

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

JULIANA REINERT

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS DE
OBRA INDUSTRIAL NO LITORAL FLUMINENSE USANDO ABORDAGEM
PROBABILÍSTICA**

CURITIBA

2011

JULIANA REINERT

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS DE
OBRA INDUSTRIAL NO LITORAL FLUMINENSE USANDO ABORDAGEM
PROBABILÍSTICA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da Universidade Federal do Paraná, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Construção Civil, área de concentração: Geotecnia.

Orientadora: Prof. Dr. Andréa Sell Dyminski

Co-orientador: Prof. Dr. Alessandro C. Morales Kormann

CURITIBA

2011

TERMO DE APROVAÇÃO

JULIANA REINERT

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS DE OBRA INDUSTRIAL NO LITORAL FLUMINENSE USANDO ABORDAGEM PROBABILÍSTICA

Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre no Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Área de Concentração: Geotecnia, Setor de Tecnologia, da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Orientadora: _____

Prof^a. Dr^a. Andrea Sell Dyminski

Programa de Pós-Graduação em Construção Civil - UFPR

Co-orientador: _____

Prof. Dr. Alessander C. Morales Kormann

Programa de Pós-Graduação em Construção Civil - UFPR

Examinadores: _____

Prof. Dr. Eduardo Dell'Avanzi

Programa de Pós-Graduação em Construção Civil - UFPR

Prof. Dr. Marcio de Souza Soares Almeida

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – COPPE / UFRJ

Curitiba, 02 de maio de 2011.

R367e Reinert, Juliana

Estudo do comportamento das fundações profundas de obra industrial no litoral fluminense usando abordagem probabilística. [manuscrito] / Juliana Reinert. – Curitiba, 2011.

182f. . : il. [algumas color.] ; 30 cm.

Impresso.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Construção Civil, 2011.

Orientadora: Andréa Sell Dyminski -- Co-orientador: Alessander C.

CRB/9 - 1585

"Superação é ter a humildade de aprender com o passado,
ser inconformado com o presente e desafiar o futuro."

(Hugo Bethlen)

AGRADECIMENTOS

Ao grupo de Geotecnia da Universidade Federal do Paraná pela transmissão de conhecimento, amizade e apoio.

Em especial à Professora Doutora Andréa Sell Dyