

UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO ESCOLA POLITÉCNICA DE PERNAMBUCO Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

KARLA PATRÍCIA SOUZA DE OLIVEIRA

ESTUDO DA CURVA CARGA-RECALQUE DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

Recife, PE 2013



UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO ESCOLA POLITÉCNICA DE PERNAMBUCO Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

KARLA PATRÍCIA SOUZA DE OLIVEIRA

ESTUDO DA CURVA CARGA-RECALQUE DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

Dissertação apresentada ao Curso de Pósgraduação em Engenharia Civil da Escola Politécnica de Pernambuco da Universidade de Pernambuco, para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Área de Concentração: Construção Civil

Orientador: Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão

Dados Internacionais de Catalogação-na- Publicação (CIP) Universidade de Pernambuco – Recife

O48e	Oliveira, Karla Patrícia Souza de Estudo da curva carga-recalque de estacas hélice contínua / Karla Patrícia Souza de Oliveira – Recife: Universidade de Pernambuco. Escola Politécnica, 2013. 124 f.
	Orientador: Dr. Alexandre Duarte Gusmão Dissertação (Mestrado – Construção Civil) – Escola Politécnica de Pernambuco. Universidade de Pernambuco. Programa de Pós- graduação em Engenharia Civil, 2013
	1. Fundações. 2. Prova de carga. 3. Capacidade de carga. 4. Curva carga-recalque Dissertação I. Gusmão, Alexandre Duarte (orient.) II. Universidade de Pernambuco, Escola Politécnica, Mestrado em Construção Civil. III. Título.
	CDD 624.15

ESTUDO DA CURVA CARGA-RECALQUE DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

BANCA EXAMINADORA:

Orientador:

Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão Universidade de Pernambuco

Examinadores:

Prof. Dr. Eder Carlos Guedes dos Santos Examinador Interno Universidade de Pernambuco

Prof. Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira Examinador Externo Universidade Católica de Pernambuco

Recife, PE 2013

Aos meus pais pelo esforço, pela dedicação, pelo amor incomparável que sempre me foi dado e por terem me dado a maior herança, minha educação. À minha família pelo apoio e confiança. Ao meu esposo Jorge pelo amor, apoio e paciência. A vocês dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço ao meu Deus, autor da vida e que me conduziu até aqui.

Aos meus pais que sempre acreditaram em mim e nunca mediram esforços para que tivesse a oportunidade de estudar e ser alguém, agradeço pelo exemplo de humildade e honestidade que sempre deram, mostrando que o que vale na vida é aquilo que somos e não aquilo que temos. Ao meu esposo amado, Jorge, pelo incentivo, apoio e paciência.

Aos meus familiares, por me incentivarem e torcerem por mim, ao meu tio Martins que sempre me ajudou quando precisei, à minha avó Rita que em suas orações nunca se esquece de mim, à minha sogra Maria dos Prazeres pelas cobranças e incentivo.

À minha irmã Karina, meus cunhados Leandro, Irlanda e Breno pelo apoio.

Ao meu professor, orientador e amigo, Alexandre Gusmão, que acreditou em mim e que me deu a oportunidade de concretizar mais uma etapa da minha vida, que não desistiu de puxar minhas orelhas mesmo estando longe, a ele minha admiração e agradecimento.

Aos professores do PEC pela atenção e paciência que tiveram para comigo.

À secretária do PEC, Lúcia, que sempre ajudou nos meus momentos de aflição. E mesmo quando estive distante me auxiliou em tudo.

À minha turma do mestrado, em especial, às minhas amigas Carol, Clarissa e Luíza, obrigado por tudo.

Enfim, a todos que direta ou indiretamente me ajudaram para que este sonho fosse realizado.

"Suba o primeiro degrau com fé. Você não tem que ver toda a escada, você só precisa dar o primeiro passo".

Marthin Luther King

RESUMO

Estima-se, segundo comunicação pessoal com uma empresa executora de projetos, que as estacas hélice contínua representem atualmente cerca de 75% do mercado de fundações profundas para prédios no Recife. Portanto, é fundamental que se conheça o desempenho de tais estacas, no sentido de se otimizar os projetos de fundações. Neste trabalho foram analisadas 40 provas de carga estática realizadas durante a construção de um shopping center no Recife. Na obra foram executadas 4.000 estacas com diâmetro de 400, 500 e 600 mm, e comprimento variando entre 22 e 25 m. A metodologia consistiu das seguintes etapas: (i) seleção dos ensaios analisados; (ii) extrapolação da capacidade de carga das estacas através dos métodos de Van der Veen (1953) e da rigidez de Décourt (1996); (iii) Definição de critério para a partição da resistência lateral e de ponta das estacas; (iv) Comparação dos valores obtidos com os previstos a partir dos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), Antunes-Cabral (1996) e Décourt (1996); (v) ajuste dos coeficientes α e β do método de Décourt (1996) para os dados da obra; (vi) proposta de uma curva carga-recalque padrão para as estacas hélice contínua. Os resultados mostraram que a capacidade de carga obtida pelo método de Van der Veen foi 20% menor que a obtida através do método da rigidez. Os métodos semi-empíricos propostos por Antunes-Cabral (1996) e Décourt (1996) apresentaram a melhor acurácia na previsão da capacidade de carga das estacas. Na partição da capacidade de carga das estacas, a melhor hipótese de mobilização da resistência lateral da estaca foi obtida para um recalque igual a 2% do diâmetro da estaca. O melhor ajuste do método de previsão de capacidade de carga de estaca proposto por Décourt (1996b) ocorreu para α = $0,60 \text{ e} \beta = 1,00$. Finalmente, a curva carga-recalque padrão proposta na pesquisa foi capaz de prever de modo satisfatório os resultados das provas de carga das estacas hélice contínua.

Palavras-chave: Fundações. Prova de carga. Estacas hélice contínua. Curva carga-recalque.

ABSTRACT

It is estimated, according to personal communication with a company executing projects, that the continuous flight auger piles currently represent about 75% of the market share for deep foundations of buildings in Recife. Therefore, it is essential to know the performance of such piles, in order to optimize the design of foundations. This study analyzed 40 static load tests performed during the construction of a shopping center in Recife. It was executed about of 4,000 piles with a diameter of 400, 500 and 600 mm and length ranging between 22 and 25 m. The methodology consisted of the following steps: (i) selection of the tests analyzed; (ii) extrapolation of the load capacity of the piles through the methods of Van der Veen (1953) and stiffness of Décourt (1996); (iii) Definition of criteria for the partition of lateral and tip resistance; (iv) comparison of these values with the predicted from the semi-empirical methods of Aoki-Velloso (1975), Antunes-Cabral (1996) and Décourt (1996); (v) adjustment of the coefficients α and β of method of Décourt (1996) for the selected data; (vi) proposition of a standard load-settlement curve for continuous flight auger piles. The results showed that the load capacity obtained by the method of Van der Veen was 20% lower than that obtained by the method of stiffness. The semi-empirical methods proposed by Antunes-Cabral (1996) and Décourt (1996) showed the best accuracy in predicting the ultimate capacity of the piles. For the partition of lateral and tip resistance, the piles, the best hypothesis of mobilization of lateral resistance was obtained for settlement equal to 2% of the diameter of the pile. The best fit of the prediction method proposed by Décourt (1996) was obtained for $\alpha = 0.60$ and $\beta =$ 1.00. Finally, the standard load-settlement curve proposed in this research was able to predict satisfactorily the results of load tests of continuous flight auger piles.

Key-words: Foundations. Load test. Continuous flight auger piles. Load-settlement curve.

Figura 2.1 – Aspectos geológicos do Brasil	24
Figura 2.2 – Mapa geológico da cidade do Recife	25
Figura 2.3 – Execução da estaca hélice contínua	28
Figura 2.4 – Folha de controle de execução de estacas hélice contínua	30
Figura 2.5 – Esquema de execução da prova de carga estática	37
Figura 2.6 – Determinação da carga de ruptura convencional	43
Figura 2.7 – Extrapolação da curva carga-recalque segundo o Método de Van der Veen (1953)	45
Figura 3.1 – Mapa das áreas da Região Metropolitana do Recife	57
Figura 3.2 – Local estudado	58
Figura 3.3 – Coluna geológica esquemática da Região Metropolitana do Recife	59
Figura 3.4 – Vista aérea da área de implantação do shopping	60
Figura 3.5 – Vista aérea da obra em fase de execução	61
Figura 3.6 – Vista aérea da obra em fase de execução	61
Figura 3.7 – Locação das Sondagens	63
Figura 3.8 – Execução das fundações	64
Figura 3.9 – Confecção da armadura das estacas	64
Figura 3.10 – Blocos de coroamento	65
Figura 3.11 – Máquinas usadas no estaqueamento	65
Figura 3.12 – Perfil geotécnico simplificado do terreno	66
Figura 3.13 – Esquema da montagem do ensaio de prova de carga estática	70
Figura 3.14 – Execução do ensaio de prova de carga estática	71
Figura 4.1 – Curva carga-recalque da PCE1	77
Figura 5.1 – Curva carga-recalque da PCE 1	78

Figura 5.2 – Comparação da carga de ruptura extrapolada pelos métodos de Van der Veen (1953) e da rigidez de Décourt (1996)	80
Figura 5.3 – Comparação da capacidade de carga extrapolada pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso (1975)	81
Figura 5.4 – Comparação da capacidade de carga extrapolada pelo método de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso (1975)	81
Figura 5.5 – Comparação da capacidade de carga extrapolada pelo método de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Décourt Quaresma (1996)	82
Figura 5.6 – Comparação da capacidade de carga extrapolada pelo método de Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Décourt Quaresma (1996)	82
Figura 5.7 – Comparação da capacidade de carga extrapolada pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (1996)	83
Figura 5.8 – Comparação da capacidade de carga extrapolada pelo método da Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (1996)	83
Figura 5.9 – Comparação entre a resistência lateral da estaca e os valores previstos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca)	84
Figura 5.10 – Comparação entre a resistência lateral da estaca e os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca)	85
Figura 5.11 – Comparação entre a resistência lateral da estaca prevista pelo método da extrapolação de Van der Veen e os valores previstos pelo método semi- empírico de Décourt Quaresma (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca)	85
Figura 5.12 – Comparação entre a resistência lateral da estaca prevista pelo método da Rigidez e os valores previstos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do	0.6
alametro da estaca)	86

Figura 5.13 – Comparação entre a resistência lateral da estaca prevista pelo método da Rigidez (1996) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca).	86
Figura 5.14 – Comparação entre a resistência lateral da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi- empírico de Décourt Quaresma (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca)	87
Figura 5.15 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca)	88
Figura 5.16 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca).	88
Figura 5.17 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Décourt Quaresma (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca)	89
Figura 5.18 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi- empírico de Aoki Velloso (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca)	89
Figura 5.19 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi- empírico de Antunes Cabral (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca)	90
Figura 5.20 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi- empírico de Décourt Quaresma (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca)	90
Figura 5.21 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de extrapolação de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca)	91

Página

Figura 5.22 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de extrapolação de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca)	1
Figura 5.23 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de extrapolação de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Décourt Quaresma (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca)	2
Figura 5.24 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi- empírico de Aoki Velloso (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca)	3
Figura 5.25 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi- empírico de Antunes Cabral (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca)	3
Figura 5.26 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi- empírico de Décourt Quaresma(1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca)	4
Figura 5.27 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca)	4
Figura 5.28 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca)	5
Figura 5.29 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Décourt Quaresma(1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca)	5
Figura 5.30 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi- empírico de Aoki Velloso (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca)	6

Figura 5.31 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método Rigidez de Décourt (1996) os valores previstos pelo método semi- empírico de Antunes Cabral (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca)	96
Figura 5.32 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi- empírico de Décourt Quaresma (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca)	97
Figura 5.33 – Comparação entre a resistência lateral da estaca e os valores previstos pelo método de Décourt ajustado (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro)	98
Figura 5.34 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca e os valores previstos pelo método de Décourt ajustado (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro)	98
Figura 5.35 – Comparação entre a curva carga-recalque padrão da estaca e o resultado da PCE 11	101
Figura 5.36 – Comparação entre a curva carga-recalque padrão média das estacas e os resultados das 10 provas de carga	102
Figura 6.1 – Resumo da Comparação dos valores de carga de ruptura obtidos pelos métodos semi-empíricos e pelo método da Rigidez de Décourt	104
Figura 6.2 - Resumo da Comparação dos valores de carga de ruptura obtidos pelos métodos semi-empíricos e pelo método de extrapolação de Van der Veen	104

LISTA DE TABELAS

Página

Tabela 2.1 – Características mínimas de torque para execução de estacas hélice contínua (NBR 6122:2010)	31
Tabela 2.2 – Coeficientes K e α do Método de Aoki-Velloso (1975)	54
Tabela 2.3 – Parâmetros β1 e β2 do Método de Antunes-Cabral (1996)	55
Tabela 2.4 – Coeficientes α_D e β_D do Método de Décourt (1996) por tipo de estaca	56
Tabela 4.1 – Critério de escolha das provas de carga	73
Tabela 5.1 – Carga de ruptura extrapolada pelos Métodos de Van der Veen (1953) e da rigidez de Décourt (1996)	79
Tabela 5.2 – Valores previstos pelos métodos semi-empíricos	80
Tabela 5.3 – Dados obtidos das provas de carga com estacas de 500 mm de diâmetro	99
Tabela 5.4 – Pontos da curva carga-recalque padrão da estaca PCE11	100
Tabela 5.5 – Capacidade de carga das estacas calculadas pelo Método de Décourt (1996) com os ajustes de $\alpha = 0,60$ e $\beta = 1,00$	101
Tabela 5.6 – Pontos da curva carga-recalque padrão média das 10 estacas	102

SUMÁRIO

Página

1 INTRODUÇÃO	18
1.1 Considerações iniciais	18
1.2 Objetivos	21
1.2.1 Objetivo Geral	21
1.2.2 Objetivos Específicos	21
1.3 Estruturação do trabalho	21
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1 Geologia da cidade do Recife	23
2.2 Prática de fundações no Recife	24
2.3 Estacas hélice contínua	26
2.3.1 Aspectos de projeto, execução e controle	26
2.3.2 Aspectos da norma NBR 6122:2010	31
2.4 Prova de carga estática	32
2.4.1 Tipos e procedimentos	38
2.4.1.1 Ensaio lento	38
2.4.1.2 Ensaio rápido	39
2.4.2 Aspectos da norma NBR 6122:2010	42
2.5 Obtenção da capacidade de carga a partir de provas de carga	44
2.5.1 Problemas relacionados à extrapolação	44
2.5.2 Método de Van der Veen (1953)	45
2.5.3 Método da rigidez de Décourt (1996)	46
2.6 Obtenção das parcelas de resistência lateral e de ponta em provas de carga	48
2.6.1 Método da rigidez de Décourt (1996)	48

SUMÁRIO

2.6.2 Proposta de recalque nomalizado típico para mobilização plena da resistência lateral	50
2.7 Métodos semi-empíricos para previsão da capacidade de carga de estacas hélice contínua	51
2.7.1 Método de Aoki-Velloso (1975) com valores de F1 e F2 atualizados	53
2.7.2 Método de Antunes-Cabral (1996)	55
2.7.3 Método de Décourt (1996)	55
3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	57
3.1 Considerações iniciais	57
3.2 Caracterização do empreendimento	60
3.3 Caracterização geotécnica do terreno	62
3.4 Projeto das fundações	67
3.5 Execução das fundações	67
3.6 Provas de carga estática	68
4 METODOLOGIA	72
4.1 Critério de escolha das provas de carga	72
4.2 Extrapolação da curva carga-recalque	74
4.3 Previsão da capacidade de carga a partir de métodos semi-empíricos	75
4.4 Partição da resistência lateral e de ponta	75
4.5 Ajuste do Método de Décourt (1996) para previsão de capacidade de carga	75
4.6 Proposta de curva carga-recalque padrão	76

SUMÁRIO

5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	78
5.1 Prova de carga estática	78
5.2 Extrapolação da prova de carga	78
5.3 Previsão da capacidade de carga partir de métodos semi-empíricos	79
5.4 Partição das parcelas de resistência das estacas (lateral e ponta)	84
5.5 Ajuste do Método de Décourt (1996) para previsão de capacidade de carga	97
5.6 Proposta de curva carga-recalque padrão	99
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	103
6.1 Conclusões	103
6.2 Sugestões para futuras pesquisas	105
REFERÊNCIAS	106
ANEXOS	111

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

De acordo com dados da Prefeitura do Recife (2012), encontrados no sítio eletrônico oficial da mesma, a origem do Recife remonta à terceira década do Século XVI, quando era uma estreita faixa de areia protegida por uma linha de arrecifes que formava um ancoradouro. Devido às suas características físicas favoráveis, o local passou a abrigar um porto. E no entorno dele, que servia a Vila de Olinda, formou-se um povoado com cerca de 200 habitantes, em sua maioria, marinheiros, carregadores e pescadores. O assentamento ocupava a península correspondente ao que é hoje o Bairro do Recife.

Por se tratar de região portuária, a atividade comercial desenvolveu-se rapidamente impulsionando o crescimento do povoado. E em 1537, a constituição da Vila do Recife é registrada. No século XVII, com o desenvolvimento econômico da colônia, o porto prosperou favorecendo a expansão da vila que tomou forma de cidade. A atividade açucareira também cresceu e as margens dos cursos d'água passaram a ser ocupadas por engenhos e casebres, enquanto os rios tornaram-se caminhos navegáveis para transporte dos produtos, segundo dados apresentados no sítio eletrônico oficial da Prefeitura do Recife (2012).

Em 1630, Olinda, centro da capitania, foi invadida e incendiada por holandeses. Contudo, os invasores se estabeleceram nas terras baixas do Recife, seja porque o sítio de Olinda não favorecia aos seus interesses militares e comerciais, seja pela semelhança do Recife com a Holanda. Desse modo, colonos, soldados, habitantes de Olinda e imigrantes judeus iniciaram a ocupação da Vila do Recife, de acordo com os dados da Prefeitura do Recife encontrados no sítio eletrônico oficial (2012).

A partir do Século XVIII, o desenvolvimento da cidade se apoiou no comércio externo e a urbanização portuguesa incide predominantemente sobre o antigo território holandês, de forma espontânea, caracterizada por ruas estreitas, que se abrem em pátios onde se destaca a construção religiosa. No Século XIX, a cidade já apresenta um tecido densamente urbanizado que corresponde ao atual centro histórico surgido dos aterros das áreas alagadas e mangues, a partir da ocupação holandesa, dados da Prefeitura do Recife (2012).

O Recife ocupa posição central no litoral do nordeste brasileiro, situando-se a 800 km das metrópoles regionais de Salvador e Fortaleza. O clima tropical-úmido e os ambientes naturais compostos por praias, rios, mangues, matas e mananciais constituem uma riqueza ímpar e atribui ao Recife características que a diferencia das demais cidades do Brasil, segundo a Prefeitura do Recife (2012).

A urbanização da cidade se deu a partir do Bairro do Recife, sendo o crescimento acelerado no Século XIX. Neste período, a cidade já apontava para sua atual estrutura urbana, radiocêntrica, em forma de estrela e em cinco direções (norte, sul, sudeste, oeste e noroeste), resultante da ligação entre seu núcleo primitivo e os antigos engenhos, de acordo com Prefeitura do Recife (2012).

Atualmente, a cidade mantém suas ações voltadas para o setor terciário, contudo se prepara para um futuro ainda mais promissor: consolidar-se como o maior polo de serviços modernos da região Nordeste.

De acordo com dados da prefeitura do Recife (2012) encontrados em seu sítio eletrônico oficial, hoje, o município já se sobressai no cenário pernambucano com um Produto Interno Bruto (PIB) de R\$ 22,4 bilhões, representando aproximadamente um terço do PIB estadual (31,9%) e quase a metade do PIB metropolitano (49,1%). Do total de riquezas produzidas, o setor de serviços tem a maior participação (83%), ressaltando-se as atividades de comércio, administração pública, serviço financeiro, aluguéis, construção civil, indústria de transformação e serviços prestados a empresas.

Para impulsionar seu crescimento, o Recife conta com o respaldo de ser um reconhecido centro acadêmico e de produção de conhecimento, sediando universidades de relevância nacional. Faculdades isoladas e novos empreendimentos privados de ensino superior também oferecem mão-de-obra especializada, alta capacidade de pesquisa e de desenvolvimento tecnológico. Além disso, a cidade vem se afirmando como reduto de cursos de pós-graduação em níveis de especialização, mestrado e doutorado.

Ainda tem a seu favor o fato de abrigar um dos maiores parque tecnológico do Brasil, o Porto Digital; e de sediar o mais importante polo médico do Norte/Nordeste. Soma-se a isso o reflexo dos novos empreendimentos no Estado, como o Complexo Industrial Portuário de Suape, a instalação das fábricas da Fiat e da Gerdau. Embora as empresas estejam instaladas em outro município, elas buscam no Recife o suporte necessário nas mais diversas áreas, estimulando a criação de novos negócios na capital.

Vale destacar que, para ancorar a expansão do setor terciário e solidificar o crescimento local, a Prefeitura tem aplicado uma forte política fiscal e de atração de investimentos privados e públicos. E mais uma série de importantes intervenções estruturais está em andamento, a exemplo do Capibaribe Melhor, do saneamento integrado, e da Via Mangue, maior obra viária das últimas décadas no município. As iniciativas também preparam a cidade para sediar a Copa do Mundo de 2014. O resultado disso são milhares de empregos gerados a cada ano. É mais oportunidade e mais desenvolvimento para o Recife, dados econômicos da prefeitura do Recife (2012).

O crescimento da população, o aumento do poder aquisitivo, o Programa do Governo de Aceleração do Crescimento (PAC), tem incentivado a execução de diversos empreendimentos que visem atender a demanda de consumo da população.

O desenvolvimento da Região Metropolitana do Recife traz consigo uma necessidade de que seja estudado o comportamento do solo em áreas que estão em ascensão econômica.

A zona sul do Recife, é um dos bairros mais populosos do Estado, o bairro do Pina é uma bairro próximo dos locais mais frequentados, como Boa Viagem, Derby, Boa Vista, cuja demanda populacional é muito grande. Entretanto essa área da cidade da Recife possuía apenas um centro de compras e diversão, que é o Shopping Center Recife. Pensando numa maneira de atender uma quantidade maior de pessoas e pulverizar a demanda, foi construído mais um shopping para atender o público, denominado Shopping Rio Mar.

