



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
CAMPUS II - CAMPINA GRANDE

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS
ROTATIVAS INJETADAS EM UM DEPÓSITO SEDIMENTAR DA
CIDADE DE JOÃO PESSOA**

JULES MOUZALAS DE SOUZA E SILVA

CAMPINA GRANDE

ABRIL-2001

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

**COORDENAÇÃO DOS CURSOS DE PÓS – GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA CIVIL**

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS
ROTATIVAS INJETADAS EM UM DEPÓSITO SEDIMENTAR DA
CIDADE DE JOÃO PESSOA**

Por

Jules Mouzalas de Souza e Silva

CAMPINA GRANDE, ABRIL DE 2001



**UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
COORDENAÇÃO DOS CURSOS DE PÓS – GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA CIVIL**

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS
ROTATIVAS INJETADAS EM UM DEPÓSITO SEDIMENTAR DA
CIDADE DE JOÃO PESSOA**

Por

Jules Mouzalas de Souza e Silva

Esta Dissertação será julgada para obtenção do título de mestre em engenharia civil e poderá ser aprovada em sua forma final pela Banca Examinadora do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Raimundo Leidimar Bezerra

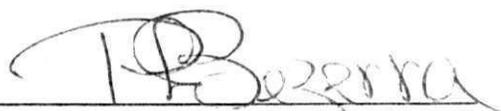
Campina Grande, Abril de 2001

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE
ESTACAS ROTATIVAS INJETADAS EM UM DEPÓSITO
SEDIMENTAR DA CIDADE DE JOÃO PESSOA/PB**

JULES MOUZALAS DE SOUZA E SILVA

DISSERTAÇÃO APROVADA POR:

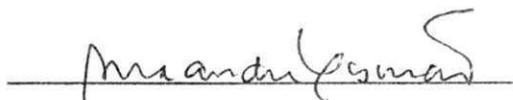
BANCA EXAMINADORA:



Raimundo Leidimar Bezerra, D. Sc.
(Orientador)



Wilson Conciani, D. Sc.
(Examinador)



Alexandre Duarte Gusmão, D. Sc.
(Examinador)

Campina Grande

Abril de 2001

AGRADECIMENTOS

A Deus, por sempre estar ao meu lado, dar força e coragem nos momentos mais difíceis e me ajudar a superar todos os desafios da minha vida com muita dignidade.

Aos meus pais, pelo apoio financeiro neste período, por acreditar no meu empenho e capacidade, e pelo esforço que tiveram durante toda minha vida para me dar a melhor formação possível.

Ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba (CPGEC-UFPB/ Campus II), por me prestigiar com a vaga no curso.

A ATECEL (Associação Técnica Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior) e à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pelo apoio financeiro durante a realização deste trabalho.

Ao Professor orientador Raimundo Leidimar Bezerra, pela orientação fornecida para o desenvolvimento desta dissertação.

Ao Professor Wilson Conciani pela ajuda dada para a realização deste trabalho.

A todos os professores do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFPB/Campus II da área de Geotecnia, pelos conhecimentos transmitidos.

À AGM Geotécnica Ltda, por ter se encarregado de montar e realizar as provas de carga bem como execução das estacas em João Pessoa e também por me fornecer dados necessários a meu trabalho.

A todos aos meus colegas de curso, em especial a Robson Ferreira Lima pela ajuda na parte estética desta dissertação.

DIGITALIZAÇÃO:
SISTEMOTECA - UFCG

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

1.1	Introdução.....	1
1.2	Objetivos.....	1
1.3	Estrutura da dissertação.....	2

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1	Estacas Rotativas Injetadas.....	3
2.1.1	Generalidades.....	3
2.1.2	Execução das Estacas Rotativas Injetadas.....	4
2.1.3	Previsão de Capacidade de Carga das estacas Rotativas Injetadas.....	9
2.1	Capacidade de Carga do Sistema Solo-Estaca.....	11
2.2.1	Classificação dos Métodos para Previsão de Capacidade de Carga em Estacas.....	13
2.2.2	Alguns Métodos para Cálculo de Capacidade de Carga do Sistema Solo-Estaca.....	14
2.2.2.1	Prova de Carga Estática.....	14
2.2.2.2	Método de Décourt-Quaresma.....	20
2.2.2.3	Método de Aoki-Velloso.....	21
2.2.2.4	Método de Philipponnat.....	24
2.2.2.5	Método de Teixeira.....	26
2.2.2.6	Método de Cilindro de Atrito.....	29
2.2.2.7	Método da Universidade de Grenoble.....	31
2.2.2.8	Método de Meyerhof.....	35

2.2.2.9	Método de (MARQUES,1997).....	36
2.3	Avaliação de Parâmetros Geotécnicos.....	38
2.3.1	Generalidades.....	38
2.3.2	Tensão Vertical Efetiva.....	39
2.3.3	Adesão Estaca-Solo.....	40
2.3.4	Ângulo de Atrito da Interface Solo-Estaca.....	40
2.3.5	Coeficiente de Empuxo Horizontal.....	41

CAPÍTULO 3 – CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL E MÉTODOS PARA A REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

3.1	Locais Utilizados para as Provas de Carga.....	43
3.1.1	Generalidades.....	43
3.1.2	Aspectos Geológicos da Região Litorânea da Cidade de João Pessoa.....	44
3.1.3	Características Geotécnicas dos Locais de Execução das Estacas.....	44
3.2	Características das Estacas Ensaçadas.....	47
3.3	Provas de carga.....	48
3.3.1	Generalidades	48
3.3.2	Procedimentos para Execução das Provas de Carga.....	48
3.3.3	Equipamento Utilizado.....	49
3.3.3.1	Macaco Hidráulico.....	49
3.3.3.2	Extensômetros.....	50

CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1	Generalidades.....	51
4.2	Carga de Ruptura das Estacas Ensaçadas.....	51
4.2.1	Obtenção de Parâmetros Relativos ao Solo para Cálculo da Capacidade de Carga.....	52

4.2.2	Procedimentos para Utilização dos Métodos.....	54
4.2.2.1	Métodos à Compressão.....	54
4.2.2.2	Métodos à Tração.....	55
4.2.3	Apresentação dos Resultados.....	56
4.3	Análise dos Resultados Previstos.....	65
4.3.1	Resultados Previstos pelos Métodos à Compressão.....	65
4.3.2	Considerações Finais sobre os Métodos de Previsão de Capacidade de Carga à Compressão.....	67
4.3.3	Resultados Previstos pelos Métodos à Tração.....	67
4.3.4	Considerações Finais sobre os Métodos de Previsão de Capacidade de Carga à Tração.....	68
CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS		
5.1	Conclusões.....	70
5.2	Sugestões para Futuras Pesquisas.....	71
CAPÍTULO 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		
73		
APENDICE.....		
82		

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Etapas da execução da estaca rotativa injetada.....	05
Figura 2.2 – Localização do bulbo em estacas submetidas a esforços de compressão...	07
Figura 2.3 – Localização do bulbo em estacas submetidas a esforços de tração.....	08
Figura 2.4 - Esquema de montagem da prova de carga (LEITE,1998).....	14
Figura 2.5 - Tensões atuantes em uma estaca tracionada (CAMPELO, 1995).....	29
Figura 2.6 - Superfícies de ruptura real e equivalente de estacas tracionadas (CAMPELO,1995).....	32
Figura 2.7 -Diagrama de distribuição de tensões efetivas verticais em uma estaca (CAMPELO,1995).....	39
Figura 3.1 – Croquis da localização do terreno onde foram executados os ensaios.....	43
Figura 3.2 – Perfil de SPT mais próximo das estacas 18, 19, 20.....	45
Figura 3.3 – Perfil de SPT mais próximo das estacas 142, 146, 150.....	46
Figura 3.4 – Distância entre as estacas 17, 18, 19, 20, 21.....	47
Figura 3.5 – Distância entre as estacas 142, 144, 146, 148, 150.....	48
Figura 4.1 – Curva carga x recalque da estaca 19 submetida esforço de Compressão....	57
Figura 4.2 – Curva carga x recalque da estaca 146 submetida esforço de Compressão..	57
Figura 4.3– Valores avaliados para capacidade de carga à compressão, a partir do diâmetro nominal, versus valores medidos em provas de carga.....	58
Figura 4.4 – Valores avaliados para a capacidade de carga à compressão, a partir do diâmetro real, versus valores medidos em provas de carga.....	58

Figura 4.5 – Curva carga x recalque da estaca 18 submetida à tração.....	60
Figura 4.6 – Curva carga x recalque da estaca 20 submetida à tração.....	60
Figura 4.7– Curva carga x recalque da estaca 142 submetida à tração.....	61
Figura 4.8 – Curva carga x recalque da estaca 150 submetida à tração.....	61
Figura 4.9 – Valores avaliados para a capacidade de carga à tração, a partir do diâmetro nominal, versus valores medidos em provas de carga.....	58
Figura 4.10 – Valores avaliados para a capacidade de carga à tração, a partir do diâmetro real, versus valores medidos em provas de carga.....	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Coeficientes de segurança para a capacidade de carga à tração de estacas rotativas injetadas, segundo LEITE (1998).....	10
Tabela 2.2 – Valores de C (kPa) – Fator característico do solo do Método de Décourt – Quaresma (1978).....	21
Tabela 2.3 – Valores de α e K recomendados por Aoki e Velloso (1975).....	23
Tabela 2.4 – Valores de F_1 e F_2 recomendados por Aoki e Velloso (1975).....	23
Tabela 2.5 - Valores do coeficiente α_p em função do tipo de solo.....	25
Tabela 2.6 – Valores do coeficiente α_s em função do tipo de solo.....	25
Tabela 2.7 –Valores do coeficiente α_f em função do tipo de estaca.....	26
Tabela 2.8 – Valores sugeridos do parâmetro α (tf/m ²), relativos à resistência de ponta, para os diversos tipos de estacas.....	28
Tabela 2.9 – Valores sugeridos do parâmetro β (tf/m ²). relativos à resistência de atrito lateral, para diversos tipos de estacas.....	28
Tabela 2.10 – Coeficientes C propostos para as cidades de Recife e Maceió para solos do período geológico Quaternário, segundo MARQUES (1997).....	37
Tabela 2.11 – Coeficientes C propostos para a cidade de Aracajú, para solos do período geológico Quaternário segundo MARQUES (1997).....	37

Tabela 2.12 – Coeficientes C propostos para as cidades de Aracajú, Recife e Maceió, para solos do período geológico Terciário segundo MARQUES (1997).....	38
Tabela 2.13 – Valores sugeridos por POULOS & DAVIS (1980) para α^*	40
Tabela 3.1 – Dimensões das Estacas Ensaaiadas.....	47
Tabela 4.1 – Parâmetros geotécnicos do perfil de solo mais próximo as estacas 142, 146, 150.....	52
Tabela 4.2– Parâmetros geotécnicos do perfil de solo mais próximo as estacas 18, 19, 20.....	52
Tabela 4.3 – Resultados obtidos pelos diversos métodos de estimativa de capacidade de carga à compressão, para as estacas nº 19 e nº 146.....	56
Tabela 4.4 – Resultados avaliados da capacidade de carga à tração para as estacas nº 18 e nº 20.....	59
Tabela 4.5 – Resultados avaliados da capacidade de carga à tração para as estacas nº 142 e nº 150.....	57
Tabela 4.6– Erros percentuais entre os diversos métodos à compressão e as provas de carga nas estacas nº 19 e nº 146.....	64
Tabela 4.7- Erros percentuais entre os diversos métodos à tração e as provas de carga nas estacas nº 18 e nº 20.....	64
Tabela 4.8- Erros percentuais entre os diversos métodos à tração e as provas de carga nas estacas nº 142 e nº 150.....	65

LISTA DE ABREVIATURAS E SIMBOLOS

Q_u	Capacidade de carga última ou carga de ruptura da estaca.
Q_p	Parcela da capacidade de carga resistida pela ponta da estaca.
Q_l	Parcela da capacidade de carga resistida pelo atrito lateral ao longo do fuste da estaca.
A_p	Área da base da estaca.
r_p	Resistência de ponta da estaca.
p	Perímetro da seção transversal do fuste da estaca.
l	Espessura da camada onde se desenvolve o atrito lateral.
r_l	Atrito lateral unitário.
σ_r	Tensão de ruptura da base da estaca.
c	Coesão do solo.
γ	Peso específico do solo.
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo.
D	Diâmetro da base, ou lado, da seção transversal da estaca.
τ	Atrito ao longo da superfície de ruptura da estaca.
c_a	Adesão estaca-solo.
δ	Ângulo de atrito da interface solo-estaca.
H	Profundidade da estaca.
CPT	Cone Penetration Test.
SPT	Standard Penetration Test.
q_c	Resistência de ponta medida no CPT.
f_s	Atrito lateral unitário na camisa de atrito de Begemann (CPT).
N	Número de golpes para penetração de 30 cm do amostrador obtidos no ensaio SPT.

\bar{N}	Média entre os SPT's na profundidade da ponta da estaca. Isto é, média entre valores na ponta, imediatamente acima e imediatamente abaixo.
C	Fator característico do solo do método Décourt-Quaresma.
Q_f	Peso da fundação.
Q_{lu}	Resistência lateral última ao longo da superfície de ruptura.
σ'_{vm}	Tensão vertical efetiva média.
K_h	Coefficiente de empuxo horizontal.
λ	Ângulo da superfície de ruptura com a vertical no método de Grenoble.
$Q_{f\phi}$	Termo de atrito do Método de Grenoble.
Q_{fc}	Termo de coesão no Método de Grenoble.
Q_p	Termo de sobrecarga Método de Grenoble.
q_0	Sobrecarga uniforme infinitamente extensa atuante na superfície do terreno.
Q_γ	Termo do peso próprio do solo no Método de Grenoble.
A_l	Área lateral enterrada da estaca no Método de Grenoble.
$M_c, M_\phi,$	
M_γ, M_q	Coefficientes adimensionais de capacidade de carga à tração no Método de Grenoble.
f/H	Coefficiente de empuxo no Método de Grenoble.
r_{lc}	Resistência lateral em estacas comprimidas.
r_{lt}	Resistência lateral em estacas tracionadas.
Δr	Recalque de ruptura convencional.
Q	Carga convencional no método da NBR 6122/96.
L	Comprimento da estaca.
A	Área da seção transversal da estaca.

E	Módulo de elasticidade do material da estaca.
α	Coefficiente que depende da forma da curva no Método de Van der Veen.
b	Ponto de interseção da reta procurada no Método de Van der Veen com o eixo das abscissas.
$L_{crit.}$	Profundidade crítica.
c_u	Coesão não drenada do solo.
α^*	Coefficiente de adesão.
R_M	Rugosidade entre o solo e a face do concreto nas estacas.
D_{60}, D_{50} e D_{10}	Diâmetros das partículas com 60, 50 e 10% dos grãos menores do solo ou dos agregados finos do concreto.
R_R	Rugosidade relativa da interface solo-estaca.
R_C	Rugosidade da superfície do concreto.
R_S	Rugosidade do solo.
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso.
E_a	Empuxo ativo do solo.
E_f	Empuxo hidrostático da lama bentonítica.
K_a	Coefficiente de empuxo ativo.
γ_f	Densidade da lama bentonítica.
FS	Coefficiente de segurança.
H_c	Altura crítica de escavação.
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
NBR	Norma Brasileira - ABNT.
MB	Método Brasileiro - ABNT.

VDV	Van de Veen.
N.A.	Nível d'água do lençol freático.
OCR	Razão de pré-adensamento.
SML	Slow Maintained Load – Carregamento Lento em Estágios.
QML	Quick Maintained Load – Carregamento Rápido em Estágios.
CRP	Constant Ratio Penetration – Carregamento a uma velocidade de penetração constante.
CLT	Cyclic Load Test – Carregamento em Ciclos de Carga e Descarga.
API	American Petroleum Institute.

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ROTATIVAS INJETADAS EM UM DEPÓSITO SEDIMENTAR DA CIDADE DE JOÃO

PESSOA

RESUMO

Este trabalho trata da avaliação da capacidade de carga à tração e compressão de estacas Rotativas Injetadas, executadas num depósito sedimentar da região litorânea da Cidade de João Pessoa/PB. Este tipo de estaca escavada de pequeno diâmetro, surgida na década de 80 na Cidade de Maceió – AL. Neste trabalho, analisam-se os desempenhos dessas estacas quando submetidas a esforços de tração e compressão, através de provas de carga, comparando-se com os resultados obtidos pelos métodos teóricos e semi-empíricos de avaliação de capacidade de carga. Assim, apresentam-se quais os métodos que melhor avaliaram as prováveis cargas de ruptura dessas estacas. O trabalho fundamenta-se na execução de 4 provas de carga à tração e 2 provas de carga à compressão nas estacas analisadas, e nas sondagens à percussão realizadas no local.

LOAD BEARING CAPACITY EVALUATION OF INJECTED ROTATED PILES
IN A SEDIMENTAR DEPOSIT IN JOAO PESSOA CITY

ABSTRACT

This thesis deals with the load bearing capacity evaluation of injected rotated tension and compression piles in a sedimentar deposit in the coast of Joao Pessoa city. This type of piles has a small diameter and was originated in Maceio city in 80's. In this thesis the performance of this type of piles is evaluated when the piles are subjected to tension and compression loads using field tests. The fields' results obtained by theoretical and empirical methods are compared. Hence, the results that better represents the ultimate failure load are showed. The thesis work is based on 4 tension tests, 2 compression tests done in the piles as well as in the standard penetration tests.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

1.1– Introdução

Muitas vezes, em decorrência do perfil do solo apresentar camadas de alta resistência, fica impossibilitada a utilização de estacas de deslocamento, pois a cravação da mesma poderia danificar sua estrutura. Algumas vezes, quando além de existência de camadas de alta resistência no perfil do solo, existam edificações antigas nas proximidades de uma determinada obra, fica restringida a utilização de estacas de deslocamento.

Como forma de superar estes problemas de execução dessas estacas, originou-se em Maceió, na segunda metade da década de 80, as estacas Rotativas Injetadas. São estacas escavadas de pequeno diâmetro (diâmetro máximo de 45cm) executadas com perfuratrizes comuns.

No Brasil, foram desenvolvidos vários métodos semi-empíricos para determinação da capacidade de carga de estacas. Estes métodos se basearam na utilização de determinadas estacas em solos específicos de determinada região. Deve-se, portanto, ter uma certa cautela quando extrapolados os métodos semi-empíricos para outras regiões.

MARQUES (1997) utilizou o método de Décourt-Quaresma para avaliar a capacidade de carga dessas estacas, ajustando os coeficientes do método para as regiões de Maceió, Recife e Aracajú, através de provas de carga realizadas nestas regiões em estacas rotativas injetadas.

1.2– Objetivos

Esta pesquisa tem por objetivo avaliar a capacidade de carga de estacas rotativas injetadas em um depósito sedimentar da região litorânea da Cidade de João Pessoa. Esta

avaliação será feita através de vários métodos semi-empíricos e teóricos, comparando-os com os resultados de provas de carga realizadas nas estacas, com a finalidade de verificar qual ou quais os métodos que melhor se ajustam ao solo e à região, de forma a orientar os projetistas de fundações na avaliação da capacidade de carga dessas estacas.

1.3 – Estrutura da Dissertação

Nesta dissertação os assuntos estão divididos em seis capítulos e um anexo.

No Capítulo 1 tem-se a introdução, onde se expõem as peculiaridades das estacas rotativas injetadas. Também é relatado como surgiu este tipo de estaca, e quais os objetivos a serem atingidos nesta pesquisa.

No Capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica a respeito das estacas Rotativas Injetadas, e faz-se uma discussão sobre as mais diversas formas de se avaliar a capacidade de carga do conjunto solo-estaca quando solicitado por esforços de compressão e de tração. Por fim, comenta-se a respeito dos parâmetros geotécnicos envolvidos na determinação da capacidade de carga do sistema solo-estaca.

O relato dos aspectos geotécnicos da Cidade de João Pessoa, bem como todo o procedimento utilizado na execução e montagem das provas de carga, são apresentados no Capítulo 3.

No Capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados avaliados para a capacidade de carga nas estacas pelos vários métodos teóricos e semi-empíricos, bem como os resultados de capacidade de carga obtidos pelas provas de carga, através do Método de extrapolação de Van der Veen.

No Capítulo 5 tem-se as conclusões e as sugestões para futuras pesquisas. No Capítulo 6 encontram-se listadas todas as referências bibliográficas utilizadas na dissertação.

