	Tipo de estaca					
	Cravada	Escavada geral) (em	Escava bentonita) (com	Hélice Contínua	Raiz	Injetada (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,90	1,0	1,5	3,0
Silte	1,0	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areia	1,0	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

Em relação à utilização dos coeficientes de segurança, para as parcelas de atrito o FS é adotado como 1,3 e para a parcela de ponta o FS é adotado como 4, então a carga admissível será:

$$P_{adm} = \frac{\alpha.P_p + \beta.P_l}{2} \quad e \quad P_{adm} = \frac{\beta.P_l}{1,3} + \frac{\alpha.P_p}{4} \quad (3.14)$$

3.7.4 Método de Antunes e Cabral (1996)

É um método de previsão da capacidade de carga específico para a estaca hélice contínua, foi baseado na utilização de dados N_{SPT} e também dos resultados de 9 provas de carga estáticas, sendo estacas com 35,5 e 75cm de diâmetros. A partir dessas informações, foi feita uma comparação entre os dois métodos semi-empíricos já citados, Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978).

Os autores definiram a parcela de atrito lateral em Kgf/cm^2 dada na equação 3.15.

$$P_l = \pi \cdot d \cdot \sum (N \cdot \beta_1) \Delta l \quad (3.15)$$

Na qual:

d = diâmetro da estaca;

N = número de golpes do SPT;

β_1 = coeficiente da Tabela 3.8 que varia em função do tipo de solo;

Δl = comprimento da estaca.

A parcela de resistência de ponta é dada em kgf/cm^2 pela equação 3.16.

$$P_p = N_p \cdot \beta_2 \cdot A_p \quad ; \quad N_p \cdot \beta_2 \leq 40 \text{kgf/cm}^2 \quad (3.16)$$

No qual:

N_p = número de golpes do SPT;

β_2 = coeficiente da Tabela 3.8 que varia em função do tipo de solo;

A_p = Área de ponta da estaca.

Tabela 3.8: Valores para os coeficientes propostos por Antunes e Cabral (1996)

TIPO DE SOLO	β_1 (%)	β_2 (%)
Areia	4,0 - 5,0	2,0 - 2,5
Silte	2,5 - 3,5	1,0 - 2,0
Argila	2,0 - 3,5	1,0 - 1,5

4 METODOLOGIA SCCAP

4.1 Controle da energia de execução para a amostra selecionada

A metodologia SCCAP, conforme informada no item 3.7, representa um controle automatizado, em tempo real, que registra a energia ou trabalho realizado pelas forças aplicadas ao helicóide durante a execução de cada estaca do estaqueamento.

Essa técnica identifica um sistema operacional ROTS (*Real-Time Operation System*), e devido à variabilidade geotécnica dos solos, permite a correção da profundidade das estacas em função da energia, permitindo assim, um controle de qualidade buscando a resistência ótima do terreno e sua correspondente capacidade de carga.

Utilizou-se a metodologia de forma adequada para este trabalho, pois para a obra estudada e segundo Silva (2011), o processo de escavação foi sistematizado, contando então com a mesma perfuratriz e operador. Outro fator preponderante para a escolha do grupo de estacas (amostra) e conforme a metodologia foi a realização da coleta próxima a uma prova de carga, associando-se as propriedades desta amostra com a capacidade de carga aferida no ensaio. Finalmente, por meio das avaliações das sondagens SPT, verificou-se que a região da coleta apresentava-se com pouca variabilidade geotécnica, contribuindo ainda mais para uma melhor análise no presente trabalho.

As forças atuantes na máquina são apresentadas pela Figura 4.1 e a representação do cálculo da energia acumulada e metro a metro necessária para a execução de uma estaca foi definida pela equação 4.1:

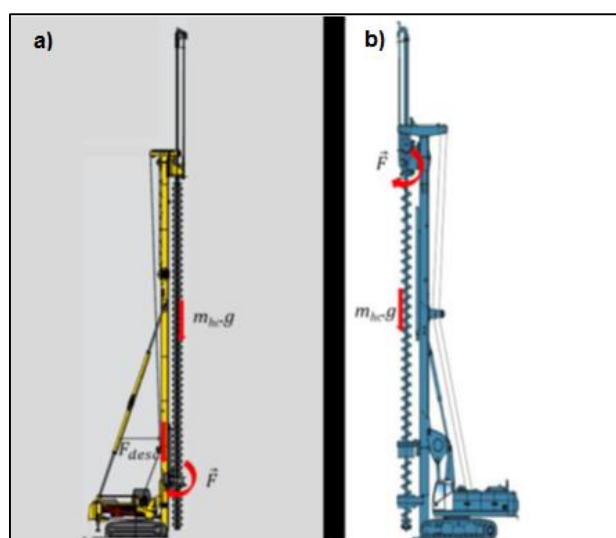


Figura 4.1 – Sistema de perfuração e forças – a)Bottom Drive; b)Sistema CFA.

$$Wr = \int_0^{Zb} mhc. g. dz + \int_0^{Zb} F di. dz + \int_0^{m2\pi} Fi. r. d\theta \quad (4.1)$$

Na qual:

W_r = trabalho realizado ou energia necessária para escavar uma estaca (J);

Z_b = comprimento da estaca (m);

m_{hc} = massa do sistema de escavação (Kg);

g = aceleração da gravidade (m/s^2);

F_{di} = força descendente aplicada ao helicóide (N);

F_i = força aplicada no helicóide (N);

r = raio da estaca hélice (m);

m = número de voltas do helicóide durante a escavação.

Sendo assim, calculou-se por meio da equação 4.1 a energia de execução de cada estaca da amostra do estudo.

5 CENÁRIO ESTUDADO

5.1 Características do local da amostra

O trabalho foi realizado em Brasília, Distrito Federal, localizado no Centro-Oeste do Brasil. A predominância do relevo é caracterizada por grandes superfícies planas a suavemente ondulada (chapadas), situadas acima da cota de 1000m, aproximadamente com altitude média de 1100m. Segundo a classificação Köppen de mapas para o Brasil (CODEPLAN, 1984), o clima classifica-se como tropical de altitude, entre os tipos tropical de savana e temperado chuvoso de inverno seco. É caracterizado por duas estações bem nítidas, sendo o período de maio a setembro frio e seco com baixas precipitações e o período de outubro a abril quente e com maiores índices de precipitações.

Neste trabalho, observa-se pela Figura 5.1 que o local estudado é próximo ao Guarã, cidade satélite de Brasília-DF. As coordenadas geográficas encontram-se entre 15° 48' 28.2" S e 47° 57' 29.3" W.



Figura 5.1 – Localização da cidade e obra estudada

5.2 Escolha da amostra

A fim de se obter as informações necessárias para o trabalho foram coletados dados referentes a um empreendimento comercial (Figura 5.2) durante a sua execução em Brasília, Brasil.



Figura 5.2 – Empreendimento comercial localizado próximo ao Guarã

Contemplou-se no projeto a execução de mais de 300 estacas do tipo hélice contínua, consideradas como população. Por simplicidade e como critério, para que possa ilustrar a aplicação da metodologia, selecionou-se estrategicamente uma amostra dessa população. Foram estudadas as folhas dos relatórios executivos de um grupo de 20 estacas, próximas uma das outras, com informações de profundidade, inclinação da torre, velocidade de penetração e extração do trado, torque, trabalho para perfurar a estaca, tempo de execução, pressão de injeção de concreto e volume de concreto bombeado. Em termos da geometria das estacas escolhidas, verifica-se na Figura 5.3 que 8 delas são de 50 cm de diâmetro, 10 são de 60cm e apenas 2 de 70cm.

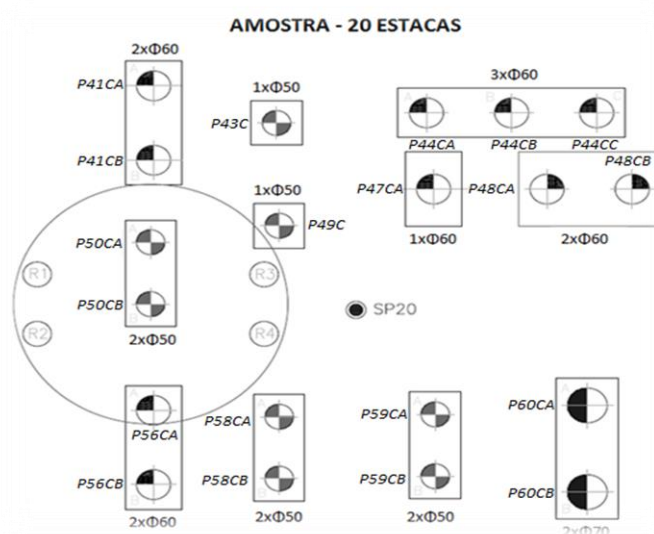


Figura 5.3 – Detalhes da amostra selecionada

5.3 Ensaios de campo realizados

5.3.1 Sondagem de Simples Reconhecimento à Percussão SPT

De acordo com a Figura 5.4, o solo presente na área estudada apresenta uma baixa consistência nos primeiros 12 metros e logo após atinge a consistência média, com número de golpes por camada acima de 10, como mostra o boletim de sondagem. Ressaltando-se que no trecho entre 20 e 22m o solo volta a representar uma consistência baixa.