A constante utilização de estacas tipo hélice contínua em obras de fundações no Recife, chama a atenção pela alta produtividade, pela rápida execução, pela diminuição nos transtornos em relação à poeira, ruído e vibração, faz com que esse tipo de solução seja a mais comumente adotada pelos projetistas.

Para que haja uma otimização dos projetos é necessária a realização de provas de carga, a fim de que se tenha um melhor conhecimento da curva carga-recalque das estacas, bem como seu comportamento nos diversos tipos de solo.

Tendo em vista o grande impacto desse empreendimento na área mais movimentada do Recife, por ser uma obra única, de grande porte e executada de uma só vez, e por ser uma obra com um grande número de estacas hélice contínua, torna-se de grande importância o estudo dos ensaios das provas de carga realizadas na obra de fundações do referido empreendimento para avaliarmos a qualidade do que foi executado.

Todo esse contexto justifica a realização dessa pesquisa, onde foram analisadas 40 provas de carga estática, a fim de atender os critérios da norma NBR 6122:2010 que exige que sejam realizados em ensaios em no mínimo 1% do total de estacas executadas, as análise foram feitas durante a construção de um centro comercial no Recife, e está inserida na linha de pesquisa intitulada "Desempenho e Inovação Tecnológica das construções" do Programa de Engenharia Civil da Universidade de Pernambuco.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

A pesquisa tem como objetivo avaliar aspectos da curva carga-recalque de estacas hélice contínua a partir de várias provas de carga estática realizadas em uma obra no Recife.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Comparar a capacidade de carga das estacas obtida a partir da extrapolação da curva carga-recalque por diferentes métodos;
- Comparar a capacidade de carga obtida a partir das provas de carga com previsões feitas através de métodos semi-empíricos consagrados na prática de projetos do Brasil;
- Propor fatores corretivos adaptados ao contexto da obra para o método de previsão de capacidade de carga proposto por Décourt (1996);
- Propor uma curva carga-recalque padronizada para as estacas hélice contínua.

1.3 Estruturação do trabalho

Este trabalho está dividido em 06 capítulos, sendo o primeiro de introdução.

O Capítulo 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – trata do histórico, definições e funções das fundações, especificando os tipos de fundações existentes, as quais são objetos do estudo

apresentado. Neste capítulo se apresenta a prática de fundações comum na cidade do Recife, aspectos da execução de estacas hélice contínua, aspectos executivos ligados à norma vigente. Aborda ainda no seu contexto aspectos de execução de provas de carga, cálculos de extrapolação da curva carga-recalque, e cálculo da capacidade de carga através dos métodos semi-empíricos.

O Capítulo 3 – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO – apresenta as características da região estudada, apresentando a predominância do perfil do solo da área, caracterização geológica e geotécnica da região.

O Capítulo 4 – METODOLOGIA – expõe os procedimentos utilizados para realização do estudo.

O Capítulo 5 – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS – descreve os resultados obtidos e sua interpretação.

O Capítulo 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS – apresenta as conclusões do trabalho, bem como propõe temas que podem ser trabalhados futuramente.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Geologia da cidade do Recife

Como descreve Pfaltzgraff (2003), os dados geológicos e geofísicos indicam que a Região Metropolitana do Recife está separada pelo lineamento Pernambuco em dois domínios tectono-estruturais, que evoluíram de forma distinta durante o período de formação da margem continental que levou à abertura do Oceano Atlântico.

O lineamento Pernambuco é uma zona de cisalhamento dúctil que se estende ao longo do Estado de Pernambuco por mais de 700 km, desde o Recife até a borda da bacia do Parnaíba. Ele faz parte de um grande sistema interligado de zonas de cisalhamentos que se desenvolveu durante a orogênese brasiliana (510 Ma-650 Ma).

A Bacia do Cabo foi implantada na região ao sul do lineamento durante o Cretáceo por meio de uma tectônica de extensão que desenvolveu falhas gravitacionais de borda com altos ângulos de mergulho e grandes rejeitos verticais.

A planície do Recife é de origem flúvio-marinha, formada no Período Quaternário (Fig. 2.1). Há dois níveis de terraços marinhos arenosos, correspondentes à penúltima e última transgressão marinha, além de depósitos de mangues, sedimentos flúvio-lagunares e aluviões recentes, como apresenta a Figura 2.2 (ALHEIROS et al., 1990).

São encontradas camadas de areia fina e média, de compacidade fofa, intercaladas ou seguidas por outras, seja de argila orgânica mole, seja de areia concrecionada muito compacta ou arenitos bem consolidados, os depósitos de argila orgânica mole e média são encontrados em cerca de 50% da área da planície, muitas vezes em subsuperfície e com espessuras superiores a 15 metros.

De acordo com Gusmão (2005), a cidade do Recife apresenta duas paisagens distintas: os morros e a planície. As edificações na cidade do Recife apresentam-se confinadas entre os morros e a orla marítima.

Segundo Gusmão Filho apud Gusmão (2005) frequentemente é encontrado a presença de arenito no nível superficial do perfil de subsolo da cidade, aparecendo em ambos os terraços marinhos pleistocênico e holocênico, especialmente na planíce costeira.

2.2 Prática de fundações no Recife

A prática de fundações no Recife é fortemente direcionada pelas características geológicogeotécnicas do subsolo, ainda que outros fatores influenciem na escolha e sejam assim encontrados diversos tipos de fundação na cidade, segundo Gusmão apud Gusmão (2005).

A presença de camadas arenosas superficiais na maior parte da planície da cidade do Recife tem permitido a adoção de fundações superficiais, especialmente em prédios de até 6 pavimentos, segundo Gusmão Filho apud Gusmão (2005). Estas camadas arenosas são de granulometria média a fina, frequentemente siltosas a pouco siltosas. A sua espessura pode variar de 10 a 15m, dependendo do local e são mais frequentes na zona sul da cidade, que é o objeto do estudo em questão.



Figura 2.1 - Aspectos geológicos do Brasil http://webcarta.net/carta/mapa.php?id=303&lg=pt. Acesso em 15/03/2012



Figura 2.2 - Mapa geológico da cidade do Recife (ALHEIROS et al., 1990)

Para os prédios de grande porte utiliza-se muito a técnica de melhoramento de solo. De acordo com Gusmão (2005), esta técnica tem sido utilizada em Recife desde a década de 70 e tem apresentado resultados satisfatórios.

Ocorre também a presença de arenitos no nível superficial do subsolo da cidade, que aparecem nos terraços marinhos pleistocênico e holocênico, na planície costeira, dependendo da profundidade e da espessura deste arenito, é possível projetar fundações em sapatas ou radier assentes diretamente no arenito, segundo Gusmão Filho apud Gusmão (2005).

Em alguns locais a presença de depósitos de argila mole, em cerca de 50% da área da planície, favorece o uso de estacas pré-moldadas de concreto e metálicas, as quais são amplamente utilizadas no Recife, embora dispendiosas, e podem atingir profundidades de até 45 metros, de acordo com Gusmão (2005).

2.3 Estacas hélice contínua

2.3.1 Aspectos de projeto, execução e controle

De acordo com Almeida Neto (2002) as estacas hélice contínua são estacas de alta tecnologia no processo executivo.

Segundo Anjos (2006) fundações escavadas do tipo hélice contínua, por suas peculiaridades, tem seu uso potencial aumentado em todo o mundo.

O emprego de estacas executadas com trado hélice contínua surgiu na década de 1950 nos Estados Unidos. Os equipamentos eram constituídos por guindastes de torre acoplada, dotados de mesa perfuradora que executavam estacas com diâmetros de 27,5 cm, 30 cm e 40 cm. Na década de 1970, esse sistema foi introduzido na Alemanha, de onde se espalhou para o resto da Europa e Japão. A partir da década de 1980 houve um grande desenvolvimento destas estacas nos Estados Unidos, Japão e Europa.

No Brasil, as estacas hélice contínua foram introduzidas por volta de 1987, porém a primeira publicação técnica sobre as mesmas só ocorreu em 1989, no Rio de Janeiro, durante o XII ICSMFE, com a publicação do "ABEF Research on Foundation Engineering", esta relata as primeiras pesquisas sobre este tipo de estaca no Brasil.

A partir de 1993, houve um grande desenvolvimento do uso destas estacas no Brasil, a partir daí iniciou a importação de equipamentos mais robustos e com maior força que possibilitou a execução de estacas com maior diâmetro e comprimento. Atualmente há sediadas no Recife empresas com equipamentos e capacidade técnica para executar estacas com até 1000mm de diâmetro e 32 m de profundidade.

Segundo Gusmão (2005), a primeira obra executada com estacas deste tipo no Recife foi o Banco Central na Rua da Aurora, executada em 1993. Atualmente a solução de fundação em estacas hélice contínua tem sido a melhor opção, devido a velocidade da execução, o que torna um custo benefício vantajoso em relação aos demais tipos.

Segundo Almeida Neto (2002) as principais vantagens das estacas hélice contínua são: elevada produtividade; não causam vibrações; não causam ruídos excessivos durante a execução; a execução é monitorada eletronicamente; não causam danos em fundações vizinhas, já que não causam grandes descompressões no terreno; não estão sujeitas ao fenômeno de densificação das areias fofas, como pode ocorrer em estacas de deslocamento; perfuração sem necessidade de revestimento ou fluido estabilizante (lama bentonítica ou polímeros) para contenção do furo, pois o solo fica contido entre as pás da hélice; a presença de água raramente restringe o seu uso; podem ser executadas em diversos tipos de solos, inclusive em solos bem resistentes e rochas brandas e em areias compactas que normalmente oferecem dificuldades para estacas cravadas, concreto injetado sob pressão, garantindo uma melhor aderência no contato estaca-solo.

As desvantagens das estacas hélice contínua são: dificuldade na instalação de armaduras mais profundas; em solos moles pode ocorrer um alargamento do fuste ou estreitamento do mesmo; sua qualidade na execução está sujeita à sensibilidade e experiência do operador da perfuratriz de execução; dificuldade de controle de qualidade do concreto como em todas as estacas moldadas "in loco"; obtenção de um concreto de boa qualidade, dependência de fornecimento de concreto da concreteira, o que muitas vezes pode levar a uma interrupção da concretagem por atraso no fornecimento de concreto; produz material de descarte e necessita de pá carregadeira ou outra máquina para retirada do material escavado.

Segundo Almeida Neto (2003) a execução das estacas hélice contínua pode ser dividida em três etapas: perfuração; concretagem simultânea a extração da hélice do terreno; e colocação da armadura.

Segundo Velloso e Lopes (2011), a estaca hélice continua é feita com um trado em hélice de grande comprimento, composto de chapas em espiral que se desenvolvem em torno do tubo central, a extremidade inferior do trado é dotada de garras para facilitar o corte do terreno, e de uma tampa que impede a entrada de solo no tubo central durante a escavação.

A perfuração é executada por cravação da hélice no terreno por rotação, com um torque apropriado para que a hélice vença a resistência do solo, alcançando a profundidade determinada em projeto. A hélice é dotada de dentes em sua extremidade inferior que auxiliam a sua penetração no solo, os quais podem ser substituídos por pontas de vídia quando a execução for realizada em terrenos mais resistentes. Para que não haja entrada de solo ou água na haste tubular, existe na face inferior da hélice uma tampa metálica provisória que é expulsa na concretagem.

Segundo Velloso e Lopes (2011), a perfuração consiste na introdução da hélice no terreno, por meio de movimento rotacional transmitido por motores hidráulicos acoplados na extremidade superior da hélice até a cota de projeto sem que a hélice seja retirada da perfuração em nenhum momento como mostra a Figura 2.3.



Figura 2.3 – Execução da estaca hélice contínua (VELLOSO e LOPES, 2011)

Depois que se atinge a profundidade desejada, inicia-se a concretagem da estaca por bombeamento do concreto pelo interior da haste tubular, devido a pressão do concreto, a tampa provisória é expulsa, daí a hélice passa a ser extraída pelo equipamento sem girar, ou se for um terreno arenoso, girando lentamente no sentido da perfuração, de acordo com Velloso e Lopes (2011).

O concreto que se utiliza para a concretagem apresenta resistência característica de 20 MPa, é bombeável e composto de areia e pedrisco. O consumo de cimento é elevado, entre 400 a 450 kg/m³, o fator água cimento é geralmente em torno de 0,53 a 0,56. O abatimento (slump) do concreto geralmente é entre 200 e 240 mm.

A NBR 6122 (2010) recomenda que o concreto utilizado apresente resistência característica fck maior ou igual a 20 MPa, ser bombeável e composto de cimento, areia, pedrisco e pedra 1, com consumo mínimo de cimento não inferior a 400 kg/m³, sendo facultativa a utilização de aditivos, desde que atendam às normas NBR 10908, NBR 11768, NBR 12317.

Segundo Velloso e Lopes (2011), a velocidade de extração da hélice do terreno deve ser tal que a pressão no concreto introduzido no furo se mantenha positiva e acima de um valor mínimo desejado. A pressão do concreto deve garantir que ele preencha todos os vazios deixados pela extração da hélice.

A armadura é colocada somente após a concretagem, elas podem ser instaladas por gravidade, compressão de um pilão ou por vibração. No Brasil a colocação da armadura é feita através de golpes de um pilão, o que segundo Almeida Neto (2003) permitiu executar estacas com armadura de 19 metros de comprimento na garagem subterrânea do Hospital das Clínicas de São Paulo.

De acordo com Almeida Neto (2003), as estacas hélice contínua são monitoradas na execução por meio de um sistema computadorizado específico, o equipamento mais comum usado no Brasil é o aparelho Taracord, que permite a obtenção dos seguintes dados: profundidade; tempo; inclinação da torre; velocidade de penetração do trado; velocidade de rotação do trado; pressão de torque; velocidade de retirada (extração da hélice); volume de concreto lançado; e pressão do concreto. Após a execução da estaca, o equipamento produz uma folha com todos esses dados. O volume de concreto é fornecido por um transdutor de pressão que informa o volume de concreto para cada ciclo da bomba.

Entre outros aspectos que influenciam na correta execução das estacas hélice contínua, salienta-se a programação de fornecimento do concreto que deve ser definida a fim de evitar

atrasos ou impedimentos durante a execução; a substituição de pedrisco por pó de pedra pode causar perda de resistência da estaca e efeito bucha no concreto durante a concretagem ou até o entupimento da mangueira; a pressão de injeção do concreto influi na homogeneidade e integridade da estaca, podendo influenciar na capacidade de carga das estacas, maior pressão de injeção leva a um maior confinamento lateral no fuste e a um maior atrito lateral na mesma, portanto é importante que o sistema de injeção de concreto (bomba, mangueira etc) esteja em perfeito estado de funcionamento.

Almeida Neto (2003) destaca que o desempenho da estaca hélice contínua é influenciado pela perícia e experiência do operador do equipamento.

A execução das estacas pode ser monitorada e como resultados da monitoração são obtidos os elementos já descritos anteriormente e a análise e interpretação desses elementos permite uma avaliação da estaca executada. A Figura 2.4 apresenta um modelo da folha de controle da execução de uma estaca hélice contínua.



Figura 2.4 - Folha de controle de execução das estacas hélice contínua. Disponível em: http://www.fundesp.com.br/2009/estacashelice_controle.html. Acesso em 30/05/2012

Alguns itens são de grande relevância na execução das estacas hélice contínua, tais como a limpeza diária do equipamento após a execução da estaca, realização de teste de bomba, atentar-se a pressão negativa no momento da concretagem, cota de concretagem das estacas, limpeza de rede, ao concreto utilizado, atentando para itens como agregados utilizados, slump do concreto o que deve ser de aproximadamente 24±2 cm, é importante que seja feito um estudo sobre o concreto a ser utilizado em estacas com armaduras muito longas, maiores que 8 metros, além de tomar bastante cuidado na hora da colocação da armadura para que a mesma não saia do prumo.

2.3.2 Aspectos da Norma NBR 6122:2010

Segundo a NBR 6122 (2010) alguns aspectos são relevantes na execução de estaca tipo hélice contínua monitorada. O equipamento executor deve apresentar as características mínimas descritas na Tabela 2.1, além do torque compatível com o diâmetro da estaca e a resistência do solo a ser perfurado, para que se minimize o desconfinamento durante a perfuração.

Tabela 2.1 – Características mínimas de torque para execução de estacas hélice contínua (NBR 6122:2010)

Torque (kN.m)	Arranque (kN)	Dimensões das estacas
<80	400	Φ até 50 cm com comprimento até 17 m
80 a 150	400	Φ até 80 cm com comprimento até 27 m
≥160	700	Φ até 120 cm com comprimento até 30 m

Segundo a NBR 6122 (2010), o concreto deve satisfazer as seguintes exigências:

- a) Consumo de cimento não inferior a 400 kg/m³;
- b) Abatimento ou slump test igual a 220±30 mm;
- c) Fator água/cimento $\leq 0,6$;
- d) Agregado: areia+pedrisco;
- e) % de argamassa em massa: $\geq 55\%$;
- f) Traço tipo bombeado;
- g) $f_{ck} \ge 20$ MPa aos 28 dias, conforme ABNT NBR 6118 (2003).

Podem ser utilizados aditivos plastificantes, incorporadores de ar, retardadores, e é permitido o uso de agregados miúdos artificiais.

Pelo menos 1% das estacas, e no mínimo 1 por obra, deve ser exposta abaixo da cota de arrasamento e se possível, até o nível d'água, para verificação da sua integridade e qualidade do fuste. Deve ser preenchida ficha de controle diariamente para cada estaca, devendo constar informações, tais como:

- a) Identificação da obra e local, e nome do contratante e executor;
- b) Data e horário do início e fim da concretagem;
- c) Identificação ou número da estaca;
- d) Cota do terreno;
- e) Diâmetro da estaca;
- f) Comprimento executado da estaca;
- g) Desaprumo e desvio de locação;
- h) Características do equipamento;
- i) Especificação dos materiais e insumos utilizados;
- j) Consumo de materiais por estaca;
- k) Inclinação do trado;
- 1) Volume de concreto real e teórico;
- m) Torque durante perfuração;
- n) Rotação do trado;
- o) Velocidade de avanço do trado;
- p) Pressão de injeção do concreto;
- q) Velocidade de extração do trado;
- r) Anormalidades de execução;
- s) Observações pertinentes.

2.4 Prova de carga estática

A prova de carga é maneira mais confiável de se comprovar ou verificar o desempenho de uma fundação. Segundo Caputo (1987) a prova de carga constitui o único processo capaz de fornecer um valor incontestável da capacidade de uma estaca considerada individualmente. O autor afirma ainda que é de toda conveniência, em obras de grande responsabilidade, comprovar os resultados fornecidos pelas fórmulas por meio de, pelo menos, uma prova de carga direta da estaca.

De acordo com Marques (2004), a dificuldade do conhecimento das propriedades do solo onde as fundações serão apoiadas, o comportamento complexo do conjunto estaca-solo de difícil modelagem matemática ou analítica, elegem as provas de carga como técnicas insubstituíveis para determinação do comportamento das fundações profundas.

De acordo com Medeiros (2005), a melhoria do projeto e processo executivo das estacas moldadas in loco está relacionada à realização de ensaios que comprovam a capacidade de carga e a integridade das peças executadas, dentre eles a prova de carga estática.

Conforme Fellenius et al (2007) prova de carga na engenharia de fundações abrange a previsão de resultados para uma determinada carga aplicada nas estacas ensaiadas.

Segundo Magalhães (2005), a prova de carga é o método que representa de forma real o comportamento de uma fundação profunda.

Conforme Cesário (2005), em fundações profundas são considerados dois tipos de ruptura: a física; e a convencional. As provas de carga apresentam resultados através da curva carga x recalque, onde às vezes a definição de ruptura nítida é inexistente, ou seja, para as estacas a ruptura física nunca ocorre, considerando-se apenas a ruptura convencional.

Segundo Albuquerque (1996), os diversos motivos que levam à execução de uma prova de carga podem ser resumidos da seguinte maneira:

- Assegurar que não irá ocorrer ruptura para uma determinada carga de trabalho;
- Avaliar a integridade estrutural do elemento de fundação;
- Determinar qual a carga de ruptura, realizando uma checagem das estimativas;
- Determinar o comportamento carga x deslocamento de um elemento de fundação, especialmente na região da carga de trabalho.

As provas de carga visam basicamente, obter a resposta do sistema solo-elemento de fundação diante do carregamento imposto (desempenho da fundação) e comprovar previsões de capacidade de carga e recalques feitas a priori no projeto. Devido à importância desse tipo de ensaio para o projeto de fundações, a NBR 6122 (2010) permite que os coeficientes de segurança sejam reduzidos na previsão das tensões ou cargas admissíveis desde que tenha sido realizada na obra uma quantidade adequada de provas de carga. Atualmente tem sido um hábito regular a execução das provas de carga para fundações do tipo hélice contínua.

A prova de carga em estacas caracteriza-se em fornecer elementos para avaliar seu comportamento de carga x deslocamento e estimar suas características, segundo a NBR 12131 (2006). Podem ser divididas em dois tipos: Prova de carga estática e prova de carga dinâmica, na estática a carga é aplicada através de um conjunto constituído por macaco hidráulico, manômetros e sistemas de reação, que são constituídos de tirantes, plataforma carregada e a deformação medida através de extensômetros. Na prova de carga dinâmica a carga é aplicada no topo da estaca com impacto e a carga de ruptura é determinada através da equação da onda.

Segundo Marques (2004), as provas de carga são executadas com os objetivos de determinar o recalque devido à carga de projeto ou carga de serviço, determinar a carga de ruptura, comprovação de aceitabilidade e pesquisas com fins científicos e tecnológicos.

A primeira norma brasileira relativa à prova de carga foi de 1951, anteriormente os ensaios seguiam as recomendações das normas alemãs – 1940 ou do código de Boston – 1944. As primeiras provas de carga do Brasil foram realizadas em estacas tipo Franki.

Lobo (2005) fez a análise de 95 provas de carga de estacas hélice contínua, e em cada prova de carga a carga de ruptura foi obtida através do critério recomendado pela norma NBR 6122:1996. Em seguida dividiu as provas de carga em dois grupos distintos: no primeiro, estavam os ensaios que tinham recalque elevado e que permitiam definir a carga de ruptura através da NBR 6122, ou nas quais a máxima carga aplicada atingiu 90% da carga de ruptura. O segundo grupo foi formado pelas provas de carga com recalques insuficientes para definir a carga de ruptura – recalque, gerando mais incerteza à estimativa da carga de ruptura.

A prova de carga consiste, basicamente, em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes, de acordo com a NBR 12131 (2006).