Os resultados dos ensaios de prova de carga estão contidos no Apêndice I.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Estacas Rotativas Injetadas

2.1.1 – Generalidades

O crescimento vertical de Maceió começou no início da década de 80, se deu principalmente nos bairros de classe média à alta que estão situados na região litorânea. O perfil geotécnico típico da cidade apresenta uma camada de areia compacta entre 2 e 5m de profundidade, o que era um grande obstáculo para execução de fundações profundas naquelas áreas. As estacas pré-moldadas danificavam-se ao tentar atravessar esta camada. As estacas tipo Franki passavam, mas causavam danos toda a vizinhança com prejuízos financeiros para o construtor e problemas de embargamento das obras por parte do poder judiciário. As estacas metálicas atravessavam a camada com menos vibrações, mas as grandes profundidades necessárias ao assentamento de suas pontas redundavam em altíssimos custos financeiros, incompatíveis com os valores das edificações. As estacas do tipo Strauss não eram adotadas em decorrência da pequena profundidade do lençol freático e das dificuldades de furar a camada resistente com “piteiras” (sondas usadas na execução das estacas Strauss, na perfuração) (MARQUES,1997).

Necessitava-se, então, de um tipo de estaca de baixo custo que ultrapassasse a camada resistente sem as indesejáveis vibrações. Surgiu a estaca raiz, mas a execução tinha custos financeiros altos para o porte das edificações da região. Então, gradativas mudanças na forma de execução foram operadas e resultou no surgimento de um novo tipo de estaca, hoje conhecida em várias cidades do Nordeste brasileiro, pelo nome de “Estaca Rotativa Injetada” (MARQUES, 1997).

Segundo MARQUES (1997), a falta de experiência e do conhecimento quanto ao desempenho dessas estacas implicaram, inicialmente, em projetos de fundações, na maioria das vezes, muito conservadores. Com a aquisição de dados de pesquisas, realização de provas de carga e ajustes de coeficientes dos vários métodos de dimensionamento de estacas, a tendência é que os projetos se tornem cada vez mais econômicos e seguros.

MARQUES (1997) afirma que o processo de execução das estacas rotativas injetadas com a utilização de peças cortantes e bombas, capazes de provocarem pequenas e grandes rupturas hidráulicas ao longo da perfuração, com conseqüente variação do diâmetro do fuste e a capacidade de atravessar estratos de altíssima resistência à penetração, transmitia segurança na previsão da capacidade de carga. Por outro lado, nos terrenos em que a natureza do subsolo não permitia a variação natural do fuste, pela capacidade erosiva da bomba, resultava em estacas de baixa capacidade de carga.

2.1.2 - Execução das Estacas Rotativas Injetadas

As estacas Rotativas Injetadas são executadas por meio de perfuratrizes capazes de perfurar mais de 30m em terrenos de subsolos em que ocorram estratos de alta resistência, com diâmetro de 10 a 45cm. As perfurações são feitas com circulação de lama ou com água (quando o terreno permite), injetadas por meio de motobombas. A execução, cujos detalhes estão mostrados na Figura 2.1, segue as seguintes etapas:

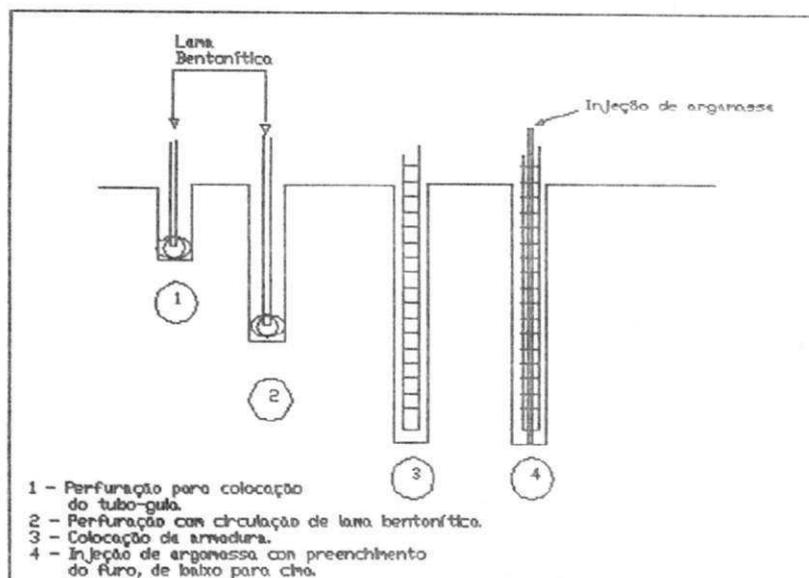


Figura 2.1 – Etapas da execução da estaca rotativa injetada

1 - execução de um furo com diâmetro um pouco maior que o tubo guia, com profundidade média de 1,5m e colocação de um tubo guia (1,5m) com diâmetro interno um pouco maior que o nominal da estaca;

2 - perfuração, com circulação de lama, com sapatas cortantes, com diâmetro igual ao nominal da estaca até a profundidade desejada;

3 - colocação da armadura;

4 - injeção de argamassa, através de tubo com 38mm de diâmetro. A argamassa desce por este tubo, atinge o fundo da escavação e sobe ocupando o espaço existente entre o tubo e a parede do furo, até transbordar na superfície. Ao subir, empurra para fora da escavação toda lama que existia dentro do furo.

Segundo MARQUES (1997), em terrenos cujo lençol freático situa-se em profundidades superiores a 2 metros, em relação à cabeça da estaca, faz-se a perfuração sem o tubo-guia.

Esta argamassa de enchimento do fuste é confeccionada, em geral, com traço 1:2 (areia:cimento) e fator água/cimento variável entre 0,8 e 1,0. Nestas condições, esta argamassa apresenta um f_{ck} médio de 22MPa, peso específico em estado fluido de 19,0 a 19,5kN/m³ e peso específico em estado sólido de 20,0 a 20,5kN/m³.

MARQUES (1997) mostra que as estacas rotativas injetadas, quando executadas em terrenos arenosos com compactidade de muito fofa a pouco compacta, tem o diâmetro do fuste cerca de 30% a maior que o diâmetro da peça cortante que executou a escavação. Já em terrenos de maior compactidade ou argilosos o fuste é aproximadamente igual ao da peça cortante. Quando existe transição entre as citadas camadas ou que ocorre é a variação natural do diâmetro do fuste da estaca. Essa variação provoca um aumento na capacidade de carga das estacas.

A necessidade de se ter uma melhor capacidade de carga, independente ou não da variação natural do fuste, fez surgir a estaca rotativa injetadas com múltiplas bases (ou bulbos). Os bulbos são alargamentos propositais executados no fuste das estacas. São executados logo após a etapa de perfuração da estaca. Substituindo a peça cortante por um “bico”, inclinado e com a haste em movimento rotativo provoca-se rupturas hidráulicas localizadas com o conseqüente alargamento do fuste. Os bulbos são executados acima de camadas resistentes, quando a estaca for trabalhar à compressão, e abaixo, quando caso a mesma for trabalhar à tração. As Figuras 2.2 e 2.3 esquematizam o locais onde os bulbos são executados.

Com relação ao aumento de capacidade de carga do conjunto solo-estaca, MARQUES *et alli* (2000) chegaram à conclusão que uma estaca rotativa injetada com bulbo tem a capacidade de carga cerca de 1,5 a 2,0 vezes à capacidade de outra estaca

rotativa injetada sem bulbo, porém com as mesmas características (diâmetro, comprimento e perfil de subsolo).

Para se ter uma noção dos alargamentos provocados pelos surgimentos desses bulbos, em uma estaca com diâmetro em torno de 30 e 40cm executada em terrenos arenosos, o alargamento fica situado em torno de 65 e 75cm, o que provoca uma maior capacidade de carga por parte da estaca. Segundo MARQUES (1997), o comprimento desses bulbos é da ordem de 35cm. Quando a estaca for trabalhar à compressão, o alargamento deve ser feito acima da camada de maior compactidade, como mostrado na Figura 2.2. Caso a estaca for trabalhar à tração o alargamento deve ser feito abaixo da camada de maior compactidade, como mostrado na Figura 2.3.

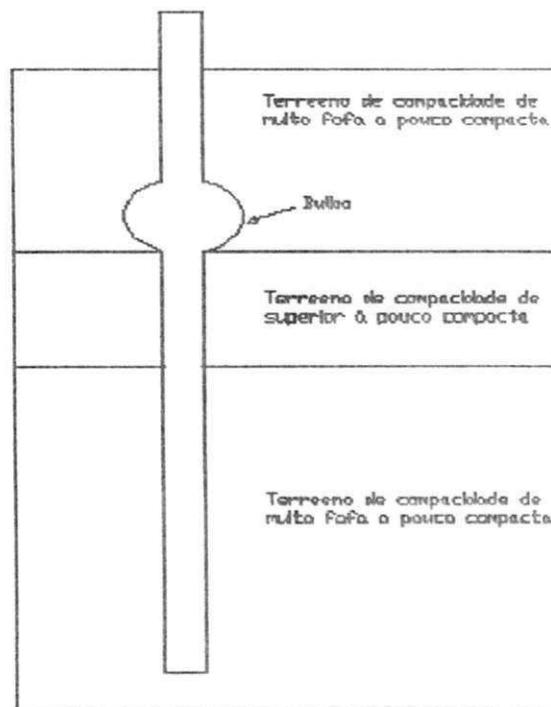


Figura 2.2 – Localização do bulbo em estacas submetidas a esforços de compressão.

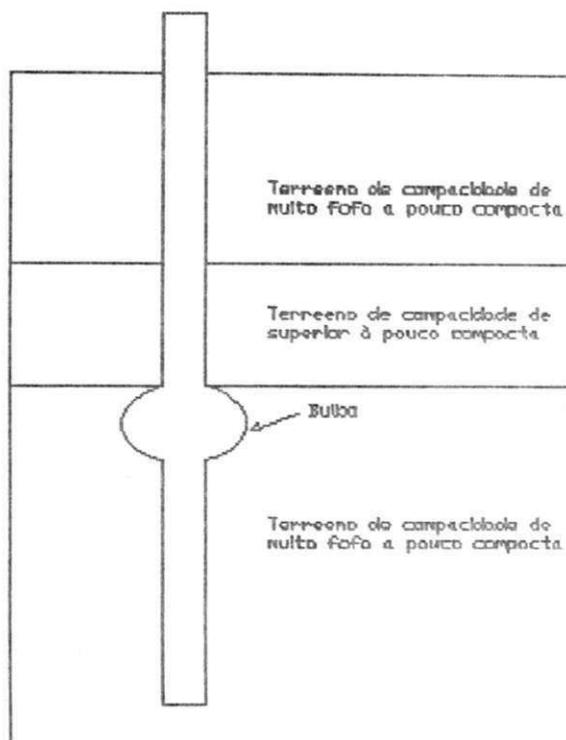


Figura 2.3 – Localização do bulbo em estacas submetidas a esforços de tração.

MARQUES *et alli* (2000) constataram que a capacidade de carga de estacas Rotativas Injetadas é muito alta, tanto à tração quanto à compressão, quando apoiadas em rocha. Nestas condições podem ser bastante curtas.

No processo executivo de estacas escavadas, o problema da estabilidade dos furos executados com fluido estabilizante é fundamental. Um dos problemas encontrados é injetar argamassa (ou concreto) longo tempo após a conclusão da perfuração, com a lama já em estado gel, sem antes promover a sua volta ao estado líquido por meio de recirculação. Se a injeção da argamassa for por gravidade, e não por bombeamento, a probabilidade de insucesso é muito grande.

2.1.3 - Previsão de Capacidade de Carga das Estacas Rotativas Injetadas

Quanto à execução das estacas e previsão da capacidade de carga das estacas rotativas injetadas, existem algumas considerações a fazer: nível do lençol freático e dispersão dos valores de capacidade previstos em relação aos medidos.

Quando o nível do lençol freático for alto, típico do litoral nordestino onde a maioria das estacas Rotativas Injetadas é executada, haverá um grande risco de contaminação da lama bentonítica pela água do mar. Devido a esta contaminação, a lama pode perder a sua propriedade tixotrópica e, conseqüentemente, comprometer a estabilidade da escavação. No entender do autor, poderá haver tanto contaminação da argamassa por matéria orgânica quanto estrangulamento do fuste da estaca. Em ambos os casos irá haver comprometimento da capacidade estrutural da estaca e, conseqüentemente, comprometimento da segurança da fundação. O problema, também na opinião do autor, pode se tornar mais grave em camadas de argila mole.

Comparando-se resultados de provas de carga em estacas Rotativas Injetadas com o cálculo através de métodos estáticos e semi-empíricos, observa-se grande disparidade entre os valores dos mesmos. Isso se explica pelo fato de que nenhum método consagrado foi desenvolvido para estacas com suas peculiaridades, nem em solos da região nordestina. Tem sido uma preocupação dos pesquisadores adequar alguns métodos estáticos para as particularidades morfológicas da estaca, bem como ajustar os coeficientes dos métodos semi-empíricos relativos ao solo e à realidade nordestina.

Em pesquisas anteriores MARQUES (1997), LEITE (1998) e FARIAS (1999), utilizaram diâmetros nominal e real para calcular a capacidade de carga de uma estaca rotativa injetada. Nominal é o diâmetro do fuste da estaca e o real é o nominal acrescido

de 30%. Faz-se estes dois cálculos, pois se considera que a estaca varia o diâmetro de seu fuste. Esta variação se deve à existência de terrenos de compacidade variada ao longo das camadas de solo da região litorânea do nordeste.

FARIAS (1999), estimando a capacidade de carga de estacas Rotativas Injetadas à compressão através de métodos semi-empíricos em Maceió, chegou a conclusão que para estacas com 25cm de diâmetro e 12m de comprimento os valores teóricos subestimavam os valores medidos através de provas de carga. Já para estacas de maior capacidade de carga (40cm de diâmetro e 15m de comprimento) os valores teóricos se aproximavam bastante dos medidos em prova de carga.

Ao comparar provas de carga à tração em estacas Rotativas Injetadas na cidade de Maceió com os avaliados pelos métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Grenoble, Cilindro de Atrito e Meyerhof, LEITE (1998) encontrou uma grande dispersão de valores, sendo que os métodos que mais se aproximaram dos valores medidos foram os de Aoki-Velloso e Grenoble. Devido às incertezas obtidas nos cálculos, ele propôs coeficientes de segurança, apresentados na Tabela 2.1 para cada um dos cinco métodos.

Tabela 2.1 - Coeficientes de segurança para a capacidade de carga à tração de estacas Rotativas Injetadas, segundo LEITE (1998).

Método	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Cilindro de Atrito	Grenoble	Meyerhof
C.S.	2,0	3,5	2,5	2,0	3,0

LEITE (1998) e FARIAS (1998) perceberam que para estacas Rotativas Injetadas de menores dimensões os métodos semi-empíricos tendem a subestimar os

valores obtidos em provas de carga; já com o aumento das dimensões a tendência é superestimar tais valores.

Uma conclusão unânime dos autores que já pesquisaram as estacas rotativas injetadas, é que existe ainda uma grande dispersão nos valores de sua previsão de capacidade de carga através dos vários métodos consagrados. Esse fato se explica com base no fato de que nenhum método consagrado foi desenvolvido para estacas com as peculiaridades morfológicas das rotativas injetadas nem para as regiões onde freqüentemente as mesmas são executadas.

2.2 - Capacidade de Carga do Sistema Solo-Estaca

A capacidade de carga do sistema solo-estaca é determinada através da resistência devida ao atrito entre o solo e o fuste da estaca, e a resistência desenvolvida na ponta da estaca.

Dessa forma, a capacidade de carga de uma estaca é dada por:

$$Q_u = Q_p + Q_l \quad (2.1)$$

Sendo:

Q_p – parcela da capacidade de carga resistida pela ponta da estaca;

Q_l – parcela da capacidade de carga resistida pelo atrito lateral ao longo do fuste da estaca.

Com:

$$Q_p = A_p \cdot r_p \quad (2.2)$$

A_p – área da base da estaca;

r_p – capacidade de carga do solo na posição de ponta;

e

$$Q_l = \sum p.l.r_l \quad (2.3)$$

p – perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

l - espessura da camada onde se desenvolve o atrito lateral;

r_l – atrito lateral unitário

MASSAD *et alii* (1994) comentam que para prever a capacidade de carga do sistema solo-estaca, tem-se que se levar em conta o processo executivo da estaca, a interferência das estacas vizinhas e o fenômeno de relaxação ou densificação dos solos. Além de tudo, comentam ainda que o solo é um material natural de difícil modelagem.

Ao submeter estacas escavadas instrumentadas (diâmetros de 35, 40 e 50cm, e comprimentos de 10 metros), executadas no campo experimental da USP – São Carlos, em sucessivas provas de cargas (lentas e rápidas), SACILOTTO (1994) concluiu que a total mobilização da resistência lateral se dá com um deslocamento da ordem de 5mm a 10mm e que para atingir a resistência de ponta última é necessário que ocorra um deslocamento da ordem de 35% a 40 % do diâmetro da ponta da estaca.

2.2.1 – Classificação dos Métodos para Previsão de Capacidade de Carga em Estacas

Existem basicamente quatro tipos de métodos para calcular a capacidade de carga de estacas:

a) Métodos Teóricos

São métodos desenvolvidos dentro da mecânica dos solos, cujos parâmetros do solo são determinados em laboratório e que suas formulações têm totais embasamentos teóricos.

b) Métodos Semi-Empíricos

São aqueles em que as propriedades dos solos são estimadas com base em correlações com ensaios de campo, para em seguida serem utilizadas em fórmulas teóricas, adaptadas ou não.

A essência desses métodos está na escolha dos parâmetros que se vai usar nas suas expressões. Geralmente estes parâmetros são estabelecidos ou aferidos através de provas de carga. Existem várias formas de se estimar os parâmetros, tais como através do SPT, CPT, DMT, PMT. A maior dificuldade do engenheiro de fundações no Brasil é contar com poucos dados para projeto, quase que na totalidade dos casos apenas com o SPT, que é um ensaio com muitas virtudes, porém com algumas falhas, como ser totalmente empírico.

c) Métodos Dinâmicos

A NBR 6122/96 define métodos dinâmicos como aqueles utilizados para estimativa de capacidade de carga de fundações profundas, baseados na previsão e/ou verificação do seu comportamento sob ação de carregamento dinâmico.

d) Provas de Carga Estática

Uma prova de carga estática consiste na aplicação de esforços estáticos crescentes às estacas e o registro de seus deslocamentos correspondentes. Os esforços podem ser axiais (tração e compressão) e transversais. A partir da curva carga-deslocamento pode-se prever o desempenho da estaca, tanto ao nível de capacidade de carga quanto a possíveis recalques.

2.2.2 - Alguns Métodos para Cálculo de Capacidade de Carga do Sistema Solo-Estaca

2.2.2.1 - Prova de Carga Estática

A Figura 2.4 mostra como é o esquema geral da montagem de uma prova de carga estática à compressão.

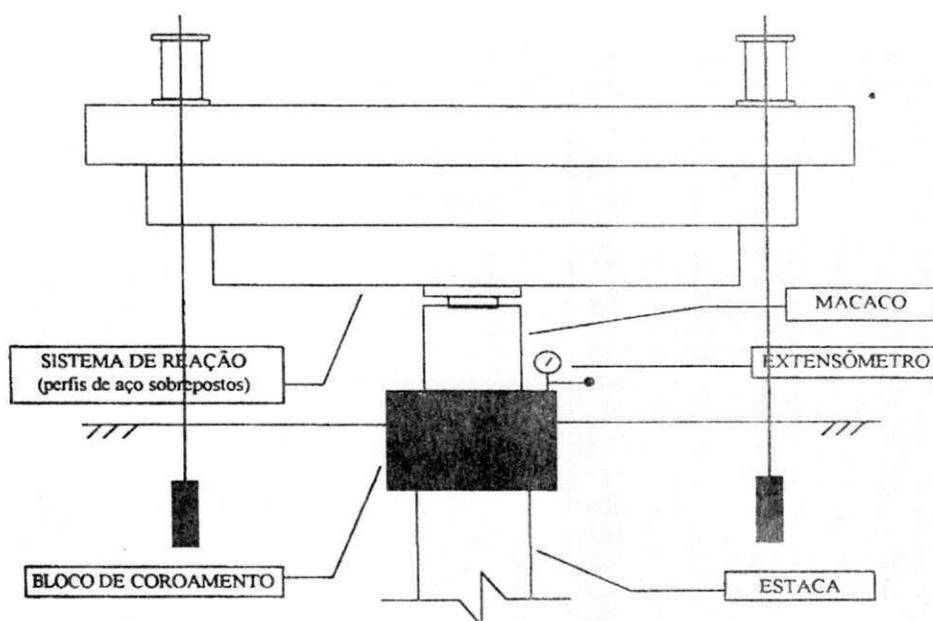


Figura 2.4 – Esquema de montagem da prova de carga (LEITE, 1998).

