



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO-UFPE
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS- CTG
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL-DEC

Filipe Carnib Freire

**ESTUDO E CONTROLE DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA
MONITORADA**

RECIFE

2010

Filipe Carnib Freire

**ESTUDO E CONTROLE DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA
MONITORADA**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Área de Concentração:
Engenharia Geotécnica

Professor Orientador: Roberto Quental
Coutinho D.Sc.(UFPE)

RECIFE

2010

F866e Freire, Filipe Carnib.

Estudo e controle de estacas hélice contínua monitorada / Filipe Carnib Freire. - Recife: O Autor, 2010.

x, 88 folhas : Il, Graf., Tabs.

TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Curso de Engenharia Civil, 2010.

Orientador: Prof. Roberto Quental Coutinho.

Inclui bibliografia e anexos.

1. Engenharia Civil. 2. Estaca Hélice Contínua Monitorada. 3. Carga Estática. 4. Atrito Lateral. I. Título.

UFPE

624

CDD (22. ed.)

BCTG/2010- 142

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Localizações dos sistemas de monitoração eletrônica (Geofix2009)	4
Figura 2.2 - Ilustração dos processos executivo da estaca hélice contínua (Solossantini,2006)	5
Figura 2.3 - Execução de estacas próximas em curto intervalo de tempo (MILITITSKY)	6
Figura 2.4 - Tampa metálica recuperável	7
Figura 2.5 - Limpeza do trado durante a execução da estaca	9
Figura 2.6 - Limpeza do terreno através de uma retroescavadeira após a concretagem da estaca	9
Figura 2.7- Armadura de estaca hélice contínua com espaçadores plásticos	10
Figura 2.8 - Computador de monitoramento	11
Figura 2.9 - Relatório Saci	12
Figura 3.1 - Macaco hidráulico com capacidade de 700 Tf	17
Figura 3.2 - Extensômetros	17
Figura 3.3 - Ilustração da parcela de atrito lateral e ponta em estaca moldada in loco	18
Figura 3.4 - Tipos de curva carga recalque obtidas em provas de carga estática (MAGALHÃES, 2005)	24
Figura 3.5 - Carga de ruptura convencional (NBR 6122/1996)	25
Figura 3.6 - Obtenção do Q_{uc} e Q_{sl} através da curva carga recalque.	27
Figura 4.1 - Localização da Obra 01	29
Figura 4.2 - Perfil do solo	29
Figura 4.3 - Relatório técnico da estaca EHC 01	31
Figura 4.4 - Determinação do atrito lateral	32
Figura 4.5 - Determinação da Carga de ponta na ruptura	32
Figura 4.6 - Cálculo de capacidade de carga pelo método de Antunes e Cabral	33
Figura 4.7 - Cálculo de capacidade de carga pelo método de Décourt e Quaresma,(1996)	33
Figura 4.8 - Curva Carga x Recalque	34
Figura 4.9 - Determinação da carga de ruptura através dos métodos de Van der Veen e NBR 6122	35

Figura 4.10 - Determinação da carga de ruptura através dos métodos da Rigidez.....	36
Figura 4.11 - Determinação do ponto de regressão da EHC 01	37
Figura 4.12 - Determinação do Q_{sl} na estaca EHC 01.....	38
Figura 4.13 - Domínio de ponta no gráfico da rigidez	38
Figura 4.14 - Determinação da equação do domínio de ponta.	39
Figura 4.15 - Determinação da equação do domínio de atrito.	39
Figura 4.16 - Gráfico do domínio de atrito.	40
Figura 4.17 - Determinação da Q_{su} através da curva Q_s VS s	41
Figura 4.18 - Localização da Obra 02	42
Figura 4.19 - Relatório técnico da estaca EHC 02.....	43
Figura 4.20 - Determinação do atrito lateral	44
Figura 4.21 - Determinação da carga de ponta na ruptura	45
Figura 4.22 - Cálculo de capacidade de carga pelo método de Antunes e Cabral	46
Figura 4.23 - Cálculo de capacidade de carga pelo método de Décourt e Quaresma,(1996)	47
Figura 4.24 - Curva Carga x Recalque	48
Figura 4.25 - Determinação da carga de ruptura através dos métodos de Van der Veen e NBR 6122	49
Figura 4.26 - Determinação da carga de ruptura através dos métodos da Rigidez.....	49
Figura 4.27 - Determinação do ponto de regressão da EHC 02	50
Figura 4.28 - Determinação do Q_{sl} na estaca EHC 02.....	51
Figura 4.29 - Determinação da equação do domínio de ponta	51
Figura 4.30 - Domínio de ponta no gráfico da rigidez	52
Figura 4.31 - Determinação da equação do domínio de atrito.	52
Figura 4.32 - Gráfico do domínio de atrito.	53
Figura 4.33 - Determinação da Q_{su} através da curva Q_s VS s	53
Figura 4.34 - Localização da Obra 03	54
Figura 4.35 - Relatório técnico da estaca EHC 03.....	56
Figura 4.36 - Determinação do atrito lateral	57
Figura 4.37 - Determinação da carga de ponta na ruptura	58
Figura 4.38 - Cálculo de capacidade de carga pelo método de Antunes e Cabral	59

Figura 4.39 - Cálculo de capacidade de carga pelo método de Décourt e Quaresma,(1996)	60
Figura 4.40- Curva Carga x Recalque	61
Figura 4.41 - Determinação da carga de ruptura através dos métodos de Van der Veen e NBR 6122	62
Figura 4.42 - Determinação da carga de ruptura através dos métodos da Rigidez.....	62
Figura 4.43 - Determinação do ponto de regressão da EHC 03	63
Figura 4.44 - Determinação do Q_{sl} na estaca EHC 03	64
Figura 4.45 - Determinação da equação do domínio de ponta.	64
Figura 4.46 - Domínio de ponta no gráfico da rigidez	65
Figura 4.47 - Determinação da equação do domínio de atrito.	65
Figura 4.48 - Gráfico do domínio de atrito.	66
Figura 4.49 - Determinação da Q_{su} através da curva Q_s VS s	66

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Limites de r_l e α para estacas hélice contínua	20
Tabela 3.2 - Coeficientes de ANTUNES & CABRAL (1996)	21
Tabela 4.1 - Pares de carga e recalque	34
Tabela 4.2 - Resultados das cargas de rupturas através dos métodos estudados	36
Tabela 4.3 - Porcentagem de atrito lateral e ponta para estaca EHC01	41
Tabela 4.4 - Pares de carga e recalque	48
Tabela 4.5- Resultados das cargas de rupturas através dos métodos estudados.	50
Tabela 4.6 - Porcentagem de atrito lateral e ponta para estaca EHC02	54
Tabela 4.7 - Pares de carga e recalque	61
Tabela 4.8- Resultados das cargas de rupturas através dos métodos estudados	63
Tabela 4.9 - Porcentagem de atrito lateral e ponta para estaca EHC 03	67
Tabela 4.10 - Quadro resumo dos resultados obtidos no cálculo das três obras estudadas	67

RESUMO

Este trabalho contempla a metodologia executiva das estacas do tipo hélice contínua em diferentes perfis de solos, sendo abordadas todas as etapas necessárias para execução da estaca.

O trabalho também apresenta uma análise de desempenho e comportamento das estacas hélice contínua, para tal avaliação foram realizados ensaios de campo denominados provas de cargas estáticas, este ensaio consiste em aplicar uma carga na estaca ensaiada e medir o recalque sofrido pela estrutura, todo ensaio devem atender a NBR 12131.

Neste trabalho foram analisados os comportamentos das estacas hélice contínua para três casos de obras distintas, inicialmente foi prevista a carga de ruptura das estacas através do cálculo da capacidade de carga, para tal utilizou-se duas metodologias distintas, sendo estas: método Antunes e Cabral e o método de Alonso. A carga de ruptura prevista foi comparada com a carga de ruptura obtida através dos resultados do ensaio de campo. Para a determinação da carga de ruptura através dos dados colhidos em campo foram utilizados os métodos de Van der Veen, o proposto pela NBR 6122/1996 e o da Rigidez de Décourt (1996).

Nos três casos de obras também foram analisadas a separação da porcentagem de atrito lateral e de ponta sendo utilizado o método da Rigidez de Decourt, 1996.

Palavras-Chaves: Estaca Hélice Contínua Monitorada. Prova de carga estática. Carga de ruptura. Atrito Lateral. Resistência de Ponta.

SUMÁRIO

LISTA DE ILUSTRAÇÕES	iv
LISTA DE TABELAS	vii
RESUMO	viii
ABSTRACT	ix
1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 - OBJETIVOS.....	1
1.1.1 - Objetivo Geral	1
1.1.2 - Objetivos Específicos	2
1.2 - APRESENTAÇÃO DO TRABALHO.	2
2 - ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA.....	3
2.1 - HISTÓRICO	3
2.2 - EQUIPAMENTO	4
2.3 - METODOLOGIA EXECUTIVA	4
2.3.1 - Perfuração	5
2.3.2 - Concretagem	8
2.3.3 - Colocação da armação	10
2.4 - MONITORAÇÃO E CONTROLE EXECUTIVO.....	11
2.4.1 - Profundidade	12
2.4.2 - Tempo de Execução	12
2.4.3 - Inclinação da Torre	12
2.4.4 - Velocidade de Penetração do Trado	13
2.4.5 - Velocidade de Rotação do Trado	13
2.4.6 - Troque	13
2.4.7 - Velocidade de Extração	13
2.4.8 - Pressão do Concreto	13
2.4.9 - Volume de Concreto Lançado	14
2.5 - VANTAGENS E DESVANTAGENS	14
3 - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO	15
3.1. - PROVA DE CARGA ESTÁTICA	15

3.1.1 - INTRODUÇÃO	15
3.1.2 – METODOLOGIA	15
3.2 CAPACIDADE DE CARGA	18
3.2.1 - Métodos de cálculos para previsão da capacidade de carga	19
3.2.1.1 - Método de Alonso	19
3.2.1.2 - Método Antunes e Cabral	21
3.2.1.3 - Método de DÉCOURT & QUARESMA (1978 - Modificado em 1996)	21
3.3 - INTERPRETAÇÃO DO RESULTADO NA PROVA DE CARGA	23
3.3.1 - Determinação da carga de ruptura.....	23
3.3.1.1 - Método de Van der Veen (1953)	24
3.3.1.2 - Método da NBR-6122 (ABNT, 1996)	24
3.3.1.3 - Método da Rigidez (Décourt,1996).....	26
3.3.2 - Separação das parcelas de ponta e atrito lateral	26
3.3.2.1 - Método da Rigidez (Décourt,1996).....	26
4 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	28
4.1 - INTRODUÇÃO	28
4.2 - CASOS DE OBRAS	28
4.2.1 - OBRA 01	28
4.2.1.1 - Descrição do local da obra	28
4.2.1.2 - Características da EHC 01	30
4.2.1.3 - Calculo de capacidade de carga	31
4.2.1.3.1 - Método de Alonso	32
4.2.1.3.2 - Antunes e Cabra	33
4.2.1.3.3 – Método de Décourt e Quaresma (1996)	33
4.2.1.4 - Resultados de ensaio de campo	34
4.2.1.5 - Separação de atrito lateral e ponta	36
4.2.2 - OBRA 02	41
4.2.2.1 - Descrição do local da obra	41
4.2.2.2 - Características da EHC 02	42
4.2.2.3 - Calculo de capacidade de carga	44
4.2.2.3.1 - Método de Alonso	44

4.2.2.3.2 - Antunes e Cabra	45
4.2.2.3.3 – Método de Décourt e Quaresma (1996)	46
4.2.2.4- Resultados de ensaio de campo	48
4.2.2.5 - Separação de atrito lateral e ponta	50
4.2.3 - OBRA 03	54
4.2.3.1 - Descrição do local da obra	54
4.2.3.2 - Características da EHC 03	55
4.2.3.3 - Calculo de capacidade de carga	57
4.2.3.3.1 - Método de Alonso	57
4.2.3. 3.2 - Antunes e Cabral	59
4.2.3.3.3 – Método de Décourt e Quaresma (1996)	60
4.2.3.4 - Resultados de ensaio de campo	61
4.2.3.5 - Separação de atrito lateral e ponta	63
4.3 - COMENTÁRIOS DOS RESULTADOS.....	67
5 - CONCLUSÕES.....	68
ANEXO A	69
ANEXO B	78
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	87

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

Com o crescimento populacional em especial nas grandes cidades brasileiras surge à necessidade de construções de obras cada vez mais verticalizadas e sobre terrenos cada vez menos resistentes.

A engenharia brasileira mesmo lentamente vem passando por evoluções tecnológicas que dão a possibilidade dos engenheiros realizarem obras mais ousadas e com um maior grau de segurança sem que prejudique a relação custo-benefício. Na engenharia de fundações a situação não é diferente, as novas soluções de fundações com novas tecnologias de análise do comportamento trazem para obra um maior grau de confiabilidade.

Neste cenário as soluções de fundações profundas ganharam um grande espaço no mercado nacional em especial as estacas do tipo hélice contínua monitoradas. Devido à grande demanda no cenário nacional e mundial os cientistas têm desenvolvido metodologias executivas, assim como análise de desempenho para tal estaca.

Dentro deste contexto o presente trabalho tem como foco principal abordar a metodologia executiva de tal estaca, assim como a análise de seu desempenho.

1.1. OBJETIVOS

Os objetivos do presente trabalho serão detalhados a seguir:

1.1.1 Objetivo Geral

Abordar a metodologia construtiva das estacas hélice contínua e analisar o comportamento das estacas a partir dos resultados das provas de carga.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Abordar os cuidados construtivos das estacas hélice contínua;
- Mostrar as vantagens e desvantagens da utilização da estaca;
- Analisar casos de obras, comparando os resultados da capacidade de carga com a carga de ruptura obtida no ensaio de prova de carga;
- Demonstrar a separação do atrito lateral e de ponta através do método de Décourt.

1.2 - APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está dividido em quadro capítulos, onde o primeiro capítulo é destinado a apresentação do trabalho, o segundo aborda a estaca hélice contínua passando pelo histórico, metodologia executiva e vantagens e desvantagens da utilização das estacas. O terceiro capítulo apresenta a análise do desempenho da estaca hélice contínua dando inicialmente uma explanação sobre o ensaio de prova de carga estática e sua interpretação correta, apresentando uma revisão nos métodos de capacidade de carga e de extrapolação da curva carga recalque, assim como a metodologia da separação de atrito lateral e ponta proposto por Décourt 1996.

O quarto capítulo aborda três casos de obras onde foram realizados ensaios de prova de carga sobre estacas hélice contínua. Sendo calculadas e comparadas para cada caso à capacidade de carga com a carga de ruptura obtida nos ensaios, também foi analisada em cada caso a separação de atrito lateral e ponta pelo método de Décourt. Por fim, temos a conclusão do trabalho.

O anexo A apresenta o resultado do ensaio SPT para as três obras analisada, já o anexo B apresenta um artigo publicado no congresso Cobranseg 2010, sendo este de fundamental importância para a realização do trabalho.

CAPÍTULO 2

ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA

2.1 – HISTÓRICO

As estacas hélice contínua já eram empregadas desde a década de 50 nos Estados Unidos, mas não eram tão difundidas, pois não alcançavam grandes profundidades e grandes diâmetros visto que não se tinha na época equipamentos com altas potências, só conseguiam assim imprimir torques entre 10 a 30 kNm. O diâmetro máximo alcançado na época foi 40cm. A partir da década de 70 esta idéia foi difundida na Europa através da Alemanha e posteriormente chegando ao Japão.

A evolução tecnológica não só trouxe a possibilidade de realizar estacas de diâmetros e profundidades maiores, mas principalmente a possibilidade de se ter um maior controle no processo executivo de tal estaca garantindo uma maior qualidade e segurança.

Foi neste cenário que por volta de 1987 foi introduzida no Brasil a estaca hélice contínua. Segundo ANTUNES & TARAZZO (1996), nesta época o processo executivo desta estaca ainda não era totalmente instrumentado. Ainda neste período, os equipamentos disponíveis só permitiam a realização de estacas com diâmetros de 275, 350 e 425 mm com profundidade máxima de 15 metros o que limitou muito a aplicação das estacas.

Atualmente a potência das mesas rotativas atingi 250 kNm de torque. Diâmetros que chegam a 1200 mm além de apresentarem monitoramentos eletrônicos onde é capaz de se medir profundidade, tempo, inclinação da torre, velocidade de penetração do trado, velocidade de rotação do trado, torque, velocidade de extração e volume do concreto lançado.

2.2 – EQUIPAMENTO

O equipamento é o conjunto formado pelo guindaste com a torre guia e seus acessórios, constituído pelo trado hélice contínua, sistema digital de monitoração que pode ser visto na figura 2.1 e a ferramenta de limpeza do trado.

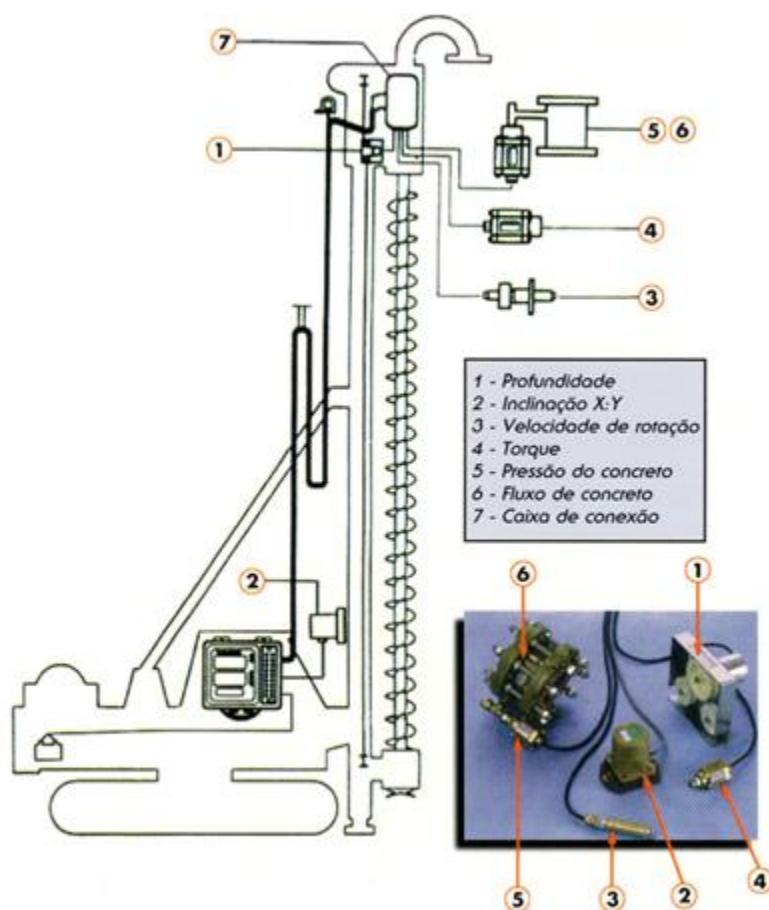


Figura 2.1 – Localização dos sistemas de monitoração eletrônica (Geofix2009)

2.3 - METODOLOGIA EXECUTIVA

A execução de estacas do tipo hélice contínua se divide basicamente em três etapas como pode ser visto na figura 2.2 a seguir. Na primeira etapa ocorre a perfuração do solo através de trado helicoidal de diâmetro previsto em projeto, já na segunda etapa ocorre a remoção da hélice juntamente com a concretagem, e por fim a terceira etapa consiste na colocação da armadura. Deve-se ressaltar que as três etapas de execução têm papéis importantes no desempenho e qualidade da estaca. Devido tal importância

é feito um monitoramento eletrônico, no qual se pode garantir um melhor controle executivo.

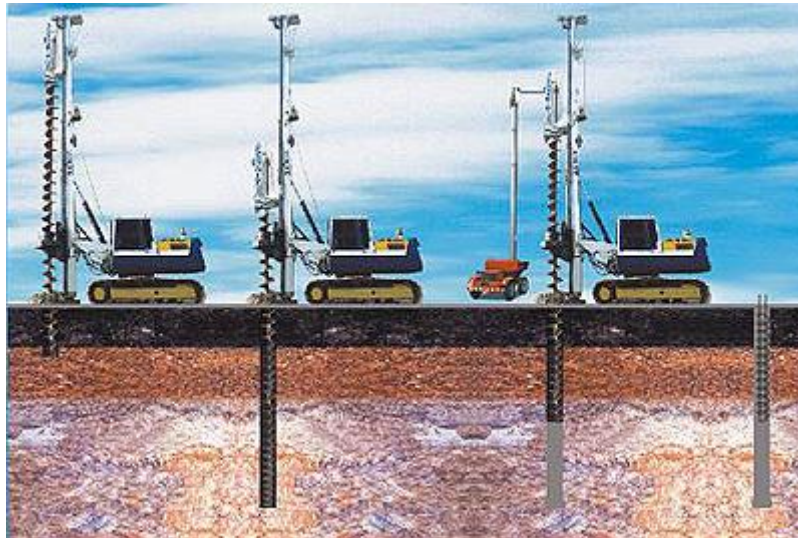


Figura 2.2 - Ilustração dos processos executivos da estaca hélice contínua.(Fonte: Solossantini)

2.3.1 – Perfuração

Para a realização desta etapa é importante que antes de iniciar a perfuração o Engenheiro responsável juntamente com o operador da máquina, trace um plano de atuação evitando possíveis surpresas durante a execução. Uma das restrições que deve ser tomada e analisada durante a elaboração do plano de atuação é quanto ao cuidado de não ser executada duas estacas com distanciamentos entre os eixos inferiores a cinco vezes o diâmetro da maior em intervalos de tempo inferior a 12 h, para não afetar a integridade da estaca como pode ser visto na figura 2.3

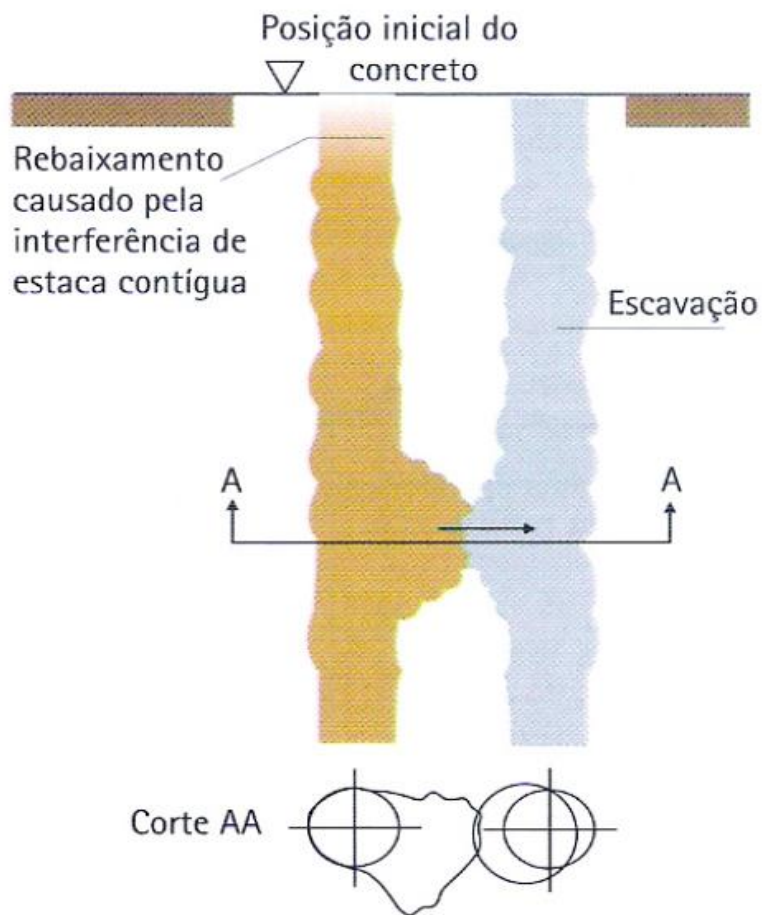


Figura 2.3 – Execução de estacas próximas em curto intervalo de tempo. (Fonte:MILITITSKY)

Após definido este plano deve-se checar toda a máquina e equipamentos nela presente a serem usados para a execução da estaca, evitando assim possíveis paralisações durante a execução por falta da manutenção da máquina.

Após o trabalho da equipe de topografia que determinará o ponto exato onde será executada a estaca pode se iniciar a operação. Antes de iniciar a introdução da hélice no terreno deve-se tampar o trado, normalmente realiza-se esse processo com uma tampa metálica recuperável como pode ser visto na figura 2.4 tendo por finalidade impedir que durante a penetração do trado haja entrada de solo ou água na haste tubular.

Segundo (PENNA ET. AL., 1999) outro cuidado que deve ser tomado durante a introdução do trado é quanto ao eventual desconfinamento provocado pela remoção (transporte) excessiva do solo durante a sua penetração. Isto é conseguido tomando-se o cuidado para que a velocidade de penetração do trado seja igual ou bem próxima ao produto da velocidade de rotação do trado pelo seu passo. Quando a velocidade de penetração do trado é muito maior, a probabilidade de prendê-lo é grande, em contrapartida, quando essa velocidade é muito menor o trado funciona como um transportador provocando, assim, o desconfinamento do solo circundante com a conseqüente perda de capacidade de carga.



Figura 2.4 – Tampa metálica recuperável

2.3.2 – Concretagem

Depois de atingida a profundidade requerida no projeto dá-se início a mais uma etapa de execução. A concretagem é realizada simultaneamente com a retirada da hélice no solo. É importante que antes do início da concretagem o operador levante o trado cerca de 30 cm para garantir a expulsão da tampa.

A retirada do trado deve ser de forma lenta e contínua sem que haja rotação da hélice exceto em casos de solos arenosos que é permitido a rotação no sentido da perfuração. A extração do trado é controlada em função da pressão do concreto ejetado, que deve ser sempre positiva ou no mínimo zero, está varia conforme as camadas de solos, pois estes apresentam diferentes resistências. A manutenção da pressão positiva visa garantir a continuidade e a integridade do fuste da estaca.

O concreto utilizado nas estacas deve apresentar as seguintes características:

- Resistência característica f_{ck} : 20 MPa
- Fator água-cimento ser aproximadamente 0,55
- Slump test: 22 ± 2 cm
- Agregados: Areia e Pedrisco
- Consumo mínimo de cimento: 400 kg/m^3 de concreto

No momento da extração é importante que fique um trabalhador denominado de frente de máquina fazendo a limpeza do solo que fica preso na hélice como pode ser visto na figura 2.5, o solo removido ao fim do processo de concretagem deve ser retirado da área de trabalho com a ajuda da retroescavadeira como é mostrado na figura 2.6.



Figura 2.5 – Limpeza do trado durante a execução da estaca



Figura 2.6 – Limpeza do terreno através de uma retroescavadeira após a concretagem da estaca.

2.3.3 - Colocação da armadura

Após a concretagem da estaca inicia-se a colocação da armadura onde é importante ressaltar o cuidado que deve ser tomado para que o tempo entre estes dois processos seja o menor possível.

Outro aspecto relevante é em relação ao cuidado quanto ao alinhamento da armadura fazendo com que ela entre de forma retilínea, em especial nas estacas que receberam tirantes para a realização do ensaio de prova de carga estática.