O sistema de aplicação de carga é constituído por um ou mais macacos hidráulicos alimentados por bombas elétricas manuais, atuando contra um sistema de reação estável. O sistema deve ser projetado, montado e utilizado de forma que a carga aplicada atue na direção desejada sem produzir choques ou vibrações, NBR 12131 (2006).

A estaca a ser ensaiada deve ser suficientemente documentada, incluindo detalhamento de sua geometria, seu método de execução e as propriedades dos materiais construtivos. Quando for

o caso, devem ser fornecidos no projeto os parâmetros de cravação, escavação ou injeção e a descrição de incidentes de qualquer natureza.

Deve ser realizado um reconhecimento do solo através de sondagens a percussão. A estaca deve estar situada dentro da área de abrangência da sondagem mais próxima. A profundidade atingida pela sondagem deve ser superior à atingida pela ponta da estaca. Quando necessário, a critério do projetista, as sondagens devem ser complementadas por novas sondagens ou outros ensaios geotécnicos de campo ou de laboratório.

Para a realização da prova de carga o topo da estaca deve ser preparado, de tal maneira que os esforços aplicados não comprometam a sua integridade estrutural. Deve-se remover o trecho do topo da estaca eventualmente danificado ou o material de má qualidade, refazendo-o de modo a adequá-lo às condições do ensaio. Entre a instalação da estaca e o início do carregamento da prova de carga deve ser respeitado um prazo mínimo de três dias, no caso de solos com comportamento não coesivo e dez dias, no caso de solos com comportamento não coesivo e dez dias, no caso de solos com comportamento coesivo, de acordo com a NBR 12131 (2006).

No caso de estacas moldadas no solo, deve-se garantir um prazo mínimo para que a resistência do elemento estrutural seja compatível com a carga máxima do ensaio.

É importante que sejam feitos ensaios de resistência do concreto a fim de que seja um parâmetro conhecido, se por acaso houver algum problema.

O macaco utilizado deve ter capacidade 10% maior que o máximo carregamento do ensaio, de acordo com a NBR 12131 (2006).

O sistema de reação para provas de carga à compressão pode ser uma plataforma carregada desde que seja sustentada por cavaletes, seja carregada com material cuja massa total permita superar a carga máxima prevista para a prova em pelo menos 15%. Podem ser estruturas fixadas ao terreno através de elementos tracionados (que podem ser estacas projetadas com capacidade de carga à tração, ao menos 1,5 vez maior que a máxima carga), projetados e executados em número suficiente para que o conjunto permaneça estável (Figura 2.5).

Na prova de carga são realizadas medidas das cargas aplicadas, dos deslocamentos axiais (ensaio com carregamento axial) ou transversais (ensaios com carregamento transversal) do topo da estaca e do tempo da realização de cada medida. As cargas aplicadas no topo da
estaca são medidas com manômetro instalado no sistema de alimentação do macaco hidráulico ou por uma célula de carga. O manômetro a ser utilizado deve ter leitura máxima que não ultrapasse 25% à máxima carga prevista na prova de carga.

Os equipamentos deverão estar calibrados e com certificado de calibração atualizado anualmente.

Segundo Fellenius (1991) as cargas residuais que ocorrem no início dos ensaios afetam a avaliação global dos resultados.



Figura 2.5 – Esquema de execução de Prova de Carga Estática

2.4.1 Tipos e procedimentos

Na execução da prova de carga, a estaca é carregada até a ruptura ou, ao menos, até duas vezes o valor previsto para sua carga de trabalho. A depender do projeto o ensaio pode ser realizado:

a) com carregamento lento;

b) com carregamento rápido.

As deformações correspondentes a estes dois tipos de ensaios podem ser diferentes, e sua interpretação deve considerar o tipo de carregamento empregado.

Almeida (2009) analisou um método denominado "método do equilíbrio" que reúne vantagens das modalidades de ensaios lento e rápido e fez comparações das três modalidades e constatou que o método do equilíbrio constitui uma alternativa promissora aliando vantagens do ensaio lento e do ensaio rápido.

2.4.1.1 Ensaio lento

De acordo com a NBR 6122 (2010) o ensaio lento é realizado segundo as seguintes prescrições:

a) o carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos, observando-se que:

- a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada;

- em cada estágio a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e, no mínimo, por 30min;

b) em cada estágio 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 início do estágio e posteriormente a cada 30min, até se atingir a estabilização;

c) a estabilização dos deslocamentos é determinada através da avaliação do desempenho da curva tempo x deslocamento, sendo admitida quando a diferença entre as leituras realizadas nos tempos t e t/2 corresponder a, no máximo, 5% do deslocamento havido no mesmo estágio (entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual);

d) não sendo atingida a ruptura da estaca, a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um tempo mínimo de 12h entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento;

 e) o descarregamento deve ser feito em, no mínimo, quatro estágios. Cada estágio é mantido até a estabilização dos deslocamentos. O tempo mínimo de cada estágio é de 15min;

f) após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos devem continuar até a sua estabilização.

2.4.1.2 Ensaio rápido

Segundo a NBR 6122 (2010), o ensaio rápido é realizado atendendo-se os seguintes requisitos:

a) o carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos, observando-se que:

 - a carga aplicada em cada estágio deve ser superior a 10% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada - em cada estágio a carga deve ser mantida durante 5min, independente da estabilização dos deslocamentos;

b) em cada estágio os deslocamentos são lidos obrigatoriamente no início e no final do estágio;

c) atingida a carga máxima do ensaio, o descarregamento deve ser feito em quatro estágios, cada estágio mantido por 5min, com a leitura dos respectivos deslocamentos;

d) após de 10min do descarregamento total, deve ser feita uma leitura final.

Os resultados da prova de carga devem ser apresentados em relatórios contendo, pelo menos, as seguintes informações:

a) descrição geral do ensaio realizado, incluindo:

- identificação do ensaio e sua localização;

- data e hora do início e final da prova;

- planta de locação, indicando a estaca ensaiada e os pontos de realização dos ensaios de campo para a caracterização do solo;

 representação das características do terreno através do perfil geotécnico do local do ensaio, obtido na sondagem mais próxima;

- planta e corte da montagem da prova de carga, mostrando os sistemas de reação, de aplicação de carga e os dispositivos de leitura e referência;

b) tipo e característica da estaca ensaiada, tais como:

- dimensões geotécnicas (o comprimento, a seção transversal, o volume de base, se houver, e, eventualmente, inclinação);

- cotas do topo e ponta da estaca;

- data de execução, moldagem e cravação;

- características estruturais da estaca (armadura, concreto, etc.);

c) dados de instalação da estaca, como:

- dados do equipamento de execução, conforme o tipo da estaca;

- informações referentes a eventuais ocorrências anormais durante a execução;

 d) referência aos dispositivos de aplicação de carga e de medição das deformações, inclusive número e localização dos extensômetros e dados de aferição do conjunto macaco-bombamonômetro;

e) ocorrências excepcionais durante o ensaio, tais como:

- perturbações dos dispositivos de carga e de medição;

- modificações na superfície do terreno contíguo à estaca;

- eventuais alterações nos pontos de fixação das referências de leituras;

- desaprumos do dispositivo de carga;
- deformação excessiva dos tirantes;
- outras inobservâncias da Norma devidas a contingências locais:

f) tabelas das leituras tempo-recalque e carga-recalque de todos os estágios;

g) curva carga x deslocamento salientando os tempos de início e fim de cada estágio, adotando-se uma escala tal que a reta ligando a origem e o ponto da curva correspondente à carga estimada de trabalho resulte numa inclinação de $(20 \pm 5)^{\circ}$ com o eixo das cargas.

Segundo a NBR 6122 (2010) na interpretação da prova de carga, devem ser consideradas a natureza do terreno, a velocidade de carregamento e a estabilização dos recalques; uma prova de carga em que não houve estabilização dos recalques só indica a carga de ruptura; para que se possa estabelecer uma relação carga-recalque, é necessário que haja estabilização dos recalques nos estágios do ensaio, pelo menos até aquela carga.

Na execução de uma prova de carga tanto no ensaio lento quanto no ensaio rápido, deve-se levar a estaca até a ruptura ou até uma carga, no mínimo, igual a duas vezes o valor previsto para sua carga de trabalho.

Moraes (2005) realizou provas de carga estáticas e dinâmicas e concluiu que os resultados dos dois tipos de ensaio são semelhantes.

É importante salientar que o ensaio de prova de carga estática produz resultados mais satisfatórios quando realizado em estacas escavadas.

2.4.2 Aspectos da Norma NBR 6122:2010

O método da norma baseia-se no recalque limite, previsto para provas de carga carregadas até apresentar um recalque considerável e contínuo, nas quais a curva carga *vs* recalque não indica a carga de ruptura.

De acordo com a NBR 6122 (2010), a carga de ruptura pode ser determinada através de métodos teóricos, semi-empíricos e por provas de carga.

Os métodos teóricos são aqueles em que a pressão admissível pode ser determinada por meio de teoria desenvolvida na mecânica dos solos, levando em conta inclinações da carga do terreno e excentricidades.

Os métodos semi-empíricos são aqueles em que as propriedades dos materiais são estimadas com base em correlações e são usadas na teoria da mecânica dos solos, quando se usa esse tipo de método deve-se apresentar justificativas, indicando a origem das correlações.

A carga de ruptura pode ser convencionada como aquela que corresponde, na curva carga x deslocamento (Figura 2.6) ao recalque expresso pela expressão:

$$\Delta_r = \frac{P_r}{A} X \frac{L}{E} + \frac{D}{30}$$
(2.1)

Onde:

 Δ_r = recalque de ruptura convencional

 $P_{r=}$ carga de ruptura convencional

L = comprimento da estaca

- A= área da seção transversal da estaca
- E= módulo de elasticidade do material da estaca
- D= diâmetro do circulo circunscrito à estaca



Figura 2.6 - Determinação da carga de ruptura convencional (NBR 6122:2010)

A capacidade de carga pode ser avaliada por provas de carga executadas de acordo com a NBR 12131 (2006).

Na interpretação da prova de carga, devem ser consideradas a natureza do terreno, a velocidade de carregamento, a estabilização dos recalques. Deve-se observar que durante a prova de carga o atrito lateral é sempre positivo ainda que venha a ser negativo ao longo da vida útil da estaca.

Na análise das parcelas de resistência de ponta e atrito lateral, é necessário levar em conta a técnica executiva e as peculiaridades de cada tipo de estaca.

No caso de estacas escavadas, a carga admissível deve ser no máximo 1,25 vezes a resistência do atrito lateral calculada na ruptura, ou seja, no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca. Quando superior a esse valor, o processo executivo de limpeza da ponta deve ser especificado pelo projetista e ratificado pelo executor.

$$\mathbf{P}_{adm} \le \mathbf{1}, \mathbf{25} \times \mathbf{P}_{at-lat} \tag{2.2}$$

onde:

 P_{adm} – É a carga admissível da estaca;

 $P_{at-lat} - \acute{E}$ a carga devida exclusivamente ao atrito lateral na ruptura.

Neste caso, na avaliação da carga admissível, o fator de segurança contra a ruptura deve ser igual a 2, devendo-se, contudo, observar que durante a prova de carga o atrito lateral será sempre positivo, ainda que venha a ser negativo ao longo da vida útil da estaca. A capacidade de carga de estaca ou tubulão deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida.

Entende-se que a ruptura corresponde a um recalque igual a 1/30 do diâmetro da estaca.

2.5 Obtenção da capacidade de carga a partir de provas de carga

2.5.1 Problemas relacionados à extrapolação

Um dos critérios mais conhecidos para interpretar provas de carga não conduzidas até a ruptura é o da norma inglesa, que define a ruptura convencional como sendo a carga correspondente ao recalque de 10% do diâmetro no caso de estacas de deslocamento e de estacas escavadas em argilas, e de 30% do diâmetro no caso de estacas escavadas em solos granulares.

Quando a prova de carga não é levada até a ruptura, pode-se fazer uma extrapolação da curva carga x recalque, baseada numa equação matemática ajustada ao trecho que se dispõe da curva carga x recalque.

Para se extrapolar a curva carga-recalque a fim de determinar a carga de ruptura, o método muito usado no Brasil é o de Van der Veen (1953).

Marques (2006) concluiu que os Métodos de Van der Veen (1953) e da rigidez de Décourt (1996) apresentaram resultados com a mesma ordem de grandeza, porém por aspectos de segurança o resultado de Van der Veen (1953) foi o utilizado em seu trabalho.

Em sua pesquisa, Gonçalves (2008), concluiu que em relação à extrapolação da curva carga x recalque, o Método de Van der Veen (1953) deu resultados muito próximos aos dos ensaios, já o Método da rigidez de Décourt (1996a) apresentou resultados na ordem de 20% superiores ensaiados.

2.5.2 Método de Van der Veen (1953)

O Método de Van der Veen (1953) é amplamente utilizada no Brasil e se caracteriza pela seguinte equação:

$$Q=Q_{ult} (1 - e^{-\alpha W})$$
(2.3)

Onde:

w = recalque

A carga de ruptura é obtida experimentando-se diferentes valores para a carga até que se obtenha uma reta no gráfico: $-\ln(1-Q/Q_{ult})$ versus w, como mostra a Figura 2.7.



Figura 2.7 – Extrapolação da curva carga x recalque segundo Van der Veen (VELLOSO e LOPES (2011)

Na aplicação do Método de Van der Veen (1953), Aoki apud Velloso e Lopes (2011) observou que a reta obtida correspondente a carga de ruptura não passava pela origem do gráfico, mas apresentava um intercepto. Assim, Aoki propôs a inclusão do intercepto daquela reta (chamado β), ficando a expressão da curva carga x recalque:

$$\mathbf{Q} = \mathbf{Q}_{ult} \left(1 - \mathbf{e}^{\beta \cdot \alpha \mathbf{w}} \right) \tag{2.4}$$

O Método de Van der Veen (1953) tem sido utilizado grandemente para extrapolação de curvas carga x recalque, obtidas em prova de carga nas quais não foram atingidas as rupturas físicas da fundação.

Moura (1997) estudou provas de carga pelo Método de Van der Veen (1953) e apresentou resultados bastante convenientes para extrapolação da capacidade de carga e foi o método utilizado para comparação com as metodologias semi-empíricas.

Costa (1999) estudou 14 provas de carga e concluiu que resultados discrepantes entre provas de carga executadas em locais próximos não são difíceis de ser obtidos e que isso se atribui à variabilidade do solo.

França (2011) estudou as curvas carga x recalque para estacões e concluiu que o tipo de estaca estudada quando analisada pelo Método de Van der Veen (1953) não encontrou relação linear que representasse a carga de ruptura estimada.

Amann (2010) fez estudos com provas de carga e constatou que o método de Van der Veen (1953) é muito influenciado pelo valor do último ponto medido.

O Método de Van der Veen (1953) é mais adequado para estacas escavadas.

2.5.3 Método da rigidez de Décourt (1996)

A rigidez de uma fundação é a relação entre a carga aplicada e o recalque produzido pela aplicação dessa carga.

A ruptura física é a carga correspondente a um valor de rigidez nulo, ou seja, é igual ao limite de carga quando o recalque tende a infinito e, portanto, a rigidez tende a zero.

Segundo Décourt (2008) o advento do gráfico de rigidez trouxe importantes esclarecimentos em relação as estacas que rompem e que não rompem, segundo ele em algumas provas de carga bem projetadas e executadas, é possível definir, com razoável precisão, tanto a ruptura física quanto a convencional e que são exemplos desses casos, provas de carga em estacas de deslocamento e o atrito lateral estaca-solo, para estacas em geral.

Segundo Décourt (2008) para as estacas pré-moldadas as diferenças entre rupturas físicas e convencionais são relativamente pequenas, tipicamente da ordem de 20%, porém as demais fundações, tais como, sapatas, bases de tubulões e estacas escavadas, não rompem.

O conceito de rigidez apresentado por Décourt em 1996 conduz a resultados da carga limite através do gráfico de rigidez, que permite a visualização da "distância" que se está da ruptura, e identifica o domínio de transferência de carga pela ponta e o domínio de transferência pelo atrito lateral, segundo Décourt (2008) apud Melo (2009).

A curva carga-recalque oferece algumas informações iniciais importantes para a análise do Gráfico de Rigidez. Estas informações são obtidas através de uma reta entre a o ponto de regressão escolhido e a carga de ruptura convencional (Quc). A intercepção desta reta com o eixo das abscissas indica o limite inferior do domínio do atrito lateral (Qsl).

Para determinar o ponto de regressão, são estabelecidas correlações lineares entre Log Q e Log r, estes coeficientes de correlação (R) são elevados ao quadrado para obter-se o R₂. Analisando os dados de carga e recalque em ordem decrescente, pode-se identificar pelo R₂ uma alteração no comportamento da curva carga *vs* recalque, que indica o ponto de regressão a ser adotado. Na maior parte das vezes este ponto está em torno de um recalque correspondente a 2% do diâmetro da estaca. A carga de ruptura convencional é determinada através da equação da curva carga *vs* recalque e corresponde a carga relativa a um recalque de 10% do diâmetro.

O ponto da curva R x Q onde a mesma se torna sub-horizontal indica, aproximadamente, quando a transferência de carga da estaca ao solo passa a se fazer apenas por apoio, já tendo ocorrido a mobilização plena do atrito lateral. A ruptura ocorre para uma carga correspondente a um valor de rigidez nula. Quanto menor a rigidez atingida no ensaio, mais precisa será a estimativa da carga de ruptura.

$$Q_{ult} = \lim_{s \to \infty} \left(\frac{Q}{s}\right) \quad \Rightarrow \quad \frac{Q}{s} \to 0 \tag{2.5}$$

França (2011) em seu estudo, o Método da rigidez de Décourt (1996) apresentou valores próximos e coerentes com o andamento das provas de carga.

Segundo Décourt (2008), dados de boa qualidade apresentam coeficientes de correlação iguais ou superiores a 0,99.

Garcia (2006) analisou o comportamento da curva carga x recalque de estacas raízes à compressão, prova de carga do tipo lenta, comparando os resultados reais com os previstos através dos métodos teóricos e empíricos, concluindo que o método da Rigidez proposto por Décourt para estimativa da carga de ruptura em provas de cargas encerradas prematuramente apresentou-se bastante eficiente, pois estimou melhor os valores da carga de ruptura em comparação com os resultados reais.

2.6 Obtenção das parcelas de resistência lateral e de ponta em provas de carga

2.6.1 Método da rigidez de Décourt (1996)

De acordo com Décourt (2008) o gráfico de rigidez será utilizado para a interpretação dos resultados das provas de carga em estacas, sabendo-se que se o carregamento for conduzido até grandes deformações, dois domínios serão facilmente identificados: o domínio da ponta e o domínio do atrito lateral.

No trecho onde a transferência por ponta é preponderante, a relação entre a carga e a rigidez é uma curva, tornando-se linear em um gráfico log x log. Já no trecho onde o atrito lateral é dominante, a relação carga x rigidez é linear.

Décourt (2008) afirma que a carga definida como a carga correspondente a rigidez nula, somente será aproximada em dois casos, por atrito lateral, correspondente a relação linear para todas as estacas, ou por ponta, linear para estacas de deslocamento e Log x Log para estacas escavadas.

O cálculo da carga por ponta define-se como:

$$(Q_u)_c = 10^{Log (RIG) b-a}$$
 (2.6)

Para rupturas por atrito lateral:

$$(\mathbf{Q}_{\mathbf{u}})_{\mathbf{c}} = \mathbf{a} + \mathbf{b} \times \mathbf{RIG}$$
(2.7)

Em que:

a – Intercepção do gráfico

b – Inclinação da curva.

Segundo Melo (2009), nas fundações que não apresentam ruptura física, como as estacas escavadas (estacões, barretes, Strauss e hélices contínuas), o gráfico de rigidez assume um comportamento assintótico hiperbólico e a ruptura física é determinada através da extrapolação.

Décourt (1996) apud Marques (2006) citou que "o ponto onde a curva R x Q se torna subhorizontal indica, aproximadamente, quando a transferência de carga da estaca ao solo passa a se fazer apenas por apoio, já tendo ocorrido a mobilização plena do atrito lateral".

Menezes et al (2005) realizou provas de carga em estacas pré-moldadas e verificou a quantidade de carga na ponta da estaca devido à sua cravação, realizou sondagens SPT e provas de carga que atingiram deslocamentos de 44, 45 e 42 mm, concluiu que para estacas pré-moldadas deve-se considerar uma perda de atrito lateral no trecho inicial da estaca.

Branco (2006) estudou estacas escavadas através de provas de carga estática em duas estacas e concluiu que a realização de provas de carga prévias (no caso, provas de carga dinâmicas) provocou uma maior mobilização da resistência de ponta, quando da realização das provas de carga estáticas.

Albuquerque (1996) em seu estudo analisou o comportamento de duas provas de carga estáticas, na qual obteve os valores de carga última, recalques, resistência lateral e resistência de ponta e comparou aos resultados obtidos através dos métodos semiempíricos de previsão e concluiu que a carga ultima de ponta calculada no Método de Aoki-Velloso foram bem próximos aos obtidos na prova de carga, segundo ele o Método de Decout e Quaresma foi o que apresentou melhores resultados na previsão de carga lateral e de ponta, o Método de Aoki Velloso (1975) não apresentou bons resultados.

Em seu estudo, Marques (2006) considerou o ponto aproximado em que as curvas de rigidez se tornavam sub-horizontais para estimar as parcelas de resistência lateral das estacas estudadas.

Bessa (2005) avaliou a resistência lateral em estacas escavadas, nas quais foram realizadas provas de carga estáticas e comparados os resultados a outras estacas já ensaiadas, tal comparação identificou a existência ou inexistência de defasagem da resistência lateral à

tração em relação a resistência lateral à compressão e verificou perdas excessivas das cargas quando as provas de carga foram conduzidas até a ruptura.

2.6.2 Proposta de recalque normalizado típico para mobilização plena da resistência lateral

Segundo Cesário (2005), o carregamento vertical de compressão aplicado a uma estaca é suportado parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo do fuste, determinada como resistência lateral, e parcialmente pelas tensões normais geradas na sua ponta, denominada resistência de ponta.

O atrito lateral desenvolve pequenas deformações, por outro lado a resistência de ponta para que seja mobilizada necessita de deformações bem maiores.

A deformação necessária à plena mobilização do atrito lateral pode ser associada ao diâmetro da estaca, o que seria mais ou menos da ordem de 0,5% a 2% do diâmetro da estaca em argilas e, de 1% a 3% em solos granulares.

Décourt (1996) apud Cesário (2005) introduziu conceitos de atrito puro que é a ausência total de reação de ponta, e de ponta pura que é a ausência total de atrito lateral. Para que haja mobilização do atrito lateral, a deformação necessária é função da rigidez da estaca. A distribuição do atrito lateral depende de vários parâmetros, tais como carga aplicada, dimensões da estaca e rigidez da estaca-solo.