A execução de uma prova de carga no Brasil é regida pelo método MB – 3472, de novembro de 1991, da ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

A desvantagem deste método está no custo elevado para sua execução, tempo demandado para a sua execução e a necessidade de executar-se uma estaca antes do

projeto, o que nem sempre é realizado, fazendo-se normalmente a prova de carga quando todo o estaqueamento está parcial ou totalmente executado.

Generalidades

Dentre os ensaios de campo utilizados na engenharia de fundações, destacam-se as provas de carga estáticas como um dos mais importantes. Seu emprego no Brasil data provavelmente de 1928, quando foi realizado o estudo das fundações do Edifício Martinelli em São Paulo. Deve-se este fato à confiabilidade dos resultados quanto às informações sobre capacidade de carga e deformações, dos solos ou do conjunto solo-elemento estrutural de fundação. VARGAS (1990) cita os ensaios históricos sobre as estacas do tipo Franki realizados pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo, em duas obras: em 1936 na Estação da Estrada de Ferro Nordeste em Bauru, e em 1942 no Instituto de Resseguros do Brasil no Rio de Janeiro. Associa-se, desta forma, a história do ensaio de provas de carga no Brasil ao IPT, à empresa Estacas Franki e ao Professor Antônio José da Costa Nunes (NIYAMA *et alli*, 1996).

MASSAD *et alii* (1998) afirmam que, embora os engenheiros tenham tentado prever o desempenho das estacas através de vários métodos semi-empíricos e teóricos, a melhor maneira de prever-se é através de provas de carga.

Apesar da evolução dos métodos teóricos e semi-empíricos para a estimativa da capacidade de carga em estacas, a prova de carga ainda é a forma mais confiável de avaliação da carga que a estaca pode resistir. Também tem a vantagem de simular a carga de trabalho que a estaca vai ser submetida para verificação do comportamento da mesma.

A finalidade de uma prova de carga não se limita à verificação de recalques e ruptura de uma fundação, serve também para se analisar o desempenho estrutural do

elemento da fundação e ainda serve para alimentar banco de dados com fins de estudos, pesquisas e projetos.

Existem várias modalidades para realizar ensaios de prova de carga em estacas, entre elas podem-se destacar: carregamento lento, carregamento rápido, carregamento cíclico e de penetração constante.

a) SML (“Slow Maintained Test” - Carregamento Lento)

Nesta modalidade, aplicam-se carregamentos iguais e sucessivos. Em cada estágio a carga aplicada não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca. A duração mínima de cada estágio é 30min e a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos. Nestes estágios os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se leituras decorridos 2min, 4min, 8min, 15min e 30min, contados a partir do estágio. Caso nos primeiros 30 min não tenha havido a estabilização, novas leituras serão realizadas a cada 30min, até se atingir a estabilização.

Este tipo de prova de carga é a mais indicada quando se deseja acompanhar o desempenho das estacas quanto aos recalques.

b) QML (“Quick Maintained Test” –Carregamento Rápido)

Assim como no ensaio de carregamento lento, no ensaio rápido também o carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos. A cada estágio não devem ser aplicadas cargas superiores a 10% da carga de trabalho prevista para a estaca a ser ensaiada, e mantida durante 5min, independente da estabilização dos deslocamentos. Em cada estágio, os deslocamentos são lidos obrigatoriamente no início e no final do estágio. Atingida a carga máxima do ensaio, o descarregamento deve ser feito em quatro estágios, cada um mantido por 5min, com a leitura dos respectivos

deslocamentos. Após 10min do descarregamento total, deve ser feita uma leitura final (ABNT – NBR – 12131 / 91).

Os resultados obtidos para a determinação da capacidade de carga de estacas através de provas de cargas realizadas com carregamento lento não apresentam diferenças significantes em relação ao carregamento rápido. A esta conclusão chegaram dois autores, ALONSO (1995) quando realizou ensaios em estaca tipo raiz de provas de carga à tração e SACILOTTO (1994) para estacas pré-moldadas ensaiadas à compressão. Estes autores sugerem a utilização rotineira do ensaio de carregamento rápido, quando se deseja determinar a carga última de uma estaca, para que se obtenham ganhos consideráveis de tempo e custo.

MELLO (1975) recomendou a execução de provas de carga utilizando carregamento lento na fase de tensões inferiores à admissível, para acentuar os recalques, e, a partir daí, do tipo rápido, para minimizar a tensão de ruptura.

c) CRP (“Constant Ratio of Penetration Test” – Carregamento com uma Velocidade de Penetração Constante)

Nesta prova de carga, o carregamento se faz de forma contínua até que não mais cresça com a penetração, ou seja, até atingir-se a capacidade de carga limite da estaca. Normalmente a velocidade média de penetração situa-se em torno de 0,75mm/min. Segundo AOKI *et alii* (1996), as leituras de carga e recalque são feitas a cada 2min, e o ensaio é levado em geral até um recalque máximo de 5 a 7,5cm, ou até a capacidade limite do sistema de reação.

d) CLT (“Cyclic Load Test” – Carregamento em Ciclos de Carga e Descarga)

Segundo MARQUES (1997), nesta modalidade de ensaio a estaca é carregada até 1/3 da carga prevista de trabalho. Logo em seguida a estaca é descarregada até a metade da carga anteriormente aplicada. Após este primeiro ciclo, repete-se o mesmo procedimento anteriormente descrito por 20 vezes, aumenta-se a carga em 50%, e repete-se o procedimento medindo o deslocamento do topo do elemento ensaiado.

Segundo AOKI *et alli* (1996), os resultados desse tipo de ensaio tem sido muito utilizado para obtenção das parcelas de resistência localizadas em estaca, ponta e atrito lateral.

Muito cuidado deve-se tomar ao comparar as várias formas de ensaios acima descritos entre si ou com obras de engenharia. Em provas de carga o carregamento vai de zero até, às vezes, a carga de ruptura em questão de horas ou poucos dias. Em obras isso normalmente não ocorre. Segundo MILITISKI (1991), a velocidade de solicitação influi na resistência ao cisalhamento dos solos, especialmente das argilas, alterando o comportamento das fundações em solos argilosos. A elevada velocidade de carregamento provoca aumento de capacidade de carga e de rigidez.

Interpretação dos Resultados de Provas de Carga

A prova de carga indica o comportamento do conjunto solo-estaca quando solicitado por um carregamento. Nem sempre se obtém uma ruptura nítida do conjunto, pois muitas vezes não se tem sistema de reação suficiente nem se deseja atingir a ruptura. Quando isso ocorre, existe a necessidade de se interpretar a curva carga-recalque da prova de carga com o objetivo de se determinar a sua carga de ruptura, bem como os possíveis recalques.

Ao se submeter estacas a provas de carga consecutivas, ALBIERO *et alii* (1994) notaram que se aumenta a capacidade de carga do conjunto solo-estaca praticamente à custa de um crescimento de reação da ponta. Notou-se, porém, que há uma tendência da resistência lateral diminuir em valor absoluto, à semelhança da resistência ao cisalhamento pós-pico, característica de grandes deformações cisalhantes.

Sobre a distribuição do atrito lateral ao longo do fuste, MANTILLA *et alii* (1994) mostram que em provas de cargas estáticas lentas e rápidas em estacas escavadas e instrumentadas (diâmetro de 35, 40 e 50cm, e comprimento de 10 metros), nos primeiros estágios do carregamento, a distribuição do atrito lateral apresenta valores maiores no trecho superior do fuste da estaca, fato que ocorre até 50% a 65% da carga máxima da prova de carga. Para carregamentos maiores, valores maiores tendem a se localizar no trecho central da estaca e menores no topo e na ponta.

Determinação da Carga de Ruptura

Se a curva carga–recalque de uma prova de carga não apresentar uma ruptura nítida do conjunto solo-estaca, utilizam-se expressões matemáticas para extrapolá-la e se obter a carga última de tal conjunto.

Os métodos mais utilizados no Brasil para a determinação de carga de ruptura de uma fundação através da extrapolação da curva carga-recalque de uma prova de carga são os propostos por Mazurkiewicz e o de Van der Veen(1953).

MASSAD (1986) afirma que tanto o método de extrapolação de Mazurkiewicz quanto o de Van der Veen, pelo menos teoricamente, deveriam fornecer o mesmo valor para a carga de ruptura.

DÉCOURT (1998) recomenda a aplicação do método de Van der Veen somente se as estacas são de deslocamento, o carregamento for monotônico e a prova é levada a dois terços da carga de ruptura. Entretanto, tem-se verificado que a maior limitação da

aplicação destes métodos (de extrapolação em geral) é a falta de definição da forma da curva carga-deslocamento.

2.2.2.2 - Método de Décourt-Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma (1978) apresentaram um processo de avaliação de capacidade de carga de estacas com base nos valores de N_{SPT} e do tipo de solo. Esse método, originalmente previsto para estacas de deslocamento, foi adaptado posteriormente com o objetivo de adequá-lo para outros tipos de estacas.

Neste método, obtém-se r_l e r_p por:

$$r_l = 10 \cdot \left(\frac{N}{3} + 1 \right) kPa \quad (2.4)$$

Sendo:

N – valor do SPT médio para a camada considerada, não se adotando valores de N inferiores a 3 nem superiores a 15, se a estaca é do tipo pré-moldada ou Franki, ou 50 se a estaca é do tipo escavada com auxílio de lama bentonítica.

$$r_p = C \cdot \bar{N} \quad (2.5)$$

Sabendo-se que:

\bar{N} – média entre os SPT's na profundidade da ponta, imediatamente acima e imediatamente abaixo.

C – fator característico do solo.

A Tabela 2.2 apresenta os valores do fator característico dos solos C , sugeridos pelos autores do método.

Tabela 2.2 – Valores de C (kPa) – Fator característico do solo do método de Décourt-Quaresma (1978).

Tipo de solo	Estacas cravadas	Estacas escavadas
Argilas	120	100
Siltes argilosos	200	140
Siltes arenosos	250	200
Areias	400	120

Este método tem a vantagem de ser baseado no ensaio de campo mais utilizado no Brasil, o SPT. O método deve ser aplicado com bastante cautela nas diversas regiões do Brasil, necessitando-se um ajuste para as diversas regiões.

O método de Décourt-Quaresma, segundo STEPHAN *et alli* (1998), apresenta valores cerca de 35% abaixo da carga de ruptura para estacas pré-moldadas quadradas cravadas à percussão em terreno arenoso, em Viçosa/MG.

O método Décourt-Quaresma foi desenvolvido para cálculo de capacidade de carga do sistema solo-estaca à compressão. Segundo LEITE (1997), quando se desejar calcular a capacidade de carga à tração sugere-se desprezar a capacidade de carga de ponta e tomar ou minorar a capacidade de carga por atrito lateral em 20% de seu valor.

2.2.2.3 - Método de Aoki-Velloso (1975)

Neste método os valores de r_p e r_l são estimados através do ensaio CPT (Cone Penetration Test). Não se dispendo de resultados de ensaio de penetração de cone, pode-se recorrer a resultados de SPT, correlacionando-os aos do CPT através de relações estatísticas obtidas por Aoki – Velloso (1975).

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \approx \frac{K.N}{F_1} \quad (2.6)$$

$$r_l = \frac{f_s}{F_2} \approx \frac{\alpha.K.N}{F_2} \quad (2.7)$$

Sendo:

Q_c – resistência de ponta medida no CPT;

f_s - atrito lateral unitário medido na luva de atrito de Begemann do CPT;

α e K – coeficientes que dependem do tipo de solo;

F_1 e F_2 – coeficientes que dependem do tipo de estaca;

N – número de golpes do SPT na ponta da estaca para a parcela r_p e considerado o valor médio dos trechos homogêneos ao longo do fuste da estaca para r_l .

Os valores de α , K , F_1 e F_2 recomendados pelos autores estão nas Tabelas 2.3 e

2.4.

Tabela 2.3 – Valores de α e K recomendados por Aoki e Velloso (1975).

Tipo de solo	α (%)	K(MPa)
Areia	1,0	1,0
Areia siltosa	2,0	0,8
Areia silto argilosa	2,4	0,7
Areia argilosa	3,0	0,6
Areia argilo siltosa	2,8	0,5
Silte	3,0	0,4
Silte arenoso	2,2	0,55
Silte areno argiloso	2,8	0,45
Silte argilo arenoso	3,0	0,23
Argila	6,0	0,25
Argila arenosa	2,4	0,2
Argila areno siltosa	2,8	0,3
Argila siltosa	4,0	0,22
Argila silto arenosa	3,0	0,32

Tabela 2.4- Valores de F_1 e F_2 recomendados por Aoki e Velloso (1975).

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	5,0
Pré-moldada	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

O método foi desenvolvido para solos de uma determinada região específica do país. Os valores de α e K têm que serem regionalizados para maior segurança nos projetos de fundações.

Além de tudo, este método foi originalmente desenvolvido para ensaio de CPT, quando na realidade, ele tem sido largamente usado com dados de SPT, por ser o mais utilizado no Brasil. Se tivesse sido desenvolvido para dados de SPT evitaria o uso do parâmetro K. A aplicação deste parâmetro está condicionada ao tipo e à região a que pertence este solo. No Nordeste, ao tentar-se utilizar os valores de K sugeridos pelos autores, pode-se estar cometendo um erro, pois estes valores foram determinados para regiões específicas do Brasil.

Stephan *et alli* (1998) encontraram, para estacas pré-moldadas quadradas cravadas à percussão em terreno arenoso em Viçosa/MG, valores de capacidade de carga através do método Aoki-Velloso, cerca de 10% abaixo da carga de ruptura. Isto significa que o método pode ser ajustado para outros solos.

Assim como no método de Décourt-Quaresma, o método Aoki-Velloso foi desenvolvido para cálculo de capacidade de carga do sistema solo-estaca à compressão. Segundo LEITE (1997) quando se desejar calcular a capacidade de carga à tração despreza-se a capacidade de carga de ponta e toma-se ou minora-se a capacidade de carga por atrito lateral em 20% de seu valor.

2.2.2.4 - Método de Philipponnat (1979)

É baseado nos ensaios CPT para esforços de compressão. Neste método a tensão limite de ponta é dada por:

$$q_c = \alpha_p \cdot q_c \quad (2.8)$$

Sendo:

α_p - coeficiente em função do tipo de solo;

q_c - média dos valores numa região três diâmetros acima e três diâmetros abaixo da ponta da estaca.

O atrito lateral unitário q_s é dado por:

$$q_s = \alpha_f q_c / \alpha_s \quad (2.9)$$

Os valores de α_s dependem do tipo de solo. Já os valores de α_p dependem do tipo de estaca. Os valores sugeridos pelo autor para estes coeficientes estão nas Tabelas 2.5, 2.6 e 2.7.

Tabela 2.5 – Valores do coeficiente α_p em função do tipo de solo.

Solo	α_p
Areia	0,40
Silte	0,45
Argila	0,50

Tabela 2.6 - Valores do coeficiente α_s em função do tipo de solo.

Solo	α_s
Areia: $q_c < 8$ MPa	100
Areia: $8 < q_c < 12$ MPa	150
Areia: $q_c > 12$ MPa	200
Silte	60
argila	50

Tabela 2.7 – Valores do coeficiente α_f em função do tipo de estaca.

Interface solo-estaca	Tipo de estaca	α_f	q_s máximo (KPa)
Concreto	pré-moldada, Franki, injetada	1,25	120
Concreto	Escavada $D < 1,5m$	0,85	100
Concreto	Escavada $D > 1,5m$	0,75	80
Metálica	Perfil H ou I	1,10	120

Este método tem a desvantagem de ter sido desenvolvido para um ensaio pouco utilizado na prática da engenharia de fundações do Brasil, o CPT. Além de tudo se trata de um método francês, que foi desenvolvido para solos de regiões bem distintas de nossa realidade.

Indo de encontro às desvantagens supra citadas, LOBO *et alli* (1991), com os resultados obtidos em provas de carga verticais realizadas em 16 estacas (7 escavadas, com comprimento variando de 2 a 12 metros e diâmetro de 0,25m a 0,35m), em terrenos da região central de São Paulo, determinaram a carga última e compararam o desempenho das estacas com as cargas obtidas nos métodos: Aoki-Velloso, Meyerhof, Décourt-Quaresma, Phillipponat e Maringoni. Dessa comparação chegaram a conclusão de que o método de Phillipponat foi o que obteve melhores resultados para estacas escavadas.

2.2.2.5 - Método de Teixeira (1996)

Método baseado no ensaio SPT para determinar a capacidade de carga à compressão das estacas de fundação.

Segundo o autor, esta capacidade pode ser estimada em função dos parâmetros α e β da equação geral:

$$P_r = \alpha \cdot \bar{N}_p \cdot A_p + \beta \cdot \bar{N}_l \cdot p \cdot L \quad (2.10)$$

Sendo:

α = Parâmetro relativo à resistência de ponta, que depende do tipo de solo e tipo da estaca;

β = parâmetro relativo à resistência de atrito lateral, que depende do tipo da estaca;

\bar{N}_p = valor médio do SPT medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo;

\bar{N}_l = valor médio do SPT ao longo do fuste da estaca;

A_p = Área da ponta;

p = perímetro do fuste;

L = comprimento da estaca.

Com relação à parcela de resistência de atrito lateral da capacidade de carga, este método, assim como o Décourt-Quaresma, considera que a resistência devido ao atrito lateral independe do tipo de solo ao longo do fuste. Os valores sugeridos pelo autor para α e β estão nas Tabelas 2.8 e 2.9.

Tabela 2.8 – Valores sugeridos do parâmetro α (tf/m^2), relativos à resistência de ponta, para os diversos tipos de estacas.

SOLO ($4 < \text{SPT} < 40$)	I	II	III	IV
Argila siltosa	11	10	10	10
Silte argiloso	16	12	11	11
Argila arenosa	21	16	13	14
Silte arenoso	26	21	16	16
Areia argilosa	30	24	20	19
Areia siltosa	36	30	24	22
Areia	40	34	27	26
Areia com pedregulhos	44	38	31	29

(I) – Estacas pré-moldadas de concreto e perfil metálico.

(II) – Estacas tipo Franki.

(III) – Estacas escavadas à céu aberto.

(IV) – Estacas raiz.

Tabela 2.9 – Valores sugeridos do parâmetro β (tf/m^2), relativos à resistência de atrito lateral, para diversos tipos de estacas.

Estaca Tipo	β (tf/m^2)
I	0,4
II	0,5
III	0,4
IV	0,6

O método tem a vantagem de fácil aplicação, além de ser baseado no ensaio mais utilizado na engenharia de fundações do Brasil, o SPT.

A desvantagem é ter sido desenvolvido para um determinado tipo de solo de uma determinada região. Deve-se tomar cuidado quando o mesmo for aplicado em outras regiões.

2.2.2.6 - Método do Cilindro de Atrito (1953)

Este método adota para cálculo da capacidade de carga à tração o mesmo procedimento apresentado pela Teoria da Resistência Lateral, quando é usado em estacas sem base alargada, como é o caso das estudadas neste trabalho. A aderência ou o atrito mobilizados ao longo da superfície de ruptura é considerado na forma de um cilindro ou prisma, sendo a base igual a da fundação (se circular ou retangular) e estendendo-se verticalmente até o nível do terreno. A resistência ao arrancamento é o somatório do peso próprio da fundação, do solo contido no interior do cilindro ou prisma e a força de aderência ou de atrito ao longo da superfície de ruptura, como mostrado na Figura 2.5.