Outro cuidado que deve ser tomado é quanto à garantia da cobertura mínima para as armaduras, para tal é colocado espaçadores como pode ser observado na figura 2.7.



Figura 2.7 – Armadura de estaca hélice contínua com espaçadores plásticos

Para facilitar a sua introdução a armadura longitudinal deve ser convenientemente projetada de modo a ter um peso e uma rigidez compatíveis com seu comprimento. **(PENNA ET. AL., 1999)**. Normalmente a armadura é colocada manualmente, com ajuda da retroescavadeira ou até mesmo com a própria mesa da perfuratriz.

2.4 - MONITORAÇÃO E CONTROLE EXECUTIVO

A monitoração executiva das estacas hélice contínua trouxe uma maior confiabilidade, segurança e economia tornando a estaca bastante difundida no mundo. O sistema de monitoração trata-se de um instrumento de medida constituído de um computador como pode ser visto na figura 2.8 e sensores instalados na máquina que medem: profundidade, tempo de execução, inclinação da torre, velocidade de penetração e de rotação do trado, velocidade de extração, torque e por fim volume e pressão de concreto.

Estes parâmetros são fornecidos no instante da execução ao operador através do monitor que se encontra na cabine de operação. É importante ressaltar a necessidade de periodicamente avaliar os sensores para não correr o risco de serem geradas informações falsas. Ao fim do processo executivo são recolhidos os dados obtidos no campo e através de um software é gerado um relatório com todos os dados anteriormente mencionados. Neste trabalho foi utilizado software Saci, a figura 2.9 mostra um exemplo de um relatório gerado pelo software.



Figura 2.8 – Computador de monitoramento

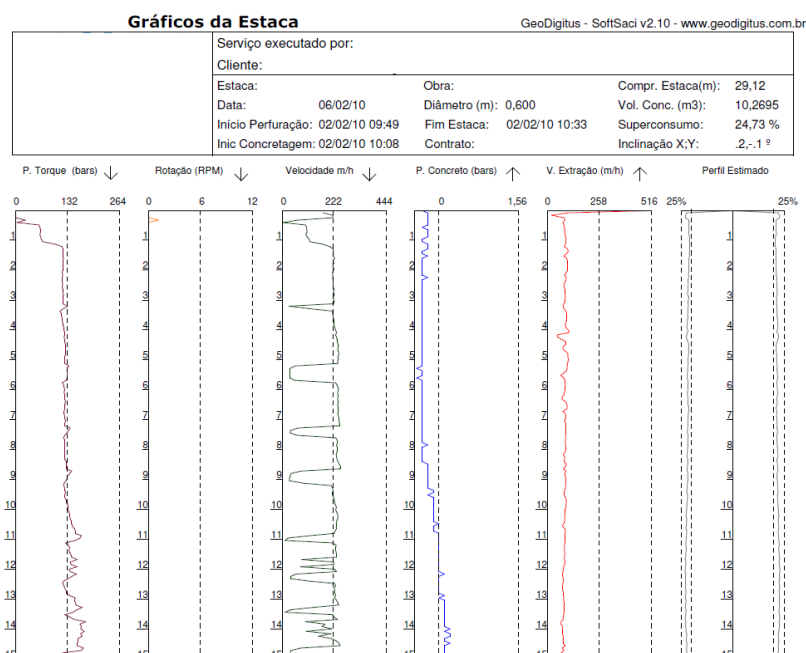


Figura 2.9 – Relatório Saci

2.4.1 – Monitoração da Profundidade

O sistema de monitoração de profundidade começa a realizar a medição no instante que o operador apóia o trado no terreno. A precisão da medida é aproximadamente 1 cm.

2.4.2 - Tempo de Execução

O desempenho correto desse parâmetro é de fundamental importância visto que outros parâmetros são derivados do mesmo. O sistema de monitoramento controla internamente tal parâmetro.

2.4.3 - Inclinação da Torre

Este parâmetro garante a retilinidade da estaca, é medido através de dois eixos, um eixo X onde é monitorada a frente e a traseira e o eixo Y onde são controladas as laterais.

2.4.4 - Velocidade de Penetração do trado

Segundo (**PENNA ET. AL., 1999**) deve-se tomar cuidado durante a introdução do trado para minimizar o eventual desconfinamento do solo pela remoção excessiva do solo durante a sua penetração. Isto é conseguido tomando-se o cuidado para que a velocidade de penetração do trado seja igual ou bem próxima ao produto da velocidade de rotação do trado pelo seu passo como visto anteriormente.

2.4.5 - Velocidade de Rotação do trado

A velocidade de rotação é controlada pelo operador e deve ser sempre baixa, pois para rotações elevadas são necessários troques elevados, para tal deve-se ter um motor que atenda tais solicitações.

2.4.6 – Troque

A limitação para o torque é ditada pela potência do motor. Para solos muito resistentes e diâmetros pequenos deve-se tomar cuidado para o trado não ser danificado.

2.4.7 - Velocidade de Extração

O processo de concretagem se dar simultaneamente à extração do trado hélice do solo, logo a velocidade de extração está ligada diretamente com os parâmetros de pressão e desvio do consumo. O monitoramento correto e a interpretação dos parâmetros de pressão e consumo são fundamentais para uma boa execução da estaca.

2.4.8 - Pressão do Concreto

Como já foi abordado anteriormente segundo (**PENNA ET. AL., 1999**) a pressão do concreto deve ser sempre positiva em solos resistente, porém pode-se ter pressão bem próxima de zero ou até pressões negativas sem que aja dano na integridade da estaca em solos pouco resistente. Para tal análise tem-se um monitoramento das pressões, mas atualmente não existe instrumento capaz de medir a pressão na saída do trado sendo medida a

pressão pouco acima do mangote que conduz o concreto para o topo da haste vazada do trado hélice.

2.4.9 - Volume de Concreto Lançado

O volume de concreto juntamente com a pressão são os parâmetros que permitem avaliar a continuidade e integridade do fuste da estaca. É importante que este parâmetro esteja bem ajustado. O engenheiro responsável deve ter conhecimento dos parâmetros da bomba de concreto de forma a que possam chegar aos valores fornecidos pelo sistema de monitoração e os valores calculados.

2.5 - VANTAGENS E DESVANTAGENS

As estacas do tipo hélice contínua tem limitações de diâmetro e profundidade por se tratar de uma estaca que depende de máquinas e equipamentos para sua realização.

Outra limitação do emprego da estaca é quanto à resistência do solo, em casos de solos muito moles não se pode garantir a integridade da estaca, já em solos muito resistentes, onde se encontra camadas acima de 40 golpes de SPT apresenta-se uma dificuldade de penetração do trado, devendo ser aplicado grande torque para vencer tal camada, causando o desconfinamento do solo e conseqüentemente sua perda de capacidade de carga.

Quando comparada com algumas soluções de fundações as estacas hélice contínua apresenta um custo mais elevado. Porém, as estacas apresentam uma alta produtividade.

Seu processo executivo não geram muitos distúrbios sonoros, sendo este um aspecto decisivo em alguns casos de escolha da fundação. Outro ponto positivo é quanto às vibrações imposta no terreno, por se tratar de uma estaca escavada não gera maiores distúrbios no terreno quando comparada com estacas cravadas.

CAPÍTULO 3

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO

3.1. – PROVA DE CARGA ESTÁTICA

3.1.1- INTRODUÇÃO

A prova de carga estática dentre os ensaios de campo utilizados na engenharia de fundações se destaca como um dos mais importantes. Seu emprego no Brasil data provavelmente de 1928, quando foi realizado o estudo das fundações na cidade de São Paulo.

Uma grande vantagem da prova de carga estática é por se tratar de um ensaio onde se repercute o complexo comportamento do conjunto solo-fundação, influenciado pela modificação provocada no solo pelos trabalhos de infra-estrutura da obra e execução das fundações decorrentes das dificuldades executivas. A prova de carga tradicional ou estática é um ensaio do tipo “tensão x deformação” realizada no solo estudado para receber solicitações, ou em elemento estrutural de fundação construído para a obra ou especialmente para ser testado. Os ensaios realizados são utilizados principalmente como verificação de desempenho de um elemento estrutural de fundação, quanto à ruptura e recalque. São também utilizados para fins de estudos, pesquisas ou projetos. É conveniente, no entanto, ressaltar que alguns aspectos que podem ter influência no comportamento do solo ou do elemento de fundação não são envolvidos nos ensaios usuais como, por exemplo, o histórico do carregamento.

3.1.2 – METODOLOGIA

A metodologia normalizada no Brasil para as provas de carga estáticas sejam elas destinadas a estudar fundações diretas ou profundas, são semelhantes. Trata-se, basicamente, de aplicar cargas conhecidas ao solo, através de elemento estrutural de fundação, ou de uma placa metálica apoiada no solo, medindo-se as deformações e deslocamentos daí decorrentes.

O elemento de fundação ensaiado pode ser uma sapata, um bloco, uma estaca ou conjunto de estacas associadas de qualquer tipo, ou um tubulão. As cargas aplicadas devem representar da melhor forma possível, as solicitações previstas quando em operação, sejam elas verticais, horizontais, inclinadas, de compressão ou de tração. São divididas em parcelas ou estágios de carregamentos sucessivos, que devem permanecer atuando durante algum tempo. Cada estágio de carga é mantido até que o controle dos recalques correspondentes indique a estabilização, ou seja, suas variações se tornem muito pequenas ou nulas. De acordo com o critério das normas NBR 12131, a estabilização ocorre quando em duas leituras sucessivas o recalque não exceder 5% do recalque total observado no mesmo estágio.

São no mínimo, dez estágios com incrementos iguais a 10% da carga máxima do ensaio em cada um. O descarregamento, sempre que o ensaio não atinge a ruptura é iniciado somente depois de decorridas 12 horas de manutenção da carga máxima aplicada. Também deve ser feito em estágios com controle de deslocamentos até a estabilização, porém com duração mínima de 15 minutos por estágio. Devem ser realizados pelo menos quatro estágios de descarregamento.

As cargas são aplicadas, em geral, por meio de macaco hidráulico calibrado como pode ser visto na figura 3.1, centradas em relação ao eixo da fundação e sem provocar vibrações e/ou choques durante o carregamento.



Figura 3.1- Macaco hidráulico com capacidade de 700 tf

Os deslocamentos da placa ou do topo do elemento de fundação na direção da aplicação da carga são medidos por um ou mais pares de extensômetros mecânicos visto na figura 3.2, com sensibilidade e leituras de 0,01 milímetros. Posicionados diametralmente opostos em relação ao ponto de aplicação da carga, permitem calcular o deslocamento como a média destas leituras, bem como alertar para a eventual ocorrência de recalques diferenciais que podem comprometer a continuidade do ensaio.



Figura 3.2- Extensômetros

3.2- CAPACIDADE DE CARGA.

Uma fundação tem por objetivo absorver todos os carregamentos e as solicitações provenientes da estrutura e por sua vez transmitir para o solo sendo assim dissipadas em forma de tensões.

A carga admissível sobre um elemento de fundação pode ser definida segundo a NBR 6122/96 como: a força aplicada sobre a estaca ou tubulão isolado provocando apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes e oferecendo, simultaneamente, segurança satisfatória contra a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento de fundação.

A capacidade de carga para fundação profunda é por sua vez definida como a soma das cargas máximas que pode ser suportada pelo atrito lateral e pela ponta como pode ser visto na figura ilustrativa 3.3. Neste trabalho serão abordados três métodos de cálculo para capacidade de carga em estacas hélice contínua, sendo estes o método de Antunes e Cabral e o método de Alonso e o método de DÉCOURT & QUARESMA,1996.

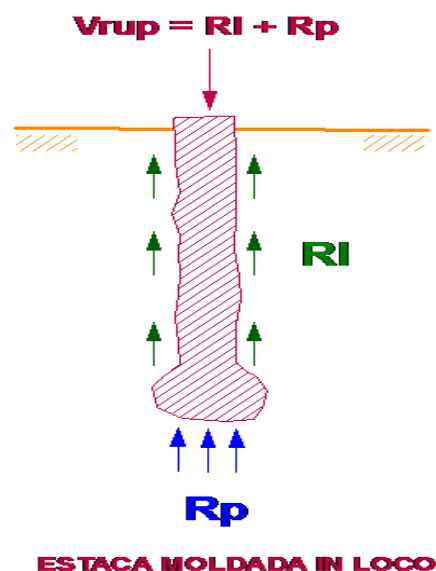


Figura 3.3- Ilustração da parcela de atrito lateral e ponta em estaca moldada in loco. (Fonte: Nota de aula do Prof. Alexandre Gusmão)

3.2.1- Métodos de cálculos para previsão da capacidade de carga

3.2.1.1 - Método de Alonso

Trata-se de um método semi-empírico para a previsão da capacidade de carga à ruptura de estacas hélice contínua, utilizando os resultados de ensaios SPT-T. O método foi proposto em 1996 para a Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo e reavaliado em 2000 para duas novas regiões, a formação Guabirotuba e para os solos da cidade de Serra/ES.

A carga de ruptura é dada pela soma da parcela de ponta e atrito lateral obtida pela expressão (3.1).

$$Q_u = A_{lr} + Q_{pr} \quad (3.1)$$

Para a obtenção do atrito lateral na ruptura, ALONSO (1996) correlaciona o atrito lateral f_s e a carga de ponta com os valores de $T_{m\acute{a}x}$ e $T_{m\acute{i}n}$, obtidos no ensaio SPT-T.

- **Carga de Atrito Lateral**

$$A_l = \sum(U.L.r_l) \quad (3.2)$$

Onde : U = Perímetro da estaca (m)

L = Comprimento da estaca (m)

$r_l = \alpha.f_s$ (Adesão média na ruptura ao longo do fuste da estaca)

α = Coeficiente de correção de f_s obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da ruptura.

Os valores de r_l e α podem ser retirados da tabela 3.1

Tabela 3.1 - Limites de r_l e α para estacas hélice contínua.

Região	Limite de R_l	α
Bacia Sedimentar de São Paulo	≤ 200 kPa	0,65
Formação Guabirotuba	≤ 80 kPa	0,65
Cidade de Serra/ES	≤ 200 kPa	0,76

O f_s é obtido através da expressão (3.3)

$$f_s = \frac{100 \cdot T_{m\acute{a}x}}{0,41 \cdot h_{SPT-T} - 0,032} \quad (3.3)$$

Onde : f_s = atrito lateral (kPa)

$T_{m\acute{a}x}$ = Torque lateral (kPa)

h_{SPT-T} = penetração total do amostrador (cm)

O autor sugere caso não haja resultados de ensaio SPT-T correlações entre o SPT-T e o N_{SPT} .

- **Carga de Ponta na Ruptura**

A carga de ponta é expressa por:

$$Q_{pr} = r_p \cdot A_p \quad (3.4)$$

$$\text{Onde } r_p = \beta \frac{T_{min}^1 + T_{min}^2}{2} \quad (3.5)$$

T_{min}^1 = média aritmética dos valores do torque mínimo (kgf.m) no trecho 8 ϕ acima da ponta da estaca.

T_{min}^2 = média aritmética dos valores do torque mínimo (kgf.m) no trecho 3 ϕ abaixo da ponta da estaca.

3.2.1.2 - Método Antunes e Cabral

Os autores propõem um método de previsão da capacidade de carga em estacas hélice contínua utilizando dados de N_{SPT} . A carga de ruptura total é obtida através da equação (3.6)

$$Q_u = \sum (N_z) \cdot B_1 \cdot \Delta_z + N_p \cdot A_p \cdot B_2 \quad (3.6)$$

Onde:

ϕ : diâmetro da estaca em (cm)

Δ_z : comprimento da estaca embutida na camada (cm)

N_z : número de golpes de SPT

B_1 : coeficiente de atrito lateral (Tabela 3.2)

N_p : número de golpes de SPT na ponta da estaca

A_p : área da ponta da estaca (cm²)

B_2 : coeficiente de carga de ponta (Tabela 3.2)

Tabela 3.2- coeficientes de ANTUNES & CABRAL (1996)

Solo	B1%	B2
Areia	4,0 - 5,0	2,0 - 2,5
Silte	2,5 - 3,5	1,0 - 2,0
Argila	2,0 - 3,5	1,0 - 1,5

3.2.1.3 - Método de DÉCOURT & QUARESMA (1978 - Modificado em 1996)

Este método foi proposto por Décourt e Quaresma em 1978 sendo modificado em 1996, onde a partir dos resultados obtidos no ensaio SPT apresentam uma metodologia para a previsão da carga última de estacas. Inicialmente o método foi originado para estaca de deslocamento sendo posteriormente adaptado para outros tipos de estacas, como a estaca hélice contínua.

A carga última é o resultado da soma das parcelas do atrito e da resistência de ponta da estaca.

- Parcela do atrito lateral

$$P_l = \pi \cdot D \cdot L \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \cdot 10 \text{ (KPa)} \quad (3.7)$$

Onde:

D = diâmetro da estaca, em metros;

L = comprimento da estaca, em metros;

N_l = média dos valores de N ao longo do fuste, exceto o da camada da ponta e do primeiro metro na superfície.

- Parcela de ponta

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot C \cdot N_{PD} \quad (3.8)$$

Onde:

C = coeficiente tabelado que depende do tipo de solo;

N_{PD} = média do número de golpes do ensaio SPT entre 3 valores obtidos ao nível da ponta da estaca, imediatamente acima e imediatamente abaixo desta.

Em 1996 Décourt propôs uma mudança no método anteriormente proposto, nesta mudança o autor sugere uma introdução de dois coeficientes, α_D e β_D , podendo assim aplicar o método para outro tipo de estacas até então não aplicado. A nova expressão é obtida dada pela equação (3.9)

$$P_{adm} < \begin{cases} P_{adm} = \frac{\alpha_D \cdot P_p + \beta_D \cdot P_l}{2} \\ P_{adm} = \frac{\beta_D \cdot P_l}{1,3} + \frac{\alpha_D \cdot P_p}{4} \end{cases} \quad (3.9)$$

Onde:

α_D e β_D são coeficientes tabelados que dependem do tipo do solo e do tipo de estaca. Para estaca do tipo hélice contínua temos $\alpha_D = 0,3$ e $\beta_D = 1,00$.

3.3 - INTERPRETAÇÕES DO RESULTADO DA PROVA DE CARGA

É de fundamental importância que o engenheiro projetista de fundações faça uma correta análise dos resultados obtidos no ensaio da prova de carga estática para que seja garantida a segurança da obra. Para tal deve ser comparada a carga prevista em projeto, determinada através do cálculo de capacidade de carga, com a carga de ruptura obtida através do resultado do ensaio de campo.

Outra análise que pode ser feita através dos resultados obtidos em campo é quanto à separação da parcela de atrito lateral e ponta.

A análise de carga de ruptura assim como a separação do atrito lateral será descrito detalhadamente nos itens a seguir. Sua aplicação será vista no capítulo 4 deste trabalho quando serão apresentados três casos de obras.

3.3.1 – Determinação da carga de ruptura

Através do comportamento da curva carga recalque pode ou não ser determinado a carga de ruptura da estaca. Existem três possibilidades de curva carga x recalque obtido nas provas de cargas. Quando a prova de carga é interrompida ainda no trecho elástico, assim o valor da carga última fica difícil de ser obtida corretamente, (Figura 3.4a). Quando a prova de carga é interrompida no trecho de início da plastificação do sistema estaca-solo pode ser determinada a carga última através dos métodos de extrapolação, (Figura 3.4b). E por fim quando em pequenos acréscimos de

cargas apresentam grandes deformações, a carga última fica claramente evidenciada não sendo necessárias extrapolações, (Figura 3.4c).

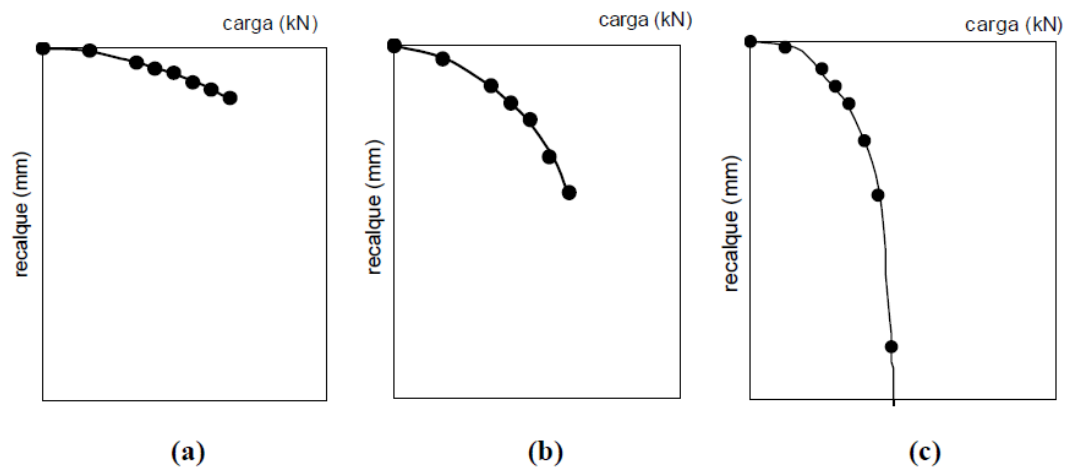


Figura 3.4 - Tipos de curva carga x recalque obtidas em provas de carga estática (MAGALHÃES, 2005).

3.3.1.1 - Método de Van der Veen (1953)

Este método consiste em calcular a carga de ruptura através de tentativas partindo de um valor de carga Q_u qualquer adotado, sendo calculados os valores correspondentes equação (3.10)

$$y = \ln\left(1 - \frac{q}{Q_u}\right)$$

(3.10)

Segundo Décourt e Niyama (1994) é recomendada a utilização deste método somente quando as estacas não são de deslocamento, o carregamento e a carga máxima do ensaio atingem pelo menos dois terço do valor da carga de ruptura convencional. Porém, vários autores têm utilizado a extrapolação de Van der Veen (1953) também para estacas escavadas, assim como para estacas hélice continua.

3.3.1.2 - Método da NBR-6122 (ABNT, 1996)

O método proposto pela NBR 6122/96 (Figura 3.5) define a carga máxima da estaca em função do seu diâmetro e do encurtamento elástico devido ao carregamento. A carga de ruptura pode ser determinada como aquela que corresponde na curva carga-recalque ao recalque expresso pela equação (3.11) proposta.

$$\Delta r = \frac{P \cdot L}{E \cdot A} + \frac{D}{30} \quad (3.11)$$

Onde:

Δr = recalque de ruptura convencional;

P = 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 círculo circunscrito à estaca.

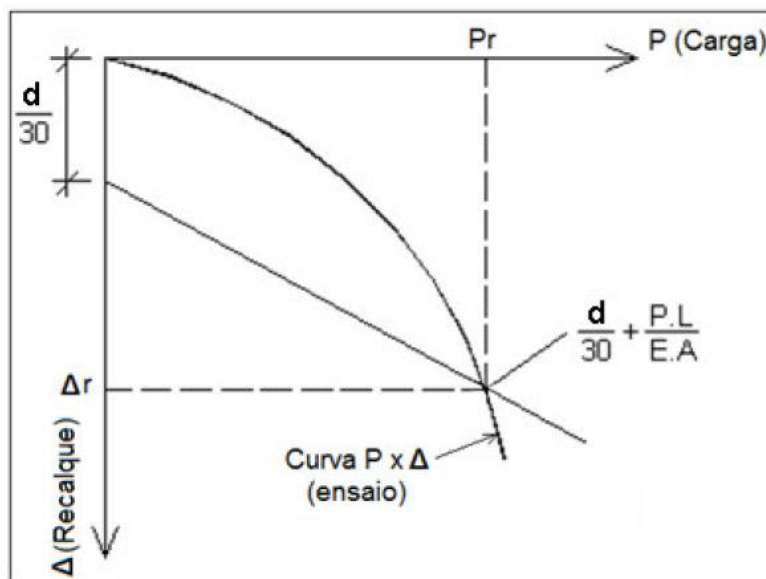


Figura 3.5- Carga de ruptura convencional (NBR 6122/1996).

3.3.1.3 - Método da Rigidez (Décourt,1996)

Este método se baseia no conceito de rigidez da fundação, proposto por Décourt (1996). É considerada uma maneira mais simples de avaliar a ruptura convencional de fundações a partir das curvas carga-recalque obtidas em provas de cargas. Segundo o autor a rigidez de uma fundação (R) é a relação entre a carga aplicada (Q) sobre a fundação e o recalque (s) sofrido pela mesma. A tendência geral para qualquer tipo de fundação é de que a rigidez diminua à medida que os recalques aumentem, podendo assim dizer que a ruptura física ocorre para uma carga correspondente a um valor de rigidez nulo como visto na expressão (3.9)

$$Q_{ult} = \lim_{s \rightarrow \infty} \left(\frac{Q}{s} \right) \quad (3.9)$$

3.3.2 – Separação das parcelas de ponta e atrito lateral

3.3.2.1 - Método da Rigidez (Décourt,1996)

Este método como já foi mencionado anteriormente utiliza o conceito da rigidez para a separação do atrito lateral e ponta. O Conceito de Rigidez apresentado por Décourt (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 (DÉCOURT, 2008).

Através da curva carga recalque são obtidas algumas informações iniciais para a análise do gráfico de rigidez. Estas informações são obtidas através de uma reta entre o ponto de regressão escolhido e a carga de ruptura convencional (Q_{uc}). A intercepção desta reta com o eixo das abscissas indica o limite inferior do domínio do atrito lateral (Q_{sl}), como é representado na Figura 3.6

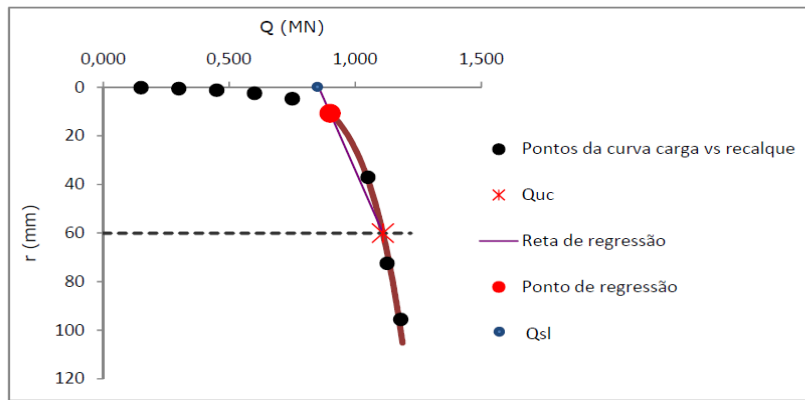


Figura 3.6 – Obtenção do Quc e Qsl através da curva carga recalque.

O ponto de regressão é obtido através do coeficiente de correlação ao quadrado (R^2). Quando os pares de carga-recalque são colocados em ordem decrescente, o ponto de regressão é aquele que apresenta alteração do (R^2).

O cálculo detalhado para a separação do atrito lateral e ponta será apresentado no próximo capítulo.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 – INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão abordados três casos de obras distintas. Para todos os casos foram realizados ensaios de provas de carga estática e analisados seu resultados. Inicialmente foi calculada a capacidade de carga da estaca ensaiada através de dois métodos distintos, sendo estes: método Antunes e Cabral e o método de Alonso. Com isso pode-se comparar os resultados de carga última, determinado nos cálculos, com os obtidos nos ensaio de campo.