2.7 Métodos semi-empíricos para previsão da capacidade de carga de estacas hélice contínua

A sondagem a percussão é a investigação mais difundida e realizada no Brasil, por isso os profissionais de fundações tem a preocupação de estabelecer métodos de capacidade de carga de estacas utilizando os resultados de sondagens a percussão.

De acordo com Reinert (2011), a capacidade de carga de fundações é relacionada com as características do solo ao redor da estaca.

Segundo Moura (1997) os métodos semi-empíricos são aqueles que utilizam correlações com ensaios de campo para diretamente calcular a capacidade de carga.

A capacidade de carga de fundações profundas pode ser obtida através de métodos estáticos, provas de carga e métodos dinâmicos.

Os estáticos podem ser teóricos ou semi-empíricos utilizando os dados de ensaios, neste caso os fatores de segurança não podem ser inferiores a 2.

Para estacas escavadas, a resistência de atrito prevista na ruptura não pode ser inferior a 80% da carga admissível adotada.

Neste trabalho foram utilizados métodos semi-empíricos baseados nos ensaios SPT.

Bessa (2005) concluiu em seu trabalho que os métodos de capacidade de carga que utilizam com base o SPT apresentaram valores satisfatórios apesar dos Métodos de Décourt-Qauresma (1978) e Aoki-Velloso (1975) conduziram a resultados superestimados. O Método de Décourt (1996) obteve melhor desempenho e o de Aoki-Velloso (1975) forneceu valores conservadores.

Lobo (2005) estudou um método de interpretação sugerido por Odebrecht e concluiu que o modelo é capaz de prever de forma satisfatória a capacidade de carga das estacas quando analisou diversas provas de carga em estacas hélice contínua e chegou a valores de α e β de 1,0 e 0,6, respectivamente para carga lateral e de ponta.

Soares (2006) fez estudo de previsão de capacidade de carga de estacas cravadas e comparou com resultados das provas de carga realizadas e verificou que provas de cargas sequenciadas apresentam perda na capacidade de carga.

Vianna (2000) analisou 34 provas de carga estática realizadas em estacas pré-moldadas cravadas em Curitiba e fez análise dos dados utilizando o Método de Aoki Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), propondo fatores de correção para que o os valores de capacidade de carga fossem mais próximos aos obtidos pelo Método de Van der Veen (1953).

Vários estudiosos analisaram a capacidade de carga para diversos tipos de fundação e a conclusão é que os fatores de correção dependem do tipo de solo e estaca que está sendo utilizado. Todos os coeficientes dos ensaios devem ser adaptados aos seus determinados estudos.

Barros (2012) avaliou o comportamento de estacas hélice contínua quanto à capacidade de carga, ao recalque, segurança e confiabilidade, analisando 58 provas de carga, comparou os valores de capacidade de carga medidos com os previstos nos Métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Antunes-Cabral (1996) e Alonso (1996). Em relação a previsão da capacidade de carga os Método de Aoki-Velloso (1975) e Alonso (1996) se mostraram mais eficientes. Para resistência lateral e de ponta, o Método de Aoki-Velloso (1975) foi mais eficiente. Ao final concluiu que esse método é mais adequado para estacas com resistência por atrito lateral predominante em relação à ponta.

Paschoalin Filho (2008) ressaltou que geralmente pequenos deslocamentos são necessários à mobilização da capacidade de carga total do conjunto estaca/ solo, quando ele for solicitado a esforço de tração. O autor concluiu que, na prática, os métodos teóricos para previsão da capacidade de carga de estacas submetidas a esforços de tração, na maioria das vezes, conduzem a valores distantes dos obtidos nas provas de carga, e por isso é comum, o uso dos métodos empíricos e semi-empíricos por parte dos projetistas, o que pode acarretar erros, pois um método que é adequado para determinado terreno e tipo de estaca, em outras condições poderão fornecer parâmetros não adequados. Por fim, afirmou em seu estudo que os métodos semi-empíricos apresentaram valores conservadores.

Gonçalves (2008) estudou a capacidade de carga de estacas metálicas pelos métodos semiempíricos e concluiu que o Método de Aoki-Velloso (1975) apresentou resultados com uma variação máxima de 15% superior ou inferior aos resultados do ensaio, já o Método de Décourt (1996) estimou resultados sempre maiores que os observados em até 35%. Os Métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt (1996) apresentaram capacidade de carga maior devido ao atrito lateral, em relação à parcela de ponta.

A seguir estão descritos os métodos mais utilizados para cálculo da capacidade de carga em estacas hélice contínua.

2.7.1 Método de Aoki-Velloso (1975) com valores de F1 e F2 atualizados

O Método de Aoki-Velloso (1975) foi desenvolvido através de comparações feitas entre resultados de provas de carga em estacas e resultados de ensaios in situ. O método tem sido bastante utilizado no Brasil, originalmente baseado na avaliação das cargas de ponta e lateral em função da tensão de ponta medida no ensaio de penetração de cone, conhecido como

ensaio CPT, posteriormente foi adaptado para ser usado nos ensaios SPT, que é utilizado bastante até hoje. A carga última é dada em função das parcelas de atrito lateral e ponta.

Para o cálculo da parcela de atrito lateral, tem-se:

$$P_l = \sum_{1}^{n} \pi \cdot D \cdot K_a \cdot \alpha_a \cdot N_n \cdot L_n$$
(2.8)

Onde:

 K_a , \propto_a – são coeficientes tabelados que variam em função do tipo de solo (Tabela 2.2)

 N_n - é o número de golpes de SPT de cada camada.

 L_n – Comprimento de cada camada

D - Diâmetro da estaca

N - número de camadas

Para a parcela de ponta, tem-se:

$$P_p = \frac{\pi D^2}{4} K_a N_p \tag{2.9}$$

 K_a – são coeficientes tabelados que variam em função do tipo de solo

 N_p - é o número de golpes de SPT da camada de apoio da ponta da estaca.

Tipo de solo	Ka (kPa)	a (%)	
Areia	1000	1,4	
Areia Siltosa	800	2,0	
Areia Silto-argilosa	700	2,4	
Areia argilosa	600	3,0	
Areia Argilo-siltosa	500	2,8	
Silte	400	3,0	
Silte arenoso	550	2,2	
Silte areno-argiloso	450	2,8	
Silte argiloso	230	3,4	
Silte argilo-arenoso	250	3,0	
Argila	200	6,0	
Argila arenosa	250	2,4	
Argila areno-siltosa	300	2,8	
Argila siltosa	220	4,0	
Argila silto-arenosa	330	3,0	

Tabela 2.2 – Coeficientes K e α do Método de Aoki Velloso (1975)

A carga última é obtida pela resistência de ponta e lateral dividido por dois coeficientes F1 e F2, de acordo com o tipo de estaca:

$$P_{ult} = \frac{P_p}{F_1} + \frac{P_l}{F_2}$$
(2.10)

Admitindo-se o fator de segurança igual a 2, tem-se que

$$P_{adm} = \frac{P_{ult}}{2} \tag{2.11}$$

Os valores de F₁ e F₂ utilizados para estaca hélice contínua são 3 e 6, respectivamente.

Segundo Velloso e Alonso (2000) apud Magalhães (2005), o Método de Aoki-Velloso (1975) deve ser utilizado com cautela em outras regiões, visto que o mesmo foi desenvolvido para uma determinada região.

2.7.2 Método de Antunes e Cabral (1996)

Antunes e Cabral (1996) elaboraram um método de previsão de capacidade de carga para estacas hélice contínua baseados em provas de cargas, o método utiliza a informação de ensaios SPT e fazendo as seguintes correlações:

$$Pult = \beta 1. N. D. L + \beta 2. N. \left(\frac{\pi D^2}{4}\right)$$
(2.12)

Onde:

$$\begin{split} D &= Diâmetro da estaca \\ L &= Comprimento da estaca \\ N &= Índice de resistência a penetração do ensaio SPT \\ P_{ult} &= Carga última da Estaca \\ \beta_1 e & \beta_2 = Parâmetros do método que dependem do tipo de solo para o cálculo do atrito \end{split}$$

lateral e da resistência de ponta (Tabela 2.3)

2.7.3 Método de Décourt (1996)

Em 1996, Décourt propôs uma modificação ao seu método original datado de 1978, introduzindo dois coeficientes, $\alpha_D e \beta_D$, ajustando o método a outros tipos de estacas, visto que anteriormente só era utilizada para estacas de deslocamento. A carga admissível passou a ser:

$$P_{adm} = \frac{\alpha_{D.}P_{P}}{2} + \frac{\beta_{D.}P_{l}}{2}$$
(2.13)

e retirada a fórmula anterior:

$$P_{adm} = \frac{Pp}{4} + \frac{P_l}{1,3} \tag{2.14}$$

Onde: $\alpha_D \in \beta_{D_1}$ são coeficientes tabelados, baseados no tipo de solo e no tipo de estaca. A Tabela 2.4 apresenta os coeficientes do Método de Décourt (1996).

Tabela 2.3 - Parâmetros	$\beta_1 \in \beta_2$ do Método de	Antunes-Cabral (1996)
1 abela 2.5 - 1 arametros	$p_1 c p_2 d c metod c d c$	mulics-Cabrar (1990)

Solo	β1	β2
Areia	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
Argila	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

Tipo de	Tipo de Estaca					
solo	Escavada em	Escavada	Hélice	Injetada	Injetada (sob	
	geral	(bentonita)	Contínua		pressão)	
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0	Valores de
Siltes	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0	v alores de
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0	α _D
Argilas	0,80	0,90	1,0	1,5	1,5	Valoras da
Siltes	0,65	0,75	1,0	1,5	1,5	
Areias	0,50	0,60	1,0	1,5	1,5	βD
Areias Argilas Siltes Areias	0,5 0,80 0,65 0,50	0,5 0,90 0,75 0,60	0,3 1,0 1,0 1,0	0,5 1,5 1,5 1,5	1,0 1,0 1,5 1,5 1,5	$\alpha_{\rm D}$ Valores of $\beta_{\rm D}$

Tabela 2.4 - Coeficientes α_D e β_D do Método de Décourt (1996) por tipo de estaca

CAPÍTULO 3 - CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

3.1 Considerações Iniciais

A Região Metropolitana do Recife é dividida em Regiões denominadas RPA's (Região Político Administrativa), a região estudada neste trabalho encontra-se na RPA 6, como mostram as Figuras 3.1 e 3.2.

A Região Metropolitana do Recife (RMR) está caracterizada geologicamente por rochas do embasamento cristalino, representadas por litótipos dos complexos Gnáissico-Migmatítico, Belém do São Francisco e Vertentes, além de granitóides diversos, aflorantes ou recobertas por sedimentos meso-cenozóicos das bacias sedimentares costeiras Paraíba–Pernambuco e do Cabo, como mostra a Figura 3.3.









Fonte: Mapa geológico da cidade do Recife (ALHEIROS et al., 1990)

Legenda: Local Estudado



Figura 3.3 - Coluna geológica esquemática da Região Metropolitana do Recife. Fonte: CPRM

De acordo com dados da Prefeitura do Recife encontrados em seu sítio eletrônico oficial, o bairro do Pina se encontra na área denominada RPA 6 e na microrregião 6.1, cuja área territorial corresponde a 616 ha, sua população é em torno de 27.422 habitantes, com uma taxa de crescimento anual de 0,26, a maioria da sua população é de jovens de 15 a 39 anos, algo em torno de 12.208 habitantes, a taxa de alfabetização da população acima de 15 anos é de 87,64%. A densidade demográfica da região gira em torno de 44,52 hab/ ha e 3 hab/domicílio. Existem nessa área, segundo dados da Secretaria de Finanças, 5.599 imóveis residenciais, 1.567 não residenciais e 2.372 terrenos. A renda média mensal dos responsáveis por domicílios com rendimento mensal é de R\$ 868,23.

3.2 Caracterização do empreendimento

A edificação analisada é uma estrutura aporticada, pré-moldada de concreto armado, com cerca de 255.500 m² destinados a áreas comerciais e garagens, havendo trechos com até 06 níveis de lajes na estrutura. Há um total de 1.283 pilares, as cargas verticais permanentes variam de 200 a 9.000 kN. A Figura 3.4 apresenta a vista aérea de implantação do shopping, e a execução da obra está mostrada nas Figuras 3.5 e 3.6.

A caracterização geotécnica consistiu apenas de sondagens a percussão com SPT, segundo Schnaid (2009), as vantagens deste ensaio são simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto. Noreña (2011), concluiu em seu trabalho que a execução de ensaio de prova de carga estática sobre o amostrador é uma alternativa simples e econômica para obter a eficiência do ensaio SPT.

O ensaio SPT (Standard Penetration Test) é a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação em praticamente todo o mundo, permitindo uma indicação da densidade de solos granulares, também aplicado à identificação da consistência de solos coesivos e de rochas brandas, segundo Schnaid (2009).



Figura 3.4 - Vista aérea da área de implantação do shopping



Figura 3.5 - Vista aérea da obra em fase de execução



Figura 3.6 - Vista aérea da obra em fase de execução

Foram realizados diversos furos de sondagem para definir o perfil geotécnico da região estudada. A Figura 3.7 apresenta a locação das sondagens do terreno estudado.

A Figura 3.8 apresenta uma foto durante a execução das fundações, assim como a Figura 3.9 mostra a confecção da armadura das estacas. As Figuras 3.10 e 3.11 apresentam os blocos de coroamento e as máquinas utilizadas no estaqueamento, respectivamente.

3.3 Caracterização geotécnica do terreno

Na área de 255.500 m² onde foram realizados os ensaios foram executados no total 83 furos de sondagem tipo SPT, porém, destes 83 furos, já existiam 8 furos realizados no terreno. Foram executados ainda 08 furos para instalação de piezômetro tipo Casagrande.

A caracterização geotécnica realizada com a malha das sondagens a percussão permitiu, de forma simplificada, descrever que o terreno de fundação era inicialmente composto por uma camada de aterro de areia fina siltosa, marrom claro, fofa a medianamente compacta, até a cota 1,00; seguindo de camadas de areia com matéria orgânica ou argilas siltosas orgânica, cinza escura, muito mole, até a cota -3,00. A partir desta cota, foram encontradas camadas de areias fina a média, cinza, pouco compacta a medianamente compacta, intercaladas com camadas de argilas siltosas, médias, até a cota -21,00 a -28,00.Após esta camada, seguiu-se uma camada de silte argiloso ou silte com muita areia fina, cinza, compacto, até o limite das sondagens realizadas (cota -35,00). O nível d'água encontrava-se variando entre as cotas 0,0 e -1,50. Havia uma expectativa por parte dos projetistas na existência de solo mole, mas o depósito era aluvionar e predominavam sedimentos arenosos.

A Figura 3.12 apresenta o perfil geotécnico simplificado do terreno.



Legenda:



Figura 3.7 – Locação das sondagens



Figura 3.8 - Execução das fundações



Figura 3.9 – Confecção da armadura das estacas



Figura 3.10 – Blocos de coroamento



Figura 3.11 - Máquinas usadas no estaqueamento



PERFIL GEOTÉCNICO DO SUBSOLO faz: 1500 (Helico) e 1500 (Neverala)

Figura 3.12 – Perfil geotécnico simplificado do terreno

SUDESTE

3.4 Projeto das fundações

Para o desenvolvimento das análises do projeto de fundação, foram consultados os seguintes documentos:

- Plantas do projeto de arquitetura;
- Plantas de locação e cargas nos pilares;
- Resultados de 83 furos de sondagens a percussão;

O projeto de fundações foi desenvolvido com base nas seguintes premissas:

- A avaliação da capacidade de cargas das estacas foi feita através dos métodos propostos por Alonso (1996) e Antunes-Cabral (1996) para as estacas tipo hélice contínua. Tais métodos relacionam a resistência por atrito lateral e por ponta das estacas a resultados de sondagens de reconhecimento a percussão (SPT).
- Os comprimentos das estacas foram estimados para cada sondagem, e a partir da locação foram definidas as curvas de isocomprimento das estacas, para definição do comprimento das estacas de cada pilar.

A cota de arrasamento adotada para as estacas foi à cota +1,00. Em função das análises de capacidade de carga, foram definidas as cargas admissíveis das estacas e as profundidades de ponta estimadas.

3.5 Execução das fundações

Todos os materiais envolvidos na execução das estacas foram devidamente inspecionados e controlados. Foram realizados ensaios de slump para confirmação dos valores fixados a priori no projeto, bem como, a moldagem de corpos de prova do concreto, para posterior rompimento, sendo os resultados dos controles satisfatórios.

A questão mais relevante durante a execução de estacas moldadas "in loco", como a estaca hélice contínua, é a garantia da integridade do seu fuste e do diâmetro.

A monitoração eletrônica realizada pelo instrumento de medida DIGITUS - SOFTSACI, que é acoplado ao equipamento, permitiu o acompanhamento dos dados que foram essenciais ao controle: profundidade, volume de concreto lançado, pressão de injeção de concreto, tempo e velocidade de extração do trado.

As estacas executadas atingiram as profundidades especificadas em projeto e obtiveram consumos e pressões de concreto aceitáveis. O volume total aproximado de concreto gasto para a execução de todas as estacas foi, considerado satisfatório, correspondendo a um sobreconsumo médio dentro da faixa de valores de 25%, o que foi previsto para a obra.

Em função do porte da obra, bem como da necessidade de um maior conhecimento das características da interação solo-estaca, foram executadas provas de carga a compressão, as quais são objeto de estudo desse trabalho.

O concreto utilizado para execução das estacas segundo o projeto de fundações, deveria ter uma resistência característica fck> 20 MPa, slump variando entre 200 e 240 mm, fator água/ cimento variando entre 0,53 a 0,56, consumo mínimo de cimento de 400 kg/m³, exsudação menor que 1%, teor de ar incorporado menor que 4,5%, início de pega maior que 3 horas. Para o controle tecnológico, foram coletados 04 corpos de prova por caminhão betoneira, para ensaios de compressão com 07 e 28 dias.

3.6 Provas de carga estática

Ao final do projeto de todo o empreendimento (edificações, tanques de acumulação de água gelada e dois viadutos), foram executadas 4.192 estacas com diâmetro de 400, 500 e 600 mm. Durante a obra foram realizadas 40 provas de carga estática do tipo lenta, destas, 29 ensaios foram realizados em estacas de 500 mm, 10 ensaios em estacas de 600 mm e 1 ensaio em estaca de 400 mm de diâmetro. A carga de ensaio foi igual ao dobro da carga admissível de projeto.

Para realização da prova de carga foi utilizado um sistema de reação constituído por vigas metálicas, placas metálicas, porcas de ancoragem e por 04 estacas tipo hélice contínua executadas para a fundação. Utilizou-se para elemento tensor em cada uma das estacas de reação 01 (uma) barra Inco 35 D com diâmetro nominal de 40 mm. O comprimento de cada barra ancorada nas estacas de reação foi de 15,00m. Todas as estacas de reação, antes da execução da prova de carga, foram testadas à tração com 615,70 kN. As deformações totais das estacas de reação para as cargas máximas dos testes das ancoragens variaram de 4,79 a 9,12 mm.

Todos os procedimentos de montagem e operação obedeceram ao que prescreve o Método de Ensaio da norma NBR 12131:2006 da ABNT para provas de carga com carregamento lento. A carga aplicada em cada estágio não foi superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca. Os deslocamentos, no topo da estaca, foram medidos simultaneamente através de 04 (quatro) extensômetros, instalados em dois eixos octogonais, com curso de 50 mm, sensíveis a 0,01mm, fixados nas vigas de referências com garras magnéticas. As provas de carga foram ensaiadas de acordo com o esquema apresentado na Figura 3.13. A Figura 3.14 apresenta uma foto da execução de uma prova de carga.



Figura 3.13 – Esquema da montagem do ensaio de prova de carga estática



Figura 3.14 - Execução do ensaio de prova de carga estática
CAPÍTULO 4 – METODOLOGIA

4.1 Critério de escolha das provas de carga

Foram executadas e analisadas 40 provas de carga estáticas realizadas no local do empreendimento.

Das estacas ensaiadas, a maior parte delas não rompeu com a carga do ensaio, portanto a rigidez não foi nula.

A Tabela 4.1 apresenta um resumo de todas as provas de carga realizadas. Com base em tais resultados podem ser feitos os seguintes comentários:

- Em 37 ensaios foi atingida a carga máxima com a estabilização dos recalques, ou seja, não houve ruptura do terreno de fundação;
- As provas de carga nº 30 e 31 foram desconsideradas, pois houve ruptura da estaca com uma carga bem menor que as demais estacas. Em ambos os casos foi diagnosticado um problema durante a execução das estacas.
- A prova de carga nº 18 apresentou ruptura na última carga do ensaio. Portanto, não foi necessário fazer sua extrapolação.
- Em 15 ensaios o recalque máximo foi superior a 3% do diâmetro da estaca.

Vários trabalhos tem mostrado que a extrapolação da curva carga x recalque em provas de carga só é confiável quando ao final do ensaio são atingidos recalques acima de valores correspondentes a 3% do diâmetro. Tendo em vista esse fato, foram descartadas todas as provas de carga que tiveram recalque máximo inferior a 3% do diâmetro nominal da estaca. Com isso foram feitas as análises para 13 ensaios.

Com isso foram consideradas nos estudos as seguintes provas de carga: 11, 15, 18, 19, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 28, 33 e 40.