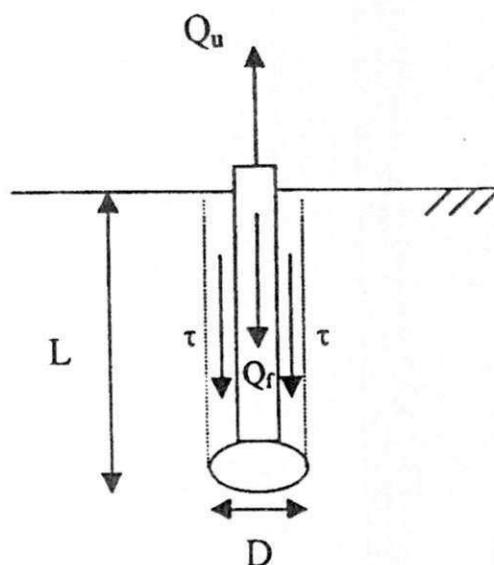


Figura 2.5 – Tensões atuantes em uma estaca tracionada (CAMPELO, 1995).

A capacidade de carga à tração é dada por:

$$Q_u = Q_p + Q_{lu} + Q_f \quad (2.11)$$

sendo:

Q_f – peso da fundação;

Q_p – peso do solo contido no cilindro ou prisma, descontando-se o peso ocupado pela fundação;

Q_{lu} – resistência lateral última ao longo da superfície de ruptura.

A resistência lateral última (Q_{lu}), em termos de tensões efetivas médias, é a integração da resistência lateral unitária ao longo de todo o fuste da estaca, conforme abaixo:

$$Q_{lu} = \int_0^L p \cdot (c_a + \sigma'_{vm} \cdot K_h \cdot tg \delta) \cdot dz \quad (2.12)$$

Onde:

p - perímetro da estaca;

c_a - adesão estaca-solo;

σ'_{vm} - tensão vertical efetiva média;

K_h - coeficiente de empuxo horizontal;

δ - ângulo de atrito estaca-solo.

Para estacas sem base alargada, o peso próprio do solo contido no interior do cilindro ou prisma é nulo, a superfície de ruptura é considerada como cilíndrica e ocorre no contato solo-estaca. Como o cálculo da capacidade de carga à tração é apresentado pela Teoria da Resistência Lateral, substitui-se a coesão do solo pela adesão estaca-solo e o ângulo de atrito do solo pelo ângulo de atrito estaca-solo. Embora esta teoria tenha sido desenvolvida para cálculo da carga última à compressão de estacas, pode-se utilizá-la no cálculo de capacidade de carga à tração.

Algumas críticas são feitas a este método em virtude de possuir parâmetros em sua formulação que podem variar muito conduzindo a resultados diversos, como por exemplo, a adesão ao longo do fuste, não distinção entre as camadas heterogêneas do terreno e a não distinção entre fundações rasas e profundas.

2.2.2.7 - Método da Universidade de Grenoble (1968)

Neste método a ruptura de uma fundação tracionada pode se dar por cisalhamento generalizado, quando a superfície de ruptura é composta de retas inclinadas com a vertical, atingindo a superfície do terreno, ou por cisalhamento localizado, quando a superfície de ruptura localiza-se ao redor da base da fundação. No primeiro caso, comportam-se as estacas cilíndricas ou prismáticas (CAMPELO, 1995).

MARTIN (1973) observou que no caso de estacas, existe uma zona do solo junto à mesma que permanece solidária a ela, na ruptura, sendo assimilada, em relação ao plano vertical, a uma reta inclinada de um certo ângulo λ e que atinge a superfície do terreno. A consideração da superfície de ruptura apresentar-se como uma linha reta é uma simplificação de cálculo, pois a verdadeira superfície de ruptura é curva como está mostrada na Figura 2.6.

Em solo homogêneo, a carga de ruptura de uma estaca é a soma da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de ruptura, do peso da fundação, do peso do solo solidário à estaca no processo de ruptura, e da sobrecarga na superfície, quando esta existir.

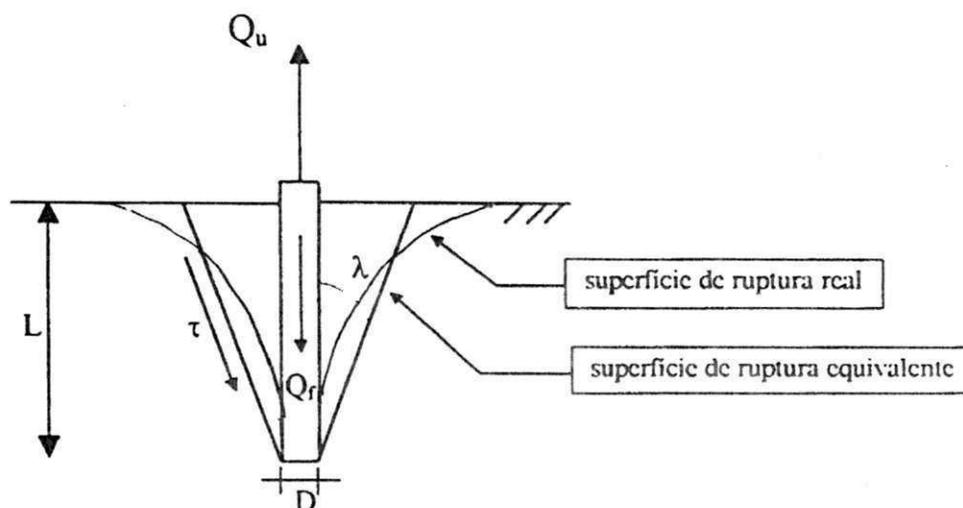


Figura 2.6 – Superfícies de ruptura real e equivalente de estacas tracionadas
CAMPELO (1995).

Segundo CAMPELO (1995), o ângulo λ depende do modo de instalação da estaca, da sua profundidade, da geometria da base e da heterogeneidade do solo. Alguns autores sugerem adotar para estacas $\lambda = -\phi/8$, entretanto, o melhor meio de avaliá-lo é através de provas de carga. O sinal negativo é apenas convenção, indicando que a superfície de ruptura abre em direção ao nível do terreno.

Dessa forma, a capacidade de carga à tração é:

$$Q_u = Q_{f\phi} + Q_{fc} + Q_q + Q_\gamma + Q_f \quad (2.13)$$

Sendo:

$Q_{f\phi}$ - termo do atrito dado por:

$$Q_{f\phi} = A_1 \cdot \gamma \cdot L \cdot M_\phi$$

com

$$M_\phi = M_{\phi 0} \left[1 - \left(\frac{1}{3} \right) \cdot \text{tg} \lambda \cdot \left(\frac{L}{R} \right) \right]$$

Sendo:

$$M_{\phi_0} = \frac{\text{sen } 2(\phi + \lambda)}{4 \cos^2 \lambda}$$

Q_{fc} - termo da coesão dado por:

$$Q_{fc} = A_1 \cdot c \cdot M_c$$

com

$$M_c = \left\{ - \left(\frac{\text{tg} \lambda}{\text{tg} \phi} \right) + \left(\frac{f}{H} \right) \cdot \cos \phi \cdot \left[1 + \left(\frac{\text{tg} \lambda}{\text{tg} \phi} \right) \right] \right\}$$

Sendo:

$$\left(\frac{f}{H} \right) = \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \frac{\cos n - \text{sen } \phi \cos m}{\cos n + \text{sen } \phi \cos m}$$

em que:

$$m = - \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \lambda$$

e

$$n = \arcsen(\text{sen } \phi \cdot \text{sen } m)$$

Q_q - termo da sobrecarga dado por:

$$Q_q = A \cdot q_0 \cdot M_q$$

Com:

$$M_q = M_c \cdot (\text{tg} \phi + \text{tg} \lambda)$$

Sendo:

q_0 = sobrecarga uniforme, infinitamente extensa, atuante na superfície do terreno.

Q_γ - termo do peso próprio do solo dado por:

$$Q_\gamma = A_1 \cdot \gamma \cdot L \cdot M_\gamma$$

com:

$$M_{\gamma} = M_{\gamma 0} \left[1 - \left(\frac{1}{3} \right) \cdot \text{tg} \lambda \cdot \left(\frac{L}{R} \right) \right]$$

Sendo:

$$M_{\gamma 0} = -\frac{1}{2} \cdot \text{tg} \lambda$$

Q_f – termo do peso próprio da fundação.

A capacidade de carga, fica finalmente:

$$Q_u = A_1 [c \cdot M_c + \gamma \cdot L \cdot (M_{\phi} + M_{\gamma}) + q \cdot M_q] + Q_f \quad (2.14)$$

Onde:

A_1 – área lateral da estaca;

$$(M_{\phi} + M_{\gamma}) = \frac{\text{sen } \phi \cdot \cos (\phi + 2\lambda)}{2 \cos^2 \lambda} \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \text{tg} \lambda \cdot \frac{D}{R} \right]$$

DANZIGER et alli (1998) afirmam que dentre os métodos para cálculo de capacidade de carga à tração, o mais abrangente, aquele que apresenta o maior número de tipos de fundação e características de solo, é o desenvolvido na Universidade de Grenoble. Estes autores afirmam ainda que este método tem fornecido resultados muito bons quando comparados a resultados de provas de carga. Porém não apresenta o caso de fundações em terrenos inclinados, muito importante para a prática de projeto de fundações de torres de linha de transmissão, as quais freqüentemente são posicionadas em taludes.

Segundo DANZIGER (1983), para $\lambda = -\phi/8$, os valores teóricos superestimam a resistência à tração, enquanto para $\lambda = 0$, os valores estão ligeiramente a favor da segurança, mas com boa acurácia com relação aos valores de provas de carga.

Uma das vantagens do método é já ter sido utilizado em diversos países onde o mesmo pôde ser aferido. O Método de Grenoble também pode ser considerado o método embasado teoricamente com os melhores resultados práticos, no cálculo da

capacidade de carga à tração. Isto acontece em função da posição na formação da superfície de ruptura, distinta conforme o tipo de fundação, profundidade e tipo de solo, além de considerar as sobrecargas do terreno.

As desvantagens são: o extenso tratamento teórico que o método possui e torna trabalhosa a sua utilização, e que o método, assim como os demais não considera o caso de fundações em terrenos inclinados, fundamental para projetos de fundações de torres de redes de eletrificação.

2.2.2.8 - Método de Meyerhof (1973)

Segundo este método, a capacidade de carga à tração pode ser expressa em termos de atrito lateral da seguinte forma:

$$Q_u = (c_a + \sigma'_{vm} \cdot K_u \cdot tg \delta) \cdot A_l + Q_f \quad (2.15)$$

sendo:

c_a - adesão estaca-solo;

σ'_{vm} – tensão efetiva média devido ao peso de solo;

K_u - coeficiente de arrancamento, que é função do solo e da inclinação da carga aplicada;

A_l – área lateral da estaca;

δ - ângulo de atrito solo-estaca.

Segundo MEYERHOF (1973), o valor de K_u aumenta com o aumento de ϕ e da profundidade relativa (L/D) até um valor máximo e depois permanece constante. A profundidade onde K_u atinge este valor máximo é chamada de profundidade crítica, pois, a partir daí, o atrito lateral das estacas também fica limitado a um valor máximo.

O método tem a vantagem de limitar o atrito lateral das estacas, como ocorre na prática, e trata especificamente de fundações rasas e profundas, com ou sem base alargada.

A desvantagem é que o método não considera os efeitos da sobrecarga no terreno, nem as camadas distintas de solo.

2.2.2.9- Método de Marques (1997)

MARQUES (1997) propôs um método, a partir do Método Décourt-Quaresma, para estacas Rotativas Injetadas, baseado em diversas provas de carga nas cidades de Recife, Aracajú e Maceió.

Em suas adaptações, a autora sugere ajustes nos valores para o fator característico dos solos, (C), para Recife, Maceió e Aracajú, modificações nos limites do SPT, ligeiras mudanças na fórmula de resistência lateral, além de levar em conta peculiaridades morfológicas da estaca rotativa injetada no cálculo da resistência de ponta da mesma.

Ao tentar ajustar nos valores para o fator característico dos solos, MARQUES (1997) encontrou valores diferentes, mesmo para regiões próximas, tais como Maceió, Recife e Aracajú que estão nas Tabelas 2.10, 2.11 e 2.12. Em sua pesquisa foi constatado que as estacas instaladas em Aracaju, para areias finas ou siltosas, tinham menor capacidade de carga que as executadas em Recife e Maceió, embora as areias tivessem as mesmas características geotécnicas e o mesmo N_{SPT} .

Tabela 2.10 – Coeficientes C propostos para as cidades de Recife e Maceió para solos do período geológico Quaternário, segundo MARQUES (1997).

Tipo de Solo	C (kPa)
Areia fina ou siltosa cálcica	300
Areia siltosa	180
Argila areno siltosa	160
Silte arenoso	140
Silte	120
Areia siltosa argilosa	120
Silte argiloso	120
Argila	100

Tabela 2.11 – Coeficientes C propostos para a cidade de Aracajú, para solos do período geológico Quaternário segundo MARQUES (1997).

Tipo de Solo	C (kPa)
Areia	200
Areia siltosa ou silte arenoso	140
Areia argilosa	120
Areia silte argilosa	120
Argila siltosa ou arenosa	120
Argila ou silte	90

Tabela 2.12 – Coeficientes C propostos para as cidades de Aracajú, Recife e Maceió, para solos do período geológico Terciário segundo MARQUES (1997).

Tipo de Solo	C (kPa)
Areia argilo siltosa	180
Argila areno siltosa	180
Silte argilo arenoso	180
silte argiloso	160
Argila siltosa	160

O método tem a vantagem de ter sido desenvolvido especificamente para estaca do tipo rotativa injetada, ser baseado no ensaio mais utilizado na engenharia de fundações do Brasil, SPT, e de ter coeficientes regionalizados para algumas cidades nordestinas, podendo nestas ser aplicados com maior segurança.

Este método foi estudado e adaptado apenas em três capitais nordestinas, necessitando de um estudo adicional para as suas aplicações nas demais cidades.

2.3 - Avaliação de Parâmetros Geotécnicos

2.3.1 - Generalidades

Quando se calcula a capacidade de carga última à tração ou compressão do conjunto solo-estaca, depara-se com a avaliação de vários parâmetros geotécnicos, como: ângulo de atrito interno, coesão, peso específico, coeficiente de empuxo do solo, ângulo de atrito estaca-solo, adesão estaca-solo e tensão vertical efetiva média. Estes parâmetros têm influência direta no valor da capacidade de carga.

Neste item, tem-se como objetivo apresentar sugestões de vários autores para a avaliação desses parâmetros, para que se possa obter melhores estimativas nos diversos métodos de previsão de carga última à tração do conjunto solo-estaca.

2.3.2 - Tensão Vertical Efetiva Média

POULOS & DAVIS (1980) revelaram que a resistência unitária de fuste de uma estaca instalada em areias não cresce, necessariamente, com a profundidade, mas alcançam valores quase que constantes, após uma determinada profundidade. Segundo VÉSIC (1970) tal fenômeno é devido ao arqueamento de areia em planos verticais.

VÉSIC (1970) concluiu que o atrito lateral da estaca cresce até uma profundidade crítica ($L_{crit.}$) que varia entre aproximadamente 10 diâmetros, para areias muito fofas, até 20 diâmetros, para areias muito compactas. Adotam-se, na prática, 15 diâmetros para qualquer compactidade da areia.

POULOS & DAVIS (1980) sugeriram adotar um diagrama simplificado da tensão vertical ao longo do fuste da estaca, em areias, conforme mostrado na Figura 2.7.

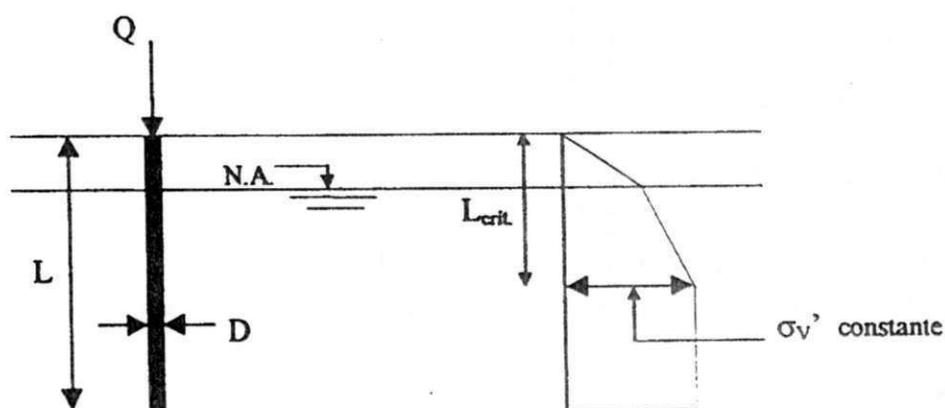


Figura 2.7 – Diagrama de distribuição de tensões efetivas verticais em uma estaca (CAMPELO, 1995).

A conclusão dos autores, de que a tensão vertical efetiva não cresce indefinidamente com a profundidade, é importante, visto que o cálculo da resistência por atrito lateral do conjunto solo-estaca pode ser superestimada e, conseqüentemente, obter valores contra a segurança de fundações.

2.3.3 - Adesão Estaca-Solo

Sabe-se que a capacidade de carga lateral do conjunto solo-estaca é composta pela parcela devida ao atrito entre o solo e a estaca, no caso dos terrenos arenosos, e pela parcela devida à adesão entre o solo e a estaca, no caso dos terrenos argilosos.

POULOS & DAVIS (1980) relatam que a adesão estaca-solo varia consideravelmente com muitos fatores, incluindo o tipo de solo, o tipo de estaca e o modo de sua instalação. Muita atenção tem sido dada às relações entre a adesão estaca-solo e a coesão não drenada do solo (c_u) através do coeficiente de adesão ($\alpha=c_a/c_u$).

Os mesmos autores afirmam que para estacas escavadas não há muitos dados na literatura, limitando-se apenas a estudos na argila de Londres. Esses autores apresentam os trabalhos de vários pesquisadores, mostrados na Tabela 2.13.

Tabela 2.13 – Valores sugeridos por POULOS & DAVIS (1980) para α *

Tipo de Solo	α	valor
Argila de Londres	c_a/c_u	0,25 - 0,70
Argila Sensitiva	c_a/c_r	1
Argila Altamente Expansiva	c_a/c_u	0,5
Nota : c_r : resistência amolgada		

2.3.4 - Ângulo de Atrito da Interface Solo-Estaca (δ)

Sabe-se que δ depende, dentre outros fatores, do tamanho do grão, angulosidade e distribuição dos tamanhos dos grãos do solo, do teor de umidade do solo, do tipo de material de interface e da textura, e das tensões normais na interface.

KULHAWY & PETERSON (1979) relataram que a definição de superfícies lisas e rugosas varia entre os diversos autores. Eles concluíram que o comportamento resultante de uma interface depende primeiramente da graduação do solo e da face do

concreto. Foi encontrado que a rugosidade do solo e da face do concreto (R_M) pode ser descrita como:

$$R_M = \frac{D_{60} \cdot D_{10}}{D_{50}} \quad (2.16)$$

em que D_{60} , D_{50} , D_{10} , são, respectivamente, os diâmetros das partículas com 60, 50 e 10% dos grãos menores do solo ou agregados finos do concreto. Rugosidade de uma interface pode, então, ser quantificada pela rugosidade relativa da interface (R_R), que pode ser definida como:

$$R_R = R_C / R_S \quad (2.17)$$

em que R_C é a rugosidade da superfície do concreto e R_S é a rugosidade do solo.

Concluíram, também, que para superfícies rugosas, ($R_R > 1$), o ângulo δ é igual ou maior que ϕ . Isto implica que a interface é mais resistente que o solo, levando a crer que a ruptura dar-se-á no solo, fora da interface. Por outro lado, para superfícies lisas, ($R_R < 1$), é bem provável que a ruptura ocorrerá na interface. O concreto moldado diretamente contra o solo desenvolve uma superfície rugosa, enquanto o concreto pré-moldado conduz a uma superfície lisa. Como as estacas rotativas injetadas são moldadas diretamente no solo, supõe-se que a sua ruptura ocorra fora da interface solo-estaca.

2.3.5 - Coeficiente de Empuxo Horizontal

RAO & VENKATESH (1995) afirmam que o coeficiente de empuxo horizontal depende do ângulo de atrito interno e da densidade do solo, do método de instalação, do coeficiente de embutimento (L/D) e da rugosidade da estaca, sendo, talvez, o parâmetro de determinação mais difícil.

SOWA (1970) concluiu que o empuxo de terra e o atrito lateral podem ser aumentados, em estacas moldadas in loco em solos arenosos, colocando o concreto no furo tão rapidamente quanto possível e vibrando-o perfeitamente. De fato, devido à

pressão radial, considerada hidrostática, exercida pelo concreto junto à parede do solo escavado, há um incremento do coeficiente de empuxo e , portanto, do atrito lateral. Aquele autor salientou que a resistência ao arrancamento de estacas em solos arenosos é muito mais dependente do empuxo horizontal sobre estacas e pode variar em uma grande faixa de valores. Alegou também que os valores de K_h são muito sensíveis a pequenas variações dos valores de coesão.