É importante notar que a sondagem SP20 foi realizada na mesma área de execução das 20 estacas presente neste estudo, não foi encontrado nível de água, não inclui o corte da fundação e que, fazendo uma avaliação dos demais relatórios de sondagens, foi possível perceber a homogeneidade do perfil estratigráfico do terreno. Ao espacializar o perfil geológico e de SPT por meio de um modelo 3D, não foi possível notar grandes diferenças em relação ao modelo 2D. Portanto, por simplicidade, a figura a seguir corresponde a um modelo unidimensional.

Profundidade (m)	Número de golpes por camada	SP20	Perfil Geológico																			
1	4	[Barra vertical vermelha]	Argila arenosa, com material vegetal, cor marrom escuro																			
2	2		[Barra vertical vermelha]																			
3	3			[Barra vertical vermelha]																		
4	2				[Barra vertical vermelha]																	
5	4					[Barra vertical vermelha]																
6	5						[Barra vertical vermelha]															
7	6							[Barra vertical vermelha]														
8	5								[Barra vertical vermelha]													
9	6									[Barra vertical vermelha]												
10	8										[Barra vertical vermelha]											
11	8											[Barra vertical vermelha]										
12	8												[Barra vertical vermelha]									
13	11													[Barra vertical vermelha]								
14	11														[Barra vertical vermelha]							
15	9															[Barra vertical vermelha]						
16	9																[Barra vertical vermelha]					
17	15																	[Barra vertical vermelha]				
18	15																		[Barra vertical vermelha]			
19	11																			[Barra vertical vermelha]		
20	6																				[Barra vertical vermelha]	
21	8																					[Barra vertical vermelha]
22	8	[Barra vertical roxa]																				
23	10		[Barra vertical roxa]																			
24	16			[Barra vertical roxa]																		
25	17				[Barra vertical roxa]																	
26	18					[Barra vertical roxa]																
27	27						[Barra vertical roxa]															
28	22	[Barra vertical laranja]						Silte argiloso, duro, cor roxo escuro														
29	46		[Barra vertical laranja]																			
30	53			[Barra vertical laranja]																		
31	50				[Barra vertical laranja]																	
32	50					[Barra vertical laranja]																
33	50						[Barra vertical laranja]															

Figura 5.4 – Perfil de Sondagem do furo SP20 realizado no local

5.3.2 Prova de Carga

Durante a execução do estaqueamento, foi realizado o ensaio de prova de carga estática com carregamento lento, segundo a ABNT NBR 12.131:2006. Ensaiou-se a estaca P50CB de 50cm de diâmetro e 24m de profundidade, localizada conforme a Figura 5.3 entre as estacas analisadas nesse trabalho. Para a avaliação dos resultados, incluem-se algumas análises não convencionais

a partir da curva de transferência de carga obtida na prova de carga (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2008 e 2010).

Na Tabela 5.1 verificaram-se os deslocamentos medidos na face superior do bloco para cada estágio de carregamento de 284,5kN (29,0tf), conduzido até a carga de 2560,4kN (261,0tf). Realizou-se o descarregamento em estágios de 642,6kN (65,5tf), ambos seguindo os critérios de estabilização da norma.

Tabela 5.1 – Deslocamentos referentes aos estágios de carregamento

Carga (ton)	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
0	0	0
29	284,5	0,03
58	569	0,27
87	853,5	0,54
116	1138	0,79
145	1422,5	1,14
174	1706,9	1,56
203	1991,4	2,01
232	2275,9	2,76
261	2560,4	3,61
195,75	1920,3	3,49
130,5	1280,2	3,33
65,5	642,6	2,86
0	0	1,94

A estaca ensaiada apresentou um recalque final de 3,61mm (0,6% do diâmetro da estaca).

Assim, a curva carga-recalque nas escalas aritmética e logarítmica foram traçadas (Figura 5.5 e Figura 5.6), com a informação do seu ponto de inflexão. Observou-se uma melhor verificação para a mudança no comportamento em função do logaritmo da carga. Na Figura 5.7, destacaram-se as linhas de tendência e as equações da curva carga x recalque.

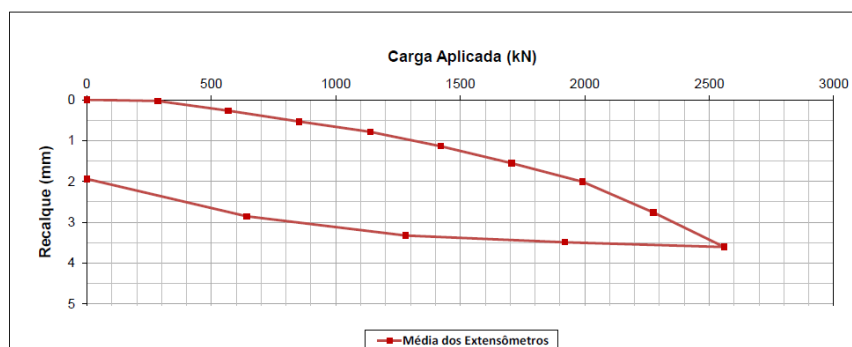


Figura 5.5 – Curva carga x recalque

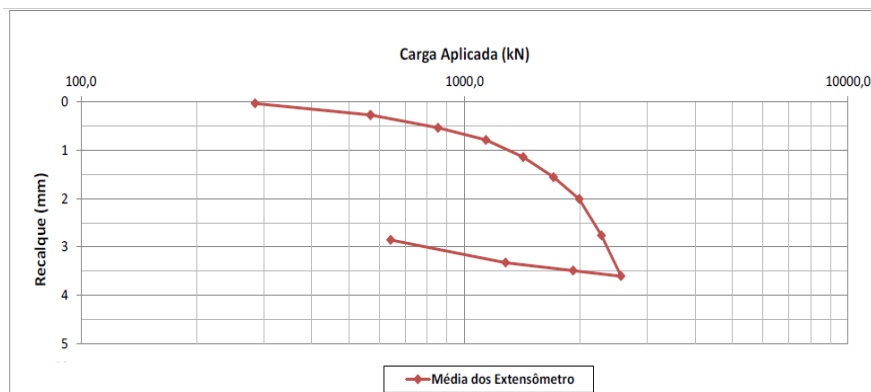


Figura 5.6 – Curva carga x recalque com a carga em escala logarítmica

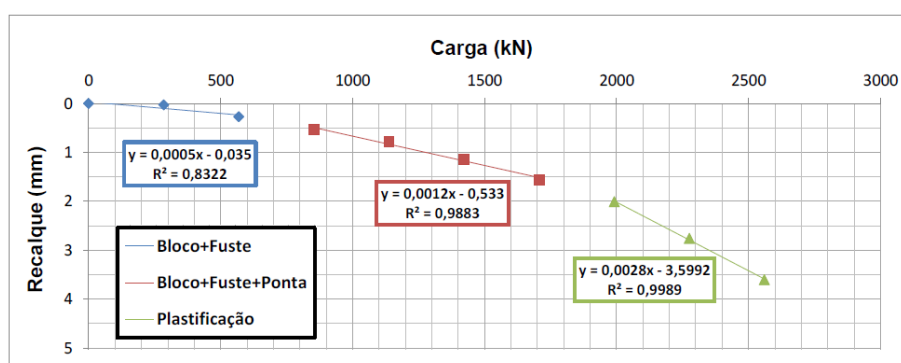


Figura 5.7 – Curva carga x recalque (Equações dos trechos destacados)

A Figura 5.8 apresentou o recalque imediato acumulado em função da carga aplicada. A estaca começou a trabalhar (fuste + bloco de coroamento), sofrendo pequenos recalques devido ao carregamento aplicado até a carga de aproximadamente 629,0 kN (64,1 tf). A partir deste valor começou a trabalhar o conjunto bloco de coroamento + fuste + ponta de modo integrado. A partir da carga de 1777,5 kN (181,2 tf), observou-se o início de possíveis deformações plásticas na interação solo-estaca ensaiada.

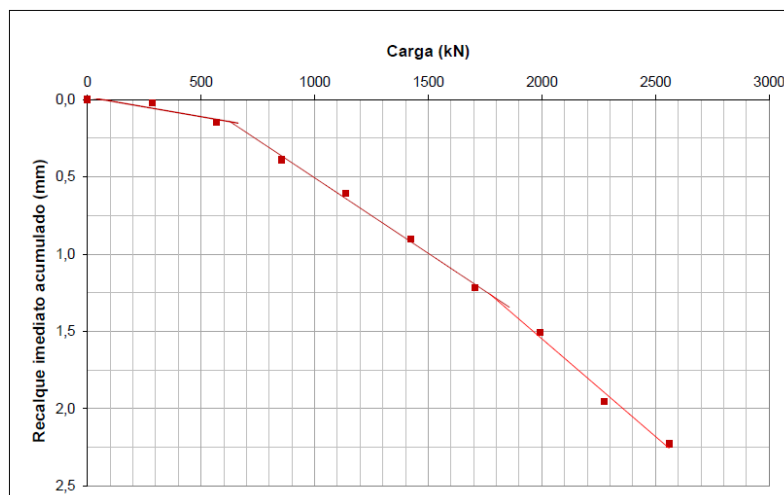


Figura 5.8 – Curva carga x recalque imediato acumulado

Posteriormente, em função da carga aplicada, verificou-se o gráfico de recalque por adensamento e/ou secundários acumulados (Figura 5.9). Nela, o bloco de coroamento + fuste começa a trabalhar, sofrendo a estaca, pequenos recalques com os carregamentos aplicados até a carga de aproximadamente 852,7 kN (86,9 tf). Após a etapa anterior, o conjunto bloco de coroamento + fuste + ponta trabalharam de modo integrado. A partir da carga de 1854,2 kN (189,0 tf) observou-se o início de possíveis deformações plásticas na interação solo-estaca ensaiada.