Resumo das provas de carga estática							
DCE	D L Vmáx				Recalque (mm)	Smax/D	
PCE	(mm)	(m)	(k N)	Smáx	Sper	Sela	(%)
1	500	24,56	2314	10,03	5,20	4,83	2,01
2	500	22,24	2314	13,33	8,08	5,25	2,67
3	500	22,56	2314	6,72	3,90	2,82	1,34
4	500	25,20	2314	11,93	6,81	5,12	2,39
5	500	23,80	2314	8,28	3,94	4,34	1,66
6	500	25,00	2314	6,13	2,05	4,08	1,23
7	500	24	2314	6,06	1,82	4,24	1,21
8	500	24	2314	7,12	3,09	4,03	1,42
9	500	23,2	2314	11,11	5,01	6,01	2,22
10	500	23,70	2314	8,85	2,74	6,11	1,77
11	500	25,12	2314	20,62	14,44	6,18	4,12
12	500	25,90	2314	10,83	3,81	7,02	2,17
13	500	25,12	2314	6,40	2,46	3,94	1,28
14	500	25,60	2314	9,24	3,90	5,34	1,85
15	500	24,00	2314	28,27	18,76	9,51	5,65
16	500	27,04	2314	11,74	5,12	6,62	2,35
17	500	21	2314	9,80	3,81	5,69	1,96
18	500	20,48	2314	85,86	80,99	4,87	17,17
19	500	25,44	2314	15,29	9,08	6,21	3,06
20	500	22,16	2314	9,13	4,47	4,66	1,83
21	500	22	2314	27,89	21,61	6,28	5,58
22	500	20	2314	21,56	14,05	7,51	4,31
23	500	21,01	2314	14,99	9,50	5,49	3,00
24	500	23,52	2314	21,13	14,86	6,27	4,23
25	500	21	2314	17,43	10,52	6,91	3,49
26	500	22,32	2314	27,27	20,61	6,66	5,45
27	500	24,32	2314	13,57	5,42	8,15	2,71
28	400	20,16	1410	13,41	9,20	4,21	3,35
29	500	25,28	2314	7,18	1,25	5,93	1,44
30	500	22	2097	82,00	73,62	8,38	16,40
31	600	21,36	578	36,24	29,19	7,05	6,04
32	600	25,12	3615	8,71	3,05	5,66	1,45
33	600	22	3615	25,72	16,49	9,23	4,29
34	600	21,36	3615	10,14	4,18	5,96	1,69
35	600	23	3615	13,44	6,34	7,10	2,24
36	600	22,80	3615	15,22	9,28	5,94	2,54
37	600	22,80	2314	11,28	2,65	8,63	1,88
38	600	22,60	3615	10,38	2,32	8,06	1,73
39	600	21,45	3615	13,52	6,85	6,67	2,25
40	600	23,65	3217	85,49	77,53	7,96	14,25

Tabela 4.1 – Resumo das provas de carga estática

Onde:

D – diâmetro da estaca

L - comprimento

Vmáx – Carga máxima no ensaio

Smáx – Recalque máximo no ensaio

Sper - Recalque permanente no ensaio

Sela - Recalque elástico no ensaio

4.2 Extrapolação da curva carga-recalque

Como foi visto no item anterior, foi observada a ruptura das estacas em três ensaios (PCE-18, PCE-30 e PCE-31). As estacas PCE-30 e PCE-31 tinham defeitos de execução e, por isso, foram descartadas das análises.

Vários trabalhos têm mostrado que a extrapolação da curva carga-recalque em provas de carga que tenham atingido recalque pequeno não é confiável (Décourt, 1996b; Melo, 2009). Os resultados superdimensionam a capacidade de carga das estacas. Tendo em vista esse fato, foram descartadas todas as provas de carga que tiveram recalque máximo inferior a 3% do diâmetro nominal da estaca. Com isso as análises foram feitas para 13 ensaios, os quais estão marcados com asteriscos na Tabela 1.

Para fazer a extrapolação da curva carga-recalque foi utilizado o Método de Van der Veen (1953) com a adaptação proposta por Aoki (1976) e o Método de Décourt (1996a), também conhecido como método da rigidez.

No cálculo do método da rigidez, foram considerados apenas os últimos cinco pontos da curva de rigidez versus carga.

4.3 Previsão da capacidade de carga a partir de métodos semi-empíricos

Para verificar a acurácia da previsão da capacidade de carga das estacas, foi feito o cálculo por alguns métodos semi-empíricos usuais na prática de projetos no Brasil. Foram considerados os seguintes métodos:

- Método de Aoki-Velloso (1975): adotou-se F1=3,0 e F2= 6,0 (valores sugeridos por VELLOSO e LOPES, 2011)
- Método de Antunes Cabral (1996): adotou-se o valor médio da faixa de valores proposta para os parâmetros B1 e B2;
- Método de Décourt (1996): adotou-se α = 0,3 e β = 1,0 (valores sugeridos para as estacas hélice contínua).

4.4 Partição da resistência lateral e de ponta

Para a partição da capacidade de carga da estaca, foram admitidas as seguintes hipóteses:

- A capacidade de carga da estaca é a obtida pelo método de Van der Veen;
- Toda a resistência lateral é mobilizada antes que haja mobilização da resistência de ponta;
- A resistência lateral é totalmente mobilizada para um recalque igual a 1 ou 2% do diâmetro da estaca (Décourt, 1996);
- A resistência de ponta é calculada pela diferença entre a capacidade de carga e a resistência lateral.

Em seguida, os valores de resistência lateral e de ponta obtidos foram comparados com as previsões feitas a partir dos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), Antunes-Cabral (1996) e Décourt (1996).

4.5 Ajuste do Método de Décourt (1996) para previsão da capacidade de carga

Como o Método de Décourt (1996) tem sido um dos mais usados na previsão de capacidade de carga de estacas em Recife, foi feita a retroanálise das provas de carga, para serem obtidos os valores de α e β que conduzissem à maior acurácia do método. Os valores obtidos foram iguais a 0,60 e 1,00, respectivamente. Isso mostra que o método mostrou-se

conservador para a parcela de resistência de ponta e acurado para a parcela de resistência lateral.

4.6 Proposta de curva carga-recalque padrão

Diante do grande número de provas de carga em uma região geotécnica relativamente homogênea, procurou-se estabelecer uma curva carga-recalque padrão para as estacas. Para isso, foram usados os dados apenas das estacas de 500 mm, que somam 10 dos 13 ensaios selecionados a priori.

Para isso foram obtidos alguns "pontos notáveis" para cada prova de carga:

- Recalque necessário à mobilização plena da resistência lateral;
- Recalque necessário à mobilização de 90% da capacidade de carga da estaca obtida pelo Método de Van der Veen (1953);
- Resistência mobilizada para um recalque correspondente a 10% do diâmetro da estaca.

Com os pontos notáveis de cada ensaio, calcularam-se os valores médios do conjunto, e foi estabelecida a curva carga-recalque padrão para todas as estacas.

Em seguida, a curva carga-recalque padrão foi comparada com os resultados de todas as 10 provas de carga.

Com base em tais resultados, a Figura 4.1 apresenta a proposta de uma curva carga-recalque padrão para as estacas hélice contínua. Para a construção da curva carga-recalque padrão foram necessárias as seguintes etapas: (i) cálculo da resistência lateral (RL), resistência de ponta (RP) e da capacidade de carga da estaca (Vrup) a partir do Método de Décourt (1996b) com os valores de α e β ajustados; (ii) obtenção dos pontos a partir da curva proposta na Figura 14.



Figura 4.1 – Curva carga-recalque padrão da estaca.

CAPÍTULO 5 – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1 Prova de carga estática

Ao final do projeto de todo empreendimento (edificações, tanques de acumulação de água gelada e dois viadutos), foram executadas 4.192 estacas, com diâmetro de 400, 500 e 600 mm.

Durante a obra foram realizadas 40 provas de carga estática do tipo lenta. A Figura 5.1 apresenta o resultado da primeira prova de carga, que foi realizada em uma estaca de 500 mm de diâmetro e 24,56 m de comprimento. Observa-se que ao final do ensaio não houve a ruptura da estaca (nem do elemento estrutural nem do terreno).

5.2 Extrapolação da prova de carga

Como foi visto no capítulo 4, foram descartadas todas as provas de carga que tiveram recalque máximo inferior a 3% do diâmetro nominal da estaca. Com isso as análises foram feitas para 13 ensaios.



Figura 5.1 – Curva carga-recalque da PCE1

Para a extrapolação do ensaio e obtenção da capacidade de carga da estaca, foram usados os métodos de Van der Veen (1953) e da Rigidez de Décourt, (1996a), cujos resultados estão mostrados na Tabela 5.1.

A Figura 5.2 apresenta a comparação entre os resultados obtidos. Observa-se que os valores obtidos pelo método de Van der Veen são cerca de 80% dos valores obtidos pelo método da rigidez.

5.3 Previsão da capacidade de carga a partir de métodos semi-empíricos

A partir da sondagem de referência (as sondagens estudadas para cada estaca estão contidas nos Anexos) foi feita a previsão da capacidade de carga das estacas através de alguns métodos semi-empíricos usuais na prática de projetos no Brasil. A Tabela 5.2 apresenta os resultados de carga de ruptura, e das parcelas de resistência de atrito lateral e de ponta obtidos através dos métodos semi-empíricos propostos por Aoki-Velloso (1975), Antunes-Cabral (1996) e Décourt (1996).

Prova de carga	Rigidez de Decourt	Van der Veen	VDV/DEC
	RT (kN)	RT (kN)	(%)
PCE 11	3179	2710	0,85
PCE 15	3893	2770	0,71
PCE 18	1916	1916	1,00
PCE 19	3664	2700	0,74
PCE 21	3689	2670	0,72
PCE 22	3215	2570	0,80
PCE 23	3375	2670	0,79
PCE 24	3819	2670	0,70
PCE 25	4085	2650	0,65
PCE 26	3252	2530	0,78
PCE 28	2520	1620	0,64
PCE 33	4248	3937	0,93
PCE 40	3358	3230	0,96
Média	3401	2665	0,79

Tabela 5.1 – Carga de ruptura extrapolada pelos métodos de Van der Veen (1953) e da rigidez de Décourt (1996)



Figura 5.2 – Comparação da carga de ruptura extrapolada pelos métodos de Van der Veen (1953) e da rigidez de Décourt (1996)

Prova de	AOKI-VELLOSO		ANTUNES-CABRAL			DÉCOURT			
carga	Vrup (kN)	RP (kN)	RL (kN)	Vrup (kN)	RP (kN)	RL (kN)	Vrup (kN)	RP (kN)	RL (kN)
PCE 11	1435,7	602	833,7	2468,4	785	1683,4	2463,4	471,1	1683,4
PCE 15	1984,7	863,7	1121	2706,7	785	1921,7	2338	518,2	1921,7
PCE 18	1219,5	195,6	1023,9	2224,4	382,8	1841,6	1883,9	153,1	1841,6
PCE 19	2998,5	1657,6	1340,9	3182,4	785	2397,4	2963	745,9	2397,4
PCE 21	3164,9	1971,7	1193,2	2869,2	785	2084,2	2971,5	887,3	2084,2
PCE 22	1065,1	461,5	603,6	2023,7	785	1238,7	1647,6	361,2	1238,7
PCE 23	1197,1	551,8	645,3	2037,9	785	1252,9	1849	431,9	1252,9
PCE 24	1503,4	436,4	1067	2826,8	785	2041,8	2396,6	341,6	2041,8
PCE 25	1554,8	451,1	1103,7	2264,3	768,8	1495,4	1779,7	221,4	1495,4
PCE 26	3170,4	2093,9	1076,5	2692,6	785	1907,6	2699,2	942,2	1907,6
PCE 28	1033,8	333,8	700	1826,9	502,4	1324,5	1591,5	261,2	1330,3
PCE 33	2113,1	866,6	1246,5	3569,2	1130,4	2438,8	3213,2	678,2	2535
PCE 40	2495,1	1657,9	837,2	2713,9	1130,4	1583,5	2578,4	746,1	1832,4

Tabela 5.2 - Valores previstos pelos métodos semi-empíricos

As Figuras 5.3 e 5.4 apresentam as comparações gráficas entre os valores extrapolados de capacidade de carga pelo método da Rigidez e pelo método de Van der Veen com os valores obtidos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso, observou-se que os valores previstos pelos métodos de extrapolação quando comparados com o método semi-empírico, os dois métodos apresentaram bons resultados.



Figura 5.3 – Comparação da capacidade de carga extrapolada pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso (1975).



Figura 5.4 – Comparação da capacidade de carga extrapolada pelo método de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso (1975).

As Figuras 5.5 e 5.6 apresentam as comparações gráficas entre os valores extrapolados de capacidade de carga pelo método da Rigidez e pelo método de Van der Veen com os valores obtidos pelo método semi-empírico de Décourt Quaresma, observou-se que os valores previstos pelos métodos de extrapolação quando comparados com o método semi-empírico, o método de Van der Veen apresentou resultados mais concisos e confiáveis.



Figura 5.5 – Comparação da capacidade de carga extrapolada pelo método de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Décourt Quaresma (1996)



Figura 5.6 – Comparação da capacidade de carga extrapolada pelo método de Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Décourt Quaresma (1996)

As Figuras 5.7 e 5.8 apresentam as comparações gráficas entre os valores extrapolados de capacidade de carga pelo método da Rigidez e pelo método de Van der Veen com os valores obtidos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral, observam-se que os valores previstos pelos métodos de extrapolação quando comparados com o método semi-empírico, o método de Van der Veen apresentou resultados mais concisos e confiáveis.



Figura 5.7 – Comparação da capacidade de carga extrapolada pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (1996)



Figura 5.8 – Comparação da capacidade de carga extrapolada pelo método da Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (1996)

5.4 Previsão das parcelas de resistência das estacas (lateral e ponta)

Para a partição da capacidade de carga da estaca, foram admitidas as seguintes hipóteses:

- A capacidade de carga da estaca foi a obtida pelo método de Van der Veen e o da Rigidez;
- Toda a resistência lateral é mobilizada antes que haja mobilização da resistência de ponta;
- A resistência lateral é totalmente mobilizada para um recalque igual a 1 ou 2% do diâmetro da estaca (Décourt, 1996 e 2008; Melo et al., 2012);
- A resistência de ponta é calculada pela diferença entre a capacidade de carga e a resistência lateral.

As Figuras 5.9, 5.10 e 5.11 apresentam a comparação dos valores de resistência obtidos para a hipótese da resistência lateral ser mobilizada para um recalque igual a 1% do diâmetro da estaca com os métodos de previsão semi-empíricos. Dentre estes, o método que melhor previu a resistência lateral foi o método de Décourt Quaresma.



Figura 5.9 – Comparação entre a resistência lateral da estaca e os valores previstos pelo método semiempírico de Aoki Velloso (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca).



Figura 5.10 – Comparação entre a resistência lateral da estaca e os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca).



Figura 5.11 – Comparação entre a resistência lateral da estaca prevista pelo método da extrapolação de Van der Veen e os valores previstos pelo método semi-empírico de Décourt Quaresma (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca).

As Figuras 5.12, 5.13 e 5.14 apresentam a comparação dos valores de resistência obtidos para a hipótese da resistência lateral ser mobilizada para um recalque igual a 1% do diâmetro da estaca com o método de previsão semi-empírico de Aoki Velloso e os valores previstos pelo



Método da Rigidez. O método que melhor previu a resistência lateral foi o método de Décourt Quaresma.

Figura 5.12 – Comparação entre a resistência lateral da estaca prevista pelo método da Rigidez e os valores previstos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca).



Figura 5.13 – Comparação entre a resistência lateral da estaca prevista pelo método da Rigidez e os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca).



Figura 5.14 – Comparação entre a resistência lateral da estaca prevista pelo método da Rigidez e os valores previstos pelo método semi-empírico de Décourt Quaresma (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca).

As Figuras 5.15, 5.16, 5.17, 5.18, 5.19 e 5.20 apresentam a comparação dos valores de resistência de ponta obtidos para a hipótese da resistência lateral ser mobilizada para um recalque igual a 1% do diâmetro da estaca com os métodos de previsão semi-empíricos de Aoki Velloso, Antunes Cabral e Décourt Quaresma, com o Método de extrapolação de Van der Veen e da Rigidez de Décourt, sendo o método semiempírico de Antunes Cabral o que apresentou melhores resultados, quando comparado com os métodos de extrapolação. Para todos os métodos semi-empíricos, os valores de resistência de ponta foram subestimados, quando comparados aos métodos de extrapolação de Van der Veen e da Rigidez.



Figura 5.15 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca).



Figura 5.16 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca).



Figura 5.17 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de Van der Veen e os valores previstos pelo método semi-empírico de Décourt Quaresma (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca).



Figura 5.18 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca).



Figura 5.19 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca).



Figura 5.20 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Décourt Quaresma (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 1% do diâmetro da estaca).

As Figuras 5.21, 5.22 e 5.23 apresentam a comparação dos valores de resistência obtidos para a hipótese da resistência lateral ser mobilizada para um recalque igual a 2% do diâmetro da





Figura 5.21 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de extrapolação de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca).



Figura 5.22 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de extrapolação de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca).



Figura 5.23 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de extrapolação de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Décourt Quaresma (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca).

As Figuras 5.24, 5.25 e 5.26 apresentam a comparação dos valores de resistência obtidos para a hipótese da resistência lateral ser mobilizada para um recalque igual a 2% do diâmetro da estaca com os métodos de previsão semi-empíricos e o método da Rigidez de Décourt. Dentre estes o método que melhor previu a resistência lateral foi o método de Décourt Quaresma.



Figura 5.24 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca).



Figura 5.25 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca).



Figura 5.26 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Décourt Quaresma(1996)
(hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca).

As Figuras 5.27, 5.28 e 5.29 apresentam a comparação dos valores de resistência de ponta obtidos para a hipótese da resistência lateral ser mobilizada para um recalque igual a 2% do diâmetro da estaca com os métodos de previsão semi-empíricos e o método de extrapolação de Van der Veen. Dentre estes, o método que melhor previu a resistência de ponta foi o método de Antunes Cabral e Décourt Quaresma.



Figura 5.27 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca).



Figura 5.28 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método de Van der Veen (1953) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca).





As Figuras 5.30, 5.31 e 5.32 apresentam a comparação dos valores de resistência de ponta obtidos para a hipótese da resistência lateral ser mobilizada para um recalque igual a 2% do





Figura 5.30 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Aoki Velloso (1975) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca).



Figura 5.31 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método Rigidez de
 Décourt (1996) os valores previstos pelo método semi-empírico de Antunes Cabral (1996) (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca).



Figura 5.32 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca prevista pelo método da Rigidez de Décourt (1996) e os valores previstos pelo método semi-empírico de Décourt Quaresma (1996)
(hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro da estaca).

Os resultados mostram que para a hipótese do recalque de 2% do diâmetro a acurácia da previsão é maior. Em relação aos métodos semi-empíricos, tem-se:

- A melhor previsão da resistência lateral foi obtida pelo Método de Décourt (1996);
- A melhor previsão da resistência de ponta foi obtida pelo Método de Antunes-Cabral (1996);
- A melhor previsão da capacidade de carga foi obtida pelo Método de Antunes-Cabral (1996).

5.5 Ajuste do método de Décourt (1996) para previsão da capacidade de carga

Como o método de Décourt (1996) tem sido um dos mais usados na previsão de capacidade de carga de estacas no Recife, foi feita a retroanálise das provas de carga, para serem obtidos valores de α e β que conduzissem à maior acurácia do método. No método original os valores de α e β são iguais a 0,30 e 1,00, respectivamente. Os valores obtidos foram iguais a 0,60 e 1,00, respectivamente. Isso mostra que o método mostrou-se conservador para a parcela de resistência de ponta e acurado para a parcela de resistência lateral.

A Figura 5.33 apresenta uma comparação entre os valores previstos de resistência lateral pelo método com os valores de α e β ajustados, e os obtidos pelas provas de carga. Observa-se que

para a resistência lateral, 62% dos valores previstos estão dentro do intervalo de ±25% em relação ao valor obtido pela prova de carga. Para a resistência de ponta, esse valor é de apenas 38%, ou seja, há uma maior dispersão dos valores (Fig. 5.34). Isso ratifica a necessidade de estudos regionais para verificação da aplicabilidade dos diferentes métodos semi-empíricos à prática de fundações local.



Figura 5.33 – Comparação entre a resistência lateral da estaca e os valores previstos pelo método de Décourt ajustado (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro)



Figura 5.34 – Comparação entre a resistência de ponta da estaca e os valores previstos pelo método de Décourt ajustado (hipótese da resistência lateral mobilizada com recalque de 2% do diâmetro)

5.6 Proposta de curva carga-recalque padrão

Diante do grande número de provas de carga em uma região geotécnica relativamente homogênea, procurou-se estabelecer uma carga-recalque padrão para as estacas. Para isso, foram usados os dados apenas das estacas de 500 mm, que somam 10 dos 13 ensaios selecionados a priori. A Tabela 5.3 apresenta alguns dados obtidos.

Observa-se que para um recalque corresponde a 5% do diâmetro da estaca (no caso 25 mm), a resistência mobilizada nas provas de carga corresponde em média a cerca de 90% da carga de ruptura da estaca. Para um recalque correspondente a 10% do diâmetro da estaca (no caso 50 mm) tem-se um único dado disponível, que corresponde a 98% da carga de ruptura.

РСЕ	Vrup	V _{5%}	$V_{5\%}$ / Vrup	V _{10%}	$V_{10\%}$ / Vrup
	(k N)	(k N)	(%)	(k N)	(%)
11	2710	2600	96	-	-
15	2770	2200	79	-	-
18	1916	1600	84	1870	98
19	2700	2700	100	-	-
21	2670	2230	84	-	-
22	2570	2450	95	-	-
23	2670	2700	101	-	-
24	2670	2450	92	-	-
25	2650	2500	94	-	-
26	2530	2250	89	-	-
Média			91	-	98

Tabela 5.3 - Dados obtidos das provas de carga com estacas de 500 mm de diâmetro

 $V_{5\%}$ - resistência mobilizada para um recalque de 5% do diâmetro da estaca

 $V_{10\%}$ - resistência mobilizada para um recalque de 10% do diâmetro da estaca

Vrup - capacidade de carga da estaca

Com base em tais resultados, a Figura 5.34 apresenta a proposta de uma curva carga-recalque padrão para as estacas hélice contínua. Para a construção da curva carga-recalque padrão são necessárias as seguintes etapas: (i) cálculo da resistência lateral (RL), resistência de ponta

(RP) e da capacidade de carga da estaca (Vrup) a partir do Método de Décourt (1996) com os valores de α e β ajustados; (ii) obtenção dos pontos a partir da curva proposta na Figura 5.34.

Aplicando-se a metodologia proposta à estaca da PCE11, tem-se:

- Resistência lateral com β = 1,00 => RL = 1.683,40 kN
- Resistência de ponta com $\alpha = 0,60 \Rightarrow RP = 895,09 \text{ kN}$
- Capacidade de carga => Vrup = 2.578,49 kN

A Tabela 5.4 apresenta os pontos da construção da curva carga-recalque padrão para a estaca PCE11. A Figura 5.35 apresenta a comparação entre a curva proposta e os resultados da prova de carga PCE11. Observa-se que o modelo foi capaz de prever com acurácia o resultado da prova de carga, especialmente após a mobilização da resistência lateral.

A curva padrão para cada estaca deve ser construída com a sondagem de referência correspondente. A Tabela 5.5 apresenta os valores de resistência lateral, ponta e capacidade de carga para cada uma das 10 estacas do estudo.