Estimando-se a capacidade de carga do conjunto solo-estaca por atrito lateral, como já mencionado anteriormente, deve-se considerar as forças normais atuantes no fuste da estaca. Para isto, considera-se o coeficiente de empuxo atuante no fuste da estaca. Muitos autores sugerem a utilização do coeficiente de empuxo em repouso, na estimativa da carga última de estacas comprimidas e tracionadas.

BOWLES (1988), indo de encontro ao que consideram muitos autores, não concorda que o coeficiente de empuxo horizontal K a ser usado no cálculo da capacidade de carga do conjunto solo-estaca por atrito lateral, seja exclusivamente o de repouso. No caso de estacas escavadas sugere que o K a ser adotado depende do diâmetro da mesma.

Assim, o autor sugere que caso o diâmetro seja inferior a 300mm, o coeficiente K , coeficiente de empuxo horizontal, seja o de repouso. Para diâmetros entre 300 e 600mm, K deve ser a média aritmética entre o de repouso e ativo. E, finalmente, diâmetros superiores a 600mm, admite que o K adotado seja a média dos coeficientes de empuxo horizontal ativo, passivo e de repouso.

CAPÍTULO 3

CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL E MÉTODOS PARA A REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

3.1 – Local Utilizado para as Provas de Carga

3.1.1 – Generalidades

As provas de carga deste trabalho foram realizadas em seis estacas em um terreno situado na orla marítima de João Pessoa – PB. Na Figura 3.1 é apresentado um croquis da localização do terreno.

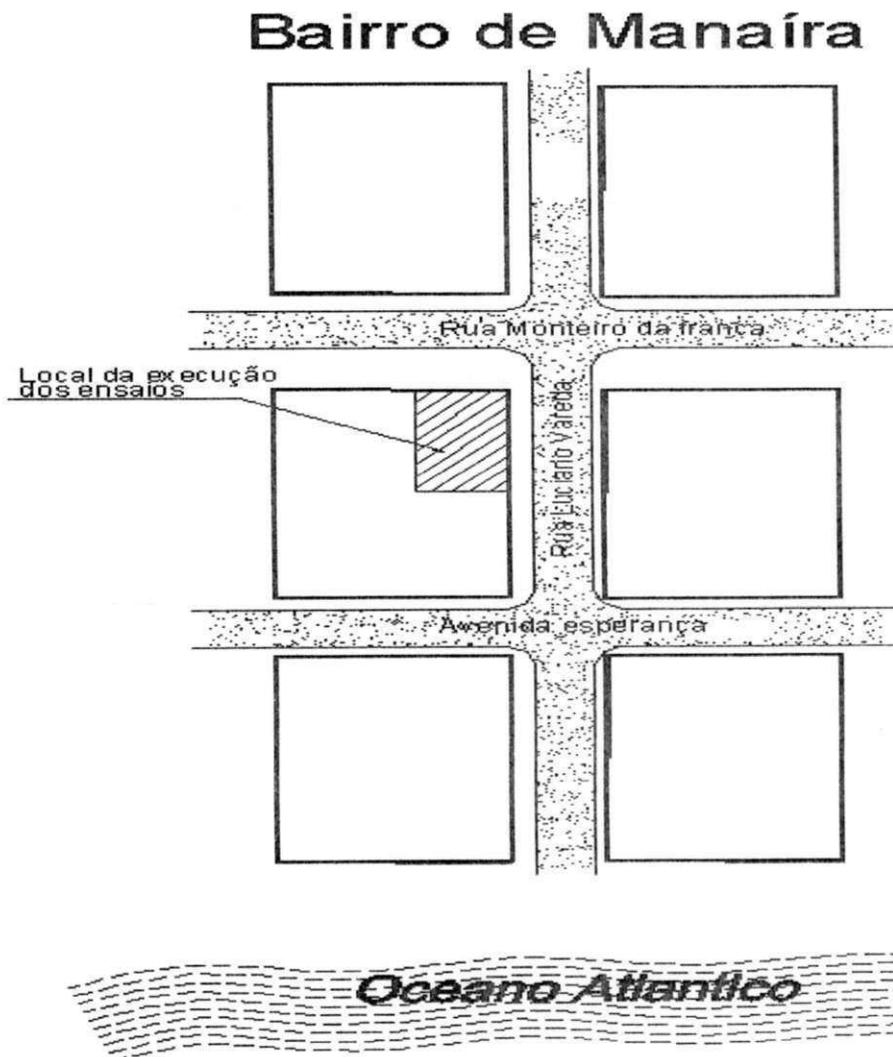


Figura 3.1- Croquis da localização do terreno onde foram executados os ensaios.

3.1.2 - Aspectos Geológicos da Região Litorânea da Cidade de João Pessoa

De acordo com os dados do Ministério da Agricultura (1972), a região litorânea de João Pessoa, local onde foram executadas as estacas submetidas às provas de carga, é composta por sedimentos recentes, do período holoceno da era quaternária. Estes sedimentos se caracterizam como sendo materiais inconsolidados constituídos por areia, argila e depósitos marinhos sobrepostos.

De acordo com a descrição pedológica desta região litorânea, os sedimentos que dão origem aos solos são: areias quartzosas marinhas distróficas e eutróficas, os quais se constituem em solos muito profundos, de baixa fertilidade e excessivamente drenados, podendo apresentar também sérios problemas de erosão nas áreas expostas à ação dos ventos.

As praias se apresentam como uma estreita faixa, onde o relevo da baixada litorânea é distribuído em faixas limitadas por barreiras que, muitas vezes, entram em contato com o mar. Elas são constituídas de sedimentos não consolidados de areia quartzosa marinha.

Na região compreendida entre as praias de Intermares e de Tambaú, observou-se através de sondagens que, de um modo geral, as estratificações apresentam as camadas mais superficiais (em torno de 5 a 7 metros), constituídas de camadas alternadas de areia fofa e compacta. As camadas mais profundas (a partir de 7 metros) apresentam também, em alguns casos, camadas constituídas de argilas e siltes arenosos de cor acinzentada.

3.1.3 – Características Geotécnicas dos Locais de Execução das Estacas

Para a estimativa das características de resistência do terreno onde as estacas foram executadas, realizaram-se ensaios de sondagem a percussão, SPT (Standard

Penetration Test). Os perfis obtidos no subsolo estão mostrados nas Figuras 3.2 e 3.3. O nível do lençol freático, em ambos os perfis, encontra-se na superfície do terreno.

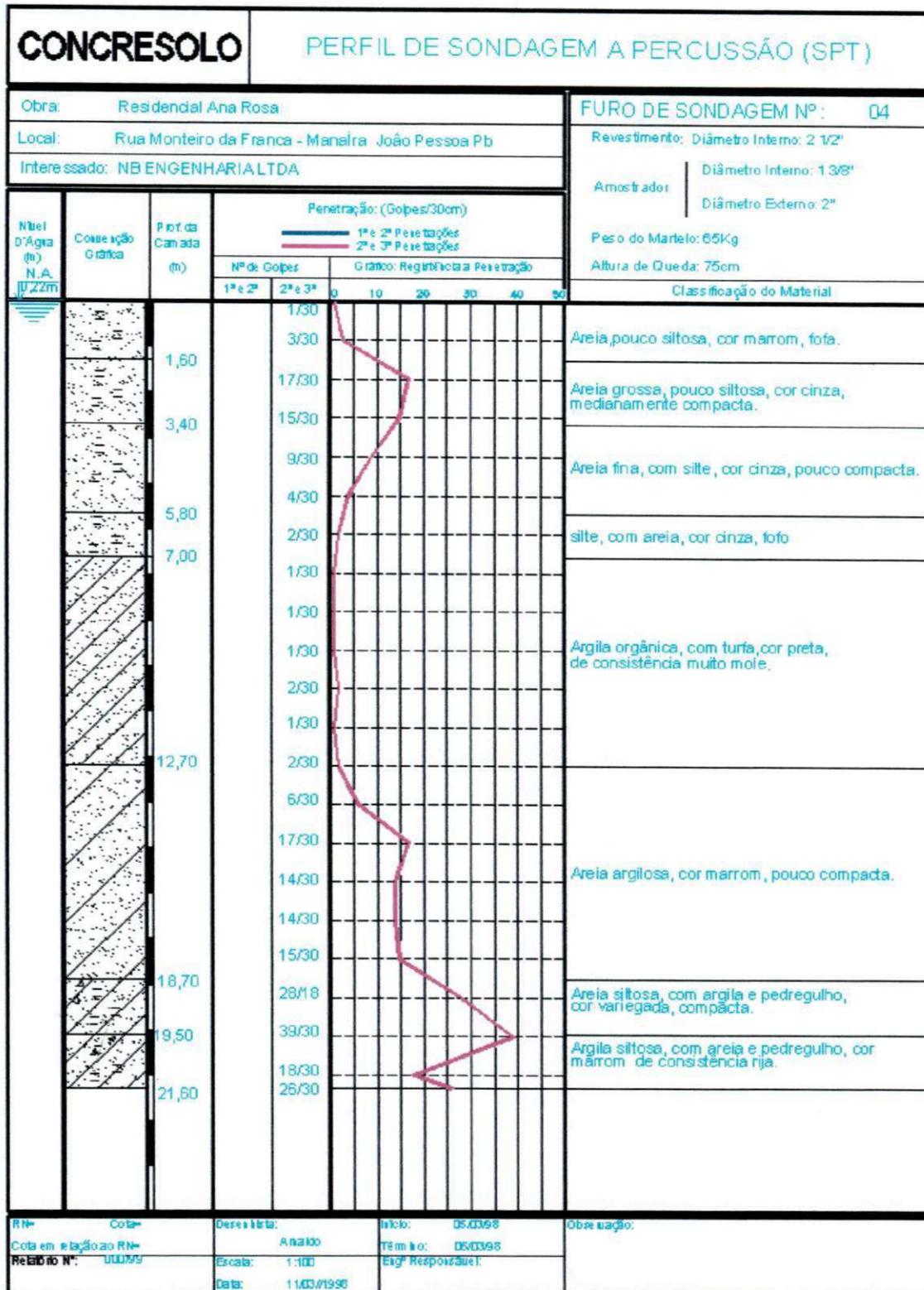


Figura 3.2 – Perfil de SPT mais próximo das estacas 18, 19 e 20.

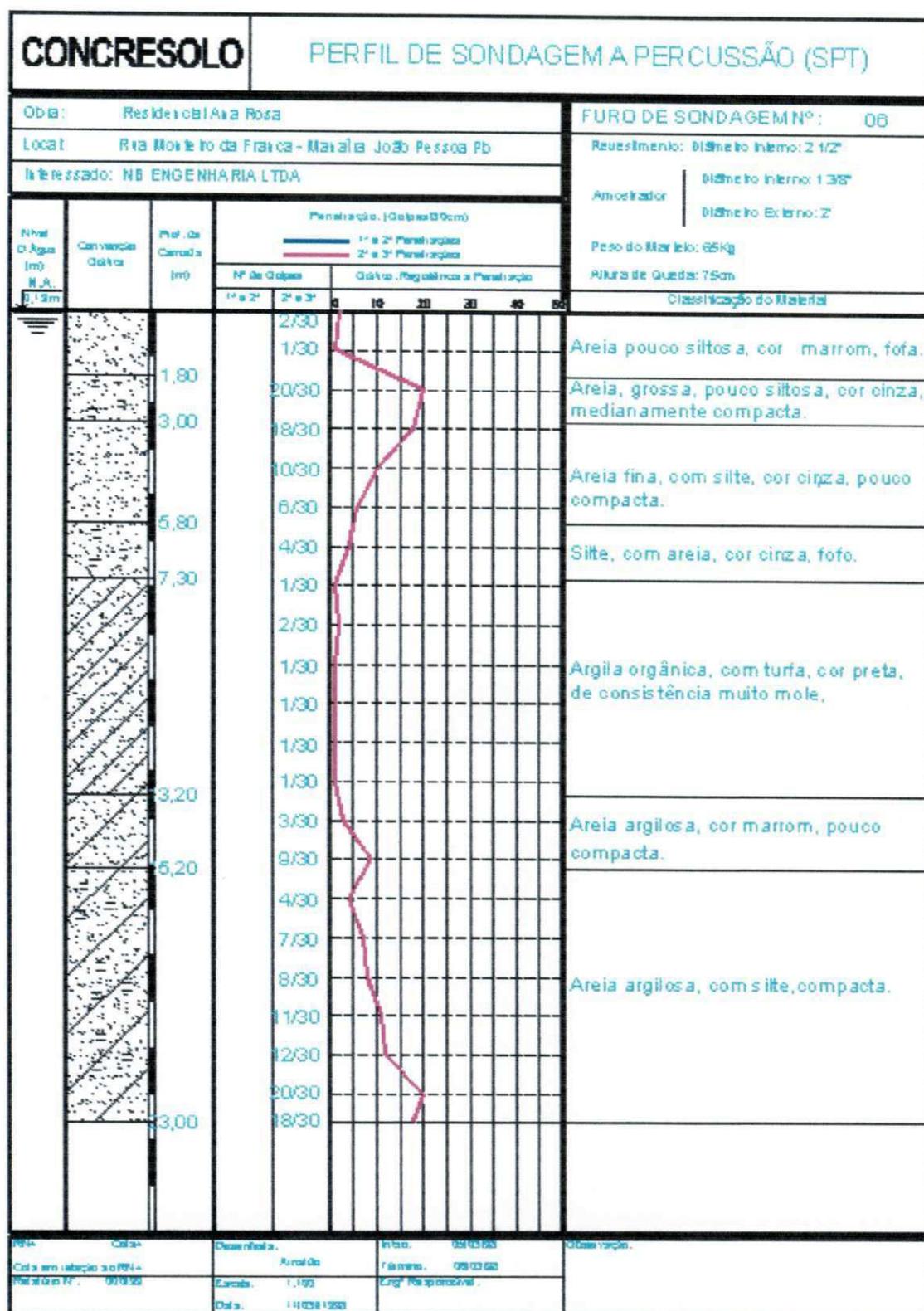


Figura 3.3 – Perfil de SPT mais próximo das estacas 142, 146 e 150.

3.2 – Características das Estacas Ensaçadas

Apresenta-se na Tabela 3.1 as características das estacas executadas. O diâmetro nominal (DN) é o diâmetro do tubo guia com o qual se executou a estaca, enquanto que o diâmetro real (DR) é igual ao nominal acrescido de 30%.

Tabela 3.1 – Dimensões das Estacas Ensaçadas.

Estaca	L (m)	DN (m)	DR (m)
E18	17,5	0,40	0,52
E19	17,5	0,40	0,52
E20	17,5	0,40	0,52
E142	21,5	0,40	0,52
E146	21,5	0,4	0,52
E150	21,5	0,4	0,52

As Figuras 3.4 e 3.5 apresentam as distâncias entre as estacas ensaiadas.

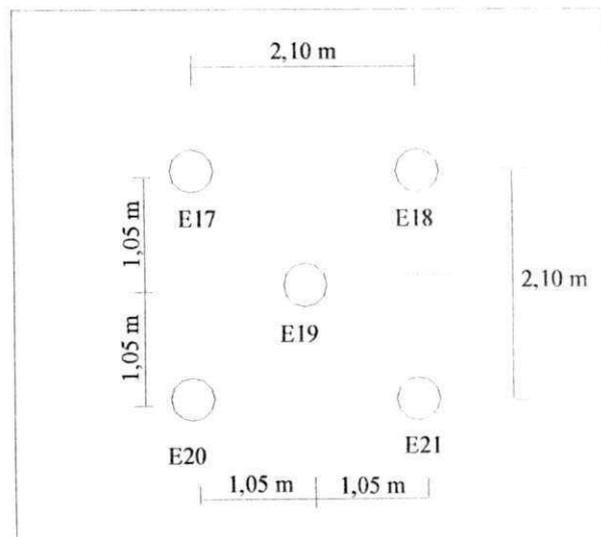


Figura 3.4 – Distância entre as estacas 17, 18, 19, 20 e 21.

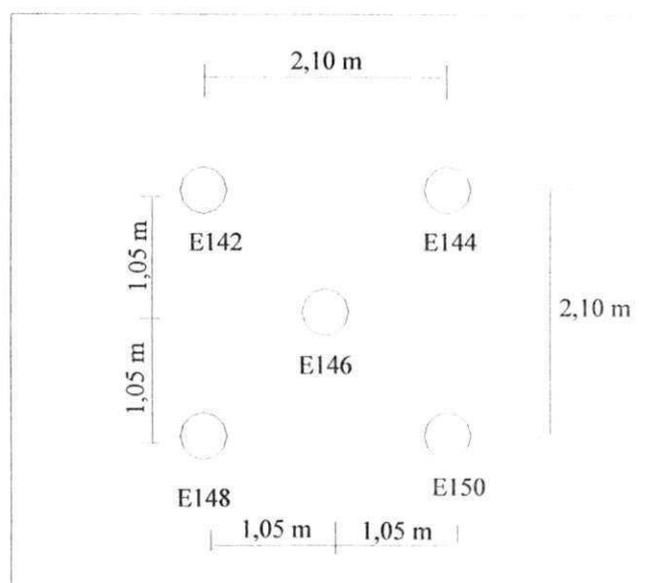


Figura 3.5 – Distância entre as estacas 142, 144, 146, 148 e 150.

3.3 – Provas de carga

3.3.1 – Generalidades

A execução das estacas e a realização das provas de carga foram feitas pela AGM, empresa especializada na execução das estacas rotativas injetadas no Nordeste. As estacas tinham de 17,5 a 21,5 metros de comprimento e 0,40 metros de diâmetro nominal. A partir de uma pesquisa conjunta entre a UFPB (campus II, em Campina Grande) e a AGM, foi possível a utilização dos dados das provas de carga neste trabalho.

3.3.2 - Procedimentos para Execução das Provas de Carga

As provas de carga à tração foram realizadas em estacas que faziam parte da obra do Edifício Ana Rosa. No sistema de montagem desses ensaios utilizaram-se as próprias estacas das fundações como reação. Para tanto, estas estacas tiveram suas ferragens dimensionadas para suportar os esforços de tração previstos.

As provas de carga à compressão e à tração foram executadas simultaneamente, ou seja, ao mesmo tempo em que se aplicava a carga de compressão na estaca-teste, monitoravam-se também as estacas de tração do sistema reativo. Para aplicação das

cargas de teste (compressão), utilizou-se um macaco hidráulico de 2000kN, devidamente aferido. A distância entre as estacas de teste e de reação, e os procedimentos de ensaio obedeceram às recomendações contidas na NBR3472-91, para ensaio de carregamento lento. As distâncias mínimas entre as estacas foram de 1,50m.

As estacas ensaiadas à compressão (estacas 19 e 146) foram carregadas em estágios de 158,00 kN, começando com uma carga de 158,00 kN, daí intervalos iguais até uma carga de aproximadamente 1500 kN . As estacas ensaiadas à tração (estacas 17, 18, 20, 21, 142, 144, 148 e 150) foram divididas em dois grupos em número de quatro e serviam de reação para o ensaio à compressão. Foram carregadas em estágios de 39,50 kN, começando com uma carga de 39,50 kN, e daí em intervalos iguais até uma carga de aproximadamente 375,25 a 395,00 kN. A hipótese que todas as quatro estacas submetidas à esforços de tração foram solicitadas com carregamentos iguais só é verdadeira devido a hipótese das estacas tiverem a mesma rigidez.

O final do ensaio era função da carga de trabalho à compressão da estaca-teste, a fim de se obter pontos suficientes para traçar os gráficos "carga x recalque" e extrapolar, através do Método de Van der Veen, e desta forma estimar a carga de ruptura do sistema estaca-solo, tanto à tração quanto à compressão.

Atingida a carga máxima prevista para as estacas, fez-se, depois de um tempo de 12h após o último estágio, o descarregamento em quatro estágios, cada um mantido por 30 minutos, com as leituras de seus respectivos deslocamentos.

3.3.3 – Equipamento Utilizado

3.3.3.1 – Macaco Hidráulico

O dispositivo para aplicação de carga nas estacas foi o macaco hidráulico alimentado por uma bomba manual, dotada de um manômetro. A capacidade de

aplicação de carga do conjunto macaco e bomba utilizado é de 2000 kN devidamente calibrado.