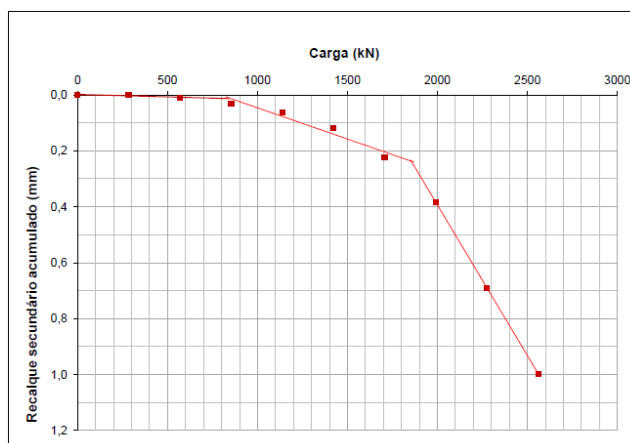


Figura 5.9 – Curva x recalque secundário acumulado

Finalmente, como o ensaio não levou a estaca ao sacrifício, a estimativa de carga de ruptura foi obtida pelo método de Van der Veen (1953), sendo o valor estimado correspondente a 3100kN (316tf).

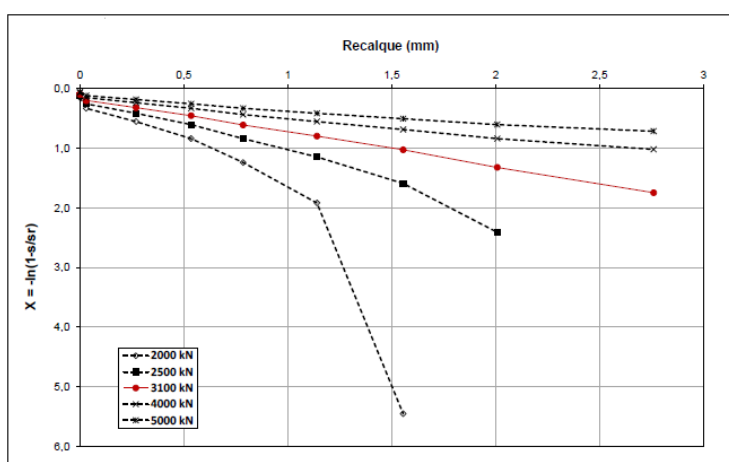


Figura 5.10 – Resultado do método de Van der Veen

O valor estimado de carga última foi assumido sendo fiel a todas as estacas de 50cm de diâmetro da amostra analisada, pois elas foram executadas próximas uma das outras. Uma vez que o método é um pouco conservador, a capacidade de carga pode ser considerada acima da estimada. Sendo o local e as estacas já descritas anteriormente, foram realizadas as avaliações das energias de execução.

5.4 Cálculo da energia de execução

A aquisição de dados automatizada é feita por meio do equipamento SACI, da empresa Geodigitus. Basicamente, o SACI é um sistema constituído por um circuito de aquisição de dados (alimentado eletricamente por bateria) com mostrador digital instalado na cabine do operador. Seus sensores estão posicionados na perfuratriz e as leituras são comunicadas por cabos elétricos. A partir dos dados coletados, são gerados relatórios executivos das estacas os quais podem ser posteriormente transferidos, por meio de um drive especial, para análise no software SoftSaci.

Por meio da metodologia SCCAP, foram feitos os cálculos da energia de execução de cada estaca.

5.4.1 Energia metro a metro

Para a análise do grupo das 20 estacas, optou-se por calcular a energia metro a metro a fim de verificar como ela varia nas diversas camadas de solo. Ainda, procurou-se estabelecer uma relação com o número de golpes SPT por camada.

5.4.2 Energia acumulada

Basicamente, o intuito ao calcular a energia acumulada foi obter a energia total de execução pra que fosse possível controlar a execução de novas estacas. Outro ponto de interesse é buscar uma relação com o número de golpes acumulado ou SPT acumulado.

6 ANÁLISES, RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1 Energia de execução

A partir da resposta ou reação do solo e através das informações obtidas pelo software de monitoramento, foi possível registrar o torque imposto à hélice (KNm), a força de rotação (RPM) e a velocidade de perfuração (m/h) para cada estaca analisada. Verificando-se os três resultados obtidos individualmente, foi possível calcular e gerar a partir da metodologia SCCAP os gráficos de energia acumulada e da energia metro a metro em Megajoule (MJ), conforme é evidenciada da Figura 6.1 a Figura 6.20. Ressaltando que todas as estacas atingiram uma profundidade de 24m.

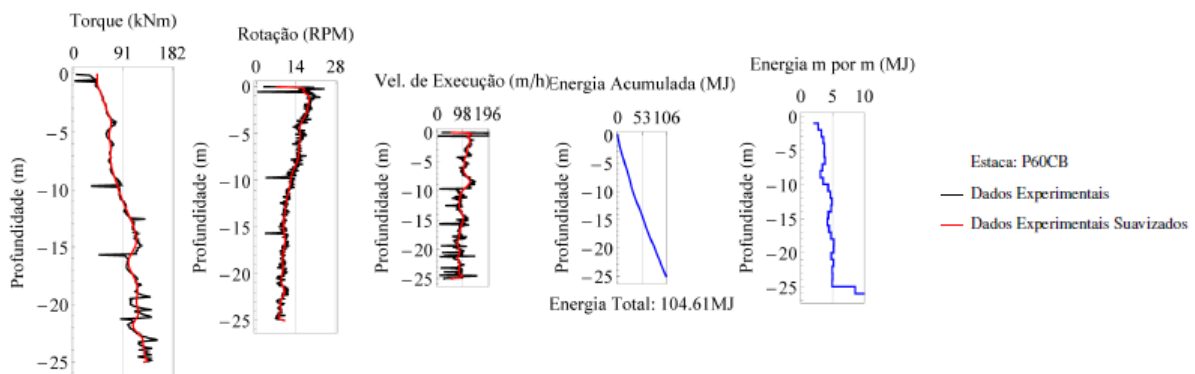


Figura 6.1 – Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P60CB (70cm)

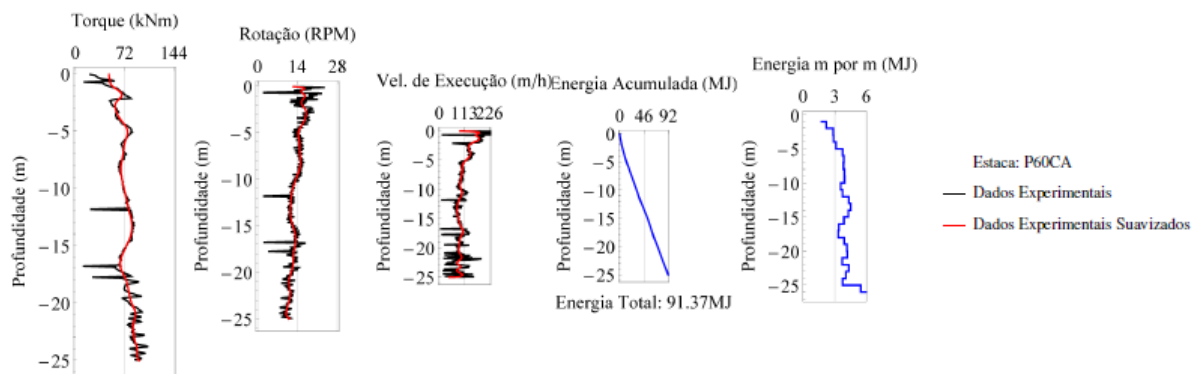


Figura 6.2 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P60CA (70cm)

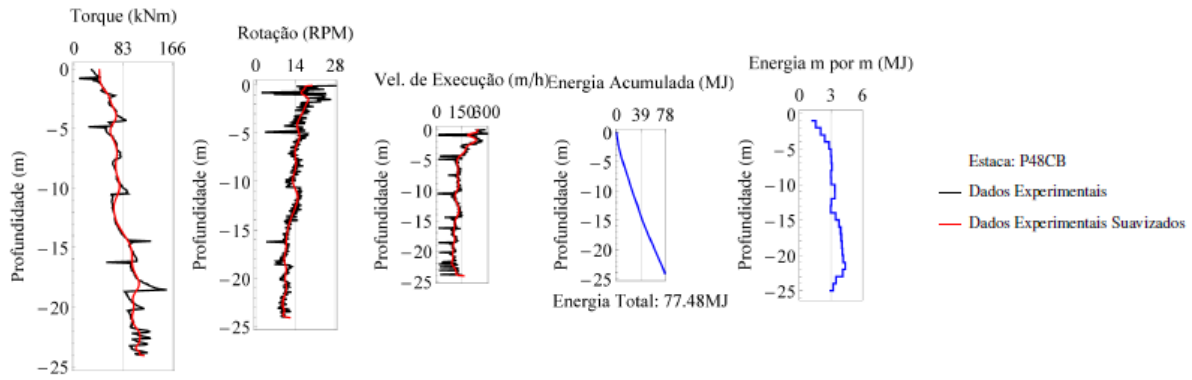


Figura 6.3 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P48CB (60cm)