Para a obtenção da carga última através do ensaio de campo foi necessário utilizar métodos de extrapolação da curva carga-recalque, neste trabalho foram utilizados os seguintes métodos: de Van der Veen 1953, norma brasileira NBR 6122/1996 e o método da Rigidez de Décourt,1996.

Outra análise feita para os três casos estudados foi quanto a separação do atrito lateral e de ponta através do método da Rigidez proposto por Décourt,1996.

4.2 - CASOS DE OBRAS

Neste item serão abordados os três casos de obras anteriormente citados.

4.2.1-OBRA 01

4.2.1.1- Descrição do local da obra A obra nomeada de obra 01 se trata de um edifício residencial de vinte dois pavimentos tipo, situada no bairro de Boa Viagem, Recife/PE como pode ser vista na figura 4.1.



Figura 4.1- Localização da Obra 01 (Fonte: Google Earth, 2010)

O perfil estratigráfico é basicamente formado de areia fina como pode ser visto na figura 4.2 a seguir. O anexo A apresenta as sondagens SP 03 e SP 04 próxima a estaca ensaiada mostrando mais detalhadamente as características do solo estudado

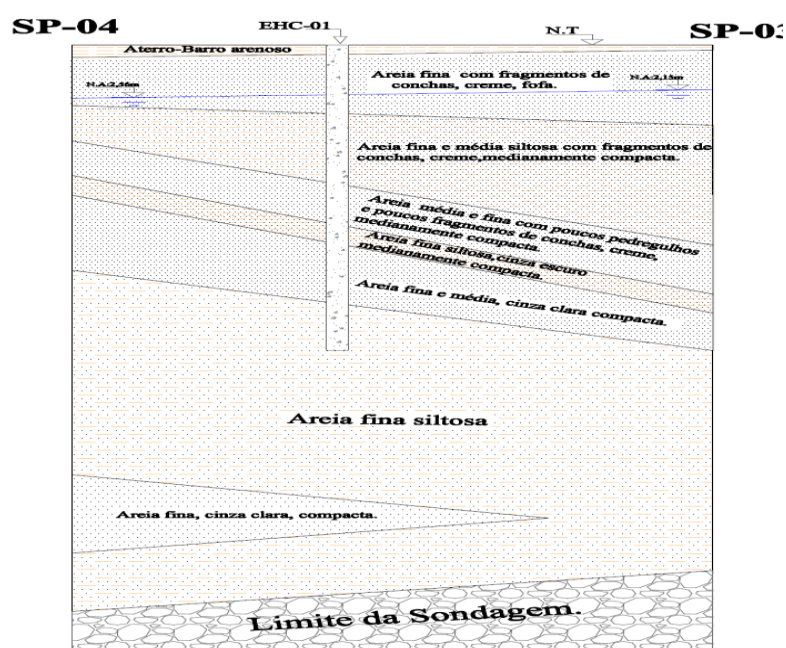


Figura 4.2 – Perfil do solo

4.2.1.2- Características da EHC 01

- Diâmetro da estaca $\varnothing=500$ mm
- Comprimentos da estaca 14,64 m
- Módulo de elasticidade $E= 20^*$ GPa
- Armada longitudinalmente com 06 barras de $\varnothing 20.0$ mm aço CA-50 com 8,00 metros de comprimento e estribos de $\varnothing 8.0$ mm aço CA-50 espaçados a cada 20cm.
- $f_{ck} = 20$ MPa
- Slump = 21 cm
- Carga de projeto: 1.200 kN
- Carga máxima atingida no ensaio: 2.262 kN

*valor adotado

Na figura 4.3 apresenta os dados técnicos de torque, rotação, velocidade, pressão de concreto, velocidade de extração e um perfil estimado da estaca EHC 01 obtido através Soft Saci.

Gráficos da Estaca

GeoDigitus - SoftSaci v4.00 - www.geodigitus.com.br

Serviço executado por:			
Cliente:			
Estaca:	P8E4PC	Obra:	Compr. Estaca(m): 14,64
Data:	12/04/10	Diâmetro (m): 0,500	Vol. Conc. (m3): 3,703
Início Perfuração:	29/03/10 10:36	Fim Estaca:	29/03/10 10:50
Inic Concretagem:	29/03/10 10:43	Contrato:	Superconsumo: 28,82 %
		Inclinação X,Y: 0,-,1 °	

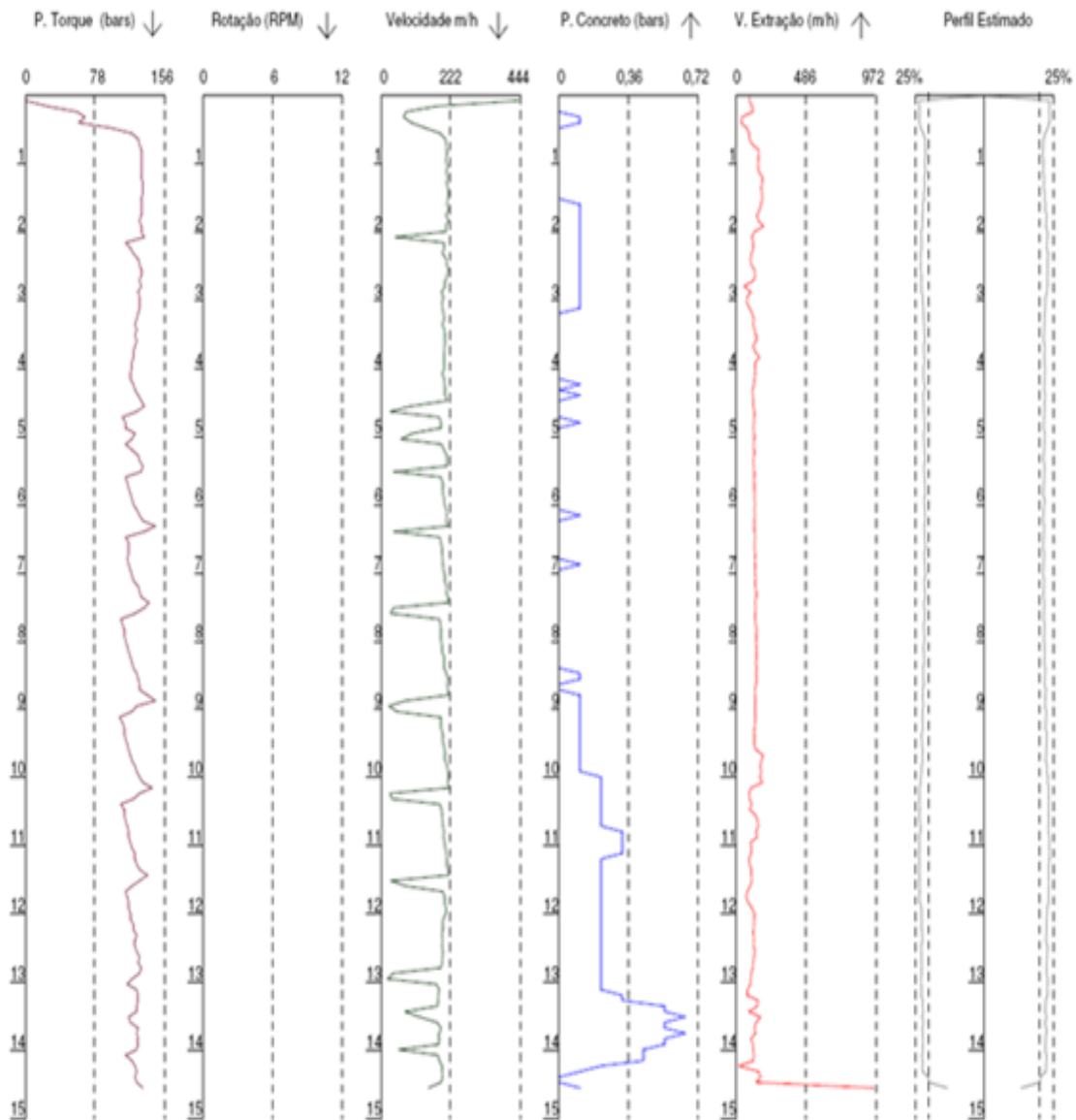


Figura 4.3- Relatório técnico da estaca EHC 01

4.2.1.3- Cálculo de capacidade de carga

Neste item será calculada a capacidade de carga da estaca EHC 01 para os dois métodos anteriormente citados.

4.2.1.3.1- Método de Alonso

O cálculo para a determinação da capacidade de carga da estaca estudada através do método de Alonso foi resumido na figura 4.4 e 4.5

Nº Camada	Prof. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	SPT	Determinação do Atrito lateral				
				Área lateral (cm ²)	α	T Máx	fs (kg/cm ²)	Atrito lateral acumulado
1	1,00	Areia	2	15707,96	0,65	2,4	0,13	1,36
2	2,00	Areia	2	15707,96	0,65	2,4	0,13	2,72
3	3,00	Areia Siltosa	3	15707,96	0,65	3,6	0,20	4,76
4	4,00	Areia	10	15707,96	0,65	12,0	0,67	11,57
5	5,00	Areia	14	15707,96	0,65	16,8	0,93	21,10
6	6,00	Areia Siltosa	16	15707,96	0,65	19,2	1,07	31,99
7	7,00	Areia Siltosa	13	15707,96	0,65	15,6	0,87	40,84
8	8,00	Areia	23	15707,96	0,65	27,6	1,53	56,50
9	9,00	Areia	29	15707,96	0,65	34,8	1,93	76,24
10	10,00	Areia	30	15707,96	0,65	36,0	2,00	96,66
11	11,00	Areia Siltosa	33	15707,96	0,65	39,6	2,20	119,12
12	12,00	Areia Siltosa	31	15707,96	0,65	37,2	2,07	140,22
13	13,00	Areia	27	15707,96	0,65	32,4	1,80	158,60
14	14,00	Areia	30	15707,96	0,65	36,0	2,00	179,02
15	14,64	Areia	35	10053,10	0,65	42,0	2,33	202,84

Figura 4.4- Determinação do atrito lateral

Nº Camada	Prof. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	SPT	Carga de ponta na ruptura						Tota ponta mais atrito
				Área de ponta (cm ²)	T Min 1	T Min 2	β (1/cm ²)	rp (kg/cm ²)	Carga de ponta acumulada	
1	1,00	Areia	2	1963,50	0,50	2,50	2,00	3,00	5,89	7,25
2	2,00	Areia	2	1963,50	1,00	4,00	2,00	5,00	9,82	12,54
3	3,00	Areia Siltosa	3	1963,50	1,75	4,00	2,00	5,75	11,29	16,05
4	4,00	Areia	10	1963,50	4,00	4,00	2,00	8,00	15,71	27,28
5	5,00	Areia	14	1963,50	4,00	4,00	2,00	8,00	15,71	36,81
6	6,00	Areia Siltosa	16	1963,50	4,00	4,00	2,00	8,00	15,71	47,70
7	7,00	Areia Siltosa	13	1963,50	4,00	4,00	2,00	8,00	15,71	56,55
8	8,00	Areia	23	1963,50	4,00	4,00	2,00	8,00	15,71	72,20
9	9,00	Areia	29	1963,50	4,00	4,00	2,00	8,00	15,71	91,94
10	10,00	Areia	30	1963,50	4,00	4,00	2,00	8,00	15,71	112,36
11	11,00	Areia Siltosa	33	1963,50	4,00	4,00	2,00	8,00	15,71	134,83
12	12,00	Areia Siltosa	31	1963,50	4,00	4,00	2,00	8,00	15,71	155,93
13	13,00	Areia	27	1963,50	4,00	4,00	2,00	8,00	15,71	174,31
14	14,00	Areia	30	1963,50	4,00	4,00	2,00	4,00	7,85	186,87
15	14,64	Areia	35	1963,50	4,00	4,00	2,00	4,00	7,85	210,70

Figura 4.5 - Determinação da carga de ponta na ruptura.

4.2.1.3.2- Método Antunes e Cabral

A determinação da capacidade de carga através do método de Antunes e Cabral pode ser observada na Figura 4.6 a seguir.

Nº Camada	Prof. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	SPT	Determinação do Atrito lateral			Carga de ponta na ruptura			Tota ponta mais atrito
				Área lateral (cm ²)	B1	Atrito lateral acumulado	Área da ponta (cm ²)	B2	Carga de ponta	
1	1,00	Areia	2,0	15707,96	0,04	1,26	1963,50	2,00	7,85	9,11
2	2,00	Areia	2,0	15707,96	0,04	2,51	1963,50	2,00	9,82	12,33
3	3,00	Areia Siltosa	3,0	15707,96	0,04	4,40	1963,50	2,00	25,53	29,92
4	4,00	Areia	10,0	15707,96	0,04	10,68	1963,50	2,00	47,12	57,81
5	5,00	Areia	14,0	15707,96	0,04	19,48	1963,50	2,00	58,90	78,38
6	6,00	Areia Siltosa	16,0	15707,96	0,04	29,53	1963,50	2,00	56,94	86,47
7	7,00	Areia Siltosa	13,0	15707,96	0,04	37,70	1963,50	2,00	70,69	108,38
8	8,00	Areia	23,0	15707,96	0,04	52,15	1963,50	2,00	78,54	130,69
9	9,00	Areia	29,0	15707,96	0,04	70,37	1963,50	2,00	78,54	148,91
10	10,00	Areia	30,0	15707,96	0,04	89,22	1963,50	2,00	78,54	167,76
11	11,00	Areia Siltosa	33,0	15707,96	0,04	109,96	1963,50	2,00	78,54	188,50
12	12,00	Areia Siltosa	31,0	15707,96	0,04	129,43	1963,50	2,00	78,54	207,97
13	13,00	Areia	27,0	15707,96	0,04	146,40	1963,50	2,00	78,54	224,94
14	14,00	Areia	30,0	15707,96	0,04	165,25	1963,50	2,00	78,54	243,79
15	14,64	Areia	35,0	10053,10	0,04	187,24	1963,50	2,00	78,54	265,78

Figura 4.6 – Cálculo de capacidade de carga pelo método de Antunes e Cabral

4.2.1.3.3- Método Décourt / Quaresma (1996)

A determinação da capacidade de carga através do método de Decourt / Quaresma pode ser observada na Figura 4.7 a seguir.

Nº Camada	Prof. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	SPT	Atrito lateral	Ponta	Total
1	1,00	Areia	2,0	3,1	23,6	4,2
2	2,00	Areia	2,0	6,3	23,6	6,6
3	3,00	Areia Siltosa	3,0	9,4	41,9	10,4
4	4,00	Areia	10,0	16,2	70,7	17,8
5	5,00	Areia	14,0	25,1	104,7	27,2
6	6,00	Areia Siltosa	16,0	35,1	112,6	34,4
7	7,00	Areia Siltosa	13,0	43,5	136,1	42,1
8	8,00	Areia	23,0	57,1	170,2	54,1
9	9,00	Areia	29,0	73,8	214,7	69,1
10	10,00	Areia	30,0	91,1	240,9	81,7
11	11,00	Areia Siltosa	33,0	110,0	246,1	91,9
12	12,00	Areia Siltosa	31,0	127,8	238,2	99,6
13	13,00	Areia	27,0	143,5	230,4	106,3
14	14,00	Areia	30,0	160,7	240,9	116,5
15	14,64	Areia	35,0	180,6	301,1	135,5

Figura 4.7 – Cálculo de capacidade de carga pelo método de Decourt / Quaresma

4.2.1.4- Resultados de ensaio de campo

Através da prova de carga estática foram determinados os pares de cargas e recalques representados na tabela 4.1 e gerando a curva carga-recalque, visto na figura 4.8

Tabela 4.1- Pares de carga e recalque

Carga(kN)	Recalque (mm)
226,2	0,1275
452,4	0,97
678,6	2,35
904,8	3,99
1.131,0	5,8625
1.357,2	8,3275
1.583,4	11,24
1.809,6	14,78
2.035,8	21,02
2.262,0	39,788
1.683,9	39,3475
1.131,0	38,6925
552,9	37,6425
0,00	35,9875



Figura 4.8- Curva Carga x Recalque

Para a determinação da carga de ruptura foram utilizados três métodos distintos. Dentre os três métodos analisados o que apresentou a maior carga de ruptura foi o método da rigidez, já o menor resultado dentre os três analisados foi o método proposto pela NBR 6122. Quando era aplicado uma carga igual à carga de projeto de 1.200 kN o elemento estrutural apresentou um recalque de 6,61 mm.

O método da NBR 6122/1996 apresentou uma carga de ruptura de 2.080,0 kN, figura 4.9, considerando a carga de projeto de 1.200 kN obteve se um coeficiente de segurança de 1,73. Já o método de Van der Veen, figura 4.9, apresentou resultado 2.307,25 kN obtendo assim um coeficiente de segurança de 1,92. O método proposto por Décourt 1996, figura 4.10, foi o que apresentou maior resultado quando comparado com os outros dois métodos sendo este igual a 2.789,30 kN, obtendo assim um coeficiente de segurança de 2,3.

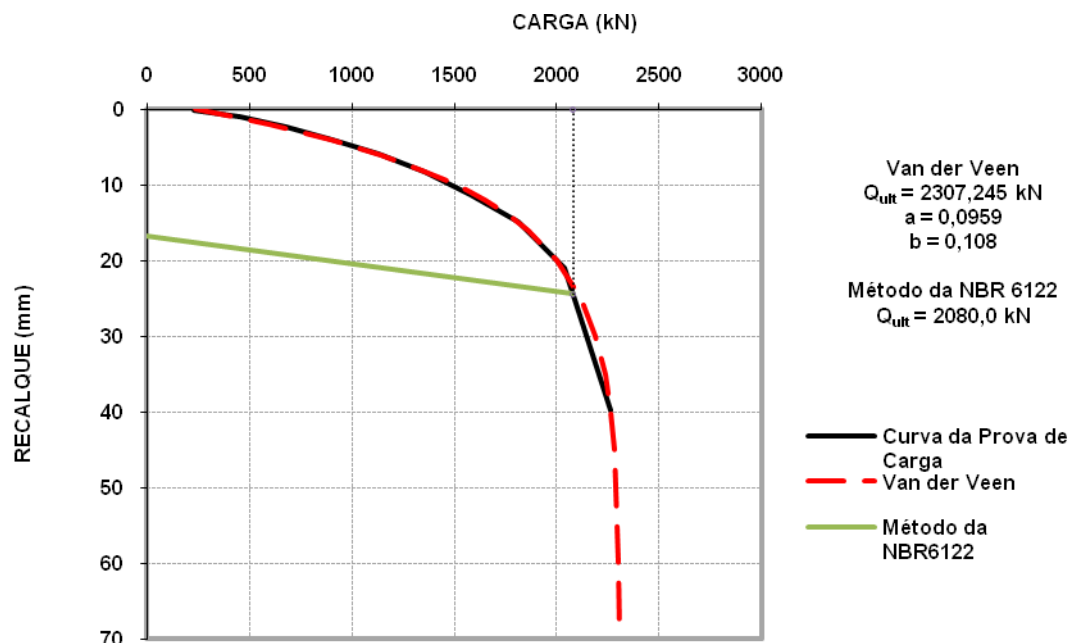


Figura 4.9- Determinação da carga de ruptura através dos métodos de Van der Veen e NBR 6122.

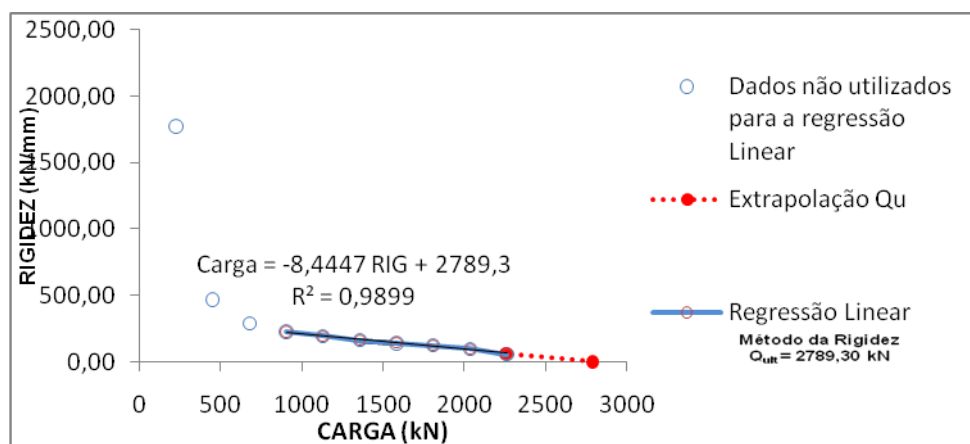


Figura 4.10- Determinação da carga de ruptura através dos métodos da Rigidez

A tabela 4.2 mostra resumidamente um comparativo da carga de ruptura obtido através dos cálculos de capacidade de carga e os métodos de extrapolação.

Tabela 4.2- Resultados das cargas de rupturas através dos métodos estudados

Métodos	Qult (kN)	Fs
Décourt/Quaresma*	1.355	1,13
Alonso*	2.107	1,76
Antunes e Cabral*	2.657	2,21
NBR 6122**	2.080	1,73
Van der Veen**	2.307	1,92
Rigidez**	2.789	2,32

*Métodos de capacidade de carga **Métodos de extrapolação

4.2.1.5- Separação de atrito lateral e ponta

Neste item será abordada a separação da parcela de atrito lateral e ponta através do método da Rigidez (Décourt, 1996).

O objetivo do método é determinar o domínio de carga pela ponta e o domínio de transferência de atrito lateral. Propondo que sejam determinados os limites, superiores (“upper bound”) e inferiores (“lower bound”) dessas parcelas.

O limite inferior do domínio de atrito lateral (Q_{sl}) é dado através da intercepção da reta formada pelo ponto de regressão e a carga de ruptura convencional (Q_{uc}). O ponto de regressão é o ponto onde há transição entre o domínio lateral e ponta. Para sua determinação deve-se inicialmente colocar os pares de carga e recalque em ordem decrescente obtendo correlações lineares entre o $\log Q$ e o $\log r$. A melhor correlação seria aquela interessando o maior número de pontos e o maior valor de R^2 . A figura 4.11 mostra os cálculos para a determinação do ponto de regressão da estaca estudada.

Ponto n°	Q(MN)	s(mm)	log(Q)	log(s)	Coeficiente de correlação R	Coeficiente de correlação R^2	Inclinação	Previsão
1	0,24207	60	-0,6161	1,7782	-	-		
2	0,239328	56	-0,6210	1,7482	1,0000	1,0000	0,165118	-0,90967
3	0,236417	52	-0,6263	1,7160	1,0000	1,0000	0,165118	-0,90967
4	0,233313	48	-0,6321	1,6812	1,0000	1,0000	0,165118	-0,90967
5	0,229985	44	-0,6383	1,6435	1,0000	1,0000	0,165118	-0,90967
6	0,226195	39,788	-0,6455	1,5998	1,0000	1,0000	0,165118	-0,90967
7	0,203576	21,02	-0,6913	1,3226	1,0000	1,0000	0,165118	-0,90967
8	0,180956	14,78	-0,7424	1,1697	0,9907	0,9814	0,196996	-0,96334
9	0,158337	11,24	-0,8004	1,0508	0,9811	0,9626	0,232505	-1,02233
10	0,135717	8,3275	-0,8674	0,9205	0,9761	0,9527	0,267577	-1,07955
11	0,113098	5,8625	-0,9465	0,7681	0,9746	0,9499	0,301449	-1,13356
12	0,090478	3,99	-1,0435	0,6010	0,9741	0,9488	0,335865	-1,18703
13	0,067859	2,35	-1,1684	0,3711	0,9760	0,9526	0,369580	-1,23764
14	0,045239	0,97	-1,3445	-0,0132	0,9819	0,9642	0,397623	-1,27769
15	0,02262	0,1275	-1,6455	-0,8945	0,9906	0,9813	0,400454	-1,28142

Figura 4.11- Determinação do ponto de regressão da EHC 01

O limite inferior de atrito lateral (Q_{sl}) obtido na EHC 01 foi de 0,1809 MN como pode ser visto na figura 4.12

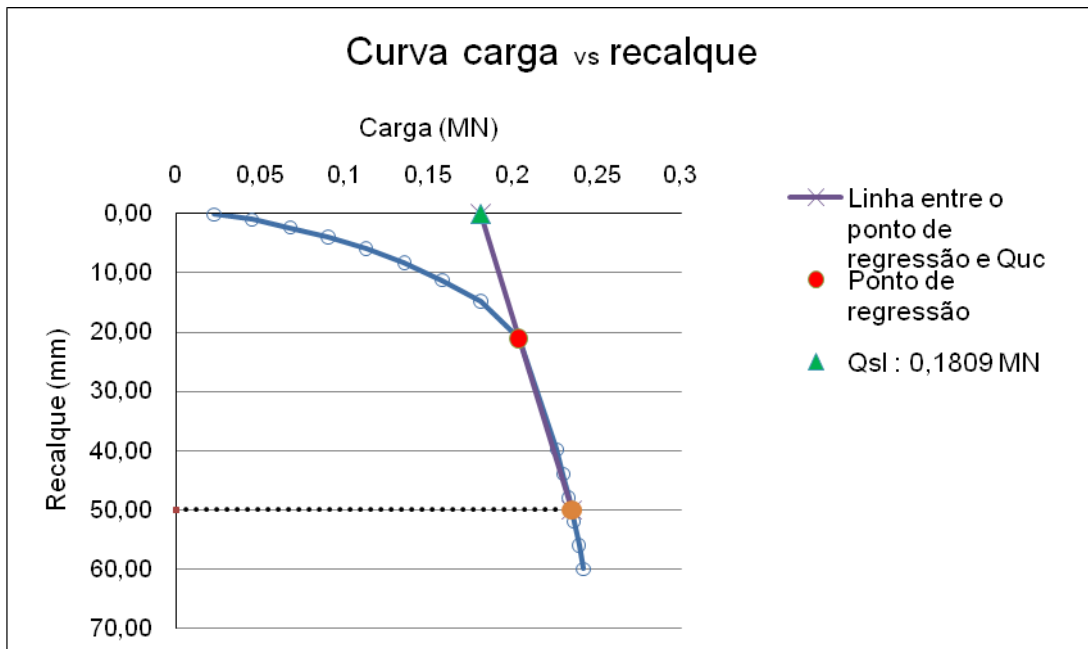


Figura 4.12- Determinação do Q_{sl} na estaca EHC 01

- Domínio de ponta

Inicialmente traça-se o gráfico carga x rigidez, Figura 4.13, através da correlação linear entre Log Q e Log RIG é possível definir a equação da curva correspondente ao domínio de ponta. A figura 4.14 mostra os cálculos para a obtenção da equação correspondente a ponta.