3.3.3.2 – Extensômetros

Os deslocamentos verticais do topo das estacas foram medidos através de dois extensômetros colocados diametralmente opostos, eqüidistantes do eixo da estaca, fixados por meio de vergalhões apoiados sobre blocos de coroamento confeccionados na cabeça da estaca para transmitir os esforços. A sensibilidade de leitura dos extensômetros era 0,01 mm e seus cursos de 30 e 50 mm.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 – Generalidades

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os métodos para a interpretação das provas de carga, os métodos teóricos e semi-empíricos usados para o cálculo da capacidade de carga das estacas e todos os resultados obtidos. Serão feitas considerações a respeito dos resultados encontrados com os métodos utilizados para previsão da capacidade de carga à compressão e à tração das estacas, com o objetivo de avaliar qual ou quais os métodos utilizados melhor se aproxima dos resultados obtidos a partir das provas de carga realizadas.

4.2 – Capacidade de Carga das Estacas Ensaaiadas

Todas as estacas foram dimensionadas para trabalhar à compressão, mas as estacas de reação também foram dimensionadas para os esforços de tração. Para a obtenção das cargas de ruptura, utilizou-se o processo de extrapolação da curva carga x recalque proposto por Van der Veen (1953).

Foram utilizados na previsão das cargas de ruptura das estacas à compressão os Métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Teixeira (1996), Philipponnat (1979) e Marques (1997). Para a previsão das cargas de ruptura das estacas à tração, os métodos utilizados foram os de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Método do Cilindro de Atrito (1953), Método da Universidade de Grenoble (1968) e Método de Meyerhof (1973).

Apesar da maioria destes métodos não terem sido desenvolvidos para este tipo de estaca, apenas o de Marques (1997) foi adaptado para a mesma, o objetivo do emprego dos demais métodos deve-se a intenção de avaliar os métodos de cálculo de

capacidade de carga tanto à tração quanto à compressão, que melhor se adaptem à execução das estacas Rotativas Injetadas na região litorânea de João Pessoa.

4.2.1 – Obtenção de Parâmetros Geotécnicos Relativos ao Solo para o Cálculo da Capacidade de Carga

Os parâmetros do solo que foram estimados através de ensaio SPT foram feitos a partir dos furos mais próximos de cada estaca.

Nas camadas arenosas considerou-se a média dos N_{SPT} nas mesmas. A partir desta média, através do ábaco sugerido por DÉCOURT *et alli* (1996), estimou-se o ângulo de atrito interno ϕ de cada camada. Nas camadas de argila mole, considerou-se o ângulo de atrito igual a zero.

Para a estimativa da coesão na camada de argila mole, inicialmente avaliou-se a resistência à compressão simples através de sugestão de TERZAGHI *et alli* (1948), sendo a coesão considerada a metade deste valor. Nas camadas arenosas a coesão foi considerada nula.

A estimativa dos pesos específicos das diversas camadas foi baseada na experiência local, sendo 18 kN/m^3 para a areia saturada compacta a muito compacta, 17 kN/m^3 para areia saturada medianamente compacta a fofa, 16 kN/m^3 para os siltes e 15 kN/m^3 para argila mole. O peso específico da argamassa da estaca foi considerado igual a 20 kN/m^3 (MARQUES,1997).

O coeficiente do empuxo no repouso K_o , foi estimado através da fórmula de JAKY (1948), pela seguinte expressão: $K_o = 1 - \text{sen}\phi'$ (4.1).

O ângulo de atrito-estaca, segundo POTYONDY (1961), é dado por: $\delta = 0,9\phi$, e a adesão estaca-solo, segundo sugestão de POULOS & DAVIS (1980), é obtida por: $c_a = 0,5c$.

As Tabelas 4.1 e 4.2 trazem os parâmetros geotécnicos obtidos.

Tabela 4.1 – Parâmetros geotécnicos do perfil de solo mais próximo às estacas 142, 146, 150.

Profundidade	N _{spt}	ϕ°	δ°	K	c (kPa)	γ (kN/m ³)	c _a (kPa)
0,0 – 1,8	1	25	22,5	0,62	0	17,0	0
1,8 – 3,0	19	33	29,7	0,45	0	18,0	0
3,0 – 5,8	7	31	27,9	0,48	0	17,0	0
5,8 – 7,3	3	25	22,5	0,58	0	16,0	0
7,3 – 13,2	1	0	0	1,00	12,5	15,0	6,25
13,2 – 15,2	7	32	28,8	0,47	0	17	0
15,2 – 23,0	12	34	30,6	0,44	0	17	0

Tabela 4.2– Parâmetros geotécnicos do perfil de solo mais próximo às estacas 18, 19, 20.

Profundidade	N _{spt}	ϕ°	δ°	K	c (kPa)	γ (kN/m ³)	c _a (kPa)
0,0 – 1,6	3	25	22,5	0,58	0	17	0
1,6 – 3,4	16	32	28,8	0,47	0	18	0
3,4 – 5,8	7	30	27,0	0,50	0	17	0
5,8 – 7,0	2	25	22,5	0,58	0	16	0
7,0 – 12,7	1	0	0	1,00	12,5	15	6,25
12,7 – 18,7	16	32	28,8	0,47	0	18	0
18,7 – 19,5	34	35	31,5	0,43	0	18	0
19,5 – 21,6	22	33	29,7	0,46	0	18	0

4.2.2 – Procedimentos para Utilização dos Métodos

4.2.2.1 – Métodos à Compressão

Neste item serão apresentados os métodos utilizados para a avaliação das prováveis cargas de ruptura à compressão. Vale salientar que em todos os métodos foram feitos os cálculos tanto com o diâmetro nominal, que é o diâmetro provável do fuste da estaca, e para o diâmetro real, que é o diâmetro acrescido de 30%.

DÉCOURT-QUARESMA (1978)

Este método foi utilizado sem nenhuma modificação relativa às sugestões dos autores.

AOKI-VELLOSO (1975)

Este método foi utilizado sem nenhuma modificação relativa às sugestões dos autores. Correlacionou-se o N_{Spt} com o q_c através do parâmetro K sugerido pelos próprios autores.

PHILLIPPONAT (1979)

Correlacionou-se o N_{Spt} com o q_c através do parâmetro K sugerido por AOKI-VELLOSO (1975).

TEIXEIRA (1996)

Este método foi utilizado sem nenhuma modificação relativa às sugestões do autor.

MARQUES (1997)

Os parâmetros relativos ao solo foram adotados iguais aos sugeridos para os terrenos de origem quaternária das Cidades de Recife e Maceió, visto que a geologia local do terreno estudado é similar e naqueles locais foram executadas estacas similares às do presente estudo.

Em todas as estacas, previu-se a existência de dois bulbos relativos à transição de camadas mais fofas para mais compactas, de acordo com o que sugere MARQUES (1997), e com as informações obtidas junto aos executores das estacas.

4.2.2.2 – Métodos à Tração

DÉCOURT-QUARESMA (1978) e AOKI-VELLOSO (1975)

Considerou-se a capacidade de carga como sendo 80% da capacidade de carga à compressão por atrito lateral, conforme sugerido por CARVALHO *et alli* (1991) e LEHENE *et alli* (1993). Discorda dessa afirmação DE BEER (1988) que considera que a capacidade de carga à tração de uma estaca é igual a capacidade de carga à compressão por atrito lateral.

MEYERHOF (1973)

Neste método o coeficiente de arrancamento K_u em cada camada foi obtido através do N_{SPT} médio de cada camada. Com este parâmetro e considerando a inclinação da estaca igual a zero, obteve-se o parâmetro K_u através do ábaco sugerido no método.

CILINDRO DE ATRITO (1953)

Como a estaca Rotativa-Injetada não tem base alargada, não foi considerado o peso do solo contido no cilindro ou prisma de ruptura.

UNIVERSIDADE DE GRENOBLE (1968)

Por este método foram feitos dois cálculos: considerando-se a sugestão original, $\lambda = -\phi/8$, e também fez-se o cálculo através de $\lambda = 0$, seguindo sugestão de diversos pesquisadores (Danziger, 1983; Carvalho, 1991; Orlando, 1985).

4.2.3 – Apresentação dos Resultados

Os resultados obtidos para as estacas solicitadas à compressão, 19 e 146, estão na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Resultados obtidos pelos diversos métodos de estimativa de capacidade de carga à compressão, para as estacas nº 19 e nº 146.

Estaca Método	19		146	
	Van der Veen = 2041,38 kN		Van der Veen = 1777,8 kN	
	Dn	Dr	Dn	Dr
Aoki-Velloso (kN)	1189,90	1847,60	869,50	1274,90
Décourt-Quaresma (kN)	1182,90	1692,20	1137,60	1571,20
Teixeira (kN)	1350,20	2020,30	1079,70	1553,50
Phillipponatt (kN)	1403,90	2100,60	1578,40	2281,90
Marques (kN)	1245,30	1804,70	1257,20	1773,30

As Figuras 4.1 e 4.2 trazem as curvas carga-recalque obtidas nos ensaios à compressão.

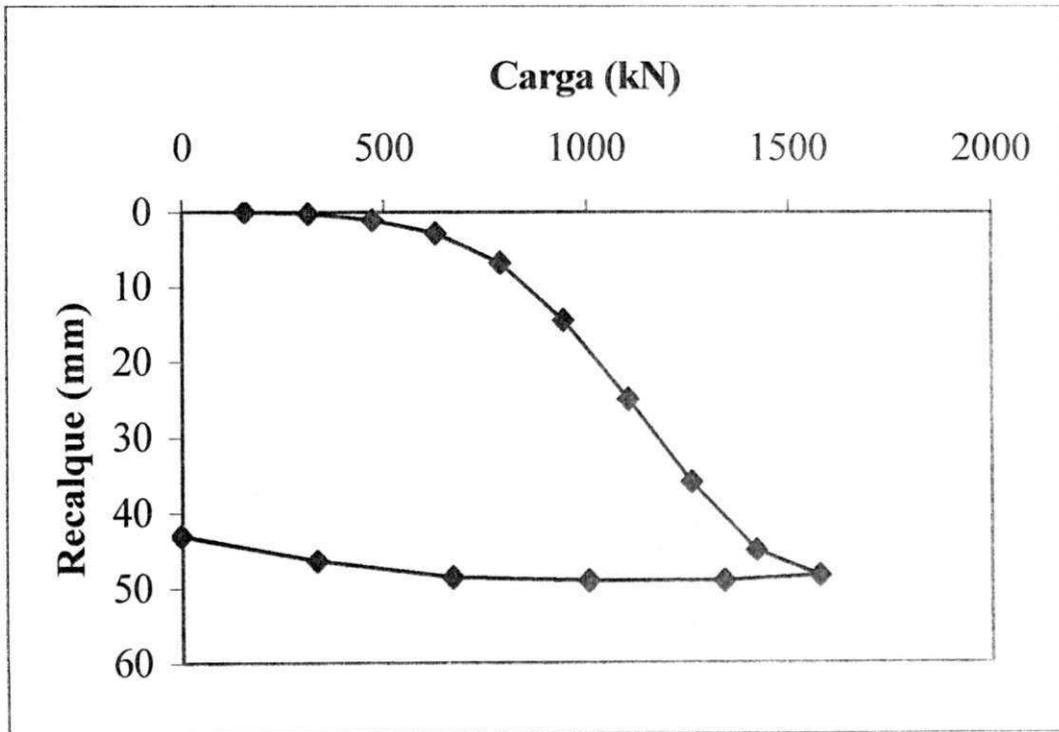


Figura 4.1 – Curva carga x recalque da estaca 19 submetida a esforços de Compressão.

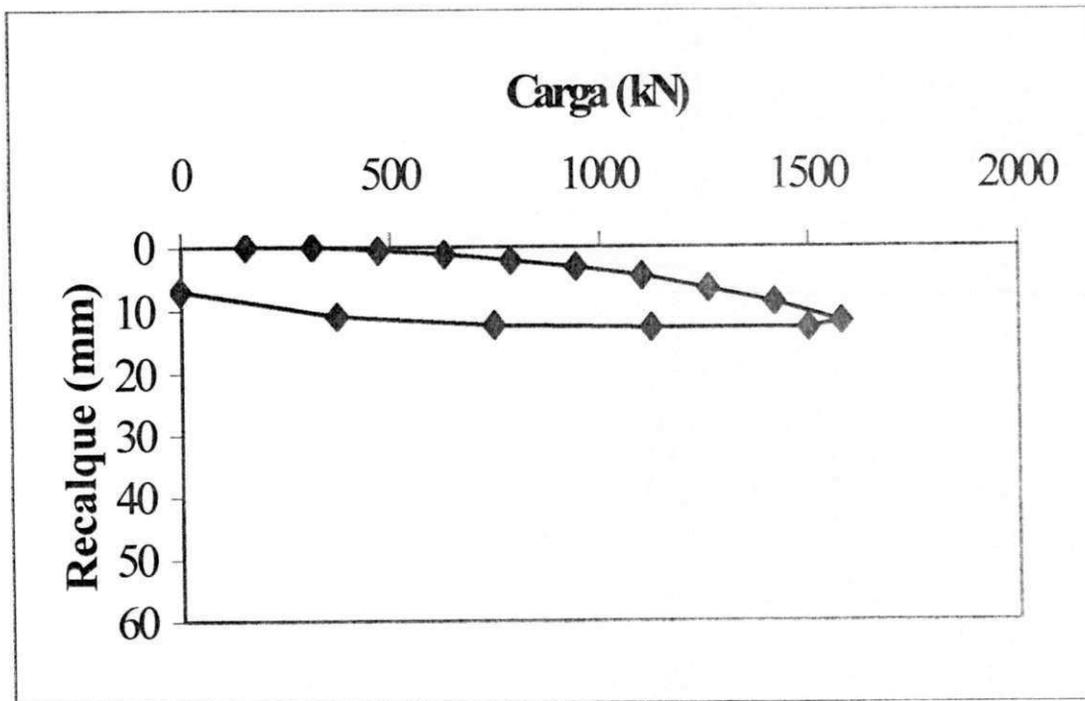


Figura 4.2 – Curva carga x recalque da estaca 146 submetida a esforços de Compressão.

As Figuras 4.3 e 4.4 apresentam os gráficos dos valores avaliados para esforços de compressão, pelos vários métodos, versus os valores medidos nas provas de carga e extrapolados através do método de Van der Veen. A Figura 4.2 apresenta a previsão feita a partir do diâmetro nominal e a Figura 4.3 apresenta a previsão para o diâmetro real.

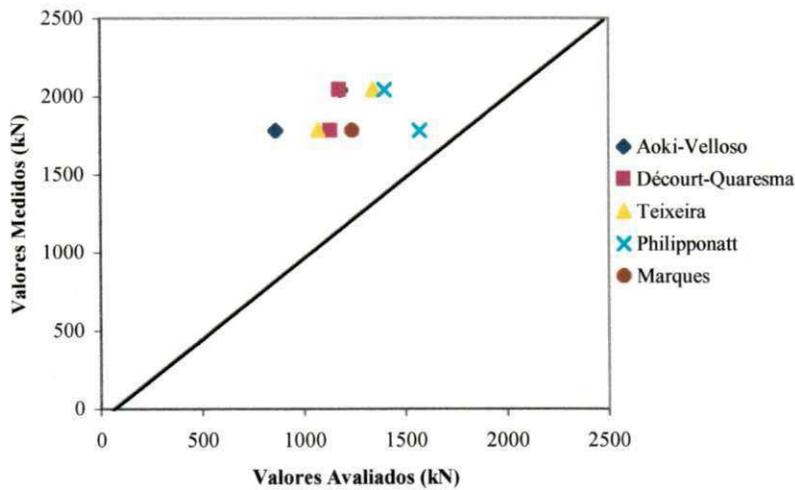


Figura 4.3 – Valores avaliados para a capacidade de carga à compressão, a partir do diâmetro nominal, versus valores medidos em provas de carga.

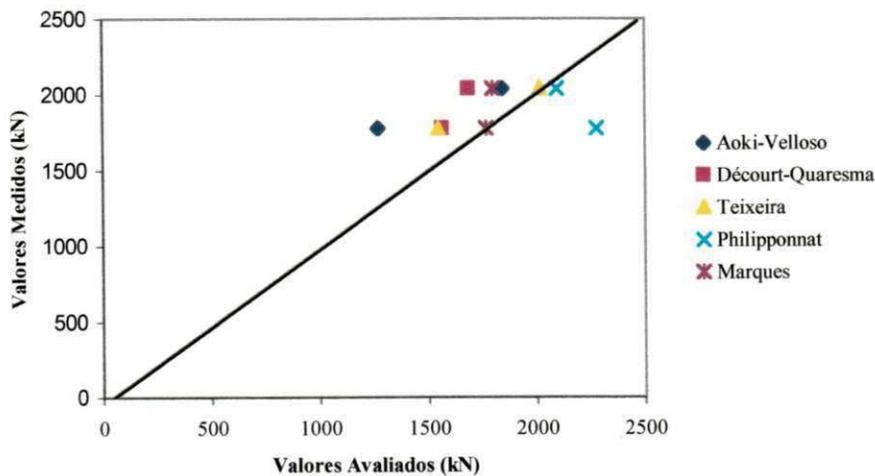


Figura 4.4 – Valores avaliados para a capacidade de carga à compressão, a partir do diâmetro real, versus valores medidos em provas de carga.

Os resultados obtidos para as estacas solicitadas à tração, 18, 20, 142 e 150, estão apresentados nas Tabelas 4.4 e 4.5.

Tabela 4.4 – Resultados avaliados para a capacidade de carga à tração para as estacas nº 18 e nº 20.

Estaca Método	18		20	
	Van der Veen = 501,45 kN		Van der Veen = 574,73 kN	
	Dn	Dr	Dn	Dr
Aoki-Velloso (kN)	428.71	567.85	428.71	567.85
Decourt-Quaresma (kN)	656.58	844.52	656.58	844.52
Cilindro de Atrito (kN)	688.13	895.34	688.13	895.34
Meyerhoff (kN)	1379.84	2117.78	1379.84	2117.78
Grenoble $\lambda=0$ (kN)	371.55	524.28	371.55	524.28
Grenoble $\lambda = -\phi/8$ (kN)	380.75	684.32	380.75	684.32

Tabela 4.5 – Resultados avaliados para a capacidade de carga à tração, para as estacas nº 142 e nº 150.

Estaca Método	142		150	
	Van der Veen = 484,03 kN		Van der Veen = 438,22 kN	
	Dn	Dr	Dn	Dr
Aoki-Velloso (kN)	447.27	562.79	447.27	562.79
Decourt-Quaresma (kN)	805.52	991.54	805.52	991.54
Cilindro de Atrito (kN)	1034.82	1360.14	1034.82	1360.14
Meyerhoff (kN)	2096.74	3336.43	2096.74	3336.43
Grenoble $\lambda=0$ (kN)	420.12	568.08	420.12	568.08
Grenoble $\lambda = -\phi/8$ (kN)	698.15	926.64	698.15	926.64

As figuras 4.5, 4.6, 4.7, 4.8 trazem as curvas carga-recalque obtidas nos ensaios à tração.