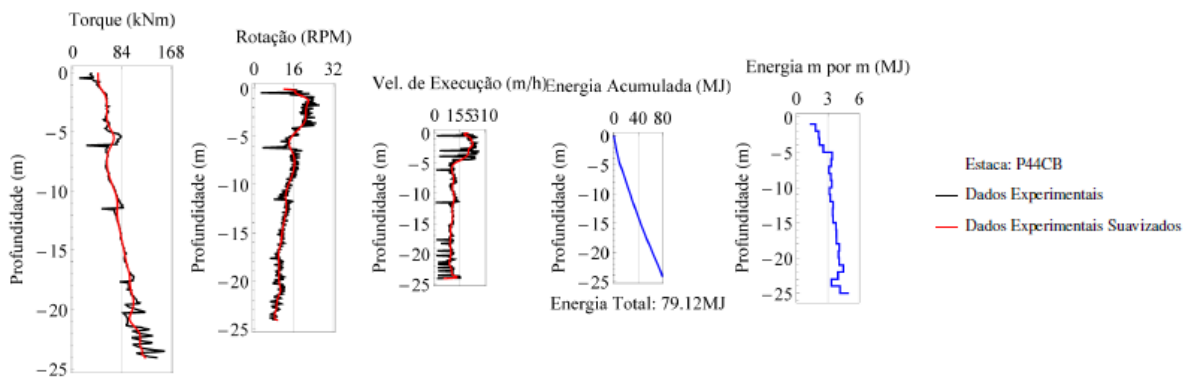


Figura 6.4 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P44CB (60cm)

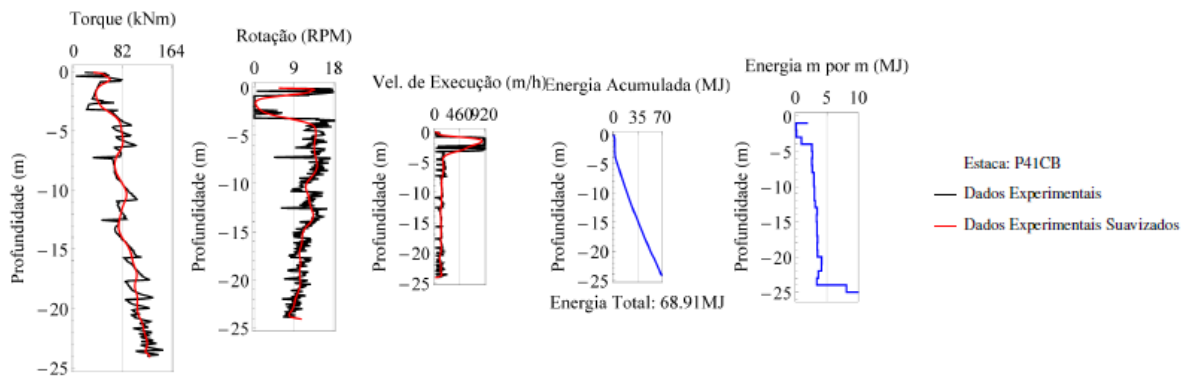


Figura 6.5 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P41CB (60cm)

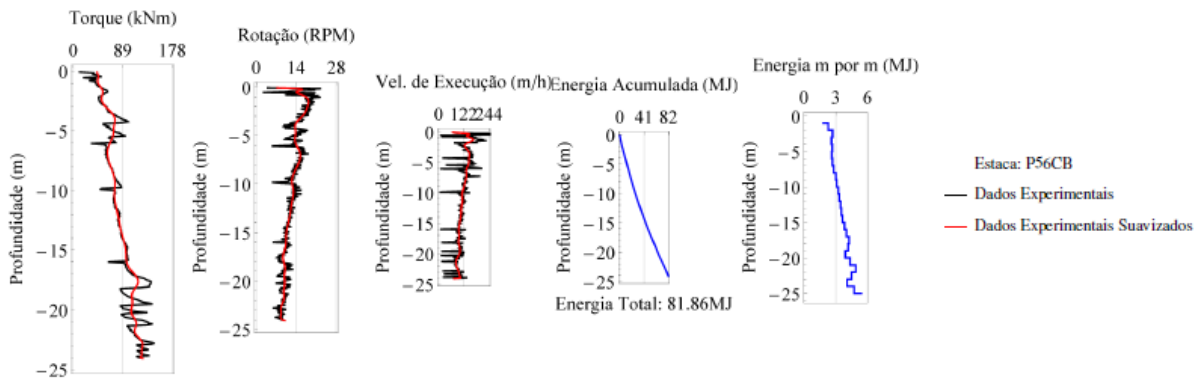


Figura 6.6 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P56CB (60cm)

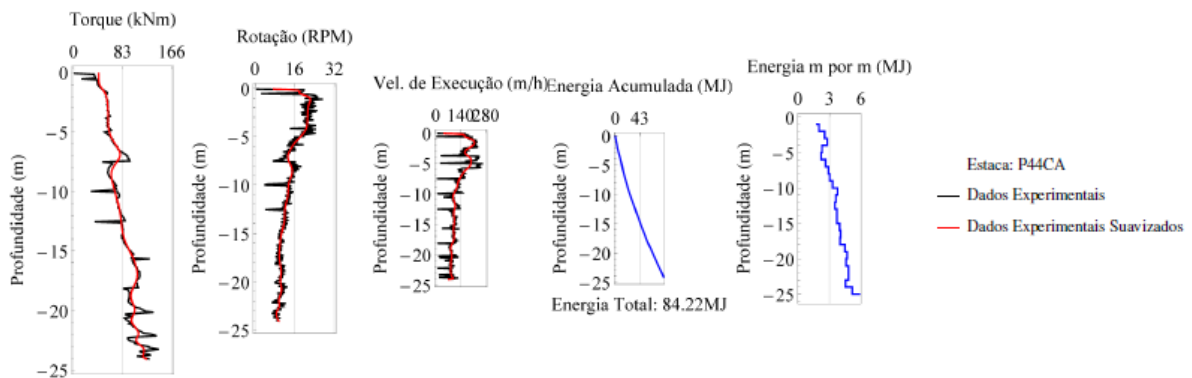


Figura 6.7 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P44CA (60cm)

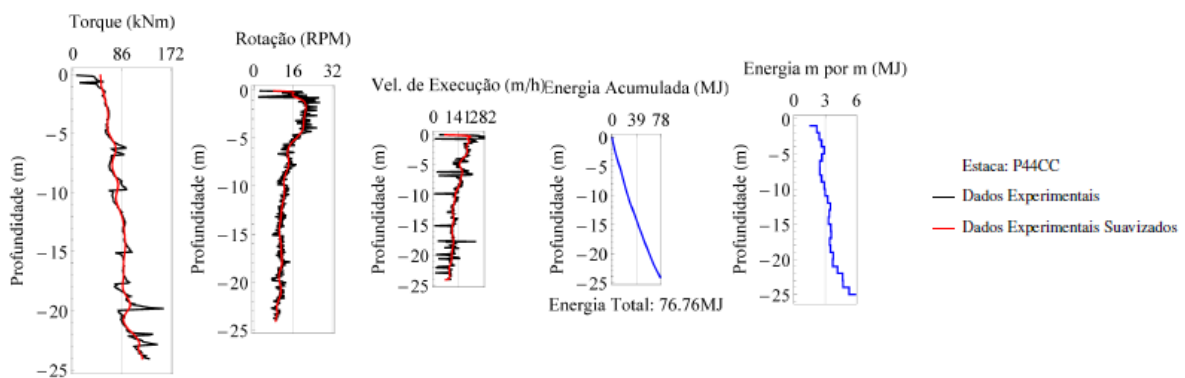


Figura 6.8 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P44CC (60cm)