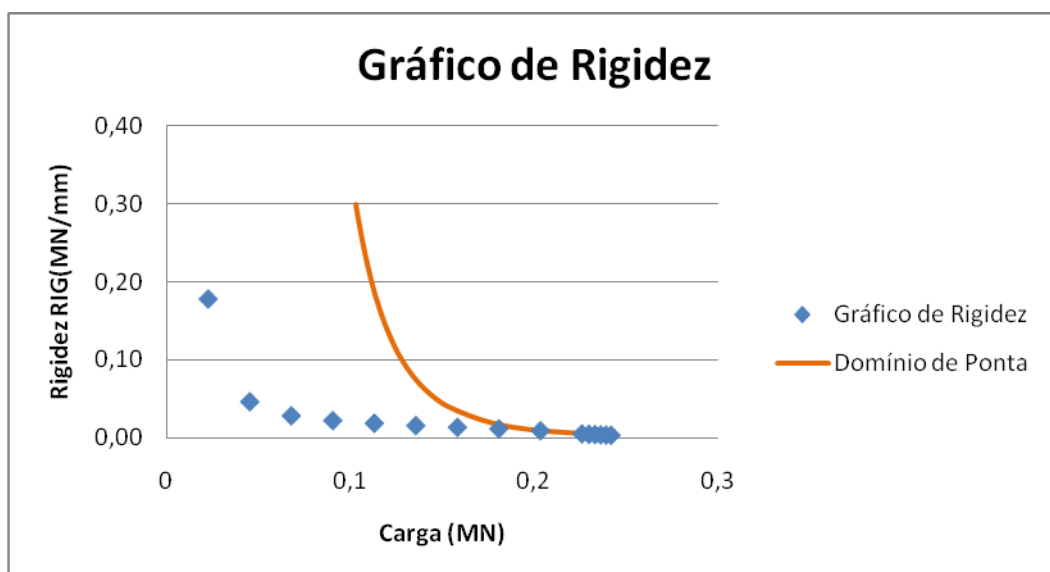


Figura 4.13 - Domínio de ponta no gráfico da rigidez

Gráfico de Rigidez							
Ponto	Q	r	Rigidez(MN/mm)	LOG Q	LOG Rig	Intercepção	Inclinação
1	0,2420697	60	0,0040345	-0,6160596	-2,3942109		
2	0,2393276	56	0,0042737	-0,6210071	-2,3691952		
3	0,2364169	52	0,0045465	-0,6263214	-2,3423247		
4	0,2333129	48	0,0048607	-0,6320613	-2,3133025		
5	0,2299848	44	0,0052269	-0,6383009	-2,2817535		
6	0,2261952	39,788	0,0056850	-0,6455166	-2,2452687		
7	0,2035757	21,02	0,0096849	-0,6912741	-2,0139068	-1,090	-0,198
8	0,1809562	14,78	0,0122433	-0,7424266	-1,9121011		
9	0,1583366	11,24	0,0140869	-0,8004186	-1,8511849		
10	0,1357171	8,3275	0,0162975	-0,8673654	-1,7878800		
11	0,1130976	5,8625	0,0192917	-0,9465466	-1,7146295		
12	0,0904781	3,99	0,0226762	-1,0434566	-1,6444295		
13	0,0678586	2,35	0,0288760	-1,1683954	-1,5394632		
14	0,045239	0,97	0,0466382	-1,3444866	-1,3312584		
15	0,0226195	0,1275	0,1774080	-1,6455166	-0,7510268		

Equação: $\text{Log Q} = -1,090 - 0,198 \text{ Log RIG}$

Figura 4.14 - Determinação da equação do domínio de ponta.

- Domínio de atrito

Deve-se inicialmente escolher os pontos que melhor se ajuste na reta, ou seja, aqueles que proporcionam o maior valor de R^2 . No caso analisado para estaca EHC 01 obtivemos a maior correlação no intervalo entre o ponto 7 e 10. Na figura 4.15 mostra-se os cálculos para a determinação da equação de atrito, já a figura 4.16 mostra o gráfico da rigidez com domínio do atrito lateral.

Ponto de escolha =		7	ao	10
K ²	Intercepção	Inclinação		
0,996237	0,306	-10,393		
		Equação: Q = 0,306 -10,393 RIG		
		Domínio do atrito Lateral		
Q (MN)	Rigidez(MN/mm)	Q (MN)	Rigidez(MN/mm)	
0,203576	0,009684856	0,306	0,0000000	
0,180956	0,012243313	0,000	0,029400597	
0,158337	0,01408689			
0,135717	0,016297463			

Figura 4.15 – Determinação da equação do domínio de atrito.

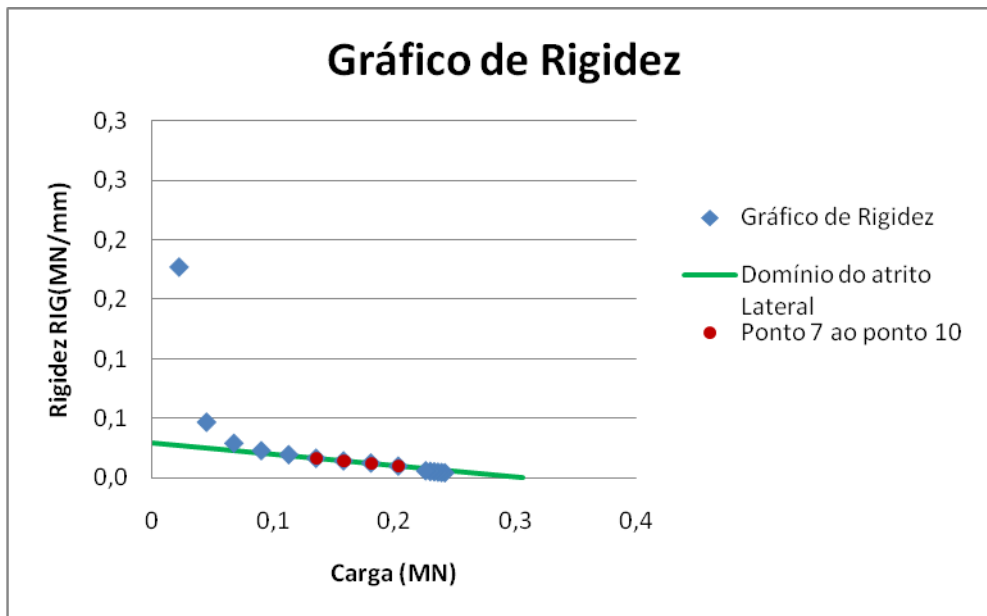


Figura 4.16 – Gráfico do domínio de atrito.

A partir dos coeficientes da equação linear referente ao domínio do atrito lateral, visto anteriormente, obtém-se o gráfico de atrito lateral (Q_s vs s). O gráfico é gerado a partir da equação 4.1

$$Q_s = \frac{a}{1 - \left(\frac{b}{s}\right)} \quad (4.1)$$

O limite superior de atrito lateral (Q_{su}) é definido como a carga correspondente ao deslocamento referente a 10% do diâmetro da estaca no gráfico (Q_s vs s).

Para a estaca EHC 01 foi determinado o gráfico (Q_s vs s), figura 4.17, a partir da equação $Q_s = \frac{0,306}{1 - \left(\frac{-10,398}{s}\right)}$.

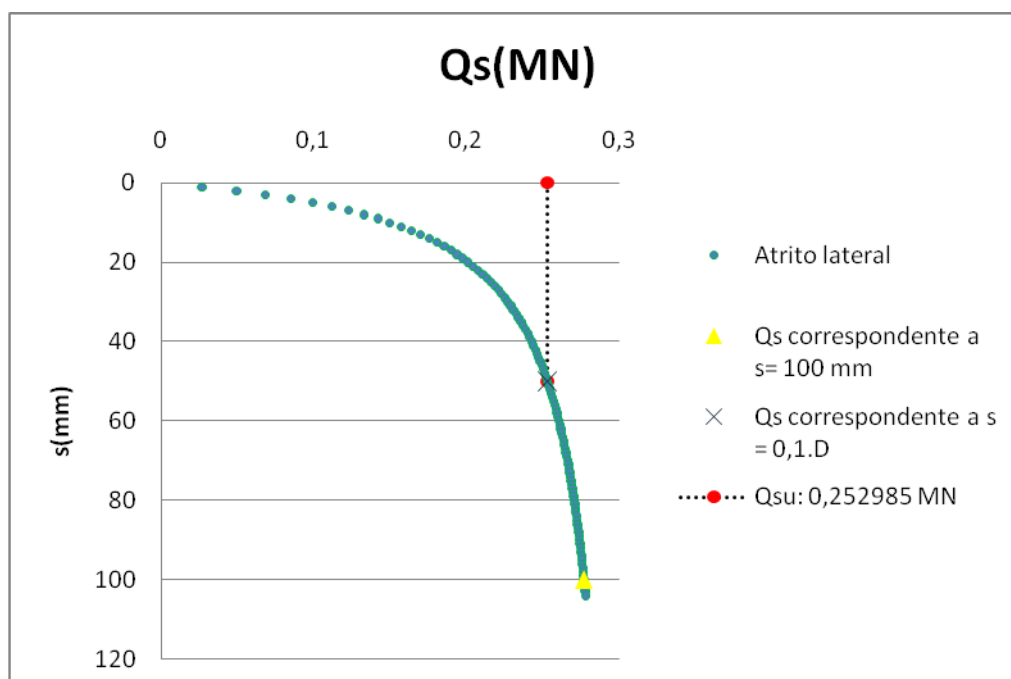


Figura 4.17 – Determinação da Q_{su} através da curva Q_s VS s .

Logo podemos ter uma boa representação do valor de atrito lateral Q_s utilizando o ponto central entre o domínio inferior e superior. Para a estaca EHC 01 obtemos o atrito lateral de $Q_s = \frac{0,1809 + 0,2530}{2} = 0,216923$, que representa que a estaca está trabalhando em sua maior parte correspondente ao atrito lateral, como pode ser visto tabela 4.3 a seguir.

Tabela 4.3- Porcentagem de atrito lateral e ponta para estaca EHC 01.

% de atrito lateral	% de Ponta
89,61	10,39

4.2.2-OBRA 02

4.2.2.1- Descrição do local da obra

A obra nomeada de obra 02 trata-se de um edifício residencial de vinte e seis pavimentos tipo, situada no bairro de Boa Viagem, Recife/PE como pode ser vista na figura 4.18



Figura 4.18- Localização da Obra 02 (Fonte: Google Earth, 2010)

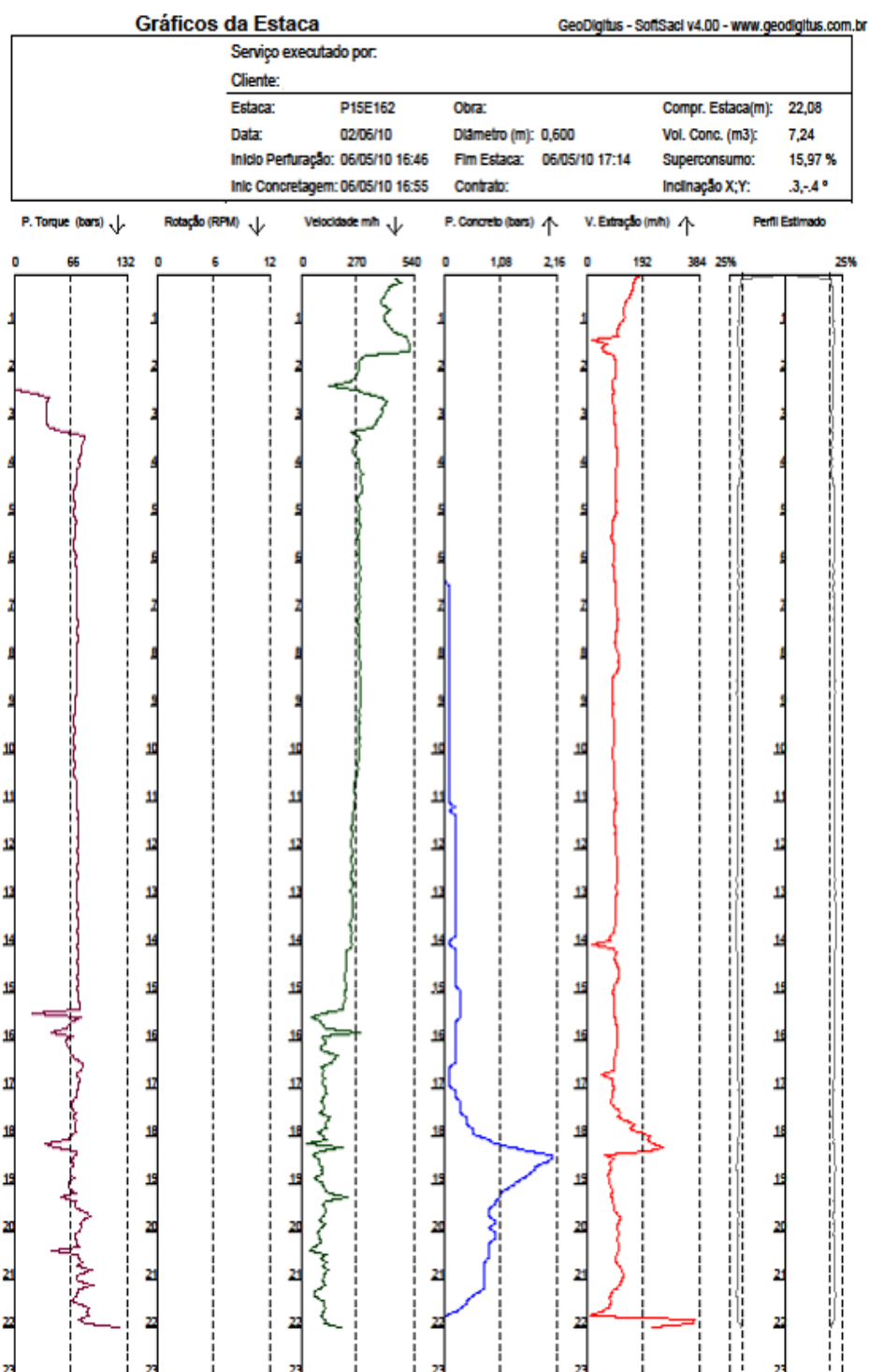
O perfil estratigráfico é basicamente formado de areia fina nos cinco primeiros metros e posteriormente a alternância entre camada de areia fina e silte argiloso. No anexo A apresenta a sondagem SP2 realizada no local da obra, próximo da estaca ensaiada mostrando mais detalhadamente as características do solo estudado.

4.2.2.2- Características da EHC 02

- Diâmetro da estaca $\varnothing=600$ mm
- Comprimentos da estaca 22,00 m
- Módulo de elasticidade $E= 20^*$ GPa
- Armada longitudinalmente com 06 barras de $\varnothing 20.0$ mm aço CA-50 com 8,00 metros de comprimento e estribos de $\varnothing 8.0$ mm aço CA-50 espaçados a cada 20cm.
- $f_{ck} = 20$ MPa
- Slump = 22 cm
- Carga de projeto: 1.000 kN
- Carga máxima atingida no ensaio: 3.518,6 kN

*valor adotado

Na figura 4.19 apresenta os relatórios técnicos da estaca estudada com os seguintes dados: torque, rotação, velocidade, pressão de concreto, velocidade de extração e um perfil estimado.



Figur

a 4.19- Relatório técnico da estaca EHC 02.

4.2.2.3- Cálculo de capacidade de carga

Neste item será calculada a capacidade de carga da estaca EHC 02 para os dois métodos anteriormente citados.

4.2.2.3.1- Método de Alonso

O cálculo para a determinação da capacidade de carga da estaca estudada através do método de Alonso foi resumido na figura 4.20 e 4.21.

Nº Camada	Prof. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	SPT	Determinação do Atrito lateral				
				Área lateral (cm ²)	α	T Máx	f _s (kg/cm ²)	Atrito lateral acumulado
1	1,00	Areia Siltosa	2	18849,56	0,65	2,4	0,13	1,63
2	2,00	Areia Siltosa	17	18849,56	0,65	20,4	1,13	15,52
3	3,00	Areia Siltosa	25	18849,56	0,65	30,0	1,67	35,94
4	4,00	Areia Siltosa	20	18849,56	0,65	24,0	1,33	52,28
5	5,00	Silte Argiloso	6	18849,56	0,65	7,2	0,40	57,18
6	6,00	Silte Argiloso	11	18849,56	0,65	13,2	0,73	66,16
7	7,00	Silte Argiloso	8	18849,56	0,65	9,6	0,53	72,70
8	8,00	Silte Argiloso	10	18849,56	0,65	12,0	0,67	80,86
9	9,00	Silte Argiloso	5	18849,56	0,65	6,0	0,33	84,95
10	10,00	Areia Siltosa	4	18849,56	0,65	4,8	0,27	88,22
11	11,00	Areia Siltosa e Argilosa	1	18849,56	0,65	1,2	0,07	89,03
12	12,00	Areia Siltosa e Argilosa	2	18849,56	0,65	2,4	0,13	90,67
13	13,00	Areia Siltosa e Argilosa	5	18849,56	0,65	6,0	0,33	94,75
14	14,00	Silte Argiloso	6	18849,56	0,65	7,2	0,40	99,65
15	15,00	Areia Siltosa	9	18849,56	0,65	10,8	0,60	107,00
16	16,00	Areia Siltosa	10	18849,56	0,65	12,0	0,67	115,17
17	17,00	Areia Siltosa	9	18849,56	0,65	10,8	0,60	122,52
18	18,00	Areia Siltosa	12	18849,56	0,65	14,4	0,80	132,32
19	19,00	Areia Siltosa	34	18849,56	0,65	40,8	2,27	160,10
20	20,00	Areia	54	18849,56	0,65	64,8	3,60	197,79
21	21,00	Areia	54	18849,56	0,65	64,8	3,60	235,49
22	22,00	Areia Siltosa	49	18849,56	0,65	58,8	3,27	273,19

Figura 4.20- Determinação do atrito lateral.

Nº Camada	Prof. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	SPT	Carga de ponta na ruptura						Tota ponta mais atrito
				Área de ponta (cm²)	T Min 1	T Min 2	β (1/cm²)	rp (kg/cm²)	Carga de ponta	
1	1,00	Areia Siltosa	2	2827,43	0,40	4,00	2,00	4,40	12,44	14,07
2	2,00	Areia Siltosa	17	2827,43	3,80	4,00	2,00	7,80	22,05	37,57
3	3,00	Areia Siltosa	25	2827,43	4,00	4,00	2,00	8,00	22,62	58,56
4	4,00	Areia Siltosa	20	2827,43	4,00	4,00	2,00	8,00	22,62	74,90
5	5,00	Silte Argiloso	6	2827,43	4,00	4,00	1,50	6,00	16,96	74,14
6	6,00	Silte Argiloso	11	2827,43	4,00	4,00	1,50	6,00	16,96	83,13
7	7,00	Silte Argiloso	8	2827,43	4,00	4,00	1,50	6,00	16,96	89,66
8	8,00	Silte Argiloso	10	2827,43	4,00	4,00	1,50	6,00	16,96	97,83
9	9,00	Silte Argiloso	5	2827,43	4,00	2,50	1,50	4,88	13,78	98,73
10	10,00	Areia Siltosa	4	2827,43	4,00	1,50	2,00	5,50	15,55	103,77
11	11,00	Areia Siltosa e Argilosa	1	2827,43	4,00	3,50	2,00	7,50	21,21	110,24
12	12,00	Areia Siltosa e Argilosa	2	2827,43	4,00	4,00	2,00	8,00	22,62	113,29
13	13,00	Areia Siltosa e Argilosa	5	2827,43	3,40	4,00	2,00	7,40	20,92	115,67
14	14,00	Silte Argiloso	6	2827,43	3,60	4,00	1,50	5,70	16,12	115,77
15	15,00	Areia Siltosa	9	2827,43	4,00	4,00	2,00	8,00	22,62	129,62
16	16,00	Areia Siltosa	10	2827,43	4,00	4,00	2,00	8,00	22,62	137,79
17	17,00	Areia Siltosa	9	2827,43	4,00	4,00	2,00	8,00	22,62	145,14
18	18,00	Areia Siltosa	12	2827,43	4,00	4,00	2,00	8,00	22,62	154,94
19	19,00	Areia Siltosa	34	2827,43	4,00	4,00	2,00	8,00	22,62	182,72
20	20,00	Areia	54	2827,43	4,00	4,00	2,00	8,00	22,62	220,41
21	21,00	Areia	54	2827,43	4,00	0,00	2,00	4,00	11,31	246,80
22	22,00	Areia Siltosa	49	2827,43	4,00	0,00	2,00	4,00	11,31	284,50

Figura 4.21 - Determinação da carga de ponta na ruptura.

4.2.2.3.2- Método Antunes e Cabral

A determinação da capacidade de carga através do método de Antunes e Cabral pode ser observada na figura 4.22 a seguir.

Nº Camada	Prof. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	SPT	Determinação do Atrito lateral			Carga de ponta na ruptura			Tota ponta mais atrito
				Área lateral (cm ²)	B1	Atrito lateral acumulado	Área da ponta (cm ²)	B2	Carga de ponta	
1	1,00	Areia Siltosa	2,0	18849,56	0,04	1,51	2827,43	2,00	53,72	55,23
2	2,00	Areia Siltosa	17,0	18849,56	0,04	14,33	2827,43	2,00	113,10	127,42
3	3,00	Areia Siltosa	25,0	18849,56	0,04	33,18	2827,43	2,00	113,10	146,27
4	4,00	Areia Siltosa	20,0	18849,56	0,04	48,25	2827,43	2,00	36,76	85,01
5	5,00	Silte Argiloso	6,0	18849,56	0,03	51,08	2827,43	1,00	24,03	75,12
6	6,00	Silte Argiloso	11,0	18849,56	0,03	56,27	2827,43	1,00	26,86	83,13
7	7,00	Silte Argiloso	8,0	18849,56	0,03	60,04	2827,43	1,00	25,45	85,48
8	8,00	Silte Argiloso	10,0	18849,56	0,03	64,75	2827,43	1,00	21,21	85,95
9	9,00	Silte Argiloso	5,0	18849,56	0,03	67,10	2827,43	1,00	25,45	92,55
10	10,00	Areia Siltosa	4,0	18849,56	0,04	70,12	2827,43	2,00	14,14	84,26
11	11,00	Areia Siltosa e Argilosa	1,0	18849,56	0,04	70,87	2827,43	2,00	8,48	79,36
12	12,00	Areia Siltosa e Argilosa	2,0	18849,56		72,38	2827,43	2,00	19,79	92,17
13	13,00	Areia Siltosa e Argilosa	5,0	18849,56	0,04	76,15	2827,43	2,00	15,55	91,70
14	14,00	Silte Argiloso	6,0	18849,56	0,03	78,98	2827,43	1,00	42,41	121,39
15	15,00	Areia Siltosa	9,0	18849,56	0,04	85,77	2827,43	2,00	53,72	139,49
16	16,00	Areia Siltosa	10,0	18849,56	0,04	93,31	2827,43	2,00	53,72	147,03
17	17,00	Areia Siltosa	9,0	18849,56	0,04	100,09	2827,43	2,00	59,38	159,47
18	18,00	Areia Siltosa	12,0	18849,56	0,04	109,14	2827,43	2,00	113,10	222,24
19	19,00	Areia Siltosa	34,0	18849,56	0,04	134,77	2827,43	2,00	113,10	247,87
20	20,00	Areia	54,0	18849,56	0,04	175,49	2827,43	2,00	113,10	288,59
21	21,00	Areia	54,0	18849,56	0,04	216,20	2827,43	2,00	113,10	329,30
22	22,00	Areia Siltosa	49,0	18849,56	0,04	253,15	2827,43	2,00	113,10	366,25

Figura 4.22 – Cálculo de capacidade de carga pelo método de Antunes e Cabral.

4.2.2.3.3- Método Décourt / Quaresma (1996)

A determinação da capacidade de carga através do método de Décourt / Quaresma pode ser observada na Figura 4.23 a seguir.