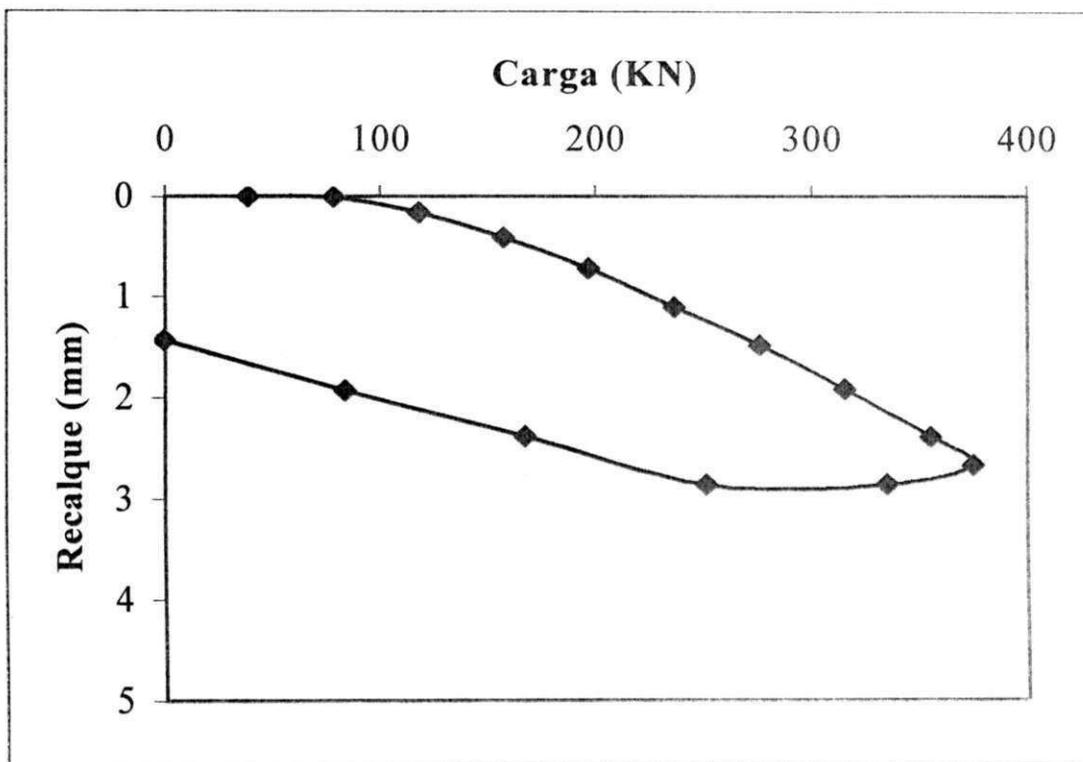


Figura 4.5 – Curva carga x recalque da estaca 18 submetida a esforços de tração.

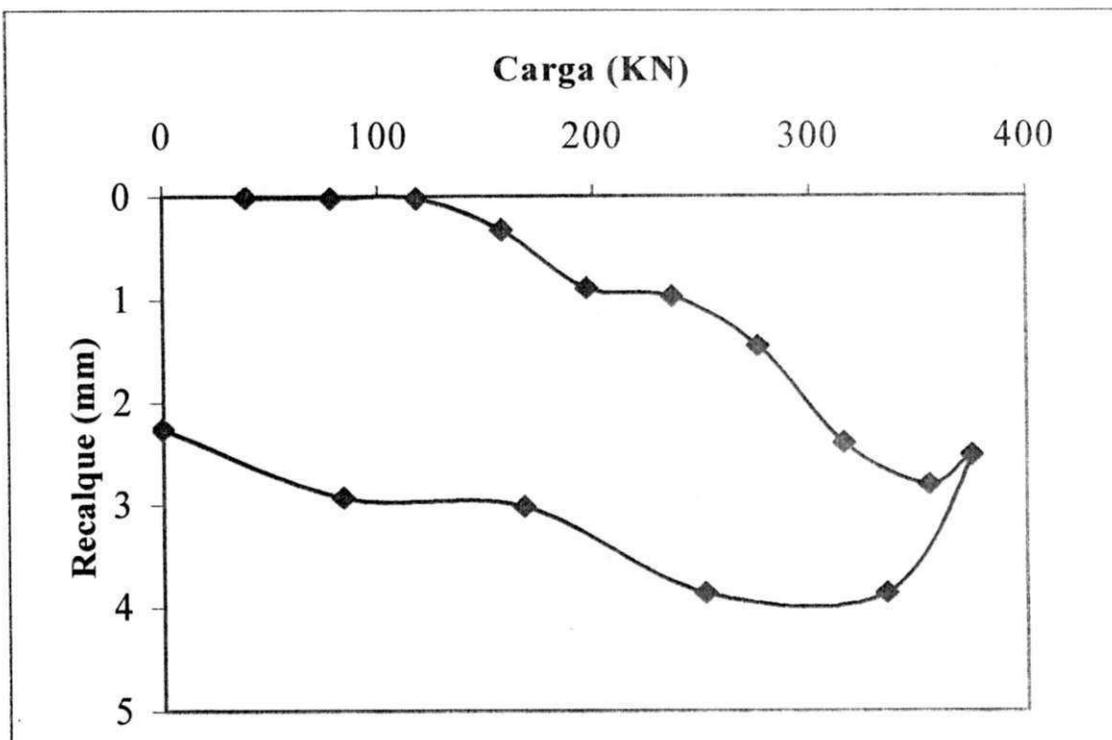


Figura 4.6 – Curva carga x recalque da estaca 20 submetida a esforços de tração.

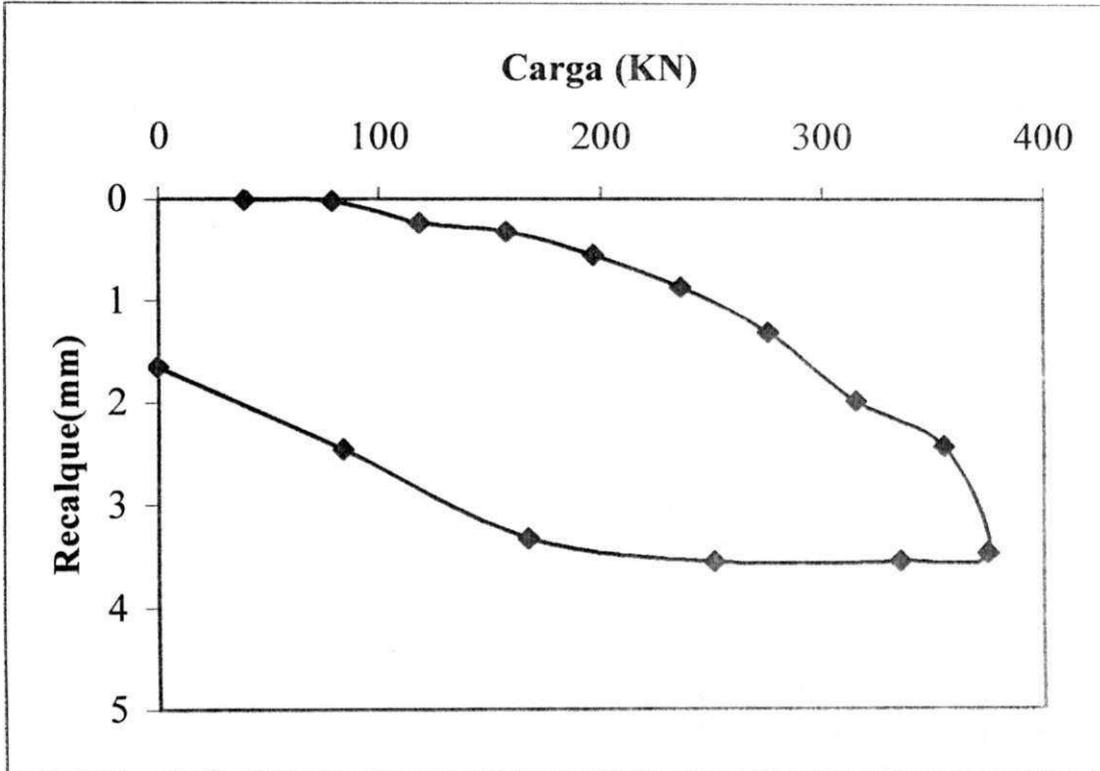


Figura 4.7– Curva carga x recalque da estaca 142 submetida a esforços de tração.

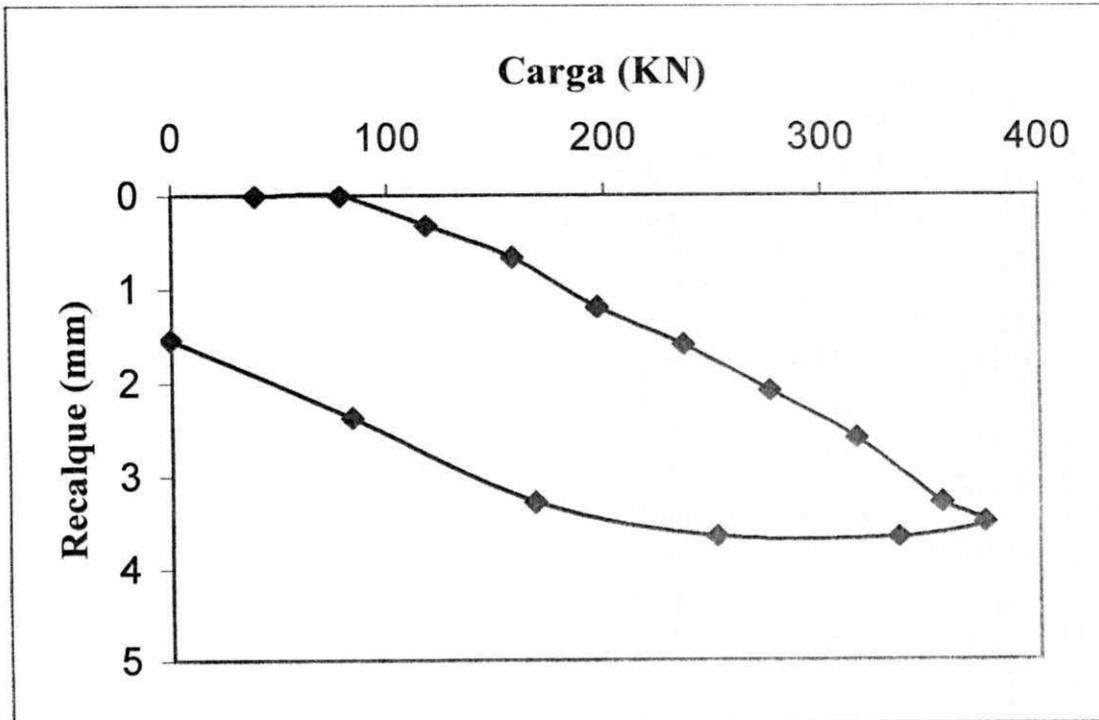


Figura 4.8 – Curva carga x recalque da estaca 150 submetida a esforços de tração.

As Figuras 4.9 e 4.10 apresentam os gráficos dos valores previstos pelos vários métodos para o esforço de tração, versus valores medidos nas provas de carga e extrapoladas através do método de Van der Veen. A Figura 4.9 apresenta a previsão feita a partir do diâmetro nominal e a Figura 4.10 apresenta tal previsão a partir do diâmetro real. A legenda da figura Grenoble 1 refere-se à consideração deste método para $\lambda=0$ e Grenoble 2 para $\lambda=-\phi/8$.

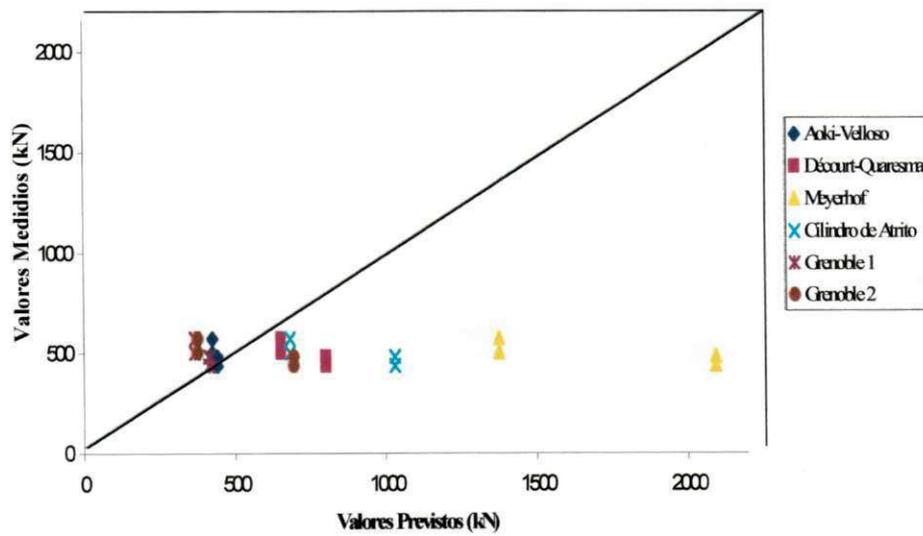


Figura 4.9 – Valores avaliados para a capacidade de carga à tração, a partir do diâmetro nominal, versus valores medidos em provas de carga.

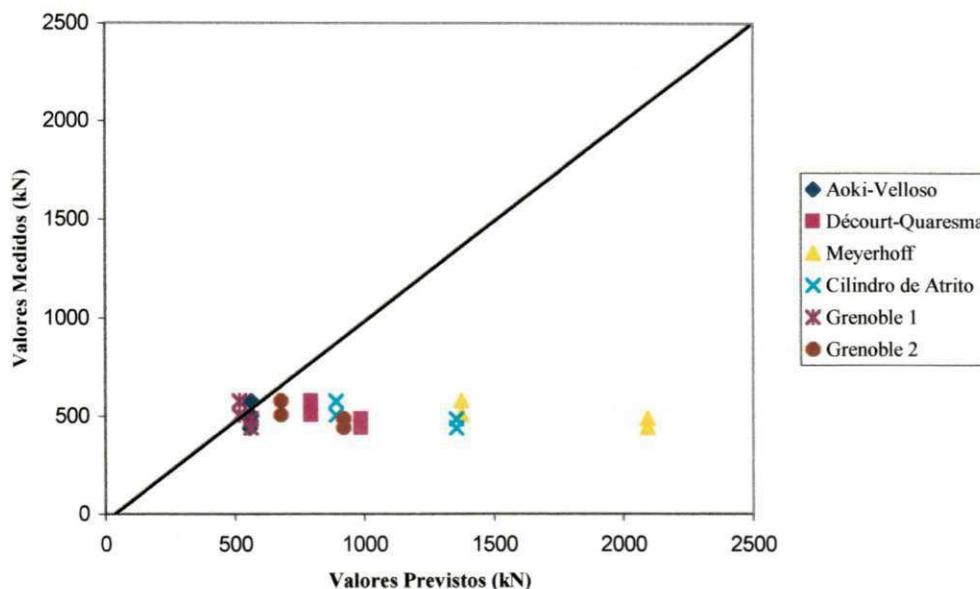


Figura 4.10 – Valores avaliados para a capacidade de carga à tração, a partir do diâmetro real, versus valores medidos em provas de carga.

Os erros percentuais obtidos para cada método em relação às provas de carga para as estacas solicitadas à compressão, 19 e 146, estão na Tabela 4.6. As Tabelas 4.7 e 4.8 apresentam os erros percentuais dos métodos à tração das estacas 18, 20, 142 e 150. O erro percentual foi calculado como a relação da diferença entre o valor obtido pela prova de carga e o avaliado pelo método, e o obtido pela prova de carga.

Tabela 4.6– Erros percentuais entre os diversos métodos à compressão e as provas de carga nas estacas nº 19 e nº 146.

Estaca Método	19		146	
	Erro Percentual		Erro Percentual	
	Dn	Dr	Dn	Dr
Aoki-Velloso (kN)	41,71	9,49	51,09	28,29
Decourt-Quaresma (kN)	42,05	17,11	36,01	11,62
Teixeira (kN)	33,86	1,03	39,27	12,62
Phillipponatt (kN)	31,23	-2,90	11,22	-28,36
Marques (kN)	39,00	11,59	29,28	0,25

Tabela 4.7- Erros percentuais entre os diversos métodos à tração e as provas de carga nas estacas nº 18 e nº 20.

Estaca Método	18		20	
	Erro Percentual		Erro Percentual	
	Dn	Dr	Dn	Dr
Aoki-Velloso (kN)	14.50	-13.24	25.40	1.15
Decourt-Quaresma (kN)	-30.94	-68.42	-14.24	-46.94
Cilindro de Atrito (kN)	-37.23	-78.55	-19.73	-55.78
Meyerhoff (kN)	-175.17	-322.33	-140.08	-268.48
Grenoble $\lambda=0$ (kN)	25.90	-4.55	35.35	8.78
Grenoble $\lambda = -\phi/8$ (kN)	24.07	-36.47	33.75	-19.07

Tabela 4.8- Erros percentuais entre os diversos métodos à tração e as provas de carga nas estacas nº 142 e nº 150.

Estaca \ Método	142		150	
	Erro Percentual		Erro Percentual	
	Dn	Dr	Dn	Dr
Aoki-Velloso (kN)	7.59	-16.27	-2.06	-28.43
Decourt-Quaresma (kN)	-66.41	-104.85	-83.81	-126.54
Cilindro de Atrito (kN)	-95.83	-152.44	-136.14	-210.38
Meyerhoff (kN)	-280.60	-496.30	-378.47	-661.36
Grenoble $\lambda=0$ (kN)	11.12	-14.62	4.13	-29.63
Grenoble $\lambda = -\phi/8$ (kN)	-37.26	-77.01	-59.31	-111.46

4.3 – Análise dos Resultados Previstos

4.3.1 – Resultados Previstos pelos Métodos à Compressão

AOKI-VELLOSO (1975)

Este método, tanto na consideração do diâmetro nominal quanto do real, forneceu valores inferiores aos obtidos nas provas de carga, ou seja, o método se mostrou a favor da segurança. Portanto, para um projeto de estacas rotativas injetadas na região litorânea de João Pessoa, o uso do diâmetro real estava mais próximo da realidade, de acordo com os resultados obtidos. Todavia, o número de ensaios executados é insuficiente para que se possa adota-lo como filosofia de projeto.

DÉCOURT-QUARESMA (1978)

Para este método faz-se as mesmas considerações que o método Aoki-Velloso, no que diz respeito à capacidade de carga estimada ser inferior à medida em provas de carga. Porém, estes métodos se mostraram diferentes no seguinte aspecto: o método

Aoki-Velloso se mostrou mais acurado na estaca menor, nº 19, que tem 18m de comprimento, do que na estaca nº 146, de 22m. Já o método Décourt-Quaresma se mostrou mais acurado na estaca de maior comprimento, a nº 146, do que na de menor comprimento, nº 19.

PHILLIPPONAT (1979)

O método de phillipponat, na consideração do diâmetro nominal, se mostrou a favor da segurança, e apresentou melhor acurácia do que qualquer outro método. Caso se considere o diâmetro nominal para o cálculo, o erro percentual em relação à prova de carga corresponde a 11,22%. Considerando-se o diâmetro real, o método se mostrou contra a segurança, embora também tenha apresentado valores pouco discrepantes, com o maior erro percentual igual a 28,36%.

TEIXEIRA (1996)

O cálculo sendo feito através do diâmetro nominal este método é seguro, porém antieconômico, apresentando erros percentuais, em relação às provas de carga, de 30 a 40%. Porém, tratando-se do diâmetro real, este método foi, juntamente com o de Marques (1997), o mais acurado. Nota-se a tendência que este método tem de tornar-se conservativo com o aumento do comprimento da estaca.

MARQUES (1997)

Por ser o único método adaptado para este tipo de estaca, apresentou valores muito acurados, considerando-se o diâmetro real da estaca. Com o aumento do comprimento da estaca, de 18m para 22m o método se tornou mais acurado, sem se tornar inseguro, apresentando um erro percentual de 0,25%. A justificativa para estes resultados é o fato do método já ter sido ajustado para este tipo de estaca, embora em outras regiões.

4.3.2 - Considerações Finais sobre os Métodos de Previsão de Capacidade de Carga à Compressão

Pelos resultados obtidos e apresentados, recomenda-se, preliminarmente, para as estacas Rotativas Injetadas executadas na região litorânea de João Pessoa, os métodos de Teixeira e Marques, considerando os diâmetros reais das mesmas. Esta recomendação se deve ao fato de que ambos os métodos se apresentaram bem acurados e sempre a favor da segurança. Para estacas menores recomenda-se o método de Teixeira e para estacas maiores o método de Marques.

Ressalta-se que esta sugestão é preliminar, visto que o número de provas de carga é insuficiente para que se possa tirar conclusões definitivas.

4.3.3 – Análise dos Resultados Previstos pelos Métodos à Tração

AOKI-VELLOSO (1975)

De um modo geral este método se apresentou a favor da segurança considerando o diâmetro nominal e contra a segurança na consideração do diâmetro real. Mostrou-se mais acurado quando utilizado em estacas mais longas.

Tanto o método de Aoki-Velloso quanto o de Décourt-Quaresma foram desenvolvidos para estacas submetidas a esforços de compressão. O cálculo de capacidade de carga à tração trata-se apenas de uma adaptação e seu uso requer cuidados especiais.

DÉCOURT-QUARESMA (1978)

Em todos os casos este método se mostra contra a segurança, principalmente para estacas mais longas. Vale salientar que nem este método nem o de Aoki-Velloso foram desenvolvidos para cálculo de capacidade de carga à tração.

CILINDRO DE ATRITO (1953)

Mostrou-se contra a segurança em todos os casos. No caso de estacas mais longas, 22m, as previsões foram muito discrepantes.