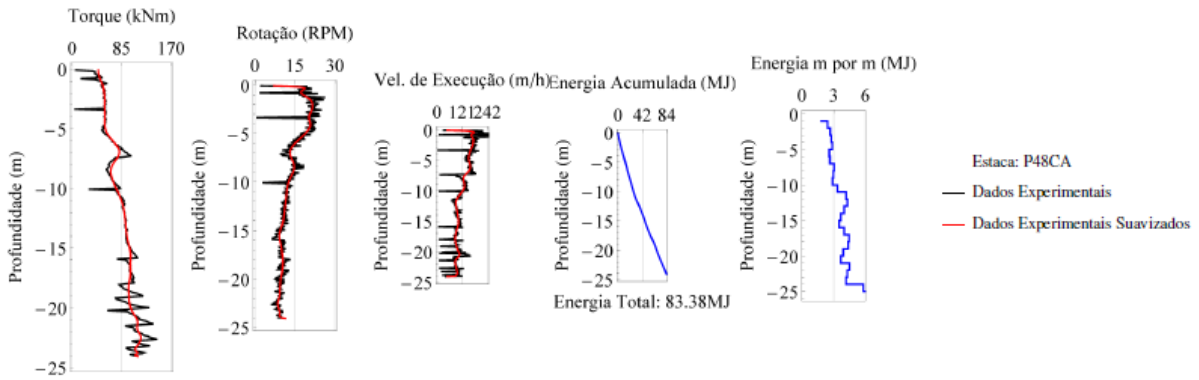


Figura 6.9 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P48CA (60cm)

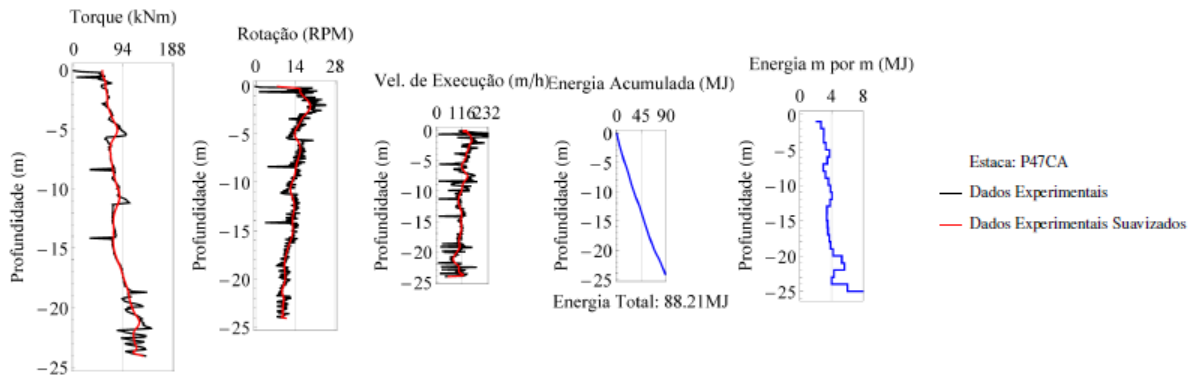


Figura 6.10 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P47CA (60cm)

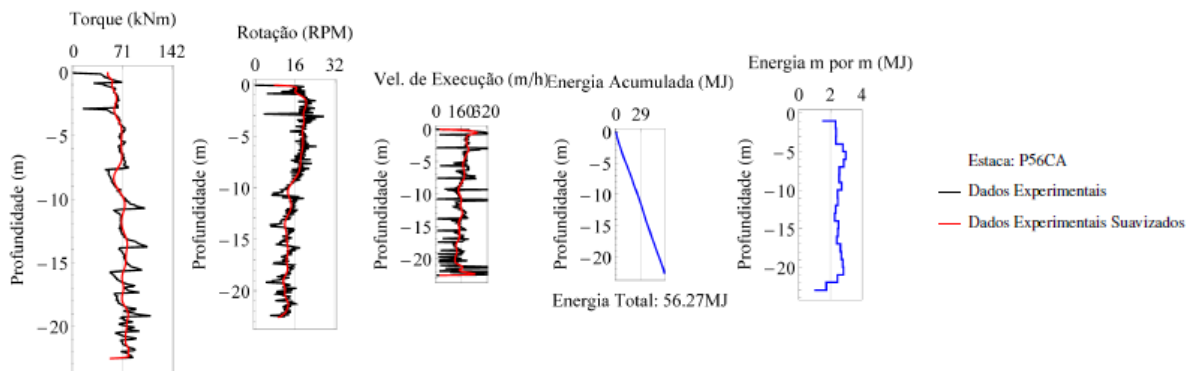


Figura 6.11 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P56CA (60cm)

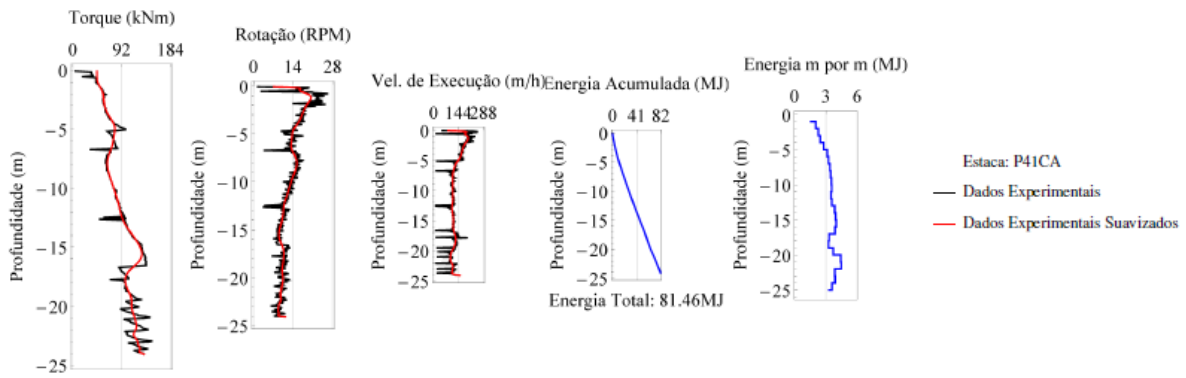


Figura 6.12 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P41CA (60cm)

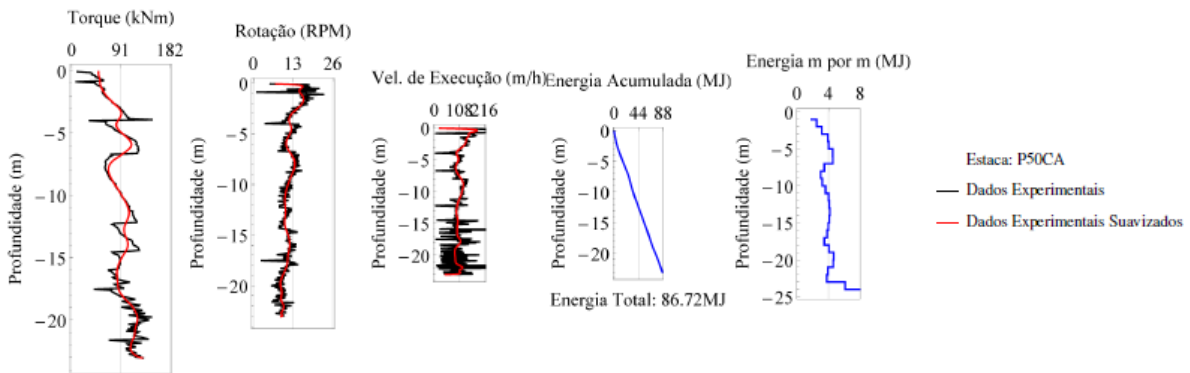


Figura 6.13 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P50CA (50cm)

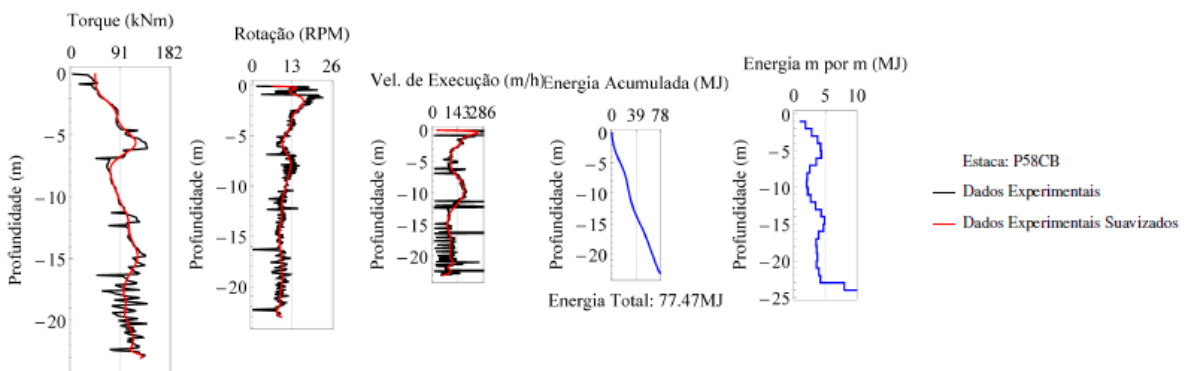


Figura 6.14 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P58CB (50cm)