Nº Camada	Prof. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	SPT	Atrito lateral	Ponta	Total
1	1,00	Areia Siltosa	2,0	3,8	86,7	14,9
2	2,00	Areia Siltosa	17,0	16,3	169,6	33,6
3	3,00	Areia Siltosa	25,0	33,9	233,7	52,0
4	4,00	Areia Siltosa	20,0	48,4	192,3	53,0
5	5,00	Silte Argiloso	6,0	54,0	69,7	46,8
6	6,00	Silte Argiloso	11,0	62,8	47,1	51,9
7	7,00	Silte Argiloso	8,0	69,7	54,7	57,7
8	8,00	Silte Argiloso	10,0	77,9	43,4	63,2
9	9,00	Silte Argiloso	5,0	82,9	35,8	66,5
10	10,00	Areia Siltosa	4,0	87,3	45,2	70,6
11	11,00	Areia Siltosa e Argilosa	1,0	91,1	37,7	72,9
12	12,00	Areia Siltosa e Argilosa	2,0	94,9	41,5	76,1
13	13,00	Areia Siltosa e Argilosa	5,0	99,9	52,8	80,8
14	14,00	Silte Argiloso	6,0	105,6	37,7	84,0
15	15,00	Areia Siltosa	9,0	113,1	94,2	94,1
16	16,00	Areia Siltosa	10,0	121,3	105,6	101,2
17	17,00	Areia Siltosa	9,0	128,8	116,9	107,8
18	18,00	Areia Siltosa	12,0	138,2	207,3	121,9
19	19,00	Areia Siltosa	34,0	161,5	361,9	151,4
20	20,00	Areia	50,0	194,8	505,2	187,7
21	21,00	Areia	50,0	228,1	561,7	217,6
22	22,00	Areia Siltosa	49,0	260,8	561,7	242,7

Figura 4.23 –Cálculo de capacidade de carga pelo método de Décourt/Quaresma

4.2.2.4- Resultados de ensaio de campo

Através da prova de carga estática foram determinados os pares de cargas e recalques representados na tabela 4.4, gerando a curva carga-recalque, visto na figura 4.24

Tabela 4.4- Pares de carga e recalque

Carga (kN)	Recalque (mm)
314,16	0,410
628,32	1,135
942,48	2,000
1256,64	3,245
1570,80	4,828
1884,96	7,950
2199,12	12,228
2513,28	16,140
2827,44	21,288
3141,60	26,210
3455,76	32,695
3518,59	39,288

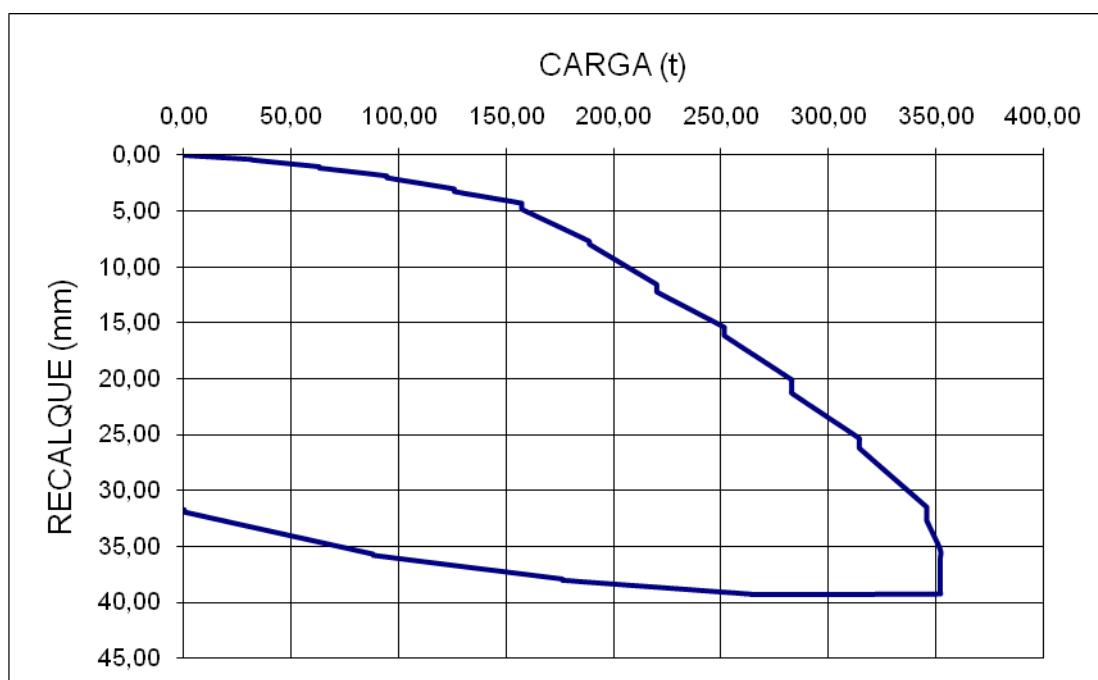


Figura 4.24- Curva Carga x Recalque

- Extrapolação da curva carga recalque:

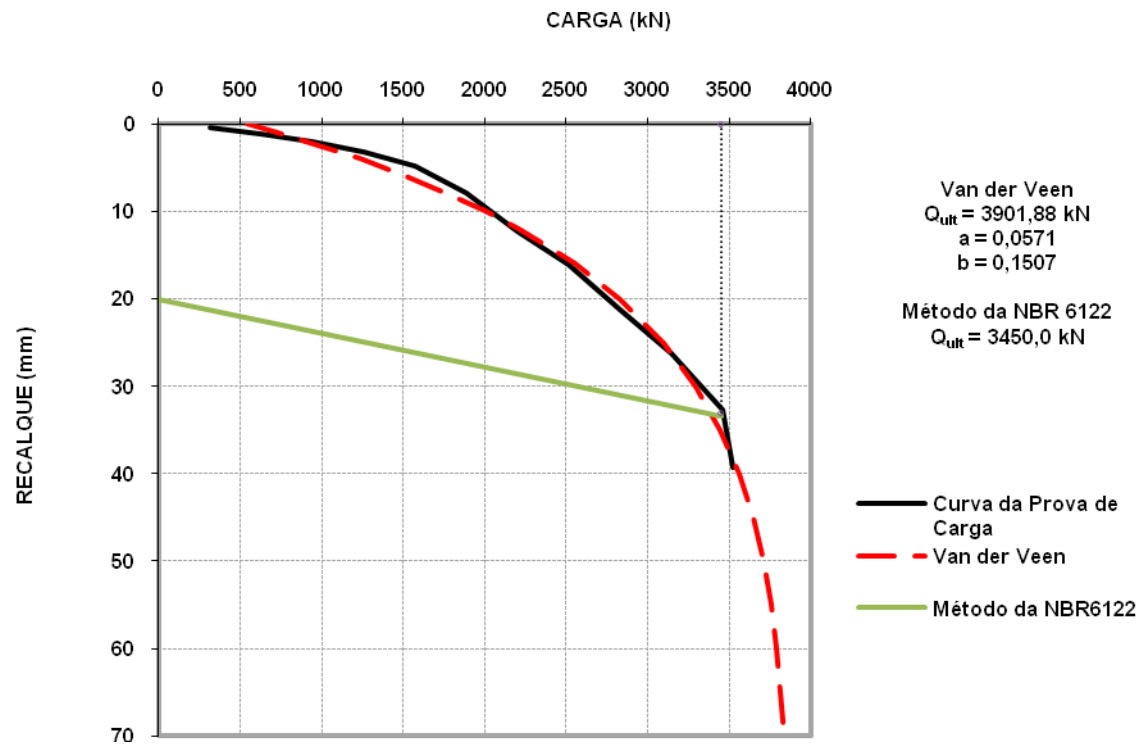


Figura 4.25- Determinação da carga de ruptura através dos métodos de Van de Veen e do método NBR 6122/1996.

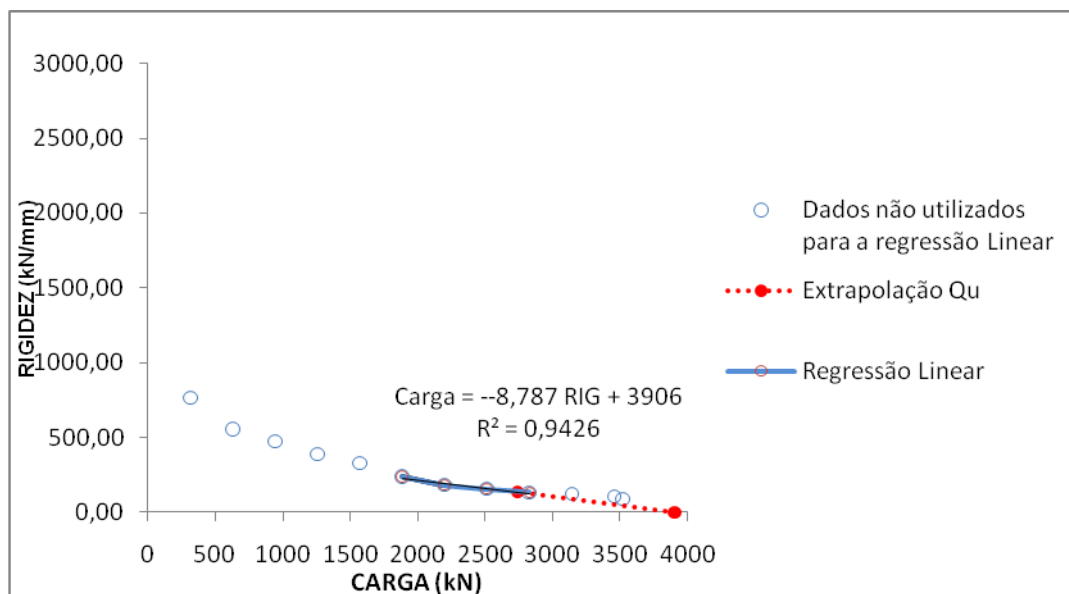


Figura 4.26- Determinação da carga de ruptura através do método da rigidez .

Tabela 4.5- Resultados das cargas de rupturas através dos métodos estudados

Métodos	Qult (kN)	Fs
Décourt/Quaresma*	2.427	2,4
Alonso*	2.845	2,8
Antunes e Cabral*	3.662	3,6
NBR 6122**	3.450	3,4
Van der Veen**	3.901	3,9
Rigidez**	3.906	3,9

*Métodos de capacidade de carga **Métodos de extrapolação

4.2.2.5- Separação de atrito lateral e ponta

Ponto n°	Q(MN)	s(mm)	log(Q)	log(s)	Coefficiente de correlação R	Coefficiente de correlação R ²	Inclinação	Previsão
1	0,372371	70	-0,4290	1,8451	-	-		
2	0,366782	60	-0,4356	1,7782	1,0000	1,0000	0,098095	-0,61002
3	0,360281	50	-0,4434	1,6990	1,0000	1,0000	0,098095	-0,61002
4	0,351859	39,2875	-0,4536	1,5943	1,0000	1,0000	0,098095	-0,61002
5	0,345576	32,695	-0,4615	1,5145	1,0000	1,0000	0,098095	-0,61002
6	0,31416	26,21	-0,5028	1,4185	0,9315	0,8678	0,152327	-0,70437
7	0,282744	21,2875	-0,5486	1,3281	0,9255	0,8566	0,210284	-0,80357
8	0,251328	16,14	-0,5998	1,2079	0,9422	0,8876	0,259352	-0,88581
9	0,219912	12,2275	-0,6578	1,0873	0,9553	0,9126	0,300514	-0,95342
10	0,188496	7,95	-0,7247	0,9004	0,9706	0,9421	0,326728	-0,99528
11	0,15708	4,8275	-0,8039	0,6837	0,9813	0,9629	0,342683	-1,02003
12	0,125664	3,245	-0,9008	0,5112	0,9854	0,9709	0,364160	-1,05256
13	0,094248	2	-1,0257	0,3010	0,9864	0,9730	0,389850	-1,09028
14	0,062832	1,135	-1,2018	0,0550	0,9845	0,9693	0,423912	-1,13853
15	0,031416	0,41	-1,5028	-0,3872	0,9831	0,9664	0,468453	-1,19801
Equação: LOQ (Q) = -0,610 + 0,098095 LOG(s)								

Figura 4.27- Determinação do ponto de regressão da EHC 02

O limite inferior de atrito lateral (Qsl) obtido na EHC 02 foi de 0,320184 MN como pode ser visto na figura 4.28

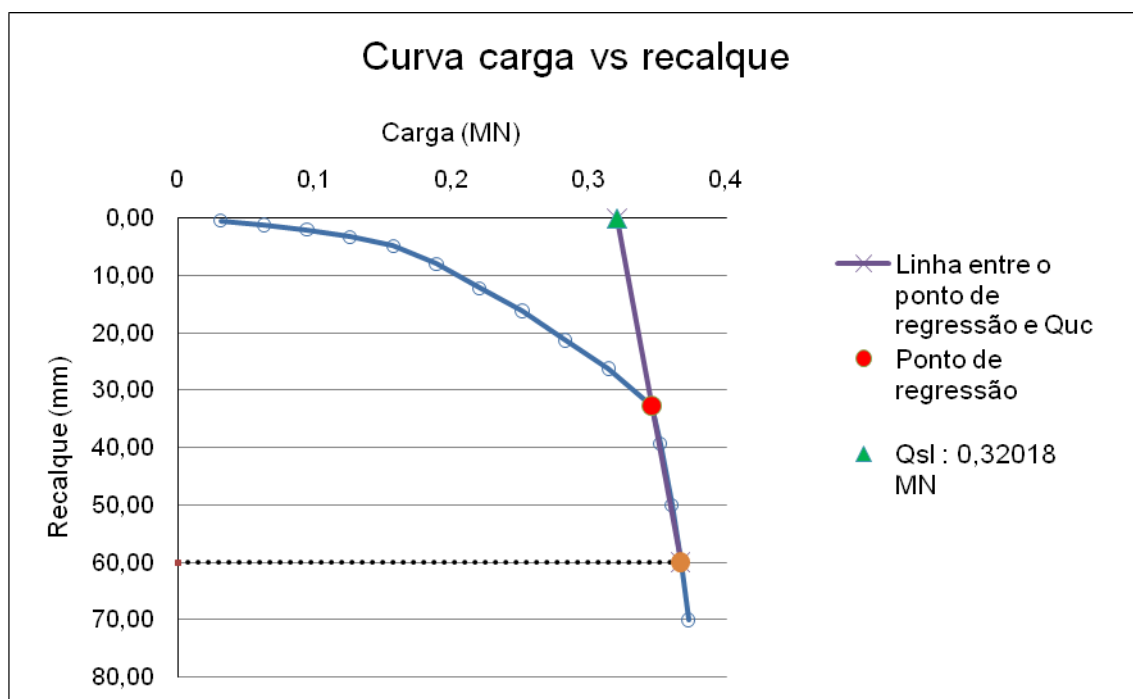


Figura 4.28- Determinação do Q_{sl} na estaca EHC 02

- Domínio de ponta

A figura 4.29 mostra os cálculos para a obtenção da equação correspondente a ponta.

Ponto nº	Gráfico de Rigidez						
	Q	r	Rigidez(MN/mm)	LOG Q	LOG Rig	Intercepção	Inclinação
1	0,3723706	70	0,0053196	-0,4290246	-2,2741226	-0,676	-0,109
2	0,3667822	60	0,0061130	-0,4355917	-2,2137430		
3	0,3602807	50	0,0072056	-0,4433590	-2,1423290		
4	0,3518592	39,2875	0,0089560	-0,4536311	-2,0478855		
5	0,345576	32,695	0,0105697	-0,4614564	-1,9759378		
6	0,31416	26,21	0,0119863	-0,5028491	-1,9213161		
7	0,282744	21,2875	0,0132822	-0,5486066	-1,8767313		
8	0,251328	16,14	0,0155717	-0,5997591	-1,8076627		
9	0,219912	12,2275	0,0179850	-0,6577511	-1,7450887		
10	0,188496	7,95	0,0237102	-0,7246979	-1,6250650		
11	0,15708	4,8275	0,0325386	-0,8038791	-1,4876014		
12	0,125664	3,245	0,0387254	-0,9007891	-1,4120038		
13	0,094248	2	0,0471240	-1,0257279	-1,3267579		
14	0,062832	1,135	0,0553586	-1,2018191	-1,2568150		
15	0,031416	0,41	0,0766244	-1,5028491	-1,1156330		
Equação:							
Log Q = -0,676 -0,109 Log RIG							

Figura 4.29- Determinação da equação do domínio de ponta.

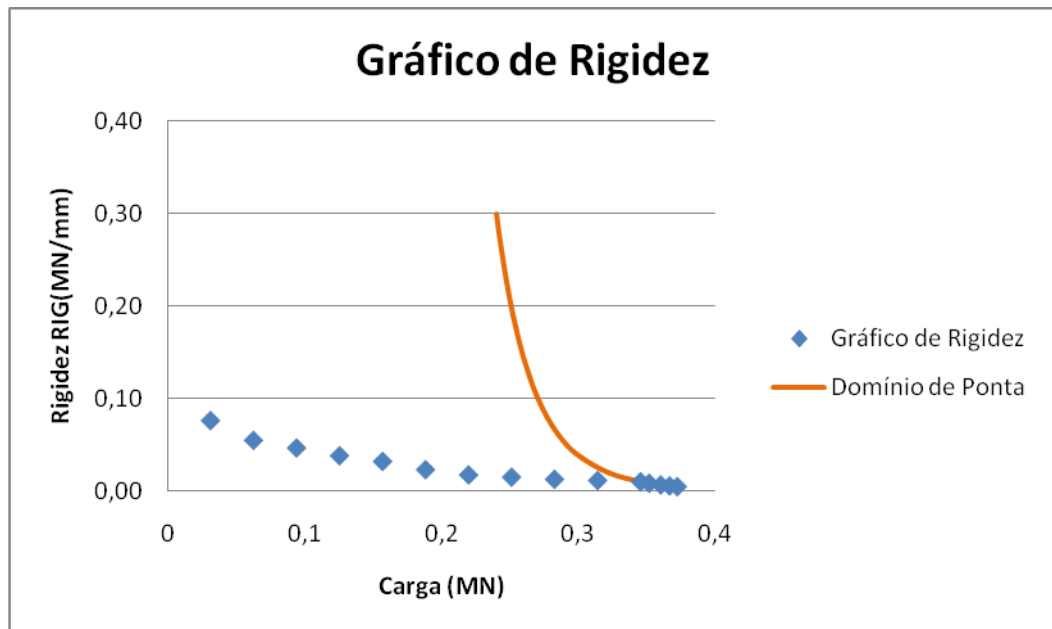


Figura 4.30 – Domínio de ponta no gráfico da rigidez

- Domínio de atrito

No caso analisado para estaca EHC 02 obtivemos a maior correlação no intervalo entre o ponto 7 e 9. Na figura 4.31 mostra os cálculos para a determinação da equação de atrito, já a figura 4.32 mostra o gráfico da rigidez com domínio do atrito lateral.

Ponto de escolha =		7	ao	9
K^2		Intercepção	Inclinação	
0,999769435		0,459874701	-13,35726379	
Ponto nº	Q (MN)	Rigidez(MN/mm)		
7	0,282744	0,013282161		
8	0,251328	0,015571747		
9	0,219912	0,017985034		
Equação				
$Q = 0,459875 - 13,357 \text{ RG}$				

Figura 4.31 – Determinação da equação do domínio de atrito.

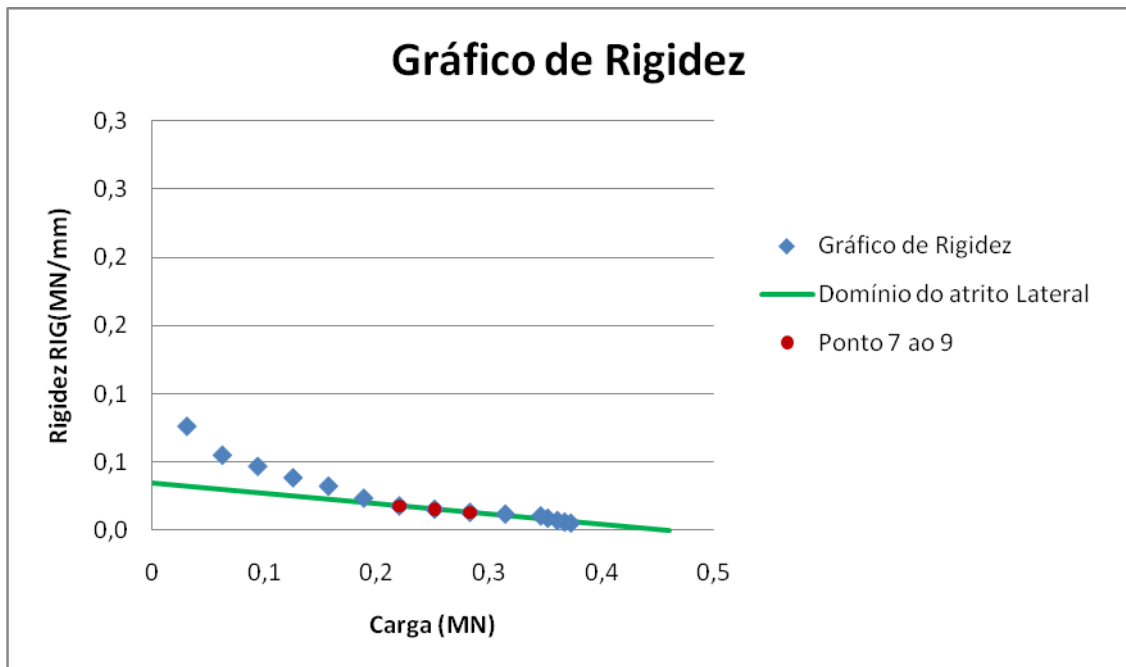


Figura 4.32 – Gráfico do domínio de atrito.

Para a estaca EHC 02 foi determinado o gráfico (Q_s vs s), figura 4.33, a partir da equação $Q_s = \frac{0,46}{1 - \left(\frac{-13,357}{s}\right)}$.

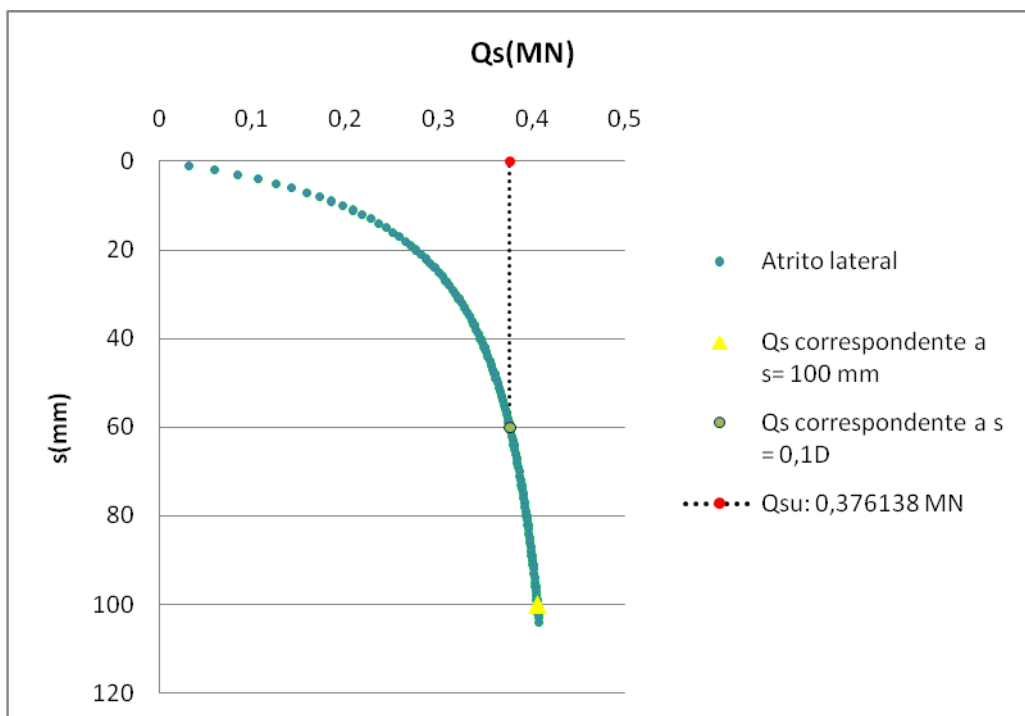


Figura 4.33– Determinação da Q_{su} através da curva Q_s VS s .

Para a estaca EHC 02 obtemos o atrito lateral de $Q_s = \frac{0,320184 + 0,376138}{2} = 0,348161$, que representa que a estaca está trabalhando em

sua maior parte correspondente ao atrito lateral, como pode ser visto tabela 4.6 a seguir.

Tabela 4.6- Porcentagem de atrito lateral e ponta para estaca EHC 02.

% de atrito lateral	% de Ponta
93,50	6,50

4.2.3-OBRA 03

4.2.3.1- Descrição do local da obra

A obra nomeada de obra 03 se trata de um edifício residencial de trinta e seis pavimentos tipo, situada no bairro de Campo Grande, Recife/PE como pode ser vista na figura 4.34



Figura 4.34 - Localização da Obra 03 (Fonte: Google Earth, 2010)

O perfil estratigráfico é basicamente formado de silte argiloso e argila siltosa apresentando nos seis primeiros metros SPT na ordem de 4 golpes e entre o sétimo e o décimo terceiro metro SPT na ordem de 10 golpes . Na ponta da estaca aos 29 metros apresenta uma camada de areia fina e silte arenoso com SPT na ordem de 23 golpes. O anexo A mostra as sondagens SP 03 que representa detalhadamente o solo presente na estaca estudada.

4.2.3.2- Características da EHC 03

- Diâmetro da estaca $\varnothing=600$ mm
- Comprimentos da estaca 29,12 m
- Módulo de elasticidade $E= 20^*$ GPa
- Armada longitudinalmente com 06 barras de $\varnothing 20.0$ mm aço CA-50 com 10,00 metros de comprimento e estribos de $\varnothing 8.0$ mm aço CA-50 espaçados a cada 20cm.
- $f_{ck} = 20$ MPa
- Slump = 22 cm
- Carga de projeto: 1.500 kN
- Carga máxima atingida no ensaio: 3.015,90 kN

*valor a dotado

Na figura 4.35 apresenta os dados técnicos de torque, rotação, velocidade, pressão de concreto, velocidade de extração e um perfil estimado da estaca EHC 03 obtido através Soft Saci.



Serviço executado por:

Cliente:

Estaca: P5E14PC

Obra:

Compr. Estaca(m): 29,12

Data: 06/02/10

Diâmetro (m): 0,600

Vol. Conc. (m3): 10,2695

Início Perfuração: 02/02/10 09:49

Fim Estaca: 02/02/10 10:33

Superconsumo: 24,73 %

Inic Concretagem: 02/02/10 10:08

Contrato:

Inclinação X;Y: .2,-1 °

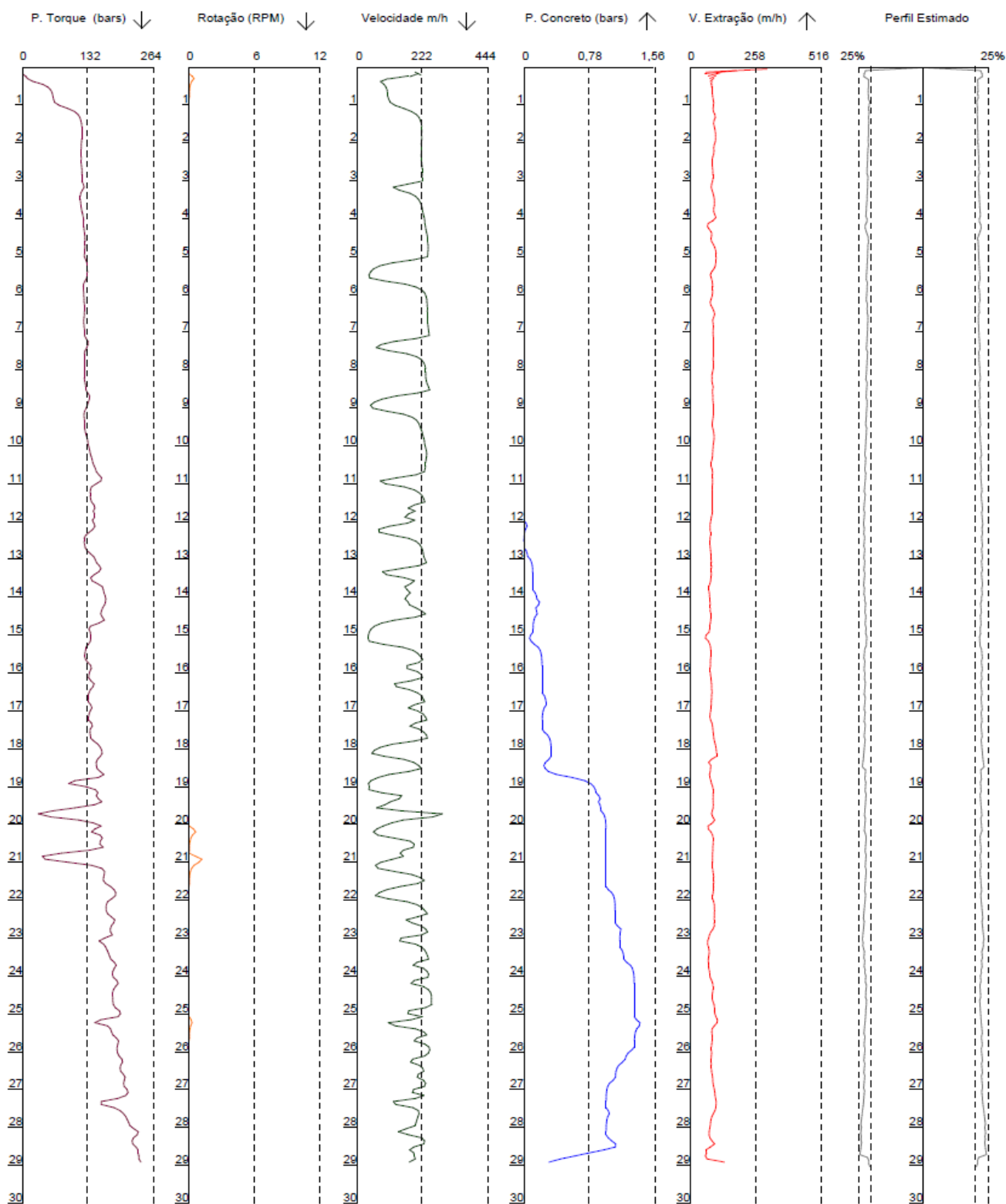


Figura 4.35- Relatório técnico da estaca EHC 03

4.2.3.3- Cálculo de capacidade de carga

Neste item será calculada a capacidade de carga da estaca EHC 03 para os dois métodos anteriormente citados.