Ponto da curva	Ca	rga	Recalque		
i onto un cui vu -	Cálculo	Valor (kN)	Cálculo	Valor (mm)	
Α	-	0	-	0	
В	RL	1.683,40	2% D	10	
С	90% Vrup	2.320,64	5% D	25	
D	Vrup	2.578,49	10% D	50	

Tabela 5.4 - Pontos da curva carga-recalque padrão da estaca da PCE 11



Figura 5.35 - Comparação entre a curva carga-recalque padrão da estaca e o resultado da PCE 11

Tabela 5.5 - Capacidade de carga das estacas calculadas pelo Método de Décourt com os ajustes de $\alpha = 0,60 \text{ e} \beta = 1,00$

	VRUP - DEQ	RP - DEQ - FATOR	RL - DEQ - FATOR DE
		CORREÇAO	CORREÇAO
	2578,49	895,09	1683,40
	2906,28	984,58	1921,70
	2132,49	290,89	1841,60
	3814,61	1417,21	2397,40
	3770,07	1685,87	2084,20
	1924,98	686,28	1238,70
	2073,51	820,61	1252,90
	2690,84	649,04	2041,80
	1916,06	420,66	1495,40
	3697,78	1790,18	1907,60
ÉDIA	2750,51	964,04	1786,47
ESVIO PADRÃO	770,62	512,01	371,66
OEF. VARIAÇÃO	0,28	0,53	0,21

Como as 10 estacas apresentam características semelhantes em termos de comprimento e de perfil geotécnico, foi construída uma curva padrão para as 10 estacas. Para isso foram

admitidos os valores médios de RL e Vrup de todas as estacas. A Tabela 5.6 apresenta os pontos da construção da curva padrão média.

A Figura 5.36 apresenta a comparação entre a curva carga-recalque padrão média com os resultados das 10 provas de carga. Observa-se que mesmo considerando-se uma única curva padrão média, há uma boa concordância entre os valores previstos e medidos nas provas de carga, porém o trecho inicial apresenta uma dispersão maior, devido a mobilização da resistência lateral.

Ponto da curva	Ca	rga	Recalque		
	Cálculo	Valor (kN)	Cálculo	Valor (mm)	
Α	-	0	-	0	
В	RL	1.786,47	2% D	10	
С	90% Vrup	2.475,46	5% D	25	
D	Vrup	2.750,51	10% D	50	

Tabela 5.6 - Pontos da curva carga-recalque padrão média das 10 estacas





CAPÍTULO 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Conclusões

O objetivo deste trabalho foi analisar os resultados de várias provas de carga estática em estacas hélice contínua. A partir dos resultados obtidos, podem ser estabelecidas as seguintes conclusões:

- Na maioria das 40 provas de carga realizadas não foi atingida a ruptura do sistema solo-estaca;
- ii) A carga de ruptura extrapolada pelo Método de Van der Veen (1953) foi cerca de 80% da carga de ruptura obtida pelo método da rigidez proposto por Décourt (1996);
- iii) A comparação entre a carga de ruptura extrapolada da curva carga-recalque, e os valores previstos através dos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), Antunes-Cabral (1996) e Décourt (1996), mostrou que há uma melhor acurácia quando se usa na extrapolação o Método de Van der Veen (1953) em comparação com o método da rigidez proposto por Décourt (1996a);
- iv) Para a carga de ruptura obtida pelo Método de Van der Veen (1953), a melhor hipótese de mobilização da resistência lateral da estaca é para um recalque igual a 2% do diâmetro da estaca;
- v) As melhores previsões das parcelas de resistência lateral e de ponta foram obtidas através dos Métodos de Antunes-Cabral (1996) e Décourt (1996);
- vi) O melhor ajuste do método de previsão de capacidade de carga de estaca proposto por Décourt (1996) ocorreu para $\alpha = 0.60$ e $\beta = 1.00$;
- vii) A curva carga-recalque padrão proposta nessa pesquisa foi capaz de prever de modo satisfatório os resultados das provas de carga das estacas hélice contínua, o trecho inicial foi o que apresentou um leve deslocamento da curva padrão, isso se justifica porque depois do trecho inicial há a mobilização da resistência lateral, que equivale a um recalque igual a 2% do diâmetro.
- viii) As Figuras 6.1 e 6.2 apresentam uma comparação gráfica entre os valores extrapolados de capacidade de carga pelos dois métodos, e aqueles obtidos a partir dos métodos semi-empíricos. Observa-se que há uma melhor acurácia quando se usa o método de Van der Veen para extrapolação da curva carga-recalque, em

comparação com o método da rigidez. Isso já era esperado, pois os métodos de Aoki-Velloso (1975), Antunes-Cabral (1996) e Décourt (1996) foram desenvolvidos antes de 1996, que foi o ano da publicação do método da rigidez. É provável que esses três métodos semi-empíricos tenham sido desenvolvidos extrapolando as provas de carga pelo método de Van der Veen.



Figura 6.1 – Resumo da Comparação dos valores de carga de ruptura obtidos pelos métodos semiempíricos e pelo método da Rigidez de Décourt



Figura 6.2 - Resumo da Comparação dos valores de carga de ruptura obtidos pelos métodos semiempíricos e pelo método de extrapolação de Van der Veen

6.2 Sugestões para futuras pesquisas

Os resultados da presente são bastante promissores. No entanto, diante da limitação do número de ensaios disponíveis, são recomendados estudos complementares:

- Realização de estudos semelhantes em outras áreas da cidade em diferentes formações e depósitos geotécnicos;
- ii) Realização de estudos semelhantes para outros tipos de estacas;
- iii) Realização de provas de carga instrumentadas para análise da transferência de carga em profundidade.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Estacas: Prova de carga estática: NBR 12131. Rio de Janeiro, 2006. 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de fundações: NBR 6122. Rio de Janeiro, 2010. 91p.

ALBUQUERQUE, P. J. R. Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmtero, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de Campinas. 1996. 225 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Agrícola, Departamento de Construções Rurais, Universidade de Campinas, Campinas, SP, 1996.

ALHEIROS, M. M., MENEZES, M. F. e FERREIRA, M. G. Carta Geotécnica da Cidade do Recife. Relatório Final de Atividades. Finep / UFPE, Recife, 1990, 81 p.

ALMEIDA, M. P. B. **Prova de carga Rápida com recalque estabilizado.** 2009. 103 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009. Disponível em: http://www.eesc.usp.br/ppgsgs/disserteses/marinaprearo.pdf>. Acesso em: 20 dez. 2012.

ALMEIDA NETO, J. A. **Análise de desempenho de estacas hélice contínua e ômega aspectos executivos.** 2002. 193 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

ALMEIDA NETO, J. A e KOCHEN, R. **Estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos. Revista Engenharia**, São Paulo, n. 556, p.88-93, 2003. Disponível em: <www.geocompany.com.br/ftp/Artigo15.pdf>. Acesso em: 20 dez. 2012.

AMANN, K. A.P. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas.** 2010. 2 v. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010. Disponível em: <www.teses.usp.br/teses/.../Tese_Kurt_Andre_Pereira_Amann.pdf>. Acesso em: 20 jun. 2012.

ANJOS, G. J. M. Estudo do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais. 2006. 370 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Df, 2006. Disponível em: http://repositorio.bce.unb.br/handle/10482/5660?mode=full. Acesso em: 20 dez. 2012. BARROS, N. B. F. **Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua.** 2012. 252 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, Sp, 2012. Disponível em: http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-08112012-114222/pt-br.php. Acesso em: 20 dez. 2012.

BESSA, A. O. **Avaliação da resistência lateral em estacas escavadas com trado submetidas a tração.** 2005. 183 f. Tese (Magister Scientie) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2005. Disponível em: <http://www.tede.ufv.br/tedesimplificado/tde_arquivos/42/TDE-2007-04-27T061126Z-511/Publico/texto%20completo.pdf>. Acesso em: 20 nov. 2012.

BRANCO, C. J. M. C. **Provas de carga dinâmica em estacas escavadas de pequeo diâmetro com ponta modificada.** 2006. 217 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações.** 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 1987. 498 p.

CESÁRIO, D. F. **Estacas Escavadas com trado mecânico: Análise da Resistência Lateral sob solicitação de compressão.** 2005. 177 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 2005. Disponível em:

http://alexandria.cpd.ufv.br:8000/teses/engenharia%20civil/2005/190322f.pdf>. Acesso em: 20 dez. 2012.

COSTA, Y. D. J. **Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa.** 1999. 160 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1999.

DÉCOURT, L. A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez. III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo. 1996a, Vol.1, 215-224p.

DÉCOURT, L. **Análise e Projeto de Fundações Profundas**. Em HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES, J. L., FROTA, R. G., CARVALHO, C. S. e NIYAMA, S., Fundações: Teoria e Prática. Editora Pini. São Paulo. 1996b, 265-327p.

DÉCOURT, L. **Provas de Carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito**. In: SEFE, 6., 2008, São Paulo. Fundações Profundas. São Paulo: Sefe, 2008. p. 01 - 20. Disponível em:
<http://www.arcos.eng.br/upload/artigos/20120725052005_pt_20120323040113_SEFEVI-LucianoDecourt-22set08.pdf>. Acesso em: 20 jan. 2013.

FELLENIUS, B. H. Summary of pile capacity predictions and comparison with observed behavior. Journal of Geotechnical Engineering, California, v. 117, n. 1, p.192-195, 1991.

FELLENIUS, B. H.; SANTOS, J. A., FONSECA, A. V. Analysis of piles in a residual soil - The ISC'2 prediction. Canadian Geotechnical Journal., Canadá, v. 44, n., p.201-220, 2007.

FRANÇA, D. C. **Provas de Carga Estáticas Instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (Estacões).** 2011. 162 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011. Disponível em: http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-08052012-120328/en.php>. Acesso em: 20 dez. 2012.

GARCIA, J. R. Estudo do comportamento carga x recalque de estacas raiz carregadas à compressão. 2006. 186 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade de Campinas, Campinas, SP, 2006.

GONÇALVES, S. F. **Estudo do comportamento à compressão de estacas metálicas curtas em solo sedimentar.** 2008. 133 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Construção Civil e Preservação Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Rs, 2008. Disponível em: http://w3.ufsm.br/ppgec/wp-content/uploads/diss_sergio_fernandes_goncalves.pdf>. Acesso em: 20 dez. 2012.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A.; OLIVEIRA, J. T. R. e MAIA, G. B. **Geotecnia no Nordeste**. Editora da Universidade Federal de Pernambuco, 2ª Edição, Recife, 2007.

LOBO, B. O. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do SPT**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 121p, 2005.

MARQUES, J. A. F. **Capacidade de carga de estacas escavadas de pequeno diâmetro com bulbos**. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade São Paulo, São Paulo, 2004.

MARQUES, R. F. Estudo da capacidade de carga de estacas escavadas, com bulbos, executadas em solo não saturado da formação Barreiras da cidade de Maceió-AL. 180 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2006. MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga.** 2005. 270 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

MEDEIROS, H.. Estacas a toda prova. **Revista Téchne,** SP, n. 95, fev. 2005. Mensal. Disponível em: http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/95/artigo32865-1.asp. Acesso em: 28 jan. 2013.

MELO, B. N. **Análise de Provas de Carga à compressão à Luz do Conceito de Rigidez.** 2009. 250 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade de Campinas, Campinas, Sp, 2009. Disponível em: <http://www.bibliotecadigital.unicamp.br/document/?code=000440995>. Acesso em: 20 dez. 2012.

MENEZES, S. M.; CARVALHO, D. e ALBUQUERQUE, P. J. R. Estimativa de cargas resoduais obtidas na ponta de estacas cravadas em solos porosos. Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas, Londrina, v. 26, n. 1, p.3-10, 2005. Semestral.

MORAES, L. S. **Prova de carga dinâmica em placa.** 2005. 159 f. Dissertação (Mestrado) -Curso de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

MOURA, A. S. **Caracterização geotécnica para projetos de fundações de edifícios em Fortaleza-CE.** 1997. 174 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, 1997.

NOREÑA, P. C. T. **Estimativa da eficiência do ensaio SPT através da execução da prova de carga estática sobre o amostrador.** 2011. 197 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011. Disponível em: http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-08112012-113424/pt-br.php>. Acesso em: 20 dez. 2012.

PASCHOALIN FILHO, J. A. **Comportamento à tração de estacas tipo hélice contínua executadas em solo de diabásio**. Revista Exacta, São Paulo, v. 6, n. 1, p.75-82, 28 abr. 2008. Semestral. Disponível em: <redalyc.uaemex.mx/.../ForazarDescargaArchivo.jsp?...>. Acesso em: 20 out. 2012.

PFALTZGRAFF, P. A. S. Sistema de informações geoambientais da região metropolitana do Recife. Recife: Cprm, 2003. 119 p. Disponível em: http://www.cprm.gov.br/publique/media/relat_sist_geob.pdf>. Acesso em: 20 dez. 2012.

PREFEITURA DO RECIFE. Histórico do Recife. Disponível em:

http://www.suapesquisa.com/cidadesbrasileiras/cidade_recife.htm>. Acesso em: 14 mar. 2012.

PREFEITURA DO RECIFE. Aspectos Gerais. Disponível em: http://www2.recife.pe.gov.br/a-cidade/aspectos-gerais/. Acesso em: 14 mar. 2012.

PREFEITURA DO RECIFE. **Aspectos Econômicos.** Disponível em: http://www2.recife.pe.gov.br/a-cidade/aspectos-gerais/aspectos-economicos/. Acesso em: 14 mar. 2012.

REINERT, J. Análise do comportamento das fundações profundas de obra industrial no litoral fluminense usando abordagem probabilística. 2011. 182 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Construção Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2011. Disponível em: http://dspace.c3sl.ufpr.br/dspace/handle/1884/28286>. Acesso em: 15 dez. 2012.

SCHNAID, F. e ODEBRECHT, E. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2009. 223 p.

SOARES, F. L. Análise de provas de carga Estática em Estacas pré-moldadas instrumentadas em depósitos argilosos. 2006. 281 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2006.

VAN DER VEEN, C. The Bearing Capacity of a Pile. Proc. 3rd ICSMFE, Zurich, v. 2, pp. 84-90, 1953.

VELLOSO, D. A. e LOPES, F. R. **Fundações.** 2a. ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2011. 584 p.

VIANNA, A. P. F. **Análise de Provas de carga estática em estacas pré-moldadas cravadas na cidade de Curitiba e Região Metropolitana.** 2000. 202 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Departamento de Geotecnia, Usp, São Carlos, 2000. Disponível em: http://www.eesc.usp.br/ppgsgs/disserteses/viannadissert.pdf>. Acesso em: 10 dez. 2012.

ANEXOS



pavimentos. PROVISÓRIO	
TÉRMINO 27/05/10 RELATÓRIO № S-058/10	
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
eia fina, c/ mto. pco. resto de vegetais em decomposição (raízes),	
eia média c/ areia fina, fofa, creme claro. (AMOSTRAS 2 e 3).	
eia média c/ areia fina, c/ mto. pco. resto de vegetais em composição (raízes, madeira), fofa, creme. (AMOSTRA 4).	
eia média c/ areia fina, pco. compacta, creme claro. (AMOSTRA 5).	
eia média c/ areia fina, fofa, cinza claro. (AMOSTRA 6).	
glia organica, mto. siitosa, mto. pco. turrosa, crimua, areia inia. isticidade ALTA de consistência mto. mole, cinza escuro. MOSTRA 7).	
gila orgânica, siltosa, pco. turfosa, c/ mto. veios de areia fina. Isticidade ALTA de consistência mto. mole, cinza escuro. MOSTRA 8).	
eia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, c/ pco. gmentos de conchas (Ø < 10mm), c/ pca. matéria orgânica, c/ pco. to de vegetais em decomposição (raizes, madeira), fofa, cinza curo. (AMOSTRA 9).	
eia média c/ areia fina, c/ mto. pco. fragmentos de conchas (Ø < m), fofa, cinza claro. (AMOSTRAS 10 a 12).	
eia fina, c/ mto. pco. resto de vegetais em decomposição (raízes, sdeira), fofa, cinza. (AMOSTRA 13).	
eia fina c/ areia média, siltosa, argilosa, c/ mto. pco. fragmentos de nchas (Ø < 1mm), c/ mto. pca. matéria orgânica, fofa, cinza. MOSTRA 14).	
eia média c/ areia fina, medte. compacta, cinza claro. (AMOSTRAS a 19).	
eia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, c/ pca. atéria orgânica, c/ resto de vegetais em decomposição (raízes, deira), fofa, cinza a cinza escuro. (AMOSTRA 20).	
eia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, de pco. mpacta a medte. compacta, cinza claro. (AMOSTRAS 21 a 24).	
eia média c/ pca. areia fina e grossa, c/ pco, pedregulho (Ø < mm), mto. pco. argilosa, mto. pco. siltosa, de fofa a pco. compacta, ıza claro. (AMOSTRAS 25 e 26).	
gila siltosa. Plasticidade BAIXA de consistência média, cinza claro. MOSTRA 27).	
eia fina o/ areia média, pco. siltosa, mto. pco. argilosa, pco. mpacta, cinza claro. (AMOSTRA 28).	
eia média c/ areia fina c/ mto. pca. areia grossa, pco. siltosa, mto. o. argilosa, medte. compacta, cinza claro. (AMOSTRAS 29 e 30).	
eia fina c/ mto. pca. areia média, mto. siltosa, argilosa, c/ mto. pco. gmentos mica (Ø < 1mm), medte. compacta, creme. (AMOSTRA).	
te argiloso, c/ mto. veios de areia fina. Plasticidade BAIXA de nsistência dura, cinza c/ veios creme. (AMOSTRA 32).	
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
ia fina, mto. siltosa, argilosa, c/ matéria orgânica, compacta, cinza uro. (AMOSTRA 33).	
e argiloso, o/ mto. veios de areia fina, c/ pca. matéria orgânica. sticidade BAIXA de consistência dura, cinza a cinza escuro. (OSTRA 34).	
ia fina c∕ areia média, mto. siltosa, argilosa, c⁄ mto. pco. mentos de mica (Ø < 1mm), mto. compacta, cinza. (AMOSTRA	
e argiloso, c/ matéria orgânica, c/ pco. fragmentos de mica (Ø < m). Plasticidade BADXA de consistência dura, cinza escuro. IOSTRA 36).	
e argiloso, o/ mta. areia fina e média c/ pca. areia grossa, c/ éria orgânica. Plasticidade BAIXA de consistência dura, cinza uro. (AMOSTRAS 37 e 38).	
vável arenito, cinza claro. Amostra 39, COLETADA NA LAVAGEM. ostra 40, FRAGMENTOS COLETADOS NA LAVAGEM POR IPO. (AMOSTRAS 39 e 40).	
ITE DA SONDAGEM: 23,29 m. a melhor reconhecimento das camadas subseqüentes, omenda-se o uso de Sondagem Rotativa.	
A indicado neste furo expressa a realidade encontrada no mento da verificação. Todavia este NA poderá ocorrer em maior ou nor profundidade, a depender de influências externas ou quando épocas de chuvas, as águas infiltradas formarem NA temporário.	



vimentos. PROVISÓRIO
ÉRMINO 30/04/10 RELATÓRIO Nº S-058/10
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
o de areia fina, o/ mto. pco. resto de construção (Ø < 1cm), e escuro. (AMOSTRA 1).
média c/ areia fina, pco. compacta, creme claro. (AMOSTRAS 2
fina, argilosa, pco. siltosa, c/ matéria orgánica, c/ pco. resto de ais em decomposição (raízes, madeira), fofa, cinza escuro. STRA 4).
fina o' areia média, mto. poo. argilosa, o' matéria orgânica, o' poo. resto de vegetais em decomposição (raízes, madeira), poo. acta, cinza escuro. (AMOSTRA S).
média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, pco. acta, cinza claro. (AMOSTRAS 6 e 7).
fina, medte. compacta, cinza claro. (AMOSTRAS 8 e 9).
média c/ areia fina c/ mto. pca. areia grossa, medte. compacta, claro. (AMOSTRAS 10 e 11).
média c/ areia fina, medte. compacta, cinza claro. (AMOSTRAS 7).
média o/ areia fina, o/ mto. pco. pedregulho (Ø < 10mm), acta, cinza claro. (AMOSTRA 18).
média o' pca. areia fina, pco. argilosa, pco. siltosa, o' pca. ia ordânica. de fofa a pco. compacta, cinza a cinza escuro. STRAS 19 e 20).
fina o/ areia média o/ mto. pca. areia grossa, argilosa, siltosa, de compacta a medte. compacta, inza claro. (AMOSTRAS 21 e 22).
média c/ pca. areia fina e grossa, c/ pco. pedregulho (Ø < ni. pco. arqilosa, pco. siltosa, medte. compacta, cinza claro. STRA 23).
fina, mto. siltosa, argilosa, de compacta a medte. compacta, gada (creme claro). (AMOSTRAS 24 a 26).
avimentos. PROVISÓRIO
TÉRMINO 30/04/10 RELATÓRIO Nº S-058/10
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
a média c/ areia fina, pco. siltosa, mto. pco. argilosa, pco. Ipacta, cinza claro. (AMOSTRA 27).
a fina c/ areia média, pco. siltosa, pco. argilosa, compacta, cinza o c/ veios creme. (AMOSTRAS 28 e 29).
a média c/ areia fina c/ mto. pca. areia grossa, mto. pco. siltosa, Ite. compacta, creme. (AMOSTRAS 30 e 31).
a média c/ areia fina c/ mto. pca. areia grossa, mto. pco. siltosa, lte. compacta, creme. (AMOSTRAS 30 e 31). e arailoso. of veios de areia fina. of oca. matéria orgânica. ticidade BAXA de consistência dura, cinza a cinza escuro. OSTRAS 32 e 33).
a média c/ areia fina c/ mto. pca. areia grossa, mto. pco. siltosa, te. compacta, creme. (AMOSTRAS 30 e 31). ardiloso. o/ veios de areia fina, c/ pca. matéria orgânica. ticidade BAIXA de consistência dura, cinza a cinza escuro. OSTRAS 32 e 33). a fina e média, pco. argilosa, pco. siltosa, c/ mto. pco. nódulos recionados, de mto. compacta a compacta, creme c/ veios a. (AMOSTRAS 34 a 36).
a média o' areia fina o' mto. pca. areia grossa, mto. pco. siltosa, te. compacta, creme. (AMOSTRAS 30 e 31). tradiloso, o' veios de areia fina. o' pca. matéria orgânica. ticidade BAIXA de consistência dura, cinza a cinza escuro. OSTRAS 32 e 33). a fina e média, pco. argilosa, pco. siltosa, o' mto. pco. nédulos recicionados, de mto. compacta a compacta, creme o' veios a. (AMOSTRAS 34 a 36). IGMENTOS COLETADOS NA LAVAGEM POR TEMPO. creme o. não foi possivel identificar a amostra. (AMOSTRA 37).
a média o' areia fina o' mto. pca. areia grossa, mto. pco. siltosa, te. compacta, creme. (AMOSTRAS 30 e 31). raroiloso, o' veios de areia fina. o' pca. matéria orgânica. ticidade BAIXA de consistência dura, cinza a cinza escuro. OSTRAS 32 e 33). a fina e média, pco. argilosa, pco. siltosa, o' mto. pco. nédulos precionados, de mto. compacta a compacta, creme o' veios a. (AMOSTRAS 34 a 36). IGMENTOS COLETADOS NA LAVAGEM POR TEMPO. creme o. não foi possível identificar a amostra. (AMOSTRA 37). TE DA SONDAGEM: 28,21 m. In melhor reconhecimento das camadas subseqüentes, menda-se o uso de Sondagem Rotativa.