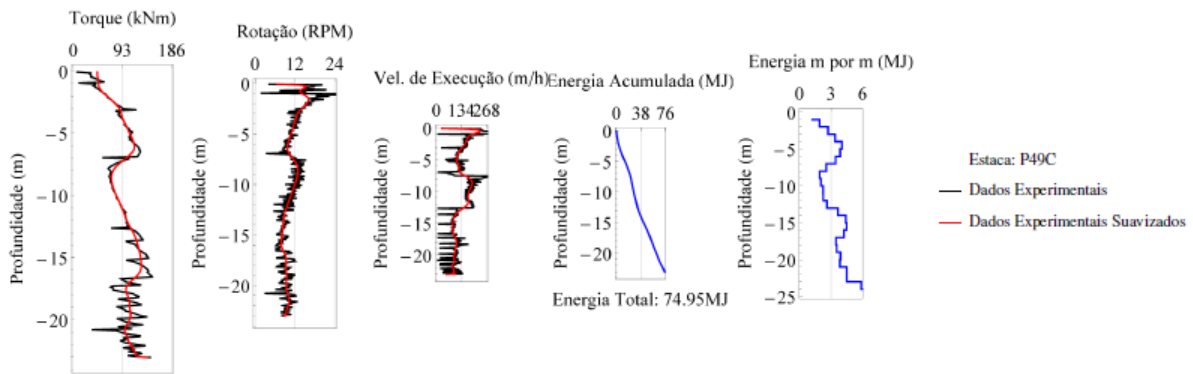


Figura 6.15 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P49C (50cm)

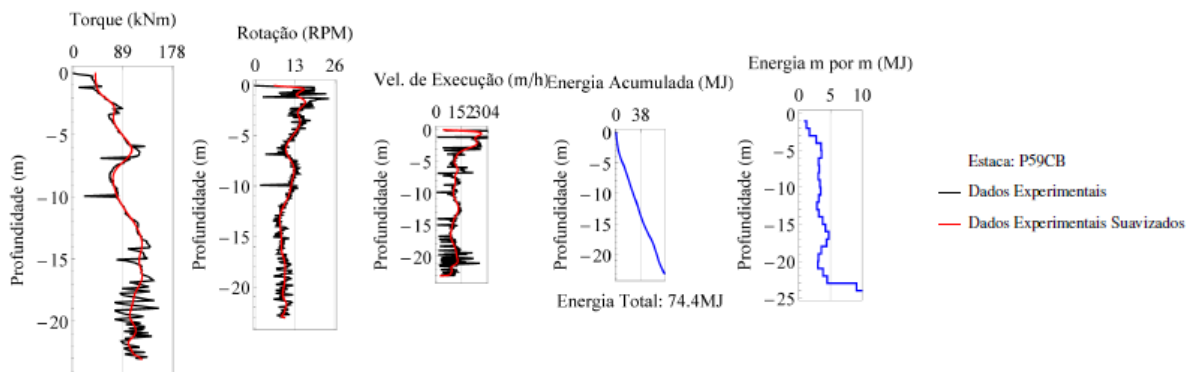


Figura 6.16 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P59CB (50cm)

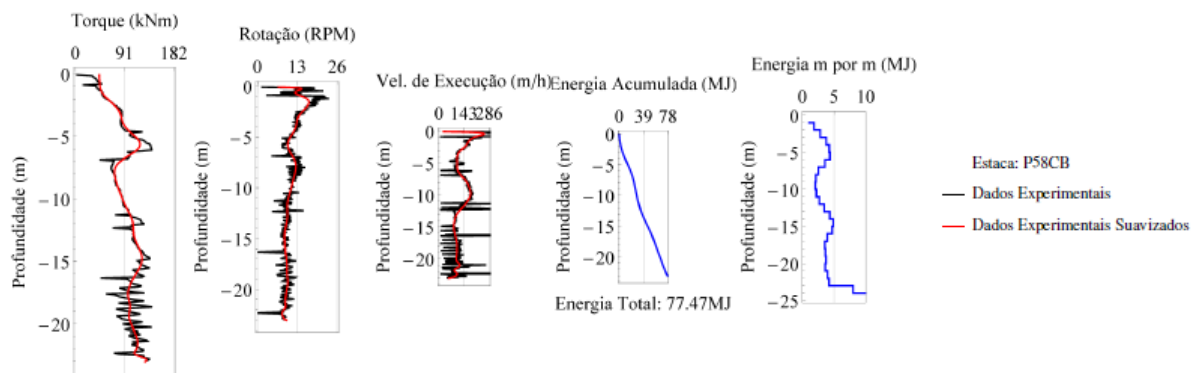


Figura 6.17 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P58CB (50cm)

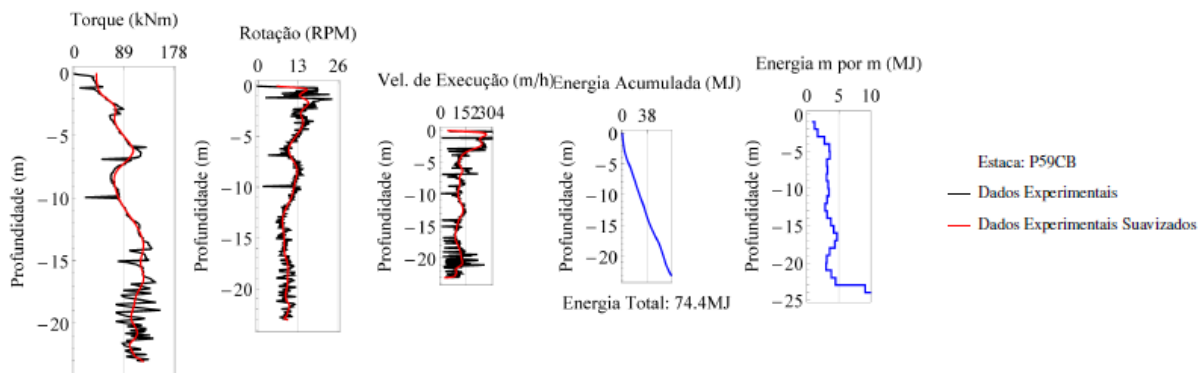


Figura 6.18 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P59CB (50cm)

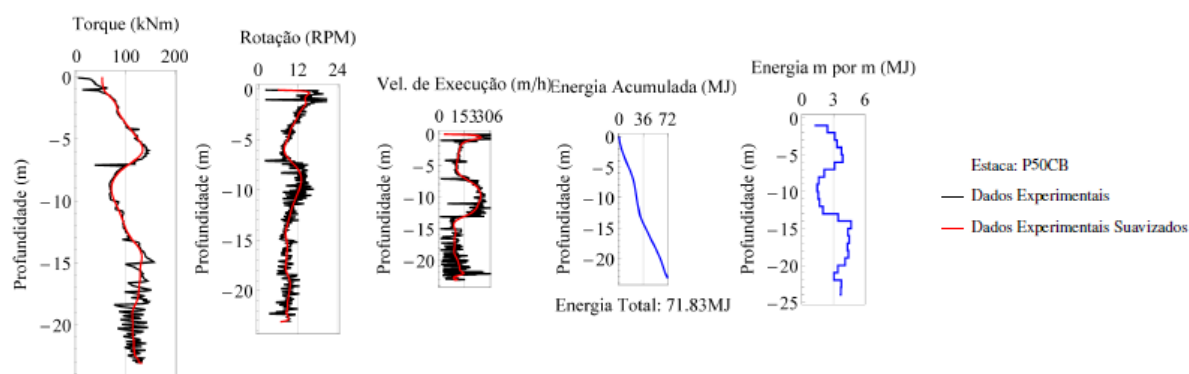


Figura 6.19 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P50CB (50cm)

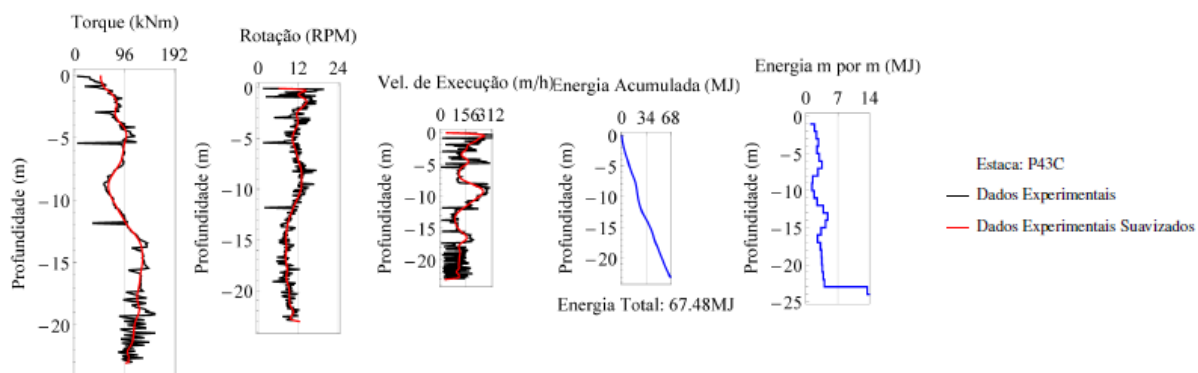


Figura 6.20 - Dados coletados e energia de execução calculada: Estaca P43C (50cm)

6.1.1 Influência da variação de diâmetro das estacas

A Figura 6.21 contemplou os resultados obtidos para todas as estacas analisadas, correlacionando a energia acumulada obtida nos 3 diferentes diâmetros.