4.2.3.3.1- Método de Alonso

O cálculo para a determinação da capacidade de carga da estaca estudada através do método de Alonso foi resumido na figura 4.36 e 4.37

Nº Camada	Prof. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	SPT	Determinação do Atrito lateral				
				Área lateral (cm²)	α	T Máx	f_s (kg/cm²)	Atrito lateral acumulado
1	1,00	Areia Siltosa	3	18849,56	0,65	3,6	0,20	2,45
2	2,00	Areia Siltosa	1	18849,56	0,65	1,2	0,07	3,27
3	3,00	Silte Arenoso e Argiloso	4	18849,56	0,65	4,8	0,27	6,53
4	4,00	Silte Arenoso e Argiloso	4	18849,56	0,65	4,8	0,27	9,80
5	5,00	Silte Arenoso e Argiloso	4	18849,56	0,65	4,8	0,27	13,07
6	6,00	Silte Arenoso e Argiloso	3	18849,56	0,65	3,6	0,20	15,52
7	7,00	Silte Arenoso	5	18849,56	0,65	6,0	0,33	19,60
8	8,00	Silte Arenoso e Argiloso	11	18849,56	0,65	13,2	0,73	28,59
9	9,00	Argila Siltosa	10	18849,56	0,65	12,0	0,67	36,76
10	10,00	Argila Siltosa	11	18849,56	0,65	13,2	0,73	45,74
11	11,00	Argila Siltosa	11	18849,56	0,65	13,2	0,73	54,73
12	12,00	Argila Siltosa	10	18849,56	0,65	12,0	0,67	62,89
13	13,00	Silte Arenoso e Argiloso	11	18849,56	0,65	13,2	0,73	71,88
14	14,00	Silte Arenoso e Argiloso	16	18849,56	0,65	19,2	1,07	84,95
15	15,00	Silte Arenoso e Argiloso	16	18849,56	0,65	19,2	1,07	98,02
16	16,00	Silte Arenoso e Argiloso	9	18849,56	0,65	10,8	0,60	105,37
17	17,00	Silte Arenoso e Argiloso	7	18849,56	0,65	8,4	0,47	111,09
18	18,00	Silte Arenoso e Argiloso	4	18849,56	0,65	4,8	0,27	114,35
19	19,00	Silte Arenoso e Argiloso	5	18849,56	0,65	6,0	0,33	118,44
20	20,00	Areia Argilosa e Siltosa	9	18849,56	0,65	10,8	0,60	125,79
21	21,00	Areia Argilosa e Siltosa	9	18849,56	0,65	10,8	0,60	133,14
22	22,00	Areia Argilosa e Siltosa	11	18849,56	0,65	13,2	0,73	142,13
23	23,00	Silte Arenoso e Argiloso	12	18849,56	0,65	14,4	0,80	151,93
24	24,00	Silte Arenoso e Argiloso	12	18849,56	0,65	14,4	0,80	161,73
25	25,00	Areia Siltosa e Argilosa	15	18849,56	0,65	18,0	1,00	173,98
26	26,00	Areia Siltosa e Argilosa	18	18849,56	0,65	21,6	1,20	188,68
27	27,00	Areia Siltosa e Argilosa	16	18849,56	0,65	19,2	1,07	201,75
28	28,00	Areia Siltosa e Argilosa	17	18849,56	0,65	20,4	1,13	215,64
29	29,00	Areia Siltosa e Argilosa	18	18849,56	0,65	21,6	1,20	230,34

Figura 4.36- Determinação do atrito lateral

Nº Camada	Prof. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	SPT	Carga de ponta na ruptura						Tota ponta mais atrito
				Área de ponta (cm²)	T Min 1	T Min 2	β (1/cm²)	rp (kg/cm²)	Carga de ponta	
1	1,00	Areia Siltosa	3	2827,43	0,60	2,50	2,00	3,10	8,77	11,22
2	2,00	Areia Siltosa	1	2827,43	0,80	4,00	2,00	4,80	13,57	16,84
3	3,00	Silte Arenoso e Argiloso	4	2827,43	1,60	4,00	1,50	4,20	11,88	18,41
4	4,00	Silte Arenoso e Argiloso	4	2827,43	2,40	3,50	1,50	4,43	12,51	22,31
5	5,00	Silte Arenoso e Argiloso	4	2827,43	3,20	4,00	1,50	5,40	15,27	28,34
6	6,00	Silte Arenoso e Argiloso	3	2827,43	3,20	4,00	1,50	5,40	15,27	30,79
7	7,00	Silte Arenoso	5	2827,43	4,00	4,00	1,50	6,00	16,96	36,57
8	8,00	Silte Arenoso e Argiloso	11	2827,43	4,00	4,00	1,50	6,00	16,96	45,55
9	9,00	Argila Siltosa	10	2827,43	4,00	4,00	0,50	2,00	5,65	42,41
10	10,00	Argila Siltosa	11	2827,43	4,00	4,00	0,50	2,00	5,65	51,40
11	11,00	Argila Siltosa	11	2827,43	4,00	4,00	0,50	2,00	5,65	60,38
12	12,00	Argila Siltosa	10	2827,43	4,00	4,00	0,50	2,00	5,65	68,55
13	13,00	Silte Arenoso e Argiloso	11	2827,43	4,00	4,00	1,50	6,00	16,96	88,84
14	14,00	Silte Arenoso e Argiloso	16	2827,43	4,00	4,00	1,50	6,00	16,96	101,91
15	15,00	Silte Arenoso e Argiloso	16	2827,43	4,00	4,00	1,50	6,00	16,96	114,98
16	16,00	Silte Arenoso e Argiloso	9	2827,43	4,00	4,00	1,50	6,00	16,96	122,33
17	17,00	Silte Arenoso e Argiloso	7	2827,43	4,00	4,00	1,50	6,00	16,96	128,05
18	18,00	Silte Arenoso e Argiloso	4	2827,43	4,00	4,00	1,50	6,00	16,96	131,32
19	19,00	Silte Arenoso e Argiloso	5	2827,43	4,00	4,00	1,50	6,00	16,96	135,40
20	20,00	Areia Argilosa e Siltosa	9	2827,43	4,00	4,00	2,00	8,00	22,62	148,41
21	21,00	Areia Argilosa e Siltosa	9	2827,43	4,00	4,00	2,00	8,00	22,62	155,76
22	22,00	Areia Argilosa e Siltosa	11	2827,43	4,00	4,00	2,00	8,00	22,62	164,75
23	23,00	Silte Arenoso e Argiloso	12	2827,43	4,00	4,00	1,50	6,00	16,96	168,89
24	24,00	Silte Arenoso e Argiloso	12	2827,43	4,00	4,00	1,50	6,00	16,96	178,69
25	25,00	Areia Siltosa e Argilosa	15	2827,43	4,00	4,00	2,00	8,00	22,62	196,60
26	26,00	Areia Siltosa e Argilosa	18	2827,43	4,00	4,00	2,00	8,00	22,62	211,30
27	27,00	Areia Siltosa e Argilosa	16	2827,43	4,00	4,00	2,00	8,00	22,62	224,37
28	28,00	Areia Siltosa e Argilosa	17	2827,43	4,00	0,00	2,00	4,00	11,31	226,95
29	29,00	Areia Siltosa e Argilosa	18	2827,43	4,00	0,00	2,00	4,00	11,31	241,65

Figura 4.37 - Determinação da carga de ponta na ruptura

4.2.3.3.2- Método Antunes e Cabral

A determinação da capacidade de carga através do método de Antunes e Cabral pode ser observada na figura 4.38 a seguir.

Nº Camada	Prof. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	SPT	Determinação do Atrito lateral			Carga de ponta na ruptura			Tota ponta mais atrito
				Área lateral (cm ²)	B1	Atrito lateral acumulado	Área da ponta (cm ²)	B2	Carga de ponta	
1	1,00	Areia Siltosa	3,00	18849,56	0,04	2,26	2827,43	2,00	11,31	13,57
2	2,00	Areia Siltosa	1,00	18849,56	0,04	3,02	2827,43	2,00	7,07	10,08
3	3,00	Silte Arenoso e Argiloso	4,00	18849,56	0,03	4,90	2827,43	1,00	11,31	16,21
4	4,00	Silte Arenoso e Argiloso	4,00	18849,56	0,03	6,79	2827,43	1,00	11,31	18,10
5	5,00	Silte Arenoso e Argiloso	4,00	18849,56	0,03	8,67	2827,43	1,00	9,90	18,57
6	6,00	Silte Arenoso e Argiloso	3,00	18849,56	0,03	10,08	2827,43	1,00	11,31	21,39
7	7,00	Silte Arenoso	5,00	18849,56	0,03	12,44	2827,43	1,00	22,62	35,06
8	8,00	Silte Arenoso e Argiloso	11,00	18849,56	0,03	17,62	2827,43	1,00	29,69	47,31
9	9,00	Argila Siltosa	10,00	18849,56	0,02	21,39	2827,43	1,00	29,69	51,08
10	10,00	Argila Siltosa	11,00	18849,56	0,02	25,54	2827,43	1,00	31,10	56,64
11	11,00	Argila Siltosa	11,00	18849,56	0,02	29,69	2827,43	1,00	29,69	59,38
12	12,00	Argila Siltosa	10,00	18849,56	0,02	33,46	2827,43	1,00	29,69	63,15
13	13,00	Silte Arenoso e Argiloso	11,00	18849,56	0,03	38,64	2827,43	1,00	38,17	76,81
14	14,00	Silte Arenoso e Argiloso	16,00	18849,56	0,03	46,18	2827,43	1,00	45,24	91,42
15	15,00	Silte Arenoso e Argiloso	16,00	18849,56	0,03	53,72	2827,43	1,00	35,34	89,06
16	16,00	Silte Arenoso e Argiloso	9,00	18849,56	0,03	57,96	2827,43	1,00	22,62	80,58
17	17,00	Silte Arenoso e Argiloso	7,00	18849,56	0,03	61,26	2827,43	1,00	15,55	76,81
18	18,00	Silte Arenoso e Argiloso	4,00	18849,56	0,03	63,15	2827,43	1,00	12,72	75,87
19	19,00	Silte Arenoso e Argiloso	5,00	18849,56	0,03	65,50	2827,43	1,00	39,58	105,09
20	20,00	Areia Argilosa e Siltosa	9,00	18849,56	0,04	72,29	2827,43	2,00	50,89	123,18
21	21,00	Areia Argilosa e Siltosa	9,00	18849,56	0,04	79,07	2827,43	2,00	56,55	135,62
22	22,00	Areia Argilosa e Siltosa	11,00	18849,56	0,04	87,37	2827,43	2,00	32,52	119,88
23	23,00	Silte Arenoso e Argiloso	12,00	18849,56	0,03	93,02	2827,43	1,00	33,93	126,95
24	24,00	Silte Arenoso e Argiloso	12,00	18849,56	0,03	98,68	2827,43	1,00	76,34	175,02
25	25,00	Areia Siltosa e Argilosa	15,00	18849,56	0,04	109,99	2827,43	2,00	93,31	203,29
26	26,00	Areia Siltosa e Argilosa	18,00	18849,56	0,04	123,56	2827,43	2,00	96,13	219,69
27	27,00	Areia Siltosa e Argilosa	16,00	18849,56	0,04	135,62	2827,43	2,00	93,31	228,93
28	28,00	Areia Siltosa e Argilosa	17,00	18849,56	0,04	148,44	2827,43	2,00	98,96	247,40
29	29,00	Areia Siltosa e Argilosa	18,00	18849,56	0,04	162,01	2827,43	2,00	101,79	263,80

Figura 4.38 – Cálculo de capacidade de carga pelo método de Antunes e Cabral.

4.2.3.3.3- Método Décourt / Quaresma (1996)

A determinação da capacidade de carga através do método de Décourt / Quaresma pode ser observada na Figura 4.39 a seguir.

Nº Camada	Prof. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	SPT	Atrito lateral	Ponta	Total
1	1,00	Areia Siltosa	3	3,8	33,9	5,4
2	2,00	Areia Siltosa	1	7,5	37,7	8,6
3	3,00	Silte Arenoso e Argiloso	4	11,9	25,9	9,9
4	4,00	Silte Arenoso e Argiloso	4	16,3	28,3	12,4
5	5,00	Silte Arenoso e Argiloso	4	20,7	25,9	14,3
6	6,00	Silte Arenoso e Argiloso	3	24,5	28,3	16,5
7	7,00	Silte Arenoso	5	29,5	44,8	21,5
8	8,00	Silte Arenoso e Argiloso	11	38,3	61,3	28,4
9	9,00	Argila Siltosa	10	46,5	36,2	28,7
10	10,00	Argila Siltosa	11	55,3	36,2	33,1
11	11,00	Argila Siltosa	11	64,1	36,2	37,5
12	12,00	Argila Siltosa	10	72,3	36,2	41,6
13	13,00	Silte Arenoso e Argiloso	11	81,1	87,2	53,6
14	14,00	Silte Arenoso e Argiloso	16	93,0	101,3	61,7
15	15,00	Silte Arenoso e Argiloso	16	104,9	96,6	67,0
16	16,00	Silte Arenoso e Argiloso	9	112,5	75,4	67,5
17	17,00	Silte Arenoso e Argiloso	7	118,8	47,1	66,4
18	18,00	Silte Arenoso e Argiloso	4	123,2	37,7	67,2
19	19,00	Silte Arenoso e Argiloso	5	128,2	42,4	70,5
20	20,00	Areia Argilosa e Siltosa	9	135,7	86,7	80,9
21	21,00	Areia Argilosa e Siltosa	9	143,3	109,3	88,0
22	22,00	Areia Argilosa e Siltosa	11	152,1	120,6	94,1
23	22,00	Silte Arenoso e Argiloso	12	161,5	82,5	93,1
24	22,00	Silte Arenoso e Argiloso	12	170,9	91,9	99,2
25	22,00	Areia Siltosa e Argilosa	15	182,2	169,6	116,6
26	22,00	Areia Siltosa e Argilosa	18	195,4	184,7	125,4
27	22,00	Areia Siltosa e Argilosa	16	207,3	192,3	132,5
28	22,00	Areia Siltosa e Argilosa	17	219,9	192,3	138,8
29	22,00	Areia Siltosa e Argilosa	18	233,1	320,4	164,6

Figura 4.39 – Cálculo de capacidade de carga pelo método de Décourt/Quaresma.

4.2.3.4- Resultados de ensaio de campo

Através da prova de carga estática foram determinados os pares de cargas e recalques representados na tabela 4.7 e gerando a curva carga-recalque, visto na figura 4.40

Tabela 4.7- Pares de carga e recalque

Carga (kN)	Recalque(mm)
2764,61	0
5529,22	0,3425
8293,82	0,93
11058,43	1,685
13823,04	2,455
16587,65	3,36
19352,26	4,355
22116,86	5,8175
24881,47	7,8375
27646,08	10,4125
30159,36	15,6275

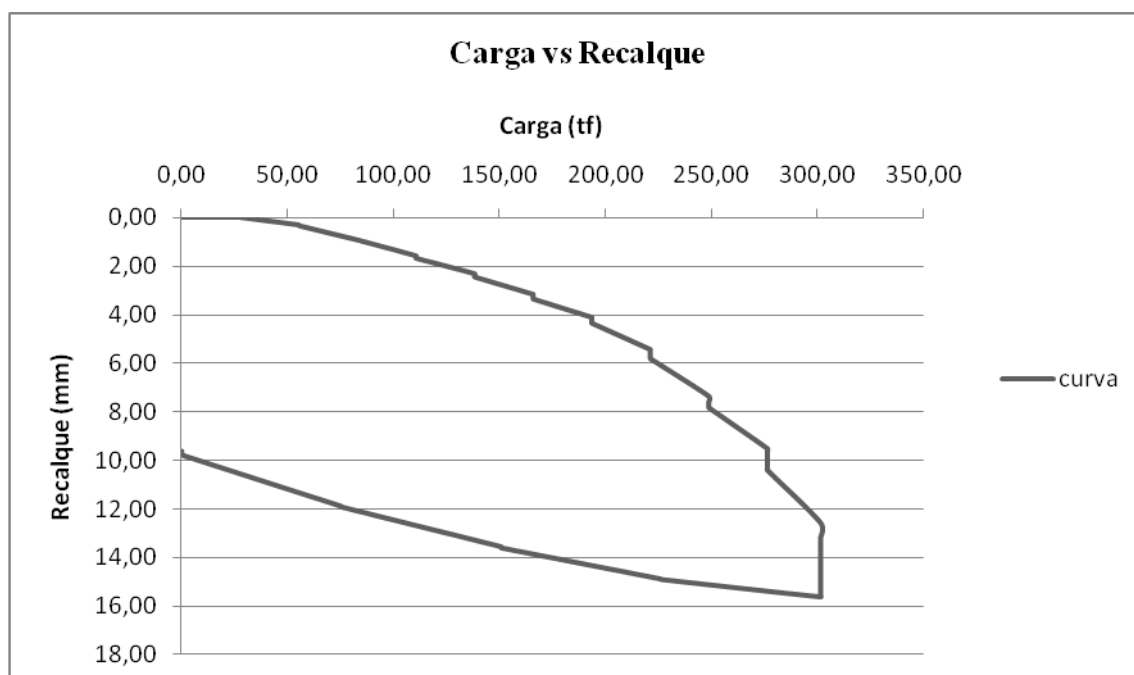


Figura 4.40- Curva Carga x Recalque

- Extrapolação da curva carga recalque:

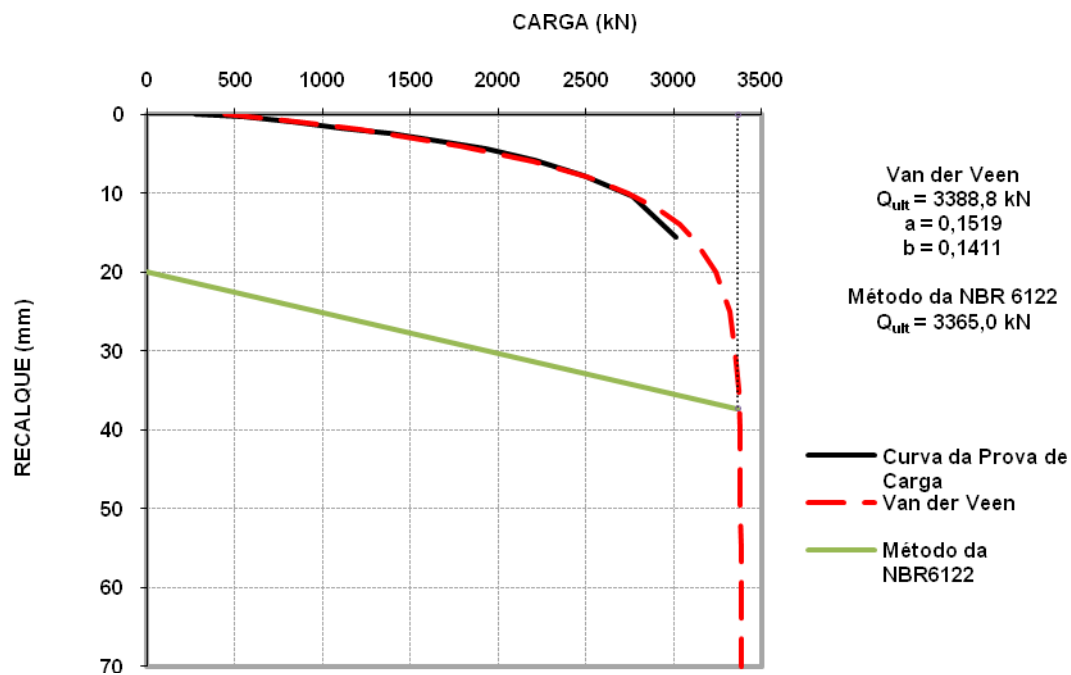


Figura 4.41- Determinação da carga de ruptura através dos métodos de Van de Veen e do método NBR 6122/1996.

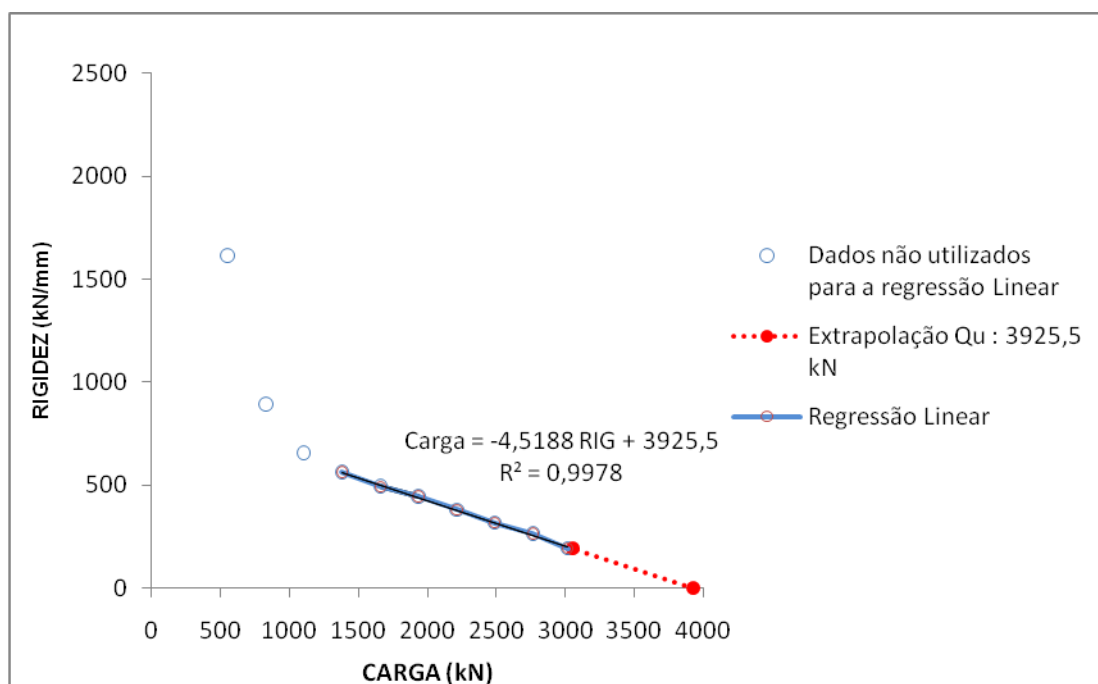


Figura 4.42- Determinação da carga de ruptura através do método da rigidez

Tabela 4.8- Resultados das cargas de rupturas através dos métodos estudados

Métodos	Qult (kN)	Fs
Décourt/Quaresma*	1.646	1,10
Alonso*	2.416	1,61
Antunes e Cabral*	2.638	1,75
NBR 6122**	3.365	2,24
Van der Veen**	3.388	2,25
Rigidez**	3.925	2,61

*Métodos de capacidade de carga **Métodos de extrapolação

4.2.2.5- Separação de atrito lateral e ponta

Ponto n°	Q(MN)	s(mm)	log(Q)	log(s)	Coeficiente de correlação R	Coeficiente de correlação R ²	Inclinação	Previsão
1	0,415888	70,00	-0,3810	1,8451	-	-		
2	0,402374	60,00	-0,3954	1,7782	1,0000	1,0000	0,214300	-0,77643
3	0,386956	50,00	-0,4123	1,6990	1,0000	1,0000	0,214300	-0,77643
4	0,368887	40,00	-0,4331	1,6021	1,0000	1,0000	0,214300	-0,77643
5	0,346832	30,00	-0,4599	1,4771	1,0000	1,0000	0,214300	-0,77643
6	0,317967	20,00	-0,4976	1,3010	1,0000	1,0000	0,214300	-0,77643
7	0,301594	15,63	-0,5206	1,1939	1,0000	1,0000	0,214300	-0,77643
8	0,276461	10,41	-0,5584	1,0176	1,0000	1,0000	0,214300	-0,77643
9	0,248815	7,84	-0,6041	0,8942	0,9977	0,9954	0,225325	-0,79426
10	0,221169	5,82	-0,6553	0,7647	0,9940	0,9880	0,240319	-0,81795
11	0,193523	4,36	-0,7133	0,6390	0,9896	0,9792	0,258191	-0,84548
12	0,165877	3,36	-0,7802	0,5263	0,9838	0,9678	0,279526	-0,87757
13	0,13823	2,46	-0,8594	0,3901	0,9787	0,9579	0,303179	-0,91208
14	0,110584	1,69	-0,9563	0,2266	0,9750	0,9507	0,329124	-0,94861
15	0,082938	0,93	-1,0812	-0,0315	0,9755	0,9516	0,355002	-0,98319
16	0,055292	0,34	-1,2573	-0,4653	0,9807	0,9617	0,376550	-1,01001
17	0,027646	0,00	-1,5584	-8,0000	0,8396	0,7050	0,124276	-0,76330
Equação: LOQ (Q) = -0,776 + 0,214300 LOG(s)								

Figura 4.43- Determinação do ponto de regressão da EHC 03

O limite inferior de atrito lateral (Qsl) obtido na EHC 03 foi de 0,25002MN como pode ser visto na figura 4.44.

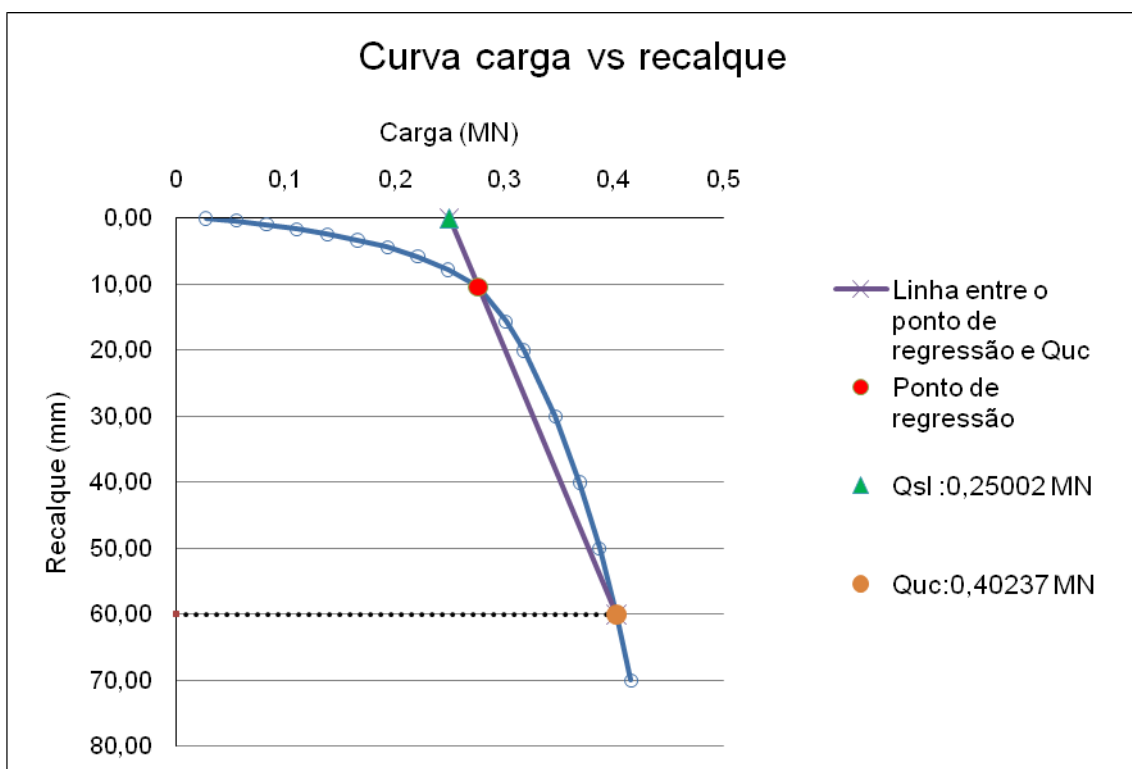


Figura 4.44- Determinação do Q_{sl} na estaca EHC 03

- Domínio de ponta

A figura 4.45 mostra os cálculos para a obtenção da equação correspondente a ponta.