OS8/10 DA ENSOLO SIFICAÇÃO DOS MATERIAIS CITAL data. GAROTRAS 11 tada citas. GAROTRAS 1 tada média. média. como citas (MAOTRAS 2 = 3). Tada média. média. como citas (MAOTRAS 2 = 3). Tada média. média. como citas citas citas citas citas tada média. média. compacia. pesa media citas citas citas tada média. media. compacia. dinas citas citas escue (MAOTRAS 5 = 7). Tada media. media. compacia, citas citas (MAOTRAS citas escue (MAOTRAS 5 = 7). Tada media. media. compacia, citas citas (MAOTRAS citas escue (MAOTRAS 5 = 7). Tada media. media. compacia, citas citas (MAOTRAS citas escue (MAOTRAS 5 = 7). Tada media. media. compacia, citas citas (MAOTRAS citas escue (MAOTRAS 5 = 7). Tada media. media. compacia, citas citas (MAOTRAS citas escue (MAOTRAS 7). Tada media. media. compacia, citas citas (MAOTRAS citas escue citas citas (MAOTRAS citas escue citas escue, (MAOTRAS citas escue citas escue, Citas escue escue. citas escue (MAOTRAS citas escue citas escue, Citas escue escue. citas escue escue, citas escue, Citas escue citas escue escue, citas escue, Citas escue citas escue escue, citas escue, Citas escue escue. citas escue escue, citas escue, Citas escue escue. citas escue escue, citas escue, citas escue, citas escue citas escue escue escue, citas escue, citas escue escue. citas escue fino e genera, citas escue	
SIFICAÇÃO DOS MATERIAIS SIFICAÇÃO SIFICAÇÃO DOS SIFICAS, MADORIMAS SI O SUÓ SIFICAÇÃO DOS SIFICAS, CONSTRUES SI O SUÓ SIFICAÇÃO DOS SIFICAS, CONSTRUES SI O SUÓ SIFICAÇÃO DOS SIFICAS, MADORIMAS SI O SUÓ SIFICAÇÃO SIFICAÇÃO DOS SIFICAS, MADORIMAS SI O SUÓ SIFICAÇÃO SIFICAÇÃO DOS SIFICAS, CONSTRUES SI O SUÓ SIFICA DOS SIFICAS, MADORIMOS SI O SUÓ SIFICA DOS SIFICAS, MADORIMOS DOS SI O SUÓ SIFICA DOS SIFICAS, MADORIMOS CONSTRUES SI O SUÓ SIFICA DOS SIFICAS, CONSTRUES SUÓ SUÓ SIFICADORIMOS DOS SIFICAS, CONSTRUES SI O SUÓ SIF	-058/10 DA ENSOLO
Ander Under Lemontes 11.	SIFICAÇÃO DOS MATERIAIS
ania midia, mia peo, ethes, foia, eius ciano ra, altana, c/matiéria orgànica, de tota e peo, e cinas escue: (AMOSTRAS 6 e 7). peo, aneis fina, media, compacta, cinas dare 10). peo, aneis fina, media, compacta, cinas dare 10). peo, aneis fina, media, compacta, cinas dare 10). areis fina, media, compacta, cinas clare 10). areis fina, media, compacta, cinas clare 10). areis fina, media, compacta, cinas clare 10). areis fina, orgina, eless, de peo, compacta e is a peo, compacta, cinas clare. (AMOSTRAS peo, areis fina, orgina, eless, de peo, compacta e is a peo, compacta, cinas clare. (AMOSTRAS peo, areis fina, orgina, eless, de peo, compacta e is a peo, compacta, cinas clare. (AMOSTRAS peo, areis fina, orgina, eless, de peo, compacta e is a peo, compacta, cinas clare. (AMOSTRAS peo, areis fina, orgina, eless, de peo, compacta e is a peo, compacta, cinas clare. (AMOSTRAS peo, areis fina, orgina, c/meta-eless con arei, fina, compacta, cinas dare. (AMOSTRA 20) e 20). peo areis fina, compacta, cinas dare. into, areis fina, peo, siltest, fina compacta, (AMOSTRAS 20) areis mindia, peo, siltest, fina compacta, (AMOSTRA 24). peo areis fina, compacta, cinas dare. (AMOSTRA 27). mito, areis fina, peo, siltest, fina compacta, finates dare. into, areis fina, peo, siltest, fina compacta, compacta, finate, peo, orisis fina, c/metalelia BAXA de compacta, finate, peo, areis fina, c/metalelia origina dare. (AMOSTRA 29 + 30). mito, peo, orisis fina, c/metalelia origina dare. (AMOSTRA 29 + 30). mito, peo, orisis fina, c/metalelia origina dare. (AMOSTRA 30 + 30). mito, peo, orisis fina, c/metalelia origina dare. (AMOSTRA 30 + 30). mito, peo, orisis fina, c/metalelia origina dare. (AMOSTRA 30 + 30). (MOSTRA 29 + 30). (MOSTRA 20 + 3	dda c/oreio fino, creme claro (AMOSTRAS 2 e 3).
A entres (/matifities englinice, peo, tento de minopolytic (/mitues, matiérit), fvfia, dinas essare a circus escue (/AMOSTRAS 6 e 7), peo, aneio fina, medie, compacta, dinas dore 10), peo, aneio fina, medie, compacta, dinas dore 10), peo, aneio fina, medie, compacta, dinas dore 10), areio fina, medie, compacta, dinas dore, (/AMOSTRAS e dore, (/AMOSTRAS 11), areio fina, medie, compacta, dinas clare, (/AMOSTRAS areio fina, medie, compacta, dinas clare, (/AMOSTRAS areio fina, orglosa, silves, de peo, compacto e to a peo, compacta, dinas clare, (/AMOSTRAS peo, aneio fina, c/moto, peo, areio grossa, peo, finas, medie, compacta, dinas clare, (/AMOSTRAS peo, aneio fina, c/moto, peo, areio grossa, peo, finas, medie, compacta, dinas dore, (/AMOSTRAS peo, aneio fina, c/moto, peo, areio grossa, peo, finas, medie, compacta, dinas dore, (/AMOSTRAS 20) e 22), peo, aneio fina, c/moto, peo, areio grossa, peo, finas, medie, compacta, dinas dore, (/AMOSTRAS 20), peo, aneio fina, C/moto, peo, areio grossa, (/AMOSTRAS 20), peo, aneio fina, C/motodia BANA de consistência verse circo, (/AMOSTRAS 27 e 28), , oreio média, peo, alteas, mio, peo, argineo de de, compacto, dinas dore, (/AMOSTRAS 35 d d constituado, peo, alteas, mio, peo, argineo de de, compacto, dinas dore, (/AMOSTRAS 35 d d constituado, peo, alteas, mio, peo, argineo de de, compacto, dinas dore, (/AMOSTRAS 35 d d constituado, peo, alteas, mio, peo, argineo de de, compacto, dinas dore, (/AMOSTRAS 35 d d constituado, peo, alteas, mio, peo, argineo de de, ano, medies docade docade fina, Develotivos docade docade (AMOSTRAS 28 e 30). (MOSTRAS 29 e 30).	arela média, mio, pco, elhosa, fofa, cinza ciaro
rete fina, cr/pcz. matienia organica, de feñe e pez. a cinza seculo (AMOSTRAS 6 e 7). pca, aneia fina, media, compacta, dinza clara 10). pca, aneia fina, c/mbo, pez, aneia grosso, media. o daro. (AMOSTRAS 11). oreia fina, media, compacta, cinza clara. (AMOSTRAS o daro. (AMOSTRAS 11). oreia fina, orginos, sitoes, de pez, compacta e a s peo, compacta, cinza clara. (AMOSTRAS o daro. (AMOSTRAS 20 e 22). pca, aneia fina, c/mbo, pez, aneia grosso, pez, finad, media, compacta, cinza clara. (AMOSTRAS pca, aneia fina, c/mbo, pez, aneia grosso, pez, finad, media, compacta, sitoes, de pez, compacta e a s peo, compacta, cinza clara. (AMOSTRAS 20 e 22). pca, aneia fina, c/mbo, pez, aneia grosso, pez, finad, media, compacta, sitoe clara. (AMOSTRAS 20 e 22). pca, aneia fina, compacta, sitoes, de pez, (AMOSTRAS 20 e 22). pca, aneia fina, compacta, cinza clara. (AMOSTRAS 20 e 22). pca, aneia fina, compacta, cinza clara. (AMOSTRAS 20 e 22). pca, aneia fina, compacta, cinza clara. (AMOSTRAS 20 e 22). pca, aneia fina, compacta, cinza daro. (AMOSTRA 22), pca seria fina, compacta, clara dare. (AMOSTRA 22), pca seria fina, compacta, clara dare. (AMOSTRA 22), influet, pec, sificad, fina, pec, finad daro. influet, pec, aneia fina, poc, sitoes, media, compacta, istras, media, pec, sitoes, moc, pec, anglesa de de, compacta, dinau dare. (AMOSTRAS 31 a 34). influet, pec, aneia fina, c/maties onto, compacta salaequientes, to ano de consegue nalecuientes, to ano de c	a, altasa, c/matéria orgánica, pos resto de imposição (ratizes, mateira), fota, cinza escuro
pea, aneia fina, media, compacta, dinao dara 10). pea, aneia fina, c/mbo, pea, aneia grossa, matte, dere, (AMOSTINA 11). areia fina, media, compacta, cirua clara, (AMOSTINAS areia fina, orgiona, silves, de peo, compacta e a a peo, compacta, cirua clara, (AMOSTINAS 20) a 22). pea, aneia fina, crytona, silves, de peo, compacta e a a peo, compacta, cirua dara, (AMOSTINA 20) peo, finat, media, corrector, cirua dara, (AMOSTINA 23), peo, anei fina, c/mbo, peo, areia grossa, peo, finat, media, corrector, cirua dara, (AMOSTINA 23), peo, anei fina, c/mbo, peo, areia grossa, peo, finat, media, corrector, cirua dara, (AMOSTINA 23), peo, anei fina, c/mbo, compacto, dinat data, into, veiso diras, Moss, media, compacto, dinat data, into, veiso diras, Moss, media, compacta, torto, veiso de oria fina, Planicidade BAXA de constitúncia entes minda, peo, silteas, mito, peo, argiesa de de, compacto, cirua dara, (AMOSTINA 31 a 34). mito, peo, areis fina, c/matielo siltos, silteas, sola, peo, isto (soctimo), Planicidade BAXA de constitueisa isto (soctimo), Planicidade BAXA de constitueisa into, veiso de oria fina, C/motilitado BAXA de constitueisa into, veiso de oria fina, Planicidade BAXA de constitueisa into, veiso minda, peo, silteas, mito, peo, argiesa de de, compacto, cirua dare, (AMOSTINAS 31 a 34). mito, peo, arreis fina, c/motileis orginica, c/mito, peo, isto (soctimo), Planicidade BAXA de constitueisa to Amostitu 37, c/motile BAXA de constitueisa (AMOSTINAS 28 + 30). (DACEU: 27,44 m. reconstitueisa finatoria.	reio fino, c/pos. matério orgânica, de foño o pos. o cinza escue (AMOSTRAS 6 e 7).
arele midd, mo. compacte, circe eleve. (AMOSTRAS arele midde, mit. pos. eleve. (AMOSTRA 11). arele fina, anglosa, silves, de pos. compacte e la a pos. compacte, circe eleve. (AMOSTRAS pos. enviro fina, c/mos, eleve. (AMOSTRAS 20 e 22). pos. enviro fina, c/mos, pos. arele grossa, pos. final, methe, compacte, circe eleve. (AMOSTRAS 20 e 22). pos. enviro fina, c/mos, pos. arele grossa, pos. final, methe, compacte, circe eleve. (AMOSTRAS 20, pos. final, methe, compacte, circe eleve. (AMOSTRAS 20, pos. final, methe, compacte, circe elevelytic constitue, mis, compacte, circe elevelytic arele methe, elevelytic, circe elevelytic arele midde, pos. sitese, mis, compacte, circe elevelytic arele midde, mis, pos. sitese, mis, pos. arginese de de, compacte, elevel BNA de constitueis into, veise de cris fina, c/motifiés envise de constitueis arele midde, mis, pos. sitese, mis, pos. arginese de de, compacte, dras dare. (AMOSTRAS 31 e 34). mis, pos. arele fina, c/motifiés envises 35 e 1 (Inco, FINAMENTOS COLETIADOS NA LAWOSTRAS 35 e 1 (Inco, FINAMENTOS COLETIADOS NA LAWOSTRA	sca, aneia fiea, media, compacta, cinza claro 10).
areia fina, mette, compacia, cirua clara. (4405TR45 areia fina, mette, compacia, cirua clara. (4405TR45 a o pos, compacto, cirza clara. (4405TR45 20 o 22). pos, areio fina, c/mto, pos, areio grossa, pos, final, mette, correcto), altud clara. (4405TR45 20 o 22). pos, areio fina, correcto), altud clara. (4405TR45 20), pos, areio fina, Planteldole 8434 de consistência wito, areio fina, Planteldole 8434 de consistência (505K5 29 e 30). . areio mida, pos, situes, mos, pos, argiteso de de, compacto, drazo dare. (4405TR45 31 a 34). Intel (sottem), Planteldole 8044 de consistência (areio final 97, c/mbit dole 8044 de consistência (areio final 98, juli). (DACEU: 27,44 m. teorhestimiento due compare subseqüentes, o uso de Soutosgem Ricettor.	oca, arela fixa, c/mto, pca, arela grosso, motte. I claro, (AMOSTRA 11).
creio fino, orginos, silves, de pos, compacio e la o pos, compacio, cirza daro, (AMOSTRAS 20 e 22). pos, ambo fino, c/mós, pos, ambo grossa, pos, finol. Inselin, compacio, altera daro, (AMOSTRA 20), pos, ambo fino, compacio, cirza daro, (AMOSTRA 24), pos, ambo fino, Plantelidole BAXA de consistência veto ariza, (AMOSTRA 22), into, veto de arija fino, Plantelidole BAXA de consistência veto ariza, (AMOSTRA 22), into, veto de arija fino, Plantelidole BAXA de consistência veto ariza, (AMOSTRA 22), into, veto de arija fino, Plantelidole BAXA de consistência veto ariza, (AMOSTRA 22), into, veto de arija fino, Plantelidole BAXA de consistência veto ariza, (AMOSTRA 23), . orsis média, pros, silves, mos, pos, argitesa de de, compacio, draza dare, (AMOSTRAS 31 a 34). Into, pes, areis fina, c/máticio ariza dare, (AMOSTRAS 35 d direa, FINAMENTOS COLETACOS NA LAWOSTRAS 35 d direa, TAMOMENTOS COLETACOS NA LAWOSTRAS 35 d (AMOSTRAS 27,44 m. teorhestimiento dari comodas salseqüentes, o uso de Sonsagem Ricento.	arnia fina, mette: compacta, cinze claro: (AMOSTRAS
pea enio fina, c/mbo, pea anio grosso, pea, finadmothcontractol, atou citro. (AMOSTRA 23), finadmothcompacta, citrou citro. (AMOSTRA 24), pea anio fina e grosso, c/mbo, pedaguito (c-20mm), organization of the grosso, c/mbo, pedaguito (c-20mm), organization (c-20mb), compacta, citrou citro, (C-20mb), entra, enco, fina, Planticidade BAXA de consistincia vetas citros. (AMOSTRA 23), into, vetas de cereja (fra, Planticidade BAXA de verleganta (corres). (AMOSTRAS 27 = 28), , creia média, mto, pos, siltesa, medie, compacta, STRAS 28 = 30), , creia média, peo, siltesa, mto, peo, orginesa de fite, compacta, circo d'are. (AMOSTRAS 31 a 34), , denis média, peo, siltesa, mto, peo, orginesa de fite, compacta, circo d'are. (AMOSTRAS 31 a 34), , denis fites, c/modifitio orgànica, c/mto, peo, ista (scitimi), Plasticidade BAXA de constitueid to, Amostria 37, c/mto, ateis fite, (AMOSTRAS 35 a circa, FINAMENTOS COLETACIOS NA LANCEM POR M, 20), CANELI: 27,44 m. recontectimiento dice comodos subseqüentes, o uso de Soutogen Riscotho	areia fina, argilosa, sibasa, de pco. compacto e o o pco. compacto, cinzo claro. (AMOSTRAS 20 o 22).
 Initia orbit fina. Plasticidade BAXA de consistência inita orbit fina. Plasticidade BAXA de consistência variegată (creme). (AUDSTIKA 22). Inita veisa de greța fina. Plasticidade BAXA de veriegată (creme). (AUDSTIKA 22 e 20). greța midă, prot. ștoc. sitosa, medie, compacta, istrika 29 e 30). greța midă, pco. sitosa, mic. pco. orgiteso de fis. compacta, cinzo dore. (AUDSTIKA 31 a 34). inita, pca, areis fina, c/matério orgănica, c/mta, pco. ista (ectime). Plasticidade BAXA de constituică to. Amostra 37, c/matério orgânica, c/mta, pce. ista (ectime). Plasticidade BAXA de constituică to. Amostra 37, c/mta, atea fina. (AUDSTIKA 35 a direa. FINAMENTOS COLETADOS NA LAWGEM POR (a, 30). IOAGEU: 27,44 m. reachistamento das compacta subseqüentes, o uso de Soutagem Risothue. 	con areia fiera, c/mito, pon, areia grossa, pos, fiera, matte, categodos, atua obro, (AMOSTRA 23), bos, areia fiera e grossa, c/pedreguito (4<30mm), co, aitibas, mito, compactas, direa dare, (A400TMA 24), bos, areia fiera e grossa, c/mito, pedreguito direitas dare, citana dare
 mito, veiso de greja fino, Planicidade SNXA de veriegada (creme). (ANDSTIAS 27 e 20). greja méda, mito, pos, elibasa, medie, compacta, STRAS 29 e 30). greja méda, pros, elibasa, mito, pos, orgisso de des des compacto, draza dare. (AMOSTIAS 31 e 34). mito, pos, areia fina, c/matiério orgànica, c/mito, pos, india dare. (AMOSTIAS 31 e 34). mito, pos, areia fina, c/matiério orgànica, c/mito, pos, india SNXA de constitució de compacto dare. (AMOSTIAS 35 e 34). mito, pos, areia fina, c/matiério orgànica, c/mito, pos, india (scitere). Planicidade SNXA de constitució de compacto dare. (AMOSTIAS 35 e 34). mito, pos, areia fina, compacto dare. (AMOSTIAS 35 e 34). mito, pos, areia fina, compacto dare. (AMOSTIAS 35 e 34). mito, solo de constante subseqüentes, o uno de constagem Rischino. 	reta, creto fino. Planticidade BAXA de constetencia veites circas (AUCSTRA 28).
 arela média, mto. poo. silbosa, media, compacta, ISTRAS 29 e 30). arela média, poo. silbosa, mto. poo. argitese de fes compacto, cinao d'are. (A405/RAS 31 a 34). into. poo. arela fina, c/mediario orgànica, c/mto. poo. isad (ectime). Plasticidade BADA de constitució to. Amostra 37, c/mto. atesi fina. (A405/RAS 35 a direa. FRAMMENTOS COLETADOS NA LAMOEM POR (A. 30). ISTRAS 27,44 m. reconstruimento d'as comodos autosquientes, o uso de Sontagem Rischivo. 	nto, velos de greja fina. Plasticidade BAXA de variegada (creme). (AMOSTRAS 27 e 26).
 arsis média, pco. siñosa, mio, pco. orginea de He, compacta, dinas diare. (AMOSTINA 31 a 34). into, pco. oreis fina, c/matério orgànica, c/mto, pco. rios (extinem). Planicidade BKXA de consistencia to Amostina 37, c/mto, dinas fina. (AMOSTINA 38 d dinza. FINAMENTOS COLETADOS NA LAWAZEM POR 56, 35). KONDEN: 27,44 m. neorthecimento dire compace subseqüentes, o uno de Sondogem Rotorito. 	arela média, mto. poo. sibosa, medie. compacia, STRAS 29 e 30).
into, pos, areis fins, c/mstério orgánico, c/mto, pos, iso (ectime), Platicidade BNOA de constituind to, Amestra 37, c/mto, areis fins, (ANOSTRAS 35 e circa, FINAMENTOS COLETACIOS NA LAWGEM POR 04.38). ENOSEN: 27,44 m. reconhecimento dos comodos subseqüentes, r o uso de Sondagem Rotativo.	, ansia média, peca, sittawa, méa, peca, anglesia de Na, compacto, cinaza d'are, (400001946 31 a 34).
circa, FINAMENTOS COLETADOS NA LAWGEM POR M. 38). IGNOEN: 27,44 m. Inconhacimanto das comodos subseqüentes, o uno de Sondagem Rotativo.	mba, pos, areis fina, c/matéria argânica, c/mba, pos, iad (#ctimm), Plasticidade BARA de consistência to, Amartina 37, c/mba, dreis fina, (AMOSTRAS 38 d
IGAGEV: 27,44 m. reanhacimento das camados subsegüentes, ro uso de Sandagem Rotativo.	CITCO. FINADUENTOS COLETADOS NA LAVAGEN POR N. 38).
nerie furo expreses a realidade encontrada no enticação, Todaria este NA poderá accorter em maior ou ládos, a departer de intelacióas estarras ou quando churas, as águas intitinadas formamen NA temporário.	DACEU: 27,44 m. econheciminto das comodas subseqüentes, o uso de Sandagem Rotathou. mete funo expreses a mediade encontrado no entracido, a deparese NA polarió ocorrer em meter ou elidade, a departer de interfecias estermano ao quando obses, as águas infilmadas formanem NA temporário.