MEYERHOF (1973)

Foi o método que forneceu os resultados mais discrepantes com relação às provas de carga, apresentando valores contra a segurança. O problema se agrava ainda mais com estacas mais longas, inviabilizando, a princípio, sua utilização para análise de estacas Rotativas Injetadas na região litorânea de João Pessoa.

GRENOBLE (1968) $\lambda=0$

Assim como o método Aoki-Velloso, este método apresentou-se a favor da segurança, considerando-se o diâmetro nominal para o cálculo e geralmente contra, quando se considerou o diâmetro real.

GRENOBLE (1968) $\lambda=-\phi/8$

Com a consideração de $\lambda=-\phi/8$, o método se mostrou contra a segurança, tanto para o diâmetro nominal quanto para o diâmetro real. Esta discrepância se tornou maior nas estacas mais longas.

4.3.4 - Considerações finais sobre os Métodos de Previsão de Capacidade de Carga à Tração

Pelos resultados obtidos e apresentados, recomenda-se preliminarmente para previsão de capacidade de carga das estacas Rotativas Injetadas submetidas a esforços de tração executadas na região litorânea de João Pessoa, os métodos de Aoki-Velloso ou Grenoble, com $\lambda=0$, considerando os diâmetros nominais das mesmas. Não se recomenda para esta previsão o diâmetro real, pois este conduz a valores contra a segurança. Esta recomendação se deve ao fato de que ambos os métodos se apresentaram bem acurados e sempre a favor da segurança. Porém, pode-se tentar fazer

alguns ajustes nestes métodos, pois os mesmos não foram nem desenvolvidos nem ainda adaptados para este tipo de estaca.

Cuidados devem ser tomados ao se calcular a capacidade de carga à tração utilizando-se a parcela de atrito lateral nas fórmulas semi-empíricas (Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma) para o caso de compressão. Na realidade, a aferição destas fórmulas só foi feita em termos globais, ou seja, em relação a soma do atrito lateral com a resistência de ponta. Assim, não é garantido que um determinado método vá fornecer bons resultados quanto à determinação apenas do atrito lateral (DANZIGER, 1983).

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 - Conclusões

O presente trabalho representa uma contribuição para o conhecimento do comportamento de estacas Rotativas Injetadas executadas na cidade de João Pessoa, visando verificar-se os métodos de avaliação de capacidade de carga mais adequados.

As principais conclusões sobre os resultados desta pesquisa estão resumidas a seguir, em função das capacidades de carga avaliadas à compressão e à tração pelos métodos utilizados, quando comparados com provas de carga realizadas.

1 - Com relação à capacidade de carga do sistema estaca-solo submetidos a esforços de compressão, todos os métodos se mostraram a favor da segurança, quando comparados com os resultados das provas de carga, com a exceção do método de Phillipponat, quando considerado o diâmetro real das mesmas.

2 - De um modo geral, os resultados são mais acurados quando se considera o “diâmetro real” para o cálculo da capacidade de carga à compressão do conjunto solo-estaca.

3 - Os métodos que mais se adequaram as estacas rotativas injetadas em um depósito sedimentar da cidade de João Pessoa solicitadas à esforços de compressão foram os de Teixeira e o de Marques.

4 - A consideração do diâmetro real para a avaliação da capacidade de carga à tração do sistema solo-estaca, de um modo geral, está contra a segurança, sendo os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Grenoble (1968) para $\lambda=0$ os mais acurados.

5 - O aumento do comprimento da estaca, tende a superestimar ainda mais os valores avaliados pelos diversos métodos para a capacidade de carga à tração.

6 - Os métodos de Meyerhoff e Cilindro de Atrito apresentaram valores muito discrepantes dos medidos em provas de carga. No caso se serem utilizados na região de estudo para este tipo de estaca, precisam utilizar coeficientes de segurança muito altos ou sofrerem importantes adaptações.

7 – Os métodos de avaliação de capacidade de carga à tração de Décourt-Quaresma e de Grenoble para $\lambda = -\phi/8$ foram, de um modo geral, contra a segurança, porém menos discrepantes do que os métodos de Meyerhoff e do Cilindro de Atrito, quando comparados com as provas de carga.

8 – Os métodos de Aoki-Velloso e Grenoble, para $\lambda = 0$, foram os métodos de avaliação de capacidade de carga à tração que melhor se adaptaram a este tipo de estaca, devendo estes métodos ser utilizados com a consideração de diâmetro nominal, visto que apresentaram resultados sempre a favor da segurança e bem acurados.

9- Os métodos à compressão subestimam a real capacidade de carga das estacas rotativas injetadas. Os métodos à tração superestimam. Conclui-se que os métodos utilizados nesta pesquisa superestimam a resistência de ponta e subestima o atrito lateral.

5.2 - Sugestões para futuras Pesquisas

- 1) Avaliar a capacidade de carga de estacas Rotativas Injetadas em outras capitais nordestinas.
- 2) Marques (1998) adaptou o método de Décourt-Quaresma para as estacas Rotativas Injetadas trabalhando à compressão. Sugere-se adaptar outros métodos de avaliação de capacidade de carga à tração e à compressão para este tipo de estaca.

- 3) Instrumentar estacas Rotativas Injetadas, a fim de estudar a transferência de carga neste tipo de estaca quando submetidas a esforços de tração e compressão.
- 4) Estudar o comportamento de estacas Rotativas Injetadas em terrenos argilosos.

CAPÍTULO 6

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, NBR – 12131 / 91, Estacas – Prova de Carga Estática.

ABNT, NBR – 6122 / 96, Projeto e Execução de Fundações.

AGNELLI, N., ALBIERO, J. H. (1994), Efeito da Colapsividade no Resultado de Provas de Cargas Diretas, X CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Foz do Iguaçu, Vol. 1, pp. 167-174.

ALBIERO, J. H., MANTILLA, J. N. R., CARVALHO, D. (1994), Transferência de Carga em Estacas Escavadas, X CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Foz do Iguaçu-PR, vol. 1, pp. 305 – 309.

AMARAL, A. B. T. (1982), Capacidade de Carga de Estacas em Solos Argilosos da Formação Guabirotuba, VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Recife, Vol. II, pp. 9 – 13.

ACCIOLY, C. V. (1994), Uso de Argilas Esmectitas em Lamas para Execução de Paredes Diafragma, Dissertação de Mestrado – Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande – PB.

ALONSO, U. R. (1995), Reavaliação dos Métodos de Capacidade de Carga à Tração de Estacas Tipo Raiz, Revista Solos e Rochas, ABMS, Vol. 18, nº 1, pp. 45-48.

- AOKI, N. (1983)**, Controle “in situ” da Capacidade de Carga, ENCONTRO TÉCNICO SOBRE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PRÉ – MOLDADAS, São Paulo – SP, ABMS, pp. 13 – 24.
- AOKI, N., NIYAMA, S., CHAMECKI, P. R. (1996)**, Verificação de Desempenho, Fundações: Teoria e Prática, ABMS / ABEF, PINI, Cap. 20, pp. 723 – 751.
- AZEVEDO Jr., N. (1991)**, Essai de Chargement de Pieux Injectés Dans un Sol Résiduel. Fondations Profondes, Acte du colloque organisé par l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, pp. 345 – 352 (citado por CAMPELO, 1995).
- BARATA, F. E. (1994)**, Propriedades Mecânicas dos Solos: Uma Introdução ao Projeto de Fundações, Livros Técnicos e Científicos Editora S. A.
- BOWLES, J. E. (1988)**, Foundation Analysis and Design, 2 ed., Tokyo, MacGraw Hill Konakusha Ltd.
- CAMPELO, N. S. (1995)**, Capacidade de Carga de Fundações Tracionadas, Monografia Geotécnica nº 6, São Carlos – SP, Publicação 008/95.
- CAMPELO, N. S., CINTRA, J. C. A. (1994)**, Análise Comparativa da Carga de Ruptura à Tração em Estacas, X CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Vol. I, Foz do Iguaçu, pp. 11 – 18.
- CARVALHO, D. (1991)**, Análise de Cargas Últimas à Tração de Estacas Escavadas, Instrumentadas, em Campo Experimental de São Carlos, SP, Tese de Doutorado – Universidade de São Paulo, São Carlos - SP (citado por CAMPELO, 1995).
- CARVALHO, D., MANTILLA, J. N. R., ALBIERO, J. H., CINTRA, J. C. A. (1991)**, Provas de Carga à Tração e à Compressão em Estacas

- Instrumentadas do Tipo Raiz. SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo – SP, Vol.II, pp. 79-87.
- CASTELLO, R. R., POLIDO, U. F. (1982)**, Capacidade de Carga de Estacas Cravadas em Areia – Correlações Baseadas em Pressão Efetiva, VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Recife, Vol. II, pp. 94 –109.
- CINTRA, J. C. A., CAMPELO, N. S., CARNEIRO, B. J. I., MACACARI, M. F. (1994)**, Correlações entre Cargas Últimas de Estacas à Tração e a Compressão em Solo Colapsível, 2º SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, Recife – PE, pp. 231 – 236.
- DANZIGER, F. A. B. (1983)**, Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços Verticais de Tração, Dissertação de Mestrado – COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- DANZIGER, F. A. B., VELLOSO, D. A. (1986)**, Correlações entre SPT e os Resultados de Ensaio de Penetração Contínua. Anais , VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Porto Alegre, Vol. VI, pp. 103-113.
- DE BEER, E. E. (1988)**, Different Behavior of Bored and Driven Piles, 1º Inter. Geoth. Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles. pp. 47 – 42, Ghent (citado por DÉCOURT, 1996).
- DÉCOURT, L. (1996)**, Análise e Projeto de Fundações Profundas – Estacas, Fundações: Teoria e Prática, ABMS/ ABEF, PINI, Cap. 8, pp. 265 – 301.
- DÉCOURT, L., QUARESMA, A. R., QUARESMA FILHO, A. R., ALMEIDA, M. S. S., DENZIGER, F. A. B.(1996)**, Investigações Geotécnicas, Fundações: Teoria e Prática, ABMS/ ABEF, PINI, Cap. 3, pp. 124.

- DÉCOURT, L. (1998)**, Ruptura de Fundações e Coeficientes de Segurança a Luz do Conceito da Rigidez. XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Brasília, Vol. III, pp. 1599 – 1606.
- FALCONI, F. F., FILHO, J. S., FÍGADO, N. D. (1996)**, Execução de Fundações Profundas – Estacas Escavadas sem Lama Bentonítica, Fundações : Teoria e Prática, ABMS/ ABEF, PINI, Cap. 9, pp. 336.
- FARIAS, M. P. (1999)**, Estimativa dos Parâmetros Geotécnicos e da Capacidade de Carga de um Depósito Arenoso da Região de Maceió Utilizando um Cone Elétrico, Dissertação de Mestrado - Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande – PB.
- FELLENIUS, B. T. (1980)**, The Analisis of Results from Routine Pile Load Tests, Ground Engineering, September 1980, pp. 19 – 31.
- FONTOURA, S.A.B., VELLOSO, P.P.C., PEDROSA, M. G. A.(1982)**, Análise da Capacidade de Carga de uma Estaca Escavada com Instrumentação no Fuste, VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Recife-PE, Vol. II, pp. 221 – 235.
- FURTADO, K. F.(1998)**, Avaliação de Parâmetros de Resistência e Deformabilidade em Subsolos Arenosos na Cidade de João Pessoa através de Pressiômetro de Ménard, Dissertação de Mestrado – Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande – PB.
- GODOY, N. S. (1983)**, Interpretação de Provas de Carga em Estacas, ENCONTRO TÉCNICO SOBRE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PRÉ – MOLDADAS, São Paulo – SP, ABMS, pp. 25 – 60.

- HANNA, A., GHALY, A. (1991)**, Performance of piles with enlarged bases subject to uplift forces. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 28 n° 5, pp. 760 – 762 (citado por CAMPELO, 1995).
- HUNTER, A. J., DAVISSON, M. T. (1969)**, Measurements of Pile Load Transfer., ASTM STP n° 444 Proc. Performace of Deep Foundation, pp. 106 – 117, ASTM STP 444 (citado por DÉCOURT, 1996).
- JÁKI, J. (1948)**, Pressure in silos, INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., Zurich, pp. 265 – 276 (citado por CAMPELO, 1995).
- KILLER, J. (1953)**, Foundation économiques des pylones de lignes aerines, INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., Zurich, pp. 265 – 276 (citado por CAMPELO, 1995).
- KULHAWY, F. H., PETERSON, M. S. (1979)**, Behavior of sand – concrete interfaces. CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÁNICA DE SUELOS Y INGENIERIA DE CIMENTACIONES, 6., LIMA, Peru, Vol. 2: pp. 225 – 236 (citado por CAMPELO, 1995).
- LEITE, L. E. D. (1998)**, Avaliação da Capacidade de Carga à Tração das Estacas Rotativas Injetadas, Dissertação de Mestrado – Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande – PB.
- LEHANE, B. M., JARDINE, R. J., BOND, A.J., FRANK, R. (1993)**, Mechanisms of Shaft Friction in Sand from Instrumented Piles Test, *Journal of Geotechnical Engeneering*, ASCE, Vol. 119, n° 1, pp. 19-35.
- LOBO, A.S.; ALBIEIRO, J. H.; CARVALHO, D. (1991)**, Provas de Carga Executadas sobre Estacas de Pequeno Diâmetro, II SEMINÁRIO DE

- ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, Vol. 1, pp. 197.
- MANTILLA, J. N. R., ALBIERO, J. H., CARVALHO, D. (1994)**, Transferência de Carga em Estacas Escavadas a Compressão, X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu, Vol. 1, pp. 303.
- MARQUES, J. A. F. (1997)**, Execução e Previsão de Capacidade de Carga de Estacas Rotativas injetadas, Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Carlos – SP.
- MARQUES, J. A. F., MARQUES, A. G. (2000)**, Resultados de Provas de Carga em Estacas Escavadas Injetadas, com Bulbos, IV SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, vol. 1, pp. 260 – 271.
- MARTIN, D. (1973)**, Calcul des Pieux et Fundations à Dalle des Pylones de Transport d'énergie Électrique. Etude Théorique et Resultats d'essais en Laboratoire et in Situ. Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publies, (307 – 308): pp. 105 – 130, juillrt – aout (citado por CAMPELO, 1995).
- MASSAD, F. (1986)**, Notes on the Interpretation of Failure Load From Routine Pile Load Test, Revista Solos e Rochas, Vol. 9, n 1, pp. 33 – 36.
- MASSAD, F. (1994)**, Limite das Extrapolações em Provas de Cargas Verticais Interrumpidas Prematuramente, X CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Foz do Iguaçu, Vol. 1, pp. 247-254.

- POTYONDY, J. G. (1961)**, Skin Friction Between Various Soils and Construction Materials, *Geotechnique* 11(4): pp. 339 – 353.
- POULOS, H. G., DAVIS, E. H. (1980)**, Pile foundation analysis and design. New York, Wiley & Sons.
- RAO, K. S., VENKATESH, K. H. (1985)**, Uplift behavior of short piles in uniform sand, *Soil and foundations*, v. 25, n^o 4, pp. 1-7 (citado por CAMPELO, 1995).
- SACILOTTO, A.C. (1992)**, Comportamento de Estacas Instrumentadas, Submetidas a provas de Carga Lentas e Rápidas, Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Carlos – SP.
- SACILOTTO, A.C. (1992)**, Estacas Escavadas Instrumentadas Submetidas a Cargas Lentas e Rápidas, X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu, Vol. 1, pp. 357.
- SAES, J. L. (1985)**, Estacas Escavadas com Lama Bentonítica. Execução – Fatores Envolvidos, I SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, vol. I pp. 81-90.
- SAES, J. L. (1996)**, Execução de Fundações Profundas – Estacas Escavadas com Lama Bentonítica, *Fundações: Teoria e Prática*, ABMS / ABEF, PINI, Cap 9, pp. 348 – 360.
- SOWA, V. A. (1970)**, Pulling capacity of concrete cast-in-situ bored piles, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 7, n^o 4, pp. 482 – 494 (citado por CAMPELO, 1995).
- STEPHAN, A., MINETTE, E., LOPES, G. S., BUENO, B. S. (1998)**, Prova de Carga Estática em Estacas: Comparação com os Métodos de Previsão de Capacidade de Carga, XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA

DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Brasília, Vol. III, pp. 1423 – 1429.

TEIXEIRA, A. H. (1996), Projeto e Execução de Fundações, III SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, CD.

TERZAGHI, K. & PECK, R. B. (1948), Soil Mechanics in Engineering Practice. 1. Ed, John Wiley and Sons, New York.

VÉSIC, A. S. (1970), Test on Instrumented Piles, Ogeechee river site, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v. 96, nº 2, pp. 561 – 584 (citado por CAMPELO, 1995).

YASSUDA, C. T., VIEIRA, P. H. (1996), Tirantes, Fundações: Teoria e Prática. ABMS / ABEF, PINI, Cap. 17, pp. 603.

APÊNDICE I

Tabela 1 – Resultados do ensaio de prova de carga da estaca nº19 submetida a esforços de compressão.

Estaca 19		
Ensaio de Prova de Carga à Compressão		
Estágio	Carga (kN)	Recalque (mm)
1	158,00	0,01
2	316,00	0,29
3	474,00	1,09
4	632,00	2,84
5	790,00	6,90
6	948,00	14,57
7	1106,00	25,11
8	1264,00	36,00
9	1422,00	45,11
10	1580,00	48,49
11	1343,00	49,14
12	1007,25	49,14
13	671,50	48,63
14	335,75	46,45
15	0	42,96

Tabela 2 – Resultados do ensaio de prova de carga da estaca nº146 submetida a esforços de compressão.

Estaca 146		
Ensaio de Prova de Carga à Compressão		
Estágio	Carga (kN)	Recalque (mm)
1	158,00	0,01
2	316,00	0,29
3	474,00	1,09
4	632,00	2,84
5	790,00	6,90
6	948,00	14,57
7	1106,00	25,11
8	1264,00	36,00
9	1422,00	45,11
10	1580,00	48,49
11	1501,00	12,81
12	1125,75	12,80
13	7505,00	12,47
14	3752,25	10,93
15	0	7,03

Tabela 3 – Resultados do ensaio de prova de carga da estaca nº18 submetida a esforços de tração.

Estaca 18		
Ensaio de Prova de Carga à Tração		
Estágio	Carga (kN)	Recalque (mm)
1	39,50	0,00
2	79,00	0,01
3	118,50	0,16
4	158,00	0,42
5	197,50	0,73
6	237,00	1,12
7	276,50	1,49
8	316,00	1,92
9	355,50	2,40
10	375,25	2,68
11	335,75	2,87
12	251,81	2,87
13	167,87	2,39
14	83,93	1,93
15	0	1,43

Tabela 4 – Resultados do ensaio de prova de carga da estaca nº20 submetida a esforços de tração.

Estaca 20		
Ensaio de Prova de Carga à Tração		
Estágio	Carga (kN)	Recalque (mm)
1	39,50	0,01
2	79,00	0,01
3	118,50	0,33
4	158,00	0,68
5	197,50	1,20
6	237,00	1,60
7	276,50	2,10
8	316,00	2,60
9	355,50	3,29
10	375,25	3,50
11	335,75	3,66
12	251,81	3,65
13	167,87	3,28
14	83,93	2,38
15	0	1,54

Tabela 5 – Resultados do ensaio de prova de carga da estaca nº142 submetida a esforços de tração.

Estaca 142		
Ensaio de Prova de Carga à Tração		
Estágio	Carga (kN)	Recalque (mm)
1	39,50	0,01
2	79,00	0,02
3	118,50	0,02
4	158,00	0,32
5	197,50	0,89
6	237,00	0,97
7	276,50	1,46
8	316,00	2,40
9	355,50	2,81
10	395,00	3,52
11	375,25	3,87
12	281,44	3,87
13	187,62	3,02
14	93,81	2,93
15	0	2,26

Tabela 6 – Resultados do ensaio de prova de carga da estaca nº150 submetida a esforços de tração.

Estaca 150		
Ensaio de Prova de Carga à Tração		
Estágio	Carga (kN)	Recalque (mm)
1	39,50	0,01
2	79,00	0,02
3	118,50	0,23
4	158,00	0,32
5	197,50	0,56
6	237,00	0,87
7	276,50	1,32
8	316,00	2,00
9	355,50	2,45
10	395,00	3,48
11	375,25	3,56
12	281,44	3,56
13	187,62	3,33
14	93,81	2,47
15	0	1,65