Ponto nº	Gráfico de Rigidez			LOG Q	LOG Rig	Intercepção	Inclinação
	Q	r	Rigidez(MN/mm)				
1	0,415888	70	0,0059413	-0,3810236	-2,2261216	-0,988	-0,273
2	0,4023738	60	0,0067062	-0,3953703	-2,1735216		
3	0,3869556	50	0,0077391	-0,4123389	-2,1113089		
4	0,3688869	40	0,0092222	-0,4331068	-2,0351668		
5	0,3468317	30	0,0115611	-0,4598812	-1,9370024		
6	0,3179672	20	0,0158984	-0,4976176	-1,7986476		
7	0,3015936	15,6275	0,0192989	-0,5205779	-1,7144674		
8	0,2764608	10,4125	0,0265509	-0,5583664	-1,5759215		
9	0,2488147	7,8375	0,0317467	-0,6041240	-1,4983015		
10	0,2211686	5,8175	0,0380178	-0,6552765	-1,4200129		
11	0,1935226	4,355	0,0444369	-0,7132683	-1,3522565		
12	0,1658765	3,36	0,0493680	-0,7802151	-1,3065544		
13	0,1382304	2,455	0,0563057	-0,8593964	-1,2494479		
14	0,1105843	1,685	0,0656287	-0,9563065	-1,1829064		
15	0,0829382	0,93	0,0891809	-1,0812454	-1,0497283		
Equação:							
Log Q = -0,9882 -0,2728 Log RIG							

Figura 4.45- Determinação da equação do domínio de ponta.

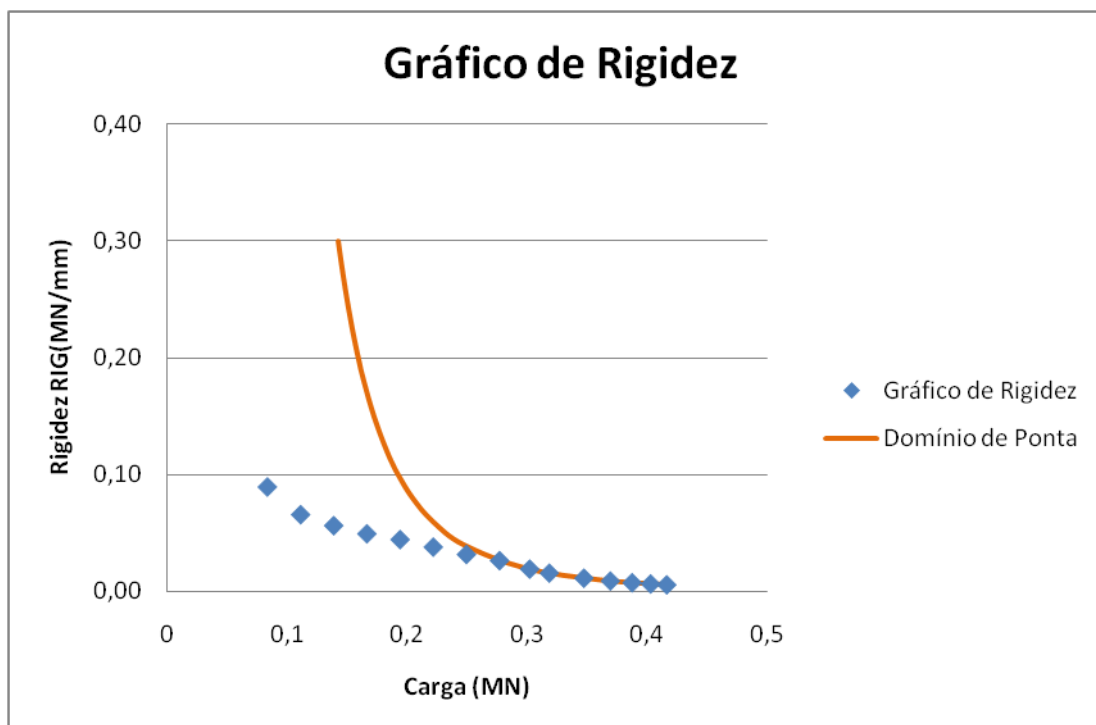


Figura 4.46 – Domínio de ponta no gráfico da rigidez

- Domínio de atrito

No caso analisado para estaca EHC 03 obtivemos o maior coeficiente de correlação no intervalo entre o ponto 6 e 13. A figura 4.47 mostra os cálculos para a determinação da equação de atrito, já a figura 4.48 mostra o gráfico da rigidez com domínio do atrito lateral.

Ponto de escolha=	6	ao	13
K^2	Intercepção	Inclinação	
0,9983	0,391	-4,485	
Domínio do atrito Lateral			
nº do Ponto	Q (MN)	Rigidez(MN/mm)	
6	0,317967239	0,015898362	
7	0,3015936	0,019298903	
8	0,2764608	0,026550857	
9	0,2488147	0,031746692	
10	0,2211686	0,038017808	
11	0,1935226	0,044436877	
12	0,1658765	0,049368006	
13	0,1382304	0,056305662	
Equação:			
Q = 0,390842 -4,48507 RIG			

Figura 4.47 – Determinação da equação do domínio de atrito.

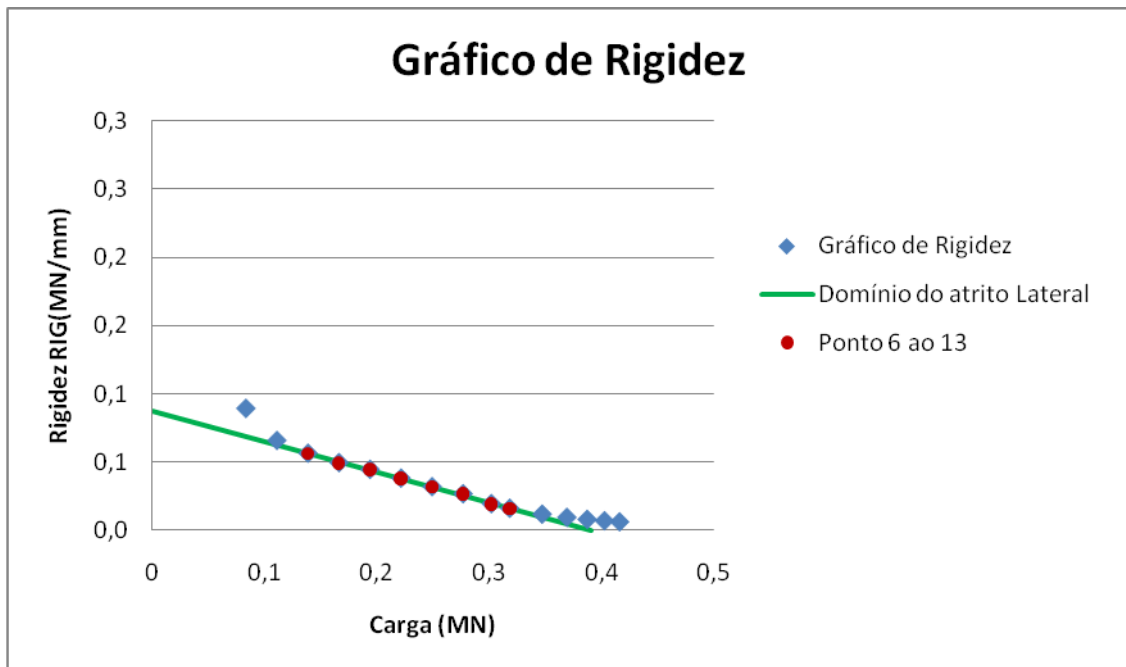


Figura 4.48 – Gráfico do domínio de atrito.

Para a estaca EHC 03 foi determinado o gráfico (Q_s vs s), figura 4.49, a partir da equação $Q_s = \frac{0,3908}{1 - \left(\frac{-4,485}{s}\right)}$.

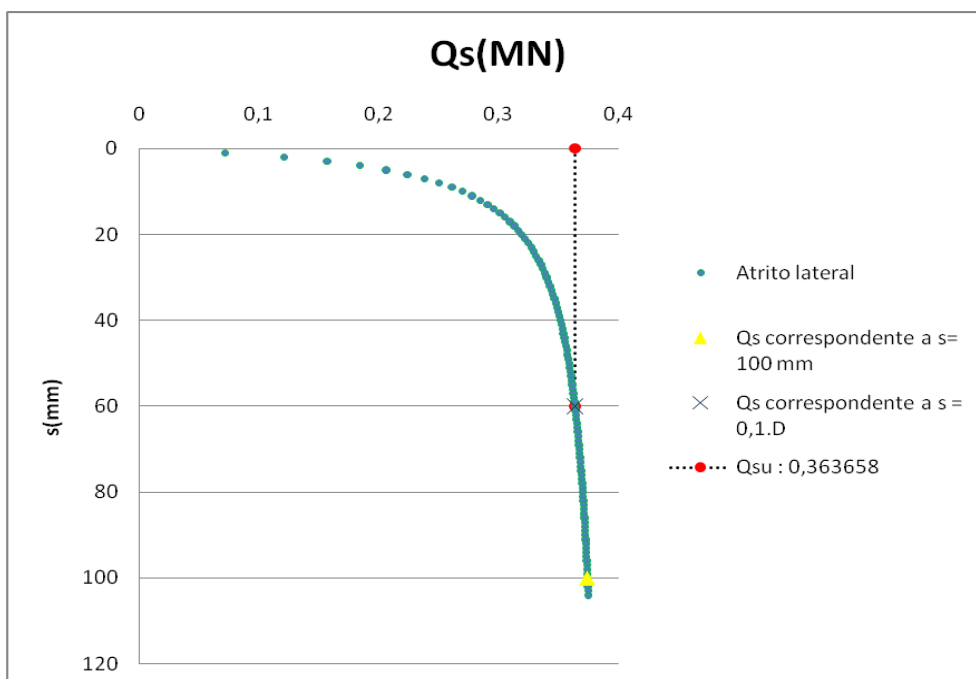


Figura 4.49– Determinação da Q_{su} através da curva Q_s VS s .

Para a estaca EHC 03 obtemos o atrito lateral de $Q_s = \frac{0,2522+0,3636}{2} = 0,30684MN$, que representa que a estaca está trabalhando em

sua maior parte correspondente ao atrito lateral, como pode ser visto tabela 4.9 a seguir.

Tabela 4.9- Porcentagem de atrito lateral e ponta para estaca EHC 03.

% de atrito lateral	% de Ponta
73,78	26,22

4.3 – COMENTÁRIOS DOS RESULTADOS

Dos métodos de capacidade de carga apresentados neste trabalho o método de Décourt e Quaresma modificado em 1996 foi o que apresentou menores valores nas três obras analisadas, já o método proposto por ANTUNES & CABRAL apresentaram resultados que mais se aproximaram dos obtidos através da extrapolação da curva carga vs recalque. Tomando como referência o método de extrapolação de Van der Veen foi obtida uma diferença percentual entre este método e o método de ANTUNES & CABRAL, para a obra 1 de 11%, já para obra 2 de 6 % e por fim a obra 3 apresentou uma diferença de 22%.

A separação de atrito lateral e ponta através do método da Rigidez mostraram que para estacas do tipo hélice contínua a maior percentagem da carga de ruptura se dar através do atrito lateral. Nas três obras analisadas obtivemos uma porcentagem média para o atrito lateral de 85% restando apenas 15% para a contribuição da ponta. A tabela 4.10 mostra um resumo dos cálculos de capacidade de carga, determinação da carga de ruptura e separação de atrito lateral e ponta nas três obras estudada.

Tabela 4.10- Quadro resumo dos resultados obtidos no cálculo das três obras estudadas

Estaca	Capacidade de carga			Extrapolação da curva carga vs recalque			Separação de atrito lateral e ponta	
	Décourt/Quaresma	Alonso	Antunes e Cabral	NBR 6122/96	Van der Veen	Rigidez	Atrito lateral	Rigidez
EHC 01	1.355 kN	2.107 kN	2.578 kN	2.080 kN	2.307 kN	2.789 kN	Ponta	89,61%
EHC 02	2.427 kN	2.845 kN	3.662 kN	3.450 kN	3.901 kN	3.906 kN	Ponta	93,50%
EHC 03	1.646 kN	2.416 kN	2.638 kN	3.365 kN	3.388 kN	3.925 kN	Ponta	73,78%
								26,22%

CONCLUSÕES

Este trabalho abordou os aspectos relevantes para execução das estacas hélice contínua, assim como a análise de seu desempenho. Para o estudo do desempenho de tal estaca foram realizadas três provas de carga em obras distintas, todas realizadas no estado de Pernambuco. Através dos resultados obtidos no ensaio de campo foram calculadas as cargas de ruptura por três métodos: método de Van der Veen, método da NBR 6122 e o método da Rigidez. Os resultados obtidos foram comparados com os estimados através da capacidade de carga realizada pelo método de Alonso, Antunes e Cabral e Décourt e Quaresma (1996). Na comparação observa-se que em média os métodos de capacidade de carga apresentaram menores resultados que os obtidos através dos resultados de campo. Dos métodos de extrapolação da curva carga vs recalque o que apresentou menor valor para as três obras analisadas foi o método proposto pela NBR 6122, já o maior foi o método da rigidez.

Neste trabalho pode ser constatado que as estacas do tipo hélice contínua trabalham basicamente através do atrito lateral, apresentando uma pequena porcentagem de ponta. O percentual médio encontrado neste estudo para a contribuição de atrito lateral foi de 85% sobrando apenas 15% para a contribuição de ponta. Esta análise pode ser realizada através da metodologia da Rigidez proposta por Luciano Décourt, 1996.

Anexo A

ANEXO A

A.1- RESULTADO DOS ENSAIOS DE SPT REALIZADO NA OBRA 01

A.1.1 - Sondagem SP 03

Sondagem de Reconhecimento à Percussão				0171/09	SP - 003				
Cliente:									
Local: Boa Viagem, Recife-PE									
Amostrador	Externo: 2"	Altura de queda: 75 cm	Trado concha (TC):	0,50 m	Revestimento: 1,50 m				
	Interno: 1"3/8	Peso (PP): 65 kgf	Cota do terreno:	0,21 m	Data: 11/10/2009				
Revestimento (REV): 2"1/2		Escala vertical: 1:100	Prof. nível d'água (NA):	2,15 m	Página: 1/2				
Nº de Golpes		Resistência à Penetração × Profundidade			Prof. (m)	N A	R E V	Classificação do Material	
Penetração (30 cm) 1ª e 2ª 2ª e 3ª		1ª e 2ª 2ª e 3ª							
TC	TC	0				0,00			Aterro- Barro arenoso com metralhas, variegado.
4	4	1				0,25			
4	5								Areia fina com poucos fragmentos de conchas, creme, de fofa a medianamente compacta.
3	4	2							
3	4								Areia fina pouco siltosa com fragmentos de conchas, cinza escura, de pouco compacta a medianamente compacta.
9	11	3				4,10			
9	8	4							Areia fina e média siltosa, cinza, compacta.
11	15	5				5,75			
21	30	6							Areia fina e média, cinza clara, compacta.
24	34	7				9,85			
24	39	8							Areia fina e média siltosa com fragmentos de conchas, cinza clara, compacta.
19	29	9				12,20			
19	26	10				13,10			Areia fina siltosa com matéria orgânica, variegada, pouco compacta.
18	25	11				14,90			
20	20	12				15,40			Areia fina siltosa, cinza escura, compacta.
23	28	13							
32	46	14							
2	9	15							
27	32	16							
28	37	17							
42	52	18							
		19							

A.1.2 - Sondagem SP 04

Sondagem de Reconhecimento à Percussão				0171/09	SP - 004						
Cliente:											
Local: Boa Viagem, Recife-PE											
Amostrador	Externo: 2"	Altura de queda: 75 cm	Trado concha (TC):	0,50 m	Revestimento: 1,50 m						
	Interno: 1"3/8	Peso (PP): 65 kgf	Cota do terreno:	0,51 m	Data: 17/10/2009						
Revestimento (REV): 2"1/2	Escala vertical: 1:100	Prof. nível d'água (NA):	2,56 m	Página: 1/2							
Nº de Golpes		Resistência à Penetração × Profundidade			Prof. (m)	N R E V	Classificação do Material				
Penetração (30 cm)		1ª e 2ª 2ª e 3ª									
1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50	60			
TC	TC	0						0,00		Aterro- Barro arenoso, variegado.	
2	2	1						0,60		Areia fina com poucos fragmentos	
2	2	2								de conchas, creme, fofa.	
2	3	2								Areia fina e média siltosa com	
4	4	3						2,90		fragmentos de conchas, creme,	
9	10	4								medianamente compacta.	
10	14	5						4,60		Areia média e fina com poucos	
13	16	6								pedregulhos e poucos fragmentos	
12	13	7						6,25		de conchas, creme, medianamente	
18	23	8						7,20		compacta.	
21	29	9								Areia fina siltosa, cinza escura,	
22	30	10								medianamente compacta.	
26	33	11								Areia fina e média, cinza clara,	
23	31	12						10,80		compacta.	
19	27	13								Areia média, grossa e fina pouco	
20	30	14						12,60		siltosa com poucos pedregulhos e	
21	35	15								fragmentos de conchas, cinza	
23	33	16								escura, compacta.	
36	52	17						16,10		Areia fina e média com poucos	
33	41	18						16,85		fragmentos de conchas, cinza	
22	32	19								clara, compacta.	
										Areia fina siltosa, cinza clara,	
										compacta.	
										Areia fina pouco siltosa, cinza	
										escura, compacta.	

Sondagem de Reconhecimento à Percussão					0171/09	SP - 004		
Cliente:								
Local: Boa Viagem, Recife-PE								
Amostrador	Externo: 2"		Altura de queda: 75 cm	Trado concha (TC):	0,50 m	Revestimento: 1,50 m		
	Interno: 1"3/8		Peso (PP): 65 kgf	Cota do terreno:	0,51 m	Data: 17/10/2009		
Revestimento (REV): 2"1/2		Escala vertical: 1:100		Prof. nível d'água (NA):	2,56 m	Página: 2/2		
Nº de Golpes		Resistência à Penetração × Profundidade			Prof. (m)	N R E V		
Penetração (30 cm)		1ª e 2ª 2ª e 3ª						
1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50	60
24	33	19						
25	35	20						
35	40	21						
33	39	22						
36	41	23					22,60	
35	42	24						
31	44	25						
36	43	26					25,90	
44	59	27						
43	60	28						
48	43/23	29						
17	24	30					29,65	
18	23	31						
21	28	32					32,00	
		33					32,45	
		34						
		35						
		36						
		37						
		38						
Classificação do Material								
Areia fina pouco siltosa, cinza								
escura, compacta.								
Areia fina siltosa com fragmentos								
de conchas, cinza escura,								
compacta.								
Areia fina, cinza clara, compacta.								
Areia fina siltosa com pouca								
matéria orgânica, cinza escura,								
compacta.								
Areia fina pouco siltosa, cinza								
escura, compacta.								
LÍMITE DE SONDAAGEM								

A.2- RESULTADO DO ENSAIO DE SPT REALIZADO NA OBRA 02

A.2.1 - Sondagem SP 01

Sondagem de Reconhecimento à Percussão				0006/10	SP - 001
Cliente:					
Local: Boa Viagem, Recife-PE					
Amostrador	Externo: 2" Interno: 1"3/8	Altura de queda: 75 cm Peso (PP): 65 kgf	Trado concha (TC): Cota do terreno:	0,50 m Revestimento: 1,50 m 0,03 m Data: 05/01/2010	
Revestimento (REV): 2"1/2	Escala vertical: 1:100	Prof. nível d'água (NA):	1,18 m	Página: 1/2	
Nº de Golpes	Resistência à Penetração × Profundidade		Prof.	N R E V	Classificação do Material
Penetração (30 cm) 1ª e 2ª 2ª e 3ª	1ª e 2ª 2ª e 3ª		(m)	A	
TC	TC	0	0,00		Aterro- Areia fina siltosa com
5	6	1	0,50		veios de barro, creme.
11	13		0,85		Aterro- Barro arenoso, marrom,
13	17	2	1,20		pouco compacto.
15	25				Areia fina siltosa, cinza, pouco
15	20	3			compacta.
4	6	4	3,80		Areia fina e média pouco siltosa,
6/35	11/32	5	4,65		cinza clara, de medianamente
5/33	8/32	6			compacta a compacta.
6	10	7			Silte areno-argiloso, cinza, pouco
4/35	5	8	7,70		compacto.
3/40	4/35	9			Silte argiloso, variegado, de rijo a
1	1/20	10	9,40		médio.
2/35	2	11	9,85		Silte argiloso, pouco arenoso,
4	5	12			cinza, mole.
3	6	13			Areia fina e média pouco siltosa,
7	9	14			cinza.
6	10	15			Areia fina siltosa com veios de
7	9	16			argila, variegada, de fofa a pouco
9	12	17	13,30		compacta.
32	34/24	18	13,80		Silte argiloso, pouco arenoso,
		19			variegado.
					Areia média, grossa e fina siltosa
					com pedregulhos, cinza,
					medianamente compacta.
			17,65		Areia fina siltosa, cinza, compacta.

A.3- RESULTADO DO ENSAIO DE SPT REALIZADO NA OBRA 03

A.2.1 - Sondagem SP 03

Sondagem de Reconhecimento à Percussão					0172/08	SP - 003						
Cliente:												
Local: Campo Grande, Recife-PE												
Amostrador		Externo: 2"		Altura de queda: 75 cm		Trado concha (TC): 0,50 m						
		Interno: 1"3/8		Peso (PP): 65 kgf		Revestimento: 2,00 m						
Revestimento (REV): 2"1/2		Escala vertical: 1:100		Cota do terreno: -0,05 m		Data: 18/10/2008						
				Prof. nível d'água (NA): 1,03 m		Página: 1/2						
Nº de Golpes		Resistência à Penetração × Profundidade				Prof. (m)	N	R	E	V	Classificação do Material	
Penetração (30 cm)		1ª e 2ª										A
1ª e 2ª 2ª e 3ª		2ª e 3ª										
0 10 20 30 40 50 60												
TC	TC	0					0,00					Aterro- Areia fina siltosa, cinza,
3	3	1										fofa.
1	1/26	2					2,10					Silte areno-argiloso, cinza claro,
3/35	4/40	3										fofo.
3	4	4										Silte argilo-arenoso, variegado,
3	4	5					4,70					mole.
3	4	6					5,80					Silte arenoso, pouco agiloso,
2/40	3/35	7										amarelo, de pouco compacto a
3	5	8					7,60					medianamente compacto.
6	11	9					8,70					Silte argilo-arenoso, esverdeado,
6/35	10	10					8,95					médio.
6/35	11	11										Silte arenoso, pouco argiloso,
8	11	12										variegado.
7	10	13					11,90					Argila siltosa, marrom, de rija a
7	11	14					12,95					média.
14	16	15					13,15					Argila siltosa, variegada, rija.
15	16	16					14,90					Areia fina siltosa, rósea.
7	9	17										Silte argilo-arenoso com
5	7	18										pedregulhos, variegado, rijo.
3	4	19										Silte areno-argiloso, variegado, de
4	5											fofo a medianamente compacto.

Sondagem de Reconhecimento à Percussão				0172/08	SP - 003
Cliente:					
Local: Campo Grande, Recife-PE					
Amostrador	Externo: 2"	Altura de queda: 75 cm	Trado concha (TC):	0,50 m	Revestimento: 2,00 m
	Interno: 1"3/8	Peso (PP): 65 kgf	Cota do terreno:	-0,05 m	Data: 18/10/2008
	Revestimento (REV): 2"1/2	Escala vertical: 1:100	Prof. nível d'água (NA):	1,03 m	Página: 2/2
Nº de Golpes		Resistência à Penetração × Profundidade		Prof.	N R E V
Penetração (30 cm)		1ª e 2ª 2ª e 3ª		(m)	A
1ª e 2ª	2ª e 3ª	0 10 20 30 40 50 60			
7	9	19		19,70	
7	9	20			
8	11	21			
8	12	22			
7	12	23		23,00	
8	15	24			
9	18	25		24,85	
9	16	26			
12	17	27			
12	18	28			
16	23	29			
13	20	30		29,90	
12	18	31			
13	20	32		32,00	
20	27	33			
10	15	34			
11	15	35		35,70	
45/24	30/9	36		36,24	
		37		36,24	
		38			
					Silte areno-argiloso, variegado, de fofo a medianamente compacto. Areia média e fina siltosa, pouco argilosa, variegada, medianamente compacta. Silte areno-argiloso variegado, medianamente compacto. Areia fina e média siltosa, pouco argilosa, variegada, de medianamente compacta a compacta. Silte arenoso, pouco argiloso, variegado, de compacto a medianamente compacto. Areia fina siltosa com veios de argila, variegada, de compacta a medianamente compacta. Areia fina siltosa, cinza, compacta. Sondagem paralisada aos 36,24 metros, tendo em vista o surgimento de rocha, tornando-se impenetrável à percussão e ao trépano de lavagem. LIMITE DE SONDAAGEM

Anexo B

Análise do Comportamento das Provas de Carga Estáticas em Estacas Tipo Hélice Contínua através da Curva Carga Recalque

Isabella Barbalho Santini Batista
SoloSSantini, Recife, Brasil, isabella@solossantini.com.br

Roberto Quental Coutinho
Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, rqc@ufpe.br

Filipe Carnib Freire
Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, filipecarnibfreire@gmail.com

RESUMO: Este artigo contempla a comparação de resultados de duas provas de carga estáticas em estacas do tipo hélice contínua executadas em bairros distintos na cidade de Natal, Rio Grande do Norte. As duas obras apresentam perfis de sondagens similares e características distintas em relação ao carregamento, um dos ensaios de prova de carga atingiu um carregamento máximo de 6.453,5kN, enquanto o outro atingiu um carregamento de 2.611,0kN. Este trabalho apresentará a metodologia executiva dos ensaios das provas de carga e serão comparados os resultados de capacidade de carga e recalque através da curva carga recalque. Neste estudo também contemplará a estimativa de carga de ruptura através do método de Van der Veen, dos conceitos da norma brasileira de fundações e do método da rigidez proposto por Décourt (1996). Ainda utilizando este método, será avaliado a separação das parcelas de ponta e atrito lateral dos ensaios mencionados.

PALAVRAS-CHAVE: Atrito Lateral, Resistência de Ponta, Estaca Hélice Contínua, Prova de Carga Estática.

1 INTRODUÇÃO

A prova de carga estática é um ensaio do tipo “tensão x deformação” realizado no solo, estudado para receber solicitações em um elemento estrutural de fundação construído para a obra ou especialmente para ser testado. Os ensaios realizados são utilizados principalmente como verificação de desempenho de um elemento estrutural de fundação, quanto à ruptura e recalques. São também realizados para fins de estudos, pesquisas ou projetos.