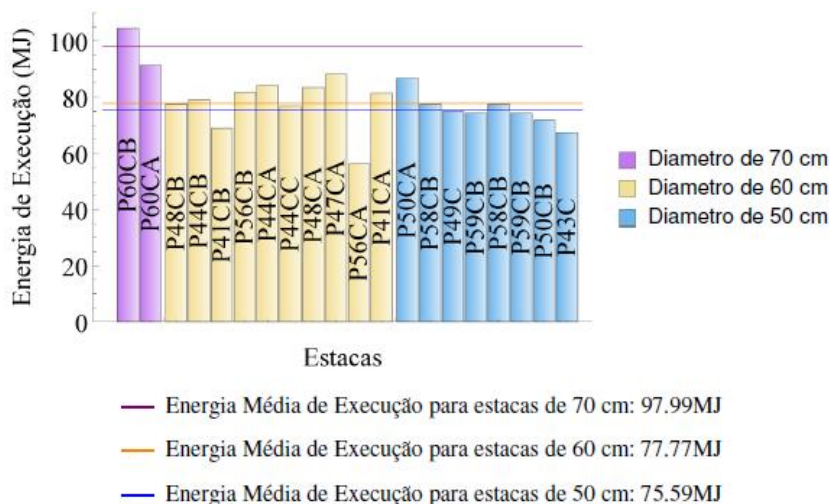


Figura 6.21 - Energia de execução calculada para a amostra estudada

Analisando em maior detalhe a Figura 6.21, observou-se que a energia de execução e os diâmetros das estacas estão positivamente relacionados. O fato é esperado, pois na medida em que há um aumento no diâmetro das estacas, aumenta-se a quantidade de solo a ser removido, refletindo-se em uma tendência ao aumento da energia de execução. Assim, fica claro o entendimento com os resultados obtidos, pois as energias médias de execução são 75,59MJ, 77,77MJ e 97,99MJ para as estacas com diâmetro de 50cm, 60cm e 70cm, respectivamente.

Vale ressaltar a necessidade de se atentar quanto às análises individuais, pois mesmo diante de um perfil estratigráfico homogêneo, a variabilidade geotécnica do maciço pode ser considerada de pequena ou grande relevância. Sendo assim, com um olhar mais atendo, observou-se que algumas estacas tem a energia de execução significativamente diferente do valor médio em relação as outras do mesmo diâmetro. Isso destaca a importância de um controle energético da perfuração.

A partir da avaliação da energia de execução aqui estudada, as estacas P41CB e P56CA terão uma capacidade de carga muito menor quando comparadas com as demais estacas do mesmo diâmetro. O mesmo se aplica para a estaca P43C no seu grupo de 50cm de diâmetro.

Para a estaca P50CA, mostrou-se uma situação oposta, ou seja, a estaca terá uma capacidade de carga muito maior quando comparada com as outras de 50cm de diâmetro. Então, ela deveria ter em sua definição uma menor profundidade, uma vez que atingiria a mesma capacidade de carga das outras estacas com uma diminuição da sua profundidade. Verificou-se na Figura 6.13 que a energia média de execução da estaca P50CA foi atingida com um comprimento de 20m, totalizando 4m menor do que previamente definido em projeto.

Novas análises e resultados da variação da energia de execução para os diferentes resultados das médias para cada diâmetro poderiam entrar em discussão sob a perspectiva do

efeito arco. Mesmo para uma amostra de estacas em um perfil de solo homogêneo, pode ser visto que as situações em favor ou contra a segurança poderão estar presentes.

6.1.2 Relação com as sondagens SPT

Um dos objetivos do ensaio em campo de sondagem SPT é indicar fisicamente a energia necessária ou o trabalho realizado para cravação de 30 cm do amostrador a cada metro sondado, características então que influenciam diretamente na capacidade de carga da estaca.

Partindo desse princípio e levando em conta a energia de execução anteriormente encontrada por um conjunto máquina-operador com a escavação sistematizada, foram verificadas as relações entre a energia de execução acumulada das estacas e o número de golpes acumulados ou SPT acumulado.

6.1.2.1 A energia de execução acumulada como função do SPT acumulado

Nesse caso, mostrou-se que há uma correlação boa entre a energia de execução acumulada e o SPT acumulado. Para ilustrar essa relação, utilizou-se como grupo de estudo o conjunto de estacas de 50 cm de diâmetro. Primeiramente, um grupo de controle com 5 estacas foi estudado para determinar a curva que relaciona a energia de execução acumulada com o SPT acumulado, conforme se visualiza na Figura 6.22.

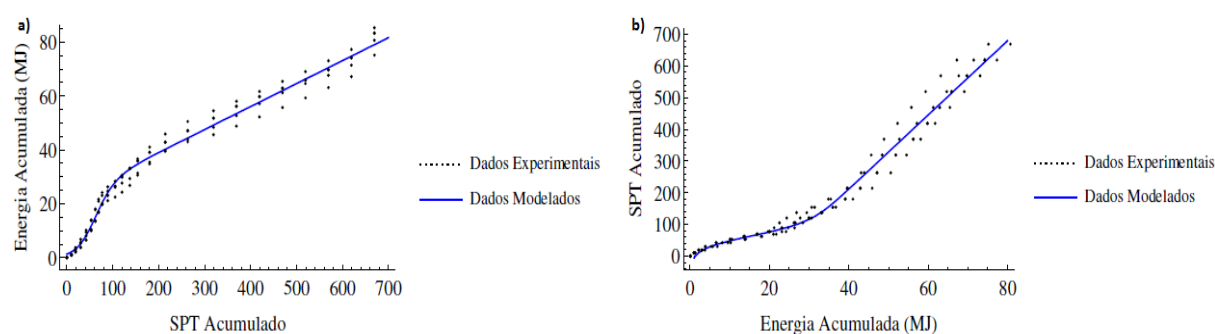


Figura 6.22 - a) Relação entre energia de execução acumulada e SPT acumulado; b) Relação inversa

Para que se pudessem modelar os dados mostrados na Figura 6.22, utilizou-se o seguinte modelo matemático:

$$E_{acum} = \frac{aSPT_{acum} + b}{1 + \text{Exp}((SPT_{acum} - c)/d)} \quad (6.1)$$

No qual:

E_{acum} = Energia de execução acumulada;

SPT_{acum} = SPT acumulado;

α , b , c , d = Parâmetros de ajuste;

A relação descrita na equação 6.1 foi utilizada para a modelagem mostrada na Figura 6.22 (a). Para a Figura 6.22 (b), a relação da equação 6.1 tem de ser invertido, o que resultou:

$$SPT_{acum} = \frac{E_{acum} - b}{a} + dW \left(E_{acum} \frac{\text{Exp}((b - E_{acum} + ca)/ad)}{ad} \right) \quad (6.2)$$

No qual $W(x)$ é a função W de Lambert, que pode ser definida por: seja $y = W(x)$, então y resolve $ye^y = x$ (CORLESS ET AL., 1996).

A partir das equações acima descritas, o ajuste mostrado na Figura 6.22 deu-se com os seguintes parâmetros: $a = 0,08531$, $b = 21,9918$, $c = 57,7117$ e $d = 21,1037$. Vale ressaltar que a equação 6.1 foi analiticamente invertida, que significa uma grande vantagem para o modelo proposto.

Verifica-se nas curvas da Figura 6.22 um início de comportamento não linear, apresentando posteriormente tal linearidade, talvez tal mudança de comportamento e grande divisor pode ser por conta da camada de intemperismo tropical que indica que o SPT pode subestimar a capacidade de carga do solo estudado.

A fim de manter ilustrado a metodologia usada, as 3 estacas de 50cm de diâmetro fora do grupo de controle tiveram seus números de golpes SPT por camada (metro a metro) obtidos a partir dos seus dados de energia calculado em campo, sendo testado e aplicado a equação 6.2. Os resultados da aplicação da equação 6.2 para os dados energéticos das estacas P49C, P58CB e P50CA foram mostrados na Figura 6.23. Para corrigir inconsistências, quando a equação 6.2 prevê valores negativos para SPT (baixas energias de execução), adotou-se o valor mínimo de 1 golpe.

Da análise da Figura 6.23 verificou-se que os dados estimados para as estacas P49C, P58CB e P50CA estão razoavelmente próximos daqueles reais obtidos por meio do ensaio SPT. Em especial, para a estaca P50CA, como a sua energia de execução foi superior às outras estacas do grupo, foram previstos pela metodologia valores maiores para o número de golpes SPT. Assim, ficou clara a ideia que a energia de execução e números de golpes SPT estão positivamente relacionados.

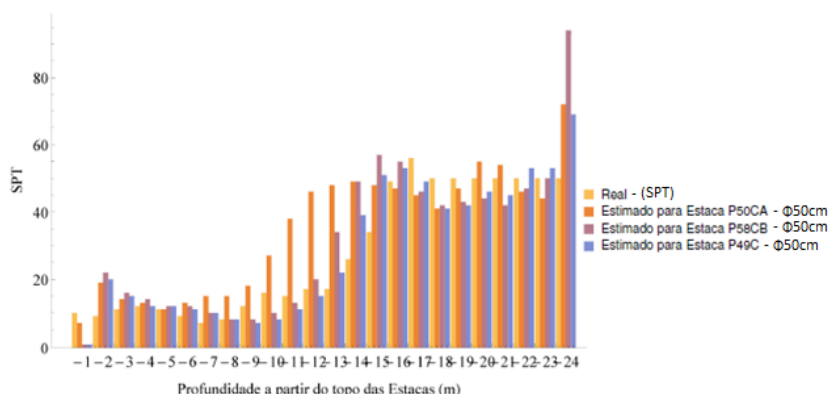


Figura 6.23 - SPT metro a metro real e previsto e previsto pela formulação

Com base nos valores previstos para o número de golpes SPT, procedeu-se a avaliação da capacidade de carga das estacas, uma vez baseada na prova de carga realizada em campo e por meio do método semi-empírico específico para a estaca hélice contínua, Antunes & Cabral (1996), disponível no presente trabalho.