1	5
T	J
	1

S-058/10 DA ENSOLO	
SIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
ina c/pca, amia média, c/mto, pca, matéria orgànica, o de vegetais em decomposição (raïzes, madeira), MOSTRA 1),	
la média, poo. compacta, areme claro (AMOSTRA 2).	
losa, sittosa, c/pco. fragmentos de conchas (8<10mm), ànica, c/resto de vegetais em decomposição (raïzes,	
cinzo encuro. (AVOSTRA 3). argilesa, pos, silvosa, c/matéris orgânica, c/resto de composição (raízes, madeira), foto, cinzo escuro.	
arsia fina, c/ mto. pco. fragmentos de conchas (8 < composto a media, composta a pco. composta, cinzo 5 a 7).	
rela fina, medie, compacta, cinza ciaro, (AVOSTRAS	
poa, arela fina o/ mto, poa, arela groesa, o/ mto, poo, conchas (8 < Sintm), media, compacta, citas dato, a 16),	
kutikalade BARA de consistência rija, cinza ciuro c∕ MOSTRAS 19 e 20).	
cot, arela fina e grossa, c/ pco, pedreguho (8 < x orgices, mas, pco, altosa, media, compacta, cinza 21 e 22).	
arela tina, mito, poo, elitora, de medite, compacia a claro, (AMOSTRAS 23 a 25).	
id médid, pce, siftead, inte, pce, digilead, completid, claro), (ANCSTRA 26).	
id média peo, sitesa, mto, peo, argãosa, de compacta da, cramo, (AVOSTINAS 27 a 20).	
poo. argitosa, mito. compacta, creme. (AMOSTRA 30).	
matéria orgânica, c/ mta, pos, fragmentos de mica (d dade BADA de consistência dura, cinza escuro, 33).	
cinza claro. FRAGMENTOS COLETADOS NA LAVAGEM POR A 34).	
WGEM: 27,92 M. conhecimento das comodas subseqüentes, o uno de Sondagem Rotativa. heste funo espiresad a redicidade encontrada no erritologito. Todivita este NA potento ocorrer em mater os idade, o depander de influencias estemana ou quando chuvas, as águas influencias formarem NA temportario.	



S-058/10 DA ENSOLO	
SSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
o, cinza claro, (AMOSTRA 1). fina c/ areia média, creme, (AMOSTRA 2). média c/ areia fina, creme claro, (AMOSTRA 3).	
areia fina, pco. compacta, creme claro. (AMOSTRA 4).	
rela média, poo. compacta, cinza claro. (AMOSTRA 5).	
se, sitosa, c/ mto. pco. fragmentos conchas (0 <3mm), nica, c/ mto. pco. resto de vegetais em decomposição , tota, cinza escuro. (AMOSTRA 5).	
via média, pco. compacto, cinza claro. (AMOSTRAS 7 e 8).	
areia fina, c/ mto. pco. fragmentos de conchos (@ < . compacta, cinza. (AMOSTRA 9).	
poa, areia média, medte, compacta, cinza claro. a 13),	
areia fina, medie, compacta, cinza claro, (AMOSTRAS	
sitosa, mto. pco. argilosa, c/ mto. pco. fragmentos de Imm), c/ mto. pco. resto de vegetais em decomposição), fofa, cinza. (AMOSTRA 17).	
rela média, poo sitiosa, mto, poo argilosa, de fofa a a a poo, compacta, cinza claro, (AMOSTRAS 18 a 20).	
:/ mto. veice de greig fing. Plasticidade BAXA de édig, cinza claro c/ veios creme claro. (AMOSTRA 21).	
e/ mto, velos de arela fina. Plasticidade BAIXA de	
a, cinza claro c/ veica creme. (AMOSTRAS 22 e 23).	
/ areia fina c./ mto. pca, areia graesa, mto. pco. compacta, cinza claro. (AMOSTRAS 24 a 27).	
nto, velos arglioso, compacta, creme c/ pco, velos 28).	
siltosa, pco. argilosa, compacta, creme c/ veios cinza. 30).	
' mão, areio fino, c/ pco, motério orgânico. Plasticidade éncia dura, cinza a cinza escuro. (AMOSTRAS 31 a 33).	
, cinzo claro, Amostro 34, COLETADA NA LAWAGEM. IAGMENTOS COLETADOS NA LAWAGEM POR RAS 34 e 35).	
cuveux 23,34 m. sconhecimento das catradas subseqüentes, o uso de Sondagem Rotativa.	
o heste fuito expresso di redidida encontrada no verriloggio. Todavia este NA poderó ocorrer em maior ou didade, a depender de imfuências externas ou quando a chuvas, as águas infitmadas formarem NA temporário.	



(C)	
S-058/10 DA ENSOLO	
ASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
a média c/ aneia fina, c/ més, pos, nento de construção me. (ANOSTRA 1).	
rela média, c/mto, poo, fragmentos de conchas (8<3mm). , states clato (AMOSTRAS 2 a 3)	
L c/ mta arela fina, c/ pico, conchas (8 < 10mm).	
la de consistenció mos, mos, dired escaro, (4475/164 4). • argilesa, pos, eltosa, c/ matéria orgânica, c/ más, pos,	
dis em decomposição (raizes, madeira), tota, cinza escuro. e 6).	
/areia fina, c/méo, poo, fragmentos de conchas (B<3mm), acta a medie, compacita, cinas aloro, (440517465 7 a 12).	
to, elforea, argilorea, pos, comparta, cinza ciano. 3 e 14).	
/ oreia fina, mto. pco. altosa, pos. compacta, cinza clars. e 16).	
/pca, areia fina e grossa, c./mto. pca. padregulho (8<5mm). ea, pca. compacta, cinza ciara. (AMOSTIMS 17 e 20).	
mto, velos argiloso, poo, compacta, cinza ciaro. (ANOSTRA 21),	
arelo mitolio e/ mto, peo, arelo grosso, mto, argileeo, altoso, eta, cinzo ciaro e/ peo, velos creme, (A4051104 22).	
c/ =bs. areis films. Plasficidade BARA de consistência dura. / velos cinso clara. (AMOSTRAS 23 a 25).	
tosa, pco. englosa, compacta, creme escaro. (AVOSTRA 26).	
a, siltesa, argiosa, compacta, creme o/ poo, veice cituza.	
hosu, pos. argikasa, medie. compacta, cinza. (AWCSTRA 28).	
/pca. oreia fina e grassa, c/mto, pca. potreguito (8<10mm), pca. altaea, medite, compacta, cinza ciaro, (ANOSTRA 25).	
/ pra, antia fina e grossa, pro, argioes, más, pro. Iompacta, sinza ciaro, (AMOSTRAS, 30 a 32).	
CONDAGENE 27,10 m. 130 de riteresado. 20 nante faro espresado o realidade encontrado no la vertificação. Todavia este NA poderó ocorrer em mator ou undelado, o depender de influincias esternos ou quando de churas, as éguas inflimados formatem NA temportinio.	



S-058/10 DA ENSOLO	
SSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
o, cinzo claro. (AWOSTRA 1). fing c/ areig mádig, creme. (AWOSTRA 2). médig c/ areig fing, creme claro, (AWOSTRA 3).	
oreia fina, pco. compacta, creme claro. (AMOSTRA 4).	
reio médio, pop, compacto, cinzo claro, (AMOSTRA 5).	
an altosa, por mto, poo fragmentos conches (0 <3mm), nica, c/ mto, poo resto de vegetais em decomposição , tota, cinza escuro, (AMOSTRA 8).	
eia média, poo. compacta, cinza claro. (AMOSTRAS 7 e 8).	
oreia fina, c/ mto, pco, fragmentos de conchas (0 < compacta, cinza, (AMOSTRA 9),	
poa, areia, média, medte, compacta, cinza claro. a 13).	
areia fina, methe, compacta, cirza claro, (AMOSTRAS	
sikosa, mto. pco. arglesa, c/ mto. pco. fragmentos de timm), c/ mto. pco. resto de vegetais em decomposição), fofo, cinzo. (AMOSTRA 17).	
rela média, poo, siltosa, mto, poo, argilosa, de foña a a a poo, compacta, cinza claro, (AMOSTRAS 18 a 20).	
/ mto, veios de greia fina, Plasticidade BADA de Idia, cinza clara o/ veios creme clara, (AMOSTRA 21)	
c/ mto, velos de arela fina. Plasticidade BAIXA de	
a, cinza claro c/ veica cheme. (AMOSTRAS 22 e 23).	
/ areia fina c/ mto. pos, areia grosea, mto. poo, compacta, cinza claro. (AMOSTRAS 24 a 27).	
nto, velos arglioso, compacta, creme c/ pco, velos 28).	
sitosa, pco. argilasa, compacta, creme c/ veios cinza. 30).	
' mto, ansio fino, c/ pco, motério orgânico. Plasticidade Ancia dura, cinza a cinza escuro. (AMOSTRAS 31 a 33).	
, cinza claro, Amostra 34, COLETADA NA LAWAGEM. IAGMENTOS COLETADOS NA LAVAGEM POR RAS 34 e 35).	
IDAGEM: 23,34 m. sconhacimento das camadas subseqüentes, o uso de Sondagem Rotativa.	
> heste fuiro expresso di reclidade encontradad no verificação. Todovia este NA poderó ocorrer em maior ou diskade, a depender de Influências extermas ou quando e chuvas, as águas inflitradas formarem NA temporôrio.	



-058/10 DA ENSOLO	
FICAÇÃO DOS MATERIAIS	
refa fina, de pos, compasta a medite, compasta, JSTRAS 1 e 2).	
ibaso, c/ matério orgânica, c/ poo, neito de sição (raïzes, madeira), foita, cinza escuro.	
nte, poe, angilosa, e/ matéria ergànica, fota, citza	
a fina, c/ mta. pca. fragmentas de canchas (8 < 1a, cirza ciaro. (AMOSTRAS 5 a 7).	
rela fina, mette ocrapacta, cinza ciaro. (ANOSTRAS	
ca, arela fina e groesa, c/ pca, pedregulho (d < . elfosa, medie, compacta, cinza ciaro, (ANOSTRAS	
sco. sitosa, mta. pos. argilasa, medie. compacta, 4 19).	
fina, medite, compacta, cinza claro, (AMOSTRA 20).	
média c/ mto, pos, anela greesa, altasa, pos, spacta, cinad claro, (ANOSTRA 21).	
, velos de arela fina. Planticidade BADA de reme o/ velos cinza. (ANOSTRA 22).	
a, veice de areia fina, c∕ matima orgânica, c∕ mta. mixa (0 < limm). Plasticidade BAXA de iza escuro. (AVOSTRAS 23 e 24).	
rédia, mito, peo, algéread, c/ pea, matérial orgànica, nas escuro, (AMOSTRA 25).	
to, argilosa, de pos, compacta a compacta, cirzo.	
nza ciaro. Amostras 28 e 29 , COLETADA NA 30, FRADMENTOS COLETADOS NA 0. (AMOSTRAS 28 o 30).	
EM: 25,09 m: Inscimento das comodos extenegüentes, Jeo de Sondagem Rotativa.	
ete faro espresso o realidade encontrado no logão. Todavia este NA poderá ocorrer em maior ou le, o depender de influências externos ou quando	
uvas, as óguas infiltradas formarem NA temporário.	1



-058/10 DA ENSOLO	
IFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
inza dato. (AMOSTRA 1). a fina c/ mto. oca. areia arcesa, medie, compacta.	
AS 2 a 4).	
ia fina, c/ mito, poo, fragmentos de conchas (8 < dara, (Ak0511(A 5), losa, poo, elitosa, c/matiéria orgànica, c/resto de celição (rotzes, madeiro), foto, cinzo escuro.	
reia média, c/poce, fragmentos de conchae (8<15mm), irica, c/mto, poc, resto de vegetais em decomposição ata, cirza a cirza escuro, (A405174 7),	
a fina c/ mto, poa, arela grossa, poo, compacta, e 9).	
média, c∕ mta. pco. fragmettos de cotohas (8 < cta, cinaa claro. (AUCSTRAS 10 a 12).	
la fina c/ mto, pca, areia grossa, c/ mto, pco, fras (0 < Smin), de completa al medie, completita, NAS 13 a 15).	
a, c/ mto, pco, fragmentos de conchas (8 < 3mm), de methe, compacta a pco, compacto, cinza claro. 18).	
ela fina, medita, compacita, cinza cioro. (ANOSTRAS	
c/ mto, pog. greig grossa, poo. sitosa, poo.	
idare. (AMOSTRA 21). 1. arela fina e grossa, c/ mto, poc, pedregulho (8 < altona, poc, comporta, cinza clara, (AMOSTRA 22).	
ia fina, mto. poo. siltosa, fofa, oreme claro.	
, area fina e grassa, poo, compacta, creme claro.	
cos, veice de areia fino. Plasticidade (BACA de reme. (ANCGTRA 25).	
cidade UAXA de consistância dura, cinza c/ pcos. TRA 26).	
hisa, argliosa, c/ pca. matéria orgànica, compacta, iro. (ANOSTRAS 27 a 20).	
reia média, elhoea, pco, argiloea, medie, compacta, 14 30).	
o/ poos, velos de grelo fina, o/ poo, matéria e BAXA de consistência hija, citazé a cinza 1).	
tosa, argliosa, c/ pos. matèria argânica, compacta, ro. (ANOSTIAS 32 e 33).	
za dono Arontra 34, Coletroa na Lavacem. Entos coletados na Lavacem Por 34 e 35).	
CEM: 20,00 m. schecimento das camadas subsegüentes, uso de Sandagem Rotativa.	
este funo espresso a residade encontrada no Reagão, Tadavia este NA poderã ocerner em mator ou ada, a depander de intélacias externos ou apando huvas, ao águas infiltradas formanem NA temporário.	



S-058/10 DA ENSOLO	
SIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
arela fina, pco. compacto, creme claro. (AMOSTRAS 1	
es, peo, siñosa, e/ matéris orgànica, e/ resta de omposição (rafaes, modeira), fora, cinao escuro.	
areis fina, mto, pos, argiloso, c/ mto, pos, fragmentos Omm), c/ malério orgânico, de pos, compacto o media. escuro. (AMOSTRAS 4 e 5).	
/ arela fina, c/ mto, pos fragmentos de conchas (0 < , compacta a medite, compacta a pos, compacta, citua AS 6 o 11).	
la média, pos. compacta, cinza ciaro. (AMOSTRAS	
arela fina, pco, compacta, cinza ciaro, (AMOSTRAS	
'pea, atreid find e gtossal, c∕ pea, pedregulho (8 < co, atteas, de tota a medite, compacta, cinza clare, a 19).	
arela tina c/ mto, poa, arela grossa, poo, sitosa, mto, poo, comporto a media, comporto, cinzo claro, 22).	
nto, pod, areid média e grossa, siñosa, pod, argilosa, se c/ velos cinas, (AMOSTRAS 23 e 24).	
arela fina, c/ matéria argânica, c/ mta. pos. (or (lor < 1mm). Plasticidade BADA de consistência o. (AVOSTRAS 23 o. 23).	
chez dires Amerira 25, COLETADA NA LAVACEM. SVENTOS COLETADOS NA FINGMENTOS MOSTRAS 29 e 30).	
DAGDA: 24,95 m. sconhecimento das comodas subsegüentes, o uso de Sondagem Rotativa.	
 neste faro espreseo a realidade encontrada no ertificação. Todavia este NA poderá ocorrer em mator ou idada, a dependar de intelacione estemas ou quando chuvas, ae éguas infitmatas formarem NA temporário. 	



S-058/10 DA ENSOLO	
SSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
fina, c/ resto de vegetais em decomposição (raizes, ca. matéria orgânica, creme escuro. (AMOSTRA 1).	
ca, areia média, c/ poo, resto de vegetais em raízes, madeira), de fota a poo, compacta, creme claro. 4).	
od, ateia média, silosa, poo, atgliosa, c/ mto, poo, resto decomposição (raízes, madeira), fota, cinza escuro.	
dia c/ mto, poa, areia grossa, c/ mto, poa, matéria Inza, (AMOSTRA 6).	
areal Tihd c/ mto, pod, dreid grossid, c/ mto, poo, conchas (0 < 2mm), fafa, cinza claro, (AMOSTRA 7).	
ereid filma, peo, compacta, cinza claro, (AMOSTRAS 8 a 10).	
' oreia fina, compacta, cinza claro. (AMOSTRAS 11 a 14).	
nedie, compacta a poo, compacta a medie, compacta, OSTRAS 15 a 18).	
pea, arela fina c∕ mto, pea, arela grossa, mto, peo. za claro, (AMOSTRAS 19 e 20).	
dia, pco. argilosa, pco. silitosa, medie, compacta, cinza 5 21 a 23).	
/ velos de arela fina. Flasticidade BAIXA de a, creme c/ pco. velos cinza. (AMOSTRAS 24 e 25).	
/ velos de arela fina, c/ pca. matéria orgânica. Plasticidade tência dura, cinza a cinza escuro. (AMOSTRAS 26 a 28).	
, creme claro, FRAGMENTOS COLETADOS NA EMPO, (AMOSTRA 29).	
strépano de lavagem.	
IDAGEM: 21,09 m. reconhecimento das camadas subseqüentes, r o uso de Sondagem Rotativa.	
o neste furo expressa a realidade encontrada no verficação. Todovia este NA poderã ocorrer em maior ou didade, a depender de influências externas ou quando e chuvas, as õguas inflitradas formarem NA temporório.	



S-058/10 DA ENSOLO	
SSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
fina, c/ resto de vegetals em decomposição (raizos,	
a, materia organica, creme escuro, (ANUSTRA 1), ca, dreia média, c/ pco, resto de vegetais em raízes, madeira), de fofa a pco, compacta, creme claro,	
ny. d. dreid médid, siltesd, pco. drgilosd, c/ mto. pco. resto decomposição (raízes, madeira), fofa, cinza escuro.	
lia c/ mto, poa, areia grassa, c/ mto, poa, matéria Inza, (AMOSTRA 6).	
areia find c/ mito, pod, areia grossa, c/ mito, poo, onchas (8 < 2mm), fota, cinza claro, (AMOSTRA 7).	
ereid fina, poo. compacta, cinza claro. (AMOSTRAS 8 a 10).	
'areia fina, compacta, cinza claro. (AMOSTRAS 11 a 14).	
edite, compacta a pco, compacta a medite, compacta, OSTRAS 15 a 18).	
pca, arela fina c/ mto, pca, arela grossa, mto, pco. za claro, (AMOSTRAS 19 e 20).	
dia, peo. argilesa, peo. siltasa, medis. compacta, cinza 5 21 a 23).	
' velos de arela fina. Flasticidade BNXA de a, creme σ/ pco. velos cinza. (AMOSTRAS 24 e 25).	
/ velos de arela fina, c/ pca. matéria orgânica. Plasticidade tência dura, cinza a cinza escuro. (AMOSTRAS 26 a 28).	
, creme claro, FRAGMENTOS COLETADOS NA BMPO, (AMOSTRA 29),	
trépano de lavagem.	
DAGEM: 21,09 m. econhecimento das camadas subseqüentes, i o uso de Sondagem Rotativa.	
o neste furo expressa a realidade encontrada no verficação. Todovia este NA poderã acorrer em Indior ou didade, a depender de Influências externas ou quando e chuvas, as âguas infitradas formarem NA temporârio.	



avimentos. PROVISÓRIO
TÉRMINO 10/05/10 RELATÓRIO Nº S-058/10
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
a fina c/ mto. pca. areia média, fofa, creme claro. (AMOSTRA 1).
ia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, pco. ppacta, creme claro. (AMOSTRA 2).
ila orgânica, siltosa, turfosa. Plasticidade ALTA consistência mto. e, cinza escuro. (AMOSTRA 3).
ia fina, argilosa, peo. siltosa, c/ fragmentos de conchas (Ø ≤ mi), c/ matéria orgânica, c/ poo. resto de vegetais em omposição (raízes, madeira), fofa, cinza escuro. (AMOSTRA 4).
a média c/ areia fina, medte. compacta, cinza claro. (AMOSTRAS 9).
ia média c/ pca. areia fina o/ mto. pca. areia grossa, medte. paota, cinza claro. (AMOSTRAS 10 e 11).
ia fina c∕ areia média, c/ fragmentos de conchas (Ø < 10mm), c/ matéria orgânica, fofa, cinza a cinza escuro. (AMOSTRA 12).
ia fina c/ pca. areia média, siltosa, pco. argilosa, c/ pca. matéria inica, fofa, cinza a cinza escuro. (AMOSTRA 13).
ila siltosa, c/ pco. fragmentos de oonchas (Ø < 10mm). sticidade ALTA de consistência mto. mole, cinza. (AMOSTRAS 14).
ia fina e média, mto. pco. argilosa, c/ mto. pco. fragmentos de chas (Ø < Smm), fofa, cinza. (AMOSTRAS 16 e 17).
a fina, mto. siltosa, argilosa, medte. compacta, cinza claro c/ pco. s creme claro. (AMOSTRA 18).
e argiloso, o' poo. veios de areia fina. Plasticidade BAIXA de sistência rija, creme o' veios cinza. (AMOSTRAS 19 e 20).
avimentos. PROVISÓRIO
TÉRMINO 10/05/10 RELATÓRIO Nº S-058/10
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
e argiloso, o' poo. veios de areia fina. Plasticidade BAIXA de sistência dura, creme. (AMOSTRAS 21 e 22).
ia fina, siltosa, poo. argilosa, compacta, creme o/ veios cinza. IOSTRAS 23 e 24).
e argiloso, o' de areia fina, o' pca. matéria orgânica. Plasticidade XA de consistência dura, cinza a cinza escuro. (AMOSTRAS 23 a
ia média c/ areia fina c/ pca. areia grossa, c/ pco. pedregulho (Ø Dmm), pco. argilosa, pco. siltosa, c/ pco. fragmentos de conchas <10mm), compacta, cinza. (AMOSTRAS 28 e 29).
vável arenito, cinza claro. Amostra 30, COLETADA NA LAVAGEM. ostra 31, FRAGMENTOS COLETADOS NA LAVAGEM POR MPO. (AMOSTRAS 30 e 31).
ITE DA SONDAGEM: 27,49 m. a melhor reconhecimento das camadas subseqüentes, omenda-se o uso de Sondagem Rotativa. IA indicado neste furo expressa a realidade encontrada no mento da verificação. Todavia este NA poderá ocorrer em maior ou
nor profundidade, a depender de influências externas ou quando épocas de chuvas, as águas infiltradas formarem NA temporário.