Este artigo apresentará a metodologia executiva de dois ensaios de prova de carga, depois serão comparados os resultados de carga e recalque dos ensaios através da curva carga recalque e valores de carga de ruptura por três métodos e por fim, analisará a separação das parcelas de ponta e de atrito lateral pelo método da rigidez proposto por Décourt, 1996.

2 MÉTODO EXECUTIVO

A metodologia normatizada no Brasil para as provas de carga estáticas trata basicamente de aplicar cargas conhecidas ao solo, através de um elemento estrutural de fundação ou de uma placa metálica apoiada no solo, medindo-se as deformações e deslocamentos daí decorrentes.

Esta placa atua como modelo reduzido da base de uma fundação. O elemento de fundação ensaiado pode ser uma sapata, um bloco, uma estaca ou conjunto de estacas associadas de qualquer tipo, ou um tubulão. As cargas aplicadas devem representar da melhor forma possível, as solicitações previstas quando em operação, sejam elas verticais, horizontais ou inclinadas, de compressão ou de tração. São divididas em estágios de carregamentos sucessivos, que devem permanecer atuando durante algum tempo. Cada estágio de carga é mantido até que o controle dos recalques correspondentes indique a estabilização, ou seja, suas variações se tornem muito pequenas

ou nulas. De acordo com os critérios da norma NBR 12131, a estabilização ocorre quando em duas leituras sucessivas o recalque não excede 5% do recalque total observado no mesmo estágio de carregamento.

O descarregamento é iniciado somente após decorridas 12 horas de manutenção de carga máxima de ensaio aplicada quando não ocorre a ruptura. Também deve ser feito em estágios com controle de deslocamentos até a estabilização, porém com duração mínima de 15 minutos por estágio. Devem ser realizados pelo menos quatro estágios de descarregamento.

As cargas são aplicadas, em geral, por meio de macaco hidráulico calibrado, centradas em relação ao eixo da fundação e sem provocar choques e/ou vibrações durante o carregamento. Em uma prova de carga sobre estaca, um bloco de coroamento deve ser previamente concretado, como elemento de transmissão de cargas do macaco para o elemento de fundação.

Durante a realização da prova de carga estática são medidas as cargas aplicadas e os deslocamentos correspondentes da placa metálica ou do elemento estrutural de fundação. A medida das cargas aplicadas durante o ensaio é feita através do manômetro que fornece a pressão no sistema de acionamento do macaco hidráulico. Os deslocamentos da placa ou do topo do elemento de fundação na direção da aplicação da carga são medidos por um ou dois pares de extensômetros mecânicos, com sensibilidade e leitura de 0,01 milímetro. Estes extensômetros são posicionados diametralmente opostos em relação ao ponto de aplicação da carga e permitem calcular o deslocamento, bem como alertar para a eventual ocorrência de recalques diferenciais. As barras de referência servem de apoio para os extensômetros, exigindo cuidados especiais para que não venham a falsear os resultados devido a sua deformação ou movimentação.

Este artigo contemplará a comparação de resultados de duas provas de carga vertical a compressão realizadas em estacas do tipo hélice contínua localizadas em terrenos nos bairros de Petrópolis e Ponta Negra, respectivamente, na cidade de Natal, Rio Grande do Norte.

2.1 Obra no Bairro de Petrópolis, Natal/RN

Este item relata dados da obra e resultados da prova de carga estática a compressão realizada em estaca Hélice Contínua, executada no terreno onde foi construído o Edifício Issa Hazbun, localizado na Av. Nilo Peçanha, Petrópolis – Natal/RN.

2.1.1 Caracterização da área estudada

A caracterização da área estudada se deu através de quatro furos de sondagem à percussão, os resultados apresentados no ensaio mostraram uma profundidade mínima de 18,0m e máxima de 20,0m, todos os furos de sondagem tiveram em sua descrição areia fina, iniciando com SPT na ordem de três e atingindo SPT de quarenta e seis aos 16,0m de profundidade. Em nenhum dos furos de sondagem realizados foi encontrado o nível d'água. O furo de sondagem que melhor representa as características do solo na estaca estudada é o SP-02 que pode ser visto na figura 1.

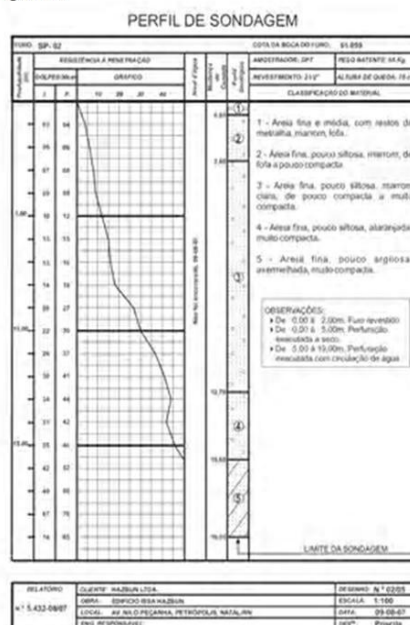


Figura 1. Furo de Sondagem SP-02 na obra realizada no bairro de Petrópolis.

2.1.2 Dados da Estaca

O elemento de fundação ensaiado é uma estaca tipo Hélice Contínua, nomeada neste artigo de EHC 01, apresenta um diâmetro de 800mm com 15,12 metros de comprimento, executada no dia 13 de julho de 2009, armada longitudinalmente com 06 ferros de $\phi 25.0\text{mm}$ aço CA-50 com 8,00 metros de comprimento e 73 estribos de $\phi 8.0\text{mm}$ aço CA-50 espaçados a cada 10cm. A carga admissível de compressão projetada foi de 3.200kN. Estes dados são apresentados resumidamente na tabela 1 a seguir:

Tabela 1. Dados da Estaca

Estaca	Diâmetro Nominal da Estaca (mm)	Comprimento total da estaca (m)	Carga Admissível de Compressão (kN)	Comprimento da armação longitudinal (m)	Números de estribos
EHC 01	800	15,12	3.200	8,0 m	73

Durante o processo executivo da estaca é feito um monitoramento eletrônico onde são fornecidos dados como: torque, rotação, velocidade, pressão do concreto, velocidade de extração e o perfil estimado da estaca. Sendo bem interpretados, estes dados trará uma maior confiabilidade à execução da estaca. O monitoramento da estaca EHC 01 pode ser visto na figura 02.

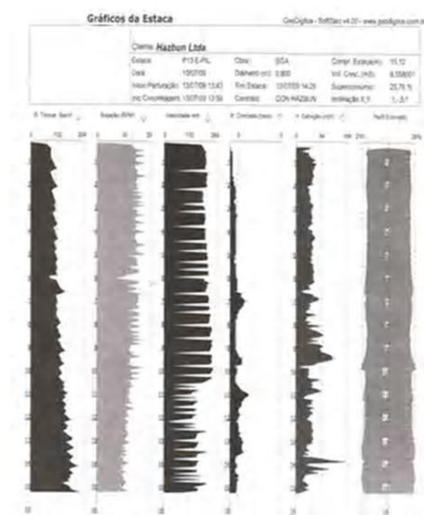


Figura 2. Os Dados Técnicos da Estaca Ensaída à Compressão.

2.1.3 Execução da Prova de Carga

A prova de carga foi executada nos dias 23 e 24 de julho de 2009 na estaca localizada no centro geométrico do bloco de fundação como pode ser visto na figura 3. Para a execução da prova de carga foi montado um sistema composto por 09 estacas cravadas no terreno, onde foram ancorados 08 tirantes monobarra de 15,00m de comprimento, tipo INCO-50D da INCOTEP, instalados no fuste das estacas de reação. No sistema utilizou-se um macaco hidráulico com capacidade de 700tf e diâmetro igual a 0,40m da PONTEMAC, com comandos acionados a distância. A leitura das cargas foi feita através de um manômetro acoplado à bomba de óleo. O carregamento da prova de carga foi realizado em estágios não superiores a 20% da carga de trabalho e o descarregamento em estágios não superiores 25% da carga de teste. As deformações da prova de carga à compressão foram medidas simultaneamente através de 04 (quatro) relógios comparadores (extensômetros) sensíveis à 0,01mm, instalados diametralmente opostos em relação a seção transversal da estaca.

O tempo de aplicação das cargas foi de 30 minutos para os estágios de carga que tiveram os recalques estabilizados e, quando necessário, para os demais estágios a carga foi mantida até a estabilização dos recalques, totalizando 11 estágios. O descarregamento ocorreu normalmente em estágios até atingir o descarregamento total. A duração de cada estágio no descarregamento foi de 15 minutos, sendo que o último se concretizou no período de 30 minutos. A prova de carga obedeceu rigorosamente todos os procedimentos de montagem e operação que descreve a Norma Brasileira NBR-12131 da ABNT.



Figura 3. Localização da Estaca da Prova de Carga ECH 01

2.1.4 Resultados da Prova de Carga

Com base na curva carga x recalque, figura 4, obtido com os resultados da prova de carga, foram determinados os seguintes recalques para a carga máxima de 6.453,5kN: recalque máximo de 33,348mm, recalque elástico de 4,653mm e recalque residual de 28,695mm, apresentado na tabela 2.

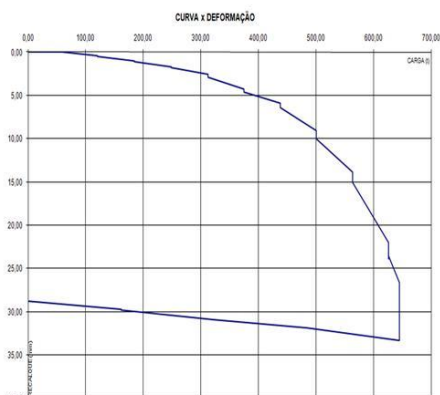


Figura 4. Gráfico CargaxRecalque do Ensaio à compressão

Tabela 2. Resultados da Prova de Carga.

Pilar	Estaca	Carga máx de Teste alcançada(Tf)	Recalque máx. (mm)	Recalque elástico (mm)	Recalque residual (mm)
P13	EP	645,35	33,348	4,653	28,695

2.2 Obra no Bairro de Ponta Negra, Natal/RN

Este segundo item apresenta os dados da obra e resultados da prova de carga estática a compressão realizada em estaca tipo Hélice Contínua, executada no terreno onde foi construído Edifício Confort Suites, localizado na Rua das Conchas, Ponta Negra – Natal/RN.

2.2.1 Caracterização da área estudada

A caracterização da área estudada foi similar à área no bairro de Petrópolis, através dos furos de sondagem à percussão, porém apenas foram realizados três furos de sondagem no terreno estudado, mas todos se apresentaram muito semelhantes. Os resultados mostram uma profundidade máxima do ensaio de 14,0m e apresentando em sua descrição apenas areia fina com SPT nas primeiras camadas na ordem de nove golpes e nas camadas mais profundas o SPT chega a 60 golpes. Como em Petrópolis, também nenhum dos furos de sondagem realizados foi encontrado o nível d'água. O furo de sondagem que melhor representa o solo estudado nas proximidades da estaca estudada é a sondagem SP-02 que pode ser visto na figura5.

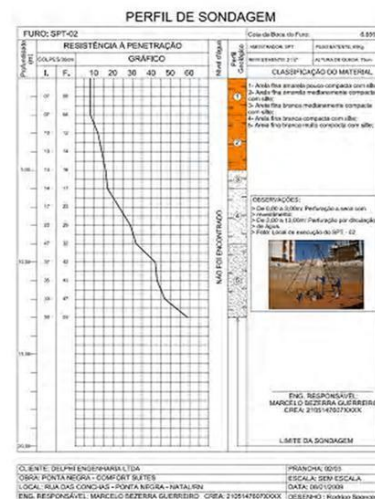


Figura5. Furo de Sondagem SP-02 na obra realizada no bairro de Ponta Negra.

2.2.2 Dados da Estaca

O elemento de fundação ensaiado é uma estaca tipo Hélice Contínua, nomeada no artigo como EHC 02, de diâmetro $\phi=500\text{mm}$ com 13,12 metros de comprimento, executada no dia 14 de abril de 2009, armada longitudinalmente com 06 ferros de $\phi 20,0\text{mm}$ aço CA-50 com 6,00 metros de comprimento e 28 estribos de $\phi 8,0\text{mm}$ aço CA-50 espaçados a cada 20cm. A carga admissível de compressão projetada foi de 1.300kN. Estes dados são apresentados na tabela 3 a seguir.

Tabela 3. Dados da Estaca.

Estaca	Diâmetro Nominal da Estaca (mm)	Comprimento total da estaca (m)	Carga Admissível de Compressão (kN)	Comprimento da armação longitudinal (m)	Números de estribos
EHC 02	500	13,12	1.300	6,0 m	28

O monitoramento da estaca EHC 02 pode ser interpretado pelo relatório técnico, figura 6, fornecido pela empresa SOLOSSANTINI, executora do projeto estudado.

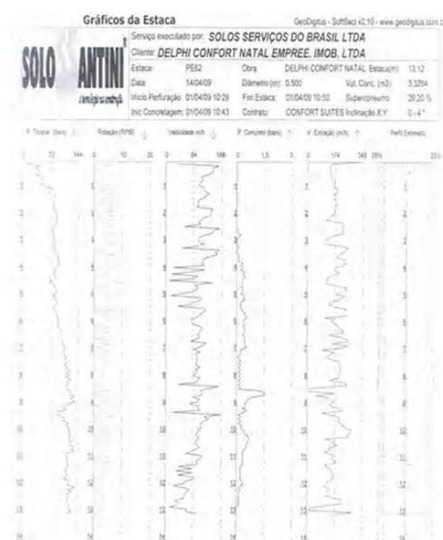


Figura 6. Os Dados Técnicos da Estaca Ensaada à Compressão

2.2.3 Execução da Prova de Carga

A prova de carga foi executada nos dias 27 e 28 de abril de 2009 na estaca localizada no centro geométrico do bloco de fundação como pode ser visto na figura 7. Diferentemente do sistema anterior, para a execução da prova de carga foi montado um sistema composto por 07 estacas cravadas no terreno, onde foram ancorados 06 tirantes monobarra de 12,00m de comprimento, tipo INCO-35D da INCOTEP, instalados no fuste das estacas de reação.

O procedimento para a realização do ensaio foi similar ao descrito anteriormente e atendendo dos os critérios da NBR 12131 da ABNT.

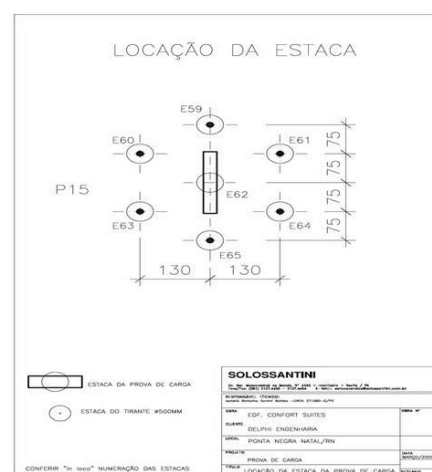


Figura 7. Localização da Estaca da Prova de Carga.

2.2.4 Resultados da Prova de Carga

Com os resultados obtidos no ensaio foi traçado o gráfico carga x recalque, representado na figura 8, no ensaio foi obtido os seguintes recalques para a carga máxima de 2.610,0kN: recalque máximo de 13,628mm, recalque elástico de 4,003mm e recalque residual de 9,625mm. Estes dados estão sintetizados na tabela 4.



Figura 8. Gráfico CargaxRecalque do Ensaio à compressão.

Tabela 4. Resultados da Prova de Carga.

Pilar	Estaca	Carga máx de Teste alcançada (kN)	Recalque máx. (mm)	Recalque elástico (mm)	Recalque residual (mm)
P15	E62	261,10	13,628	4,003	9,625

3 INTERPRETAÇÃO DA CURVA CARGA RECALQUE

Através dos resultados obtidos nas duas provas de carga analisadas, uma no bairro de Petrópolis e a outra no bairro de Ponta Negra, verificou-se que elas apresentam comportamentos distintos quando comparadas as curvas carga-recalque. A prova de carga realizada no bairro de Petrópolis apresentou uma curva carga-recalque mais próximo de uma assíntota evidenciando que o ensaio chegou próximo da carga de ruptura. Tal análise foi constatada através das obtenções das cargas de ruptura através de métodos utilizados. Para o presente trabalho foram obtidas as cargas de ruptura por três metodologias distintas que serão abordadas no item 3.1 deste trabalho. Para prova de carga realizada no bairro de Ponta Negra, diferentemente da realizada no bairro de Petrópolis, verificou-se que o comportamento da curva carga-recalque apresenta um formato linear, o que mostra que o ensaio não se aproximou da carga de ruptura, também constatado nos modelos proposto neste trabalho.

Os dois ensaios obtiveram recalques bem próximos, quando aplicado na carga de trabalho. O ensaio realizado no bairro de Petrópolis onde a carga de trabalho foi de 3.200kN apresentou recalque igual a 3,080mm e o ensaio realizado no bairro de Ponta Negra com carga de trabalho igual a 1.300kN apresentou um recalque de 3,098mm.

Outra análise que será abordada neste trabalho é a separação da parcela de ponta e atrito lateral através do conceito de rigidez proposto por Décourt (1996), esta análise será abordada no item 3.2 deste trabalho.

3.1 Determinação da carga de ruptura de estacas através das curvas carga-recalque

3.1.1 Método de Van der Veen

Este método consiste em calcular a carga de ruptura através de tentativas partindo de um valor de carga Q_u qualquer adotado, sendo calculados os valores correspondentes equação (1).

$$y = \ln \left(1 - \frac{Q}{Q_u} \right) \quad (1)$$

Segundo Décourt e Niyama (1994) é recomendada a utilização deste método somente quando as estacas não são de deslocamento, o carregamento é monotônico e a carga máxima do ensaio atinge pelo menos dois terços do valor da carga de ruptura convencional.

3.1.2 Método da NBR 6122/96

O método proposto pela NBR 6122/96 define a carga máxima da estaca em função do seu diâmetro e do encurtamento elástico devido ao carregamento. A carga de ruptura pode ser determinada como aquela que corresponde na curva carga-recalque ao recalque expresso pela equação (2) proposta.

$$\Delta r = \frac{P \times L}{E \times A} + \frac{D}{30} \quad (2)$$

Onde:

Δr = recalque de ruptura convencional;

P = 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 círculo circunscrito à estaca.

3.1.3 Método da Rigidez (Décourt, 1996)

Este método se baseia no conceito de rigidez da fundação, proposto por Décourt (1996). É considerada uma maneira mais simples de avaliar a ruptura convencional de fundações a partir das curvas carga-recalque obtidas em provas de cargas. Segundo o autor a rigidez de uma fundação (R) é a relação entre a carga aplicada (Q) sobre a fundação e o recalque (s) sofrido pela mesma. A tendência geral para qualquer tipo de fundação e de que a rigidez diminua à medida que os recalques aumentem, podendo assim dizer que a ruptura física ocorre para uma carga correspondente a um valor de rigidez nula como visto na expressão (2).

$$Q_{ult} = \lim_{s \rightarrow \infty} \left(\frac{Q}{s} \right) \quad (2)$$

A construção gráfica do método de Van der Veen e do proposto pela norma NBR 6122/96 para a estaca EHC 01 é apresentado na figura 9 já o da estaca EHC 02 pode ser visto na figura 10.

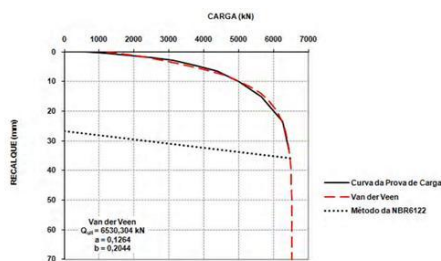


Figura 9. Aplicação do método de Van der Veen e o proposto pela Norma 6122/96 para estaca EHC 01.

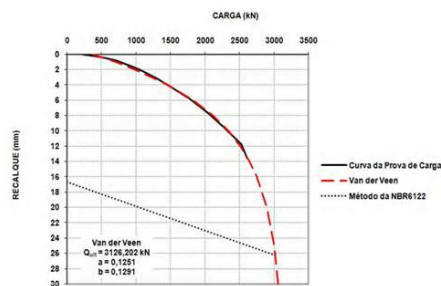


Figura 10. Aplicação do método de Van der Veen e o proposto pela Norma 6122/96 para estaca EHC 02.

A representação gráfica para a obtenção da carga de ruptura através do método da rigidez para as estacas EHC 01 e EHC 02 será mostrada nas figuras 12 e 13, respectivamente.

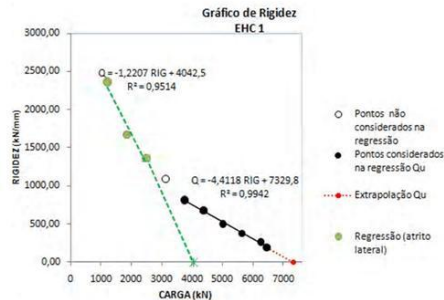


Figura 11. Aplicação do método da rigidez para estaca EHC 01.

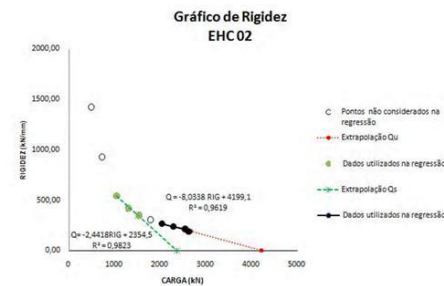


Figura 12. Aplicação do método da rigidez para estaca EHC 02.

Os resultados das aplicações dos três métodos descritos para as duas provas de carga estudadas são apresentados resumidamente na tabela 5.

Tabela 5. Resultados das cargas de ruptura pelos três métodos.

Estaca	Carga de Ruptura (kN)		
	NBR	VDV	RIG
EHC 01	6.470	6.530,3	7.329,8
EHC 02	3.000	3.126,2	4.199,1

3.2 Separação das parcelas de ponta e atrito lateral pelo método da Rigidez (Décourt, 1996)

Décourt, 1996 alerta a importância de uma interpretação e execução bem feita das provas de cargas e enfatiza sua importância,

especialmente em estacas escavadas, da separação do atrito lateral (Q_s) da reação de ponta (Q_p).

O método proposto pelo autor visa determinar os valores aproximados de Q_s , apresentando de forma mais simples possível, de modo a permitir que se atinjam os objetivos sem ter que se recorrer a nenhuma formulação matemática mais complexa. A metodologia consiste na obtenção do domínio do atrito lateral, para tal são utilizadas curvas obtidas através de regressões que melhor se ajustem, ou seja, aquela que apresente o maior R^2 .

A determinação gráfica da separação das parcelas de ponta e de atrito lateral obtida no bairro de Petrópolis pode ser visto na figura 11 com os valores de 4.042kN para atrito lateral, já a do bairro de Ponta Negra será apresentado na figura 12 o valor de atrito de 2.354kN. Os resultados seguem na tabela a seguir:

Tabela 6. Resultados das parcelas de ponta e atrito lateral.

Estacas	Método de cálculo	Carga de atrito lateral (kN)	Porcentagem de atrito lateral (%)	Porcentagem de Ponta (%)
EHC 01	Rigidez Décourt	4.042	62,0	37,0
EHC 02		2.354	90,0	10,0

5 CONCLUSÃO

Este trabalho apresentou os resultados de duas provas de carga na cidade de Natal/RN. Analisou-se através da curva carga recalque os recalques para as cargas máximas de 6.453,5kN e 2.611,0kN. Nos dois casos, para a carga de trabalho houve a semelhança dos recalques na ordem de 3,0mm. Verificou-se também que os resultados dos cálculos dos métodos utilizados (método de Van der Veen, Norma 6122/1996 e método da rigidez, Décourt, 1996) para analisar a carga de ruptura foram muito semelhantes, com o método da rigidez apresentando os maiores resultados nas duas provas de carga estudadas. Quando comparados aos resultados dos ensaios foi analisado que a carga de ruptura no primeiro caso chegou bem próximo a carga máxima realizada no ensaio, cerca de 99%, no segundo encontrou-se um percentual de 83%. Para a análise de separação das parcelas de ponta e de atrito lateral, foi estudado no mesmo método proposto por Décourt, 1996 e através dos cálculos realizados foi obtido para estaca EHC 01 cerca de 63% da carga total se destina

a parcela de atrito lateral. Para a estaca EHC 02 o resultado mostra um percentual de atrito lateral igual a 90%. Entende-se que a parcela de ponta do caso EHC 01 foi maior devido ao carregamento máximo ter sido muito próximo da carga de ruptura, solicitando assim, mais do elemento estrutural.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1996). *Projeto e Execução de Fundações: NBR 6122/96*. Rio de Janeiro, 14p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (2006). *Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio: NBR 12131*. Rio de Janeiro/RJ.
- Banco de Dados da SoloSSantini (2009): *Relatório Técnico de Prova de carga*. Recife/PE.
- Décourt, L.(2008). *Provas de carga em estacas pode dizer muito mais do que têm dito*. SEFE VI. São Paulo/SP.
- Massad, Faíçal. *Limites de extrapolação em provas de Carga verticais, interrompidos prematuramente*. Proceedings of X Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol.01.
- Terzaghi, K. e Peck, R.B. (1987) *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade.** 2001. 263p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade Estadual de São Paulo, São Paulo, 2001.

ALONSO, U. R. Prova de carga estática em estacas (uma proposta para revisão da norma NBR12.131). **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 20, n. 1, p. 47-59, 1997.

_____(1998b) Estacas hélice contínua monitoradas – a experiência nos últimos dois anos. **Revista Engenharia**, São Paulo, n.528, pp. 34-41.

_____(2000). Reavaliação do método de capacidade de carga de estacas hélice contínua proposto por Alonso em 96 para duas regiões geotécnicas distintas. In: SEMINÁRIOS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE IV, 4º, São Paulo:ABMS. V2, p.425-429.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122/1996:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: 1996.

_____. **NBR 12.131/2006:** Prova de carga estática – Método de ensaio. Rio de Janeiro: 2006.

CAPUTO, AN.; TAROZZO, H.; ALONSO, U.R.; ANTUNES, W.R. (1997). **Estacas hélice contínua: projeto, execução e controle.** São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – Núcleo Regional de São Paulo. 59p

DÉCOURT, L. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. In:SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, III SEFE, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF e ABMS, 1996, v.1, p. 215-224.

_____. Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. In:SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, VI SEFE, 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2008, v.1, p. 221-245.

MELO, B.N. **Análise de Prova de Carga à Compressão à Luz do Conceito de Rigidez.** 2009. Dissertação de mestrado (Mestranda em Engenharia Civil) – UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS, FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO, Campinas, 2009.

PENNA, A.S.D.; CAPUTO, A.N., MAIA, C.; PALERMO, G.; GOTLIEB, M.; PARAÍSO, S.C; ALONSO, U.R. (1999). **A estaca hélice contínua – a experiência atual**. 1ª ed. São Paulo: FALCONI, F.F. & MARZIONNA, J.D. (Ed.). ABMS/ABEF/IE.

SoloSSantini (2010). **Prova de carga estática**. Catálogo técnico. Recife: solossantini.

_____, **Execução de estacas Hélice Contínua**. Manual técnico. Recife: Cordeiro,M.

VELLOSO, D.A , LOPES,F.R.**Fundações Profundas**