Vale ressaltar que, comparando-se o resultado da capacidade de carga por meio da prova de carga estática com alguns métodos semi-empíricos consolidados, chegou-se a conclusão que o método de Antunes e Cabral (1996) foi o que mais se aproximou do resultado final, resultando assim no motivo da sua escolha.

6.2 Cálculo da capacidade de carga por meio da energia de execução

Segundo Silva (2011), a energia de execução, independentemente do critério de ruptura adotado, é uma proporção direta da capacidade de carga da estaca, seja ela prevista por métodos de dimensionamentos, seja aferida por meio de provas de carga.

Nesse tópico calculou-se a capacidade de carga das estacas P49C, P58CB e P50CA, as três com 50 cm pertencem ao grupo de estacas de 50 cm de diâmetro, mas que estão fora do grupo de controle. A partir do SPT metro a metro obtido na seção anterior, utilizou-se o método de Antunes & Cabral (1996) para calcular a capacidade de carga. Subsequentemente, os valores calculados serão comparados com a prova de carga realizada no local.

Pelo método semi-empírico foi previsto a capacidade máxima de carga de 3885,69kN (396,2tf), 3613,07kN (368,4tf) e 3254kN (331,8tf) para as estacas P49C, P58CB e P50CA, respectivamente. A Figura 6.24 mostrou graficamente a diferença entre a capacidade de carga medida pela prova de carga estática com as três capacidades de carga previstas pelo método semi-empírico.

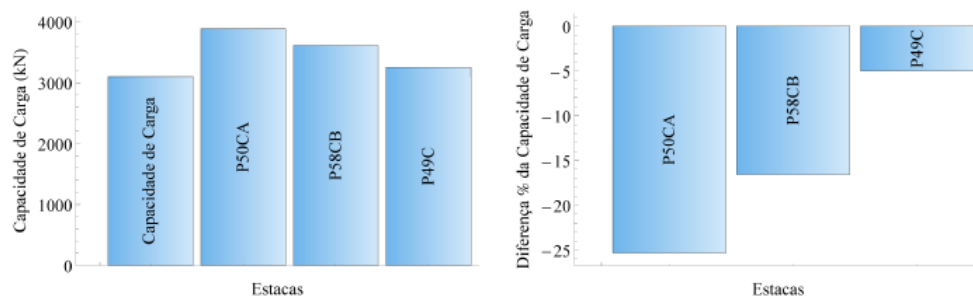


Figura 6.24 - Comparação da capacidade de carga estimada com o valor real

Verificou-se a partir da Figura 6.24 que os valores previstos e o valor real da capacidade de carga das estacas são semelhantes. A diferença máxima apresentada, cerca de 25%, não invalidou a metodologia, uma vez que tais variações são comuns em modelos de previsão de capacidade de carga. Assim, a metodologia utilizada apresentou-se como uma ferramenta útil para prever a capacidade de carga das estacas hélice contínua.

7 CONCLUSÕES

Os resultados apresentados neste trabalho mostraram que a metodologia SCCAP pode ser aplicada para o cálculo de energia de execução de estacas tipo hélice contínua nas condições de um conjunto máquina-operador sistematizado.

Para a execução de estacas tipo hélice contínua, conclui-se que a energia demandada é influenciada pelo tipo e resistência do solo apresentado no perfil geológico e está relacionada à capacidade de carga da estaca.

A ampliação do diâmetro afeta a energia de execução da estaca. Essa influência não é necessariamente proporcional. Ainda, mostrou-se que é possível relacionar os valores do SPT acumulado com a energia de execução acumulada por meio de um modelo matemático robusto e inversível analiticamente.

Por fim, por meio da nova relação proposta para obter a energia acumulada a partir do SPT acumulado (e vice-versa), foi possível calcular a capacidade de carga da estaca. Tal proposição representa um avanço no controle informatizado da energia de execução e avaliação de desempenho de estacas tipo hélice contínua, além de possibilitar a influência positiva na confiabilidade da fundação sob a ótica da obra proposta.

7.1 Sugestões para pesquisas futuras

Para as sugestões de pesquisas futuras, com base em todo conteúdo que foi anteriormente apresentado, estão relacionados os seguintes tópicos:

- Analisar a metodologia proposta em uma maior quantidade de estacas tipo hélice contínua de uma mesma fundação, de forma que possibilite a avaliação estatística da sua geometria;
- Espacializar as informações obtidas das sondagens e dos relatórios do controle do estaqueamento concernetes à fundação, de modo a que se tenha uma melhor visualização para o entendimento;
- Incorporar ao software de rotina de controle a espacialização em tempo real.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 12131. **Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio**. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, RJ, p. 8. 2006.
- ABNT NBR 13208. **Estacas - Ensaio de carregamento dinâmico**. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, RJ, p. 12. 2007.
- ABNT NBR 6122. **Projeto e Execução de fundações**. Rio de Janeiro. 2010.
- ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. 13ª Reimpressão. ed. São Paulo, SP: EDGAR BLÜCHER LTDA, 1983.
- ALONSO, U. R. **Provas de Carga Estática - Evolução dos Sistemas de Reação e da Norma**. Publicação ABMS. São Paulo, SP. 2013.
- CARVALHO, J. C. et al. **Considerações sobre a Análise dos Resultados de Prova de Carga Estáticas**. SEFE IV – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo - SP: [s.n.]. 2008.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. Oficina de textos. São Paulo, SP, p. 96. 2010. volume 1.
- CODEPLAN. **Atlas do Distrito Federal**. Governo do Distrito Federal. Brasília, Distrito Federal, p. 79. 1984.
- CORLESS, R. M. et al. On the Lambert W function. **Advances in Computational Mathematics**, v. 5, p. 329–359, 1996.
- DÉCOURT L. **Fundações: Teoria e prática**. 2ª. ed. São Paulo, SP: PINI Ltda, 1987. 265 p.
- DÉCOURT L.; ALBIERO J.H.; CINTRA J.C.A. **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo, SP: PINI Ltda, 1996. 265-322 p.
- ENGESOL. Carga admissível estrutural. **Revista Engesol - Fundações e Contensões**, Goiânia - GO, p. 21, 2014.
- GEODIGITUS. Manual de instruções SACI2 e SoftSACI2. **Site da Geodigitus**, 2010. Disponível em: <<http://www.geodigitus.com.br/>>. Acesso em: 15 Dezembro 2015.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga.** Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-141/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, p. 243. 2005.

PENNA, A.S.D.; CAPUTO, A.N.; MAIA, C.M.; PALERMO, G.; GOTLIED, MAURI; PARAÍSO, S.C.; ALONSO, U.R.. **Estaca Hélice Contínua – A experiência atual.** São Paulo, SP: ABMS/ABEF, 1999.

RAPHAEL R. Engenharia Teciano, Junho 2013. Disponível em: <<http://engenhariateciano.blogspot.com.br/2013/06/infraestrutura-5-obra-do-inocoop-recebe.html>>. Acesso em: 10 Dezembro 2014.

REINERT, J. **Estudo do comportamento das fundações profundas de obra industrial no litoral fluminense usando abordagem probabilística.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Paraná. Curitiba, p. 182. 2011.

SILVA, C. M. **Energia e Confiabilidade Aplicadas aos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua.** Tese de Doutorado, Publicação G.TD - 070/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, p. 311. 2011.

SILVA, C. M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. **Monitoramento e Controle de Qualidade dos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua Durante a Execução da Obra.** XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Gramado: ABMS - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos. 2010. p. 1-12.

TERZAGHI., K.; PECK., R. B. **Mecánica de suelos en la ingeniería práctica.** II. ed. Barcelona: El Ateneo, 1980, Tradução nossa.

VAN DER VEEN, C. **The bearing capacity of a pile.** 3rd International Conference on Soils Mechanics and Foundations Engineering. Zurich: 2. 1953. p. 84-90.

VAN IMPE, W. F.; VAN IMPE, P.O.; VIGGIANI, C.; RUSSO, G.; BOTTIAU, M. **Load settlement behaviour versus distinctive pile execution parameters.** In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR: DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES. Ghent-Belgium: 3rd. 1998. p. 355-366.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: Teoria e prática.** 2ª. ed. São Paulo, SP: PINI Ltda, 2002. 211-215 p.

W. HACHICH.; F. F. FALCONI.; J. L. SAES ET AL. **Fundações:** Teoria e prática. 2^a. ed. São Paulo, SP: PINI Ltda, 1998.

W. R. ANTUNES.; H. TAROZZO. **Fundações:** Teoria e prática. 2^a. ed. São Paulo, SP: PINI Ltda, 1996. 345-347 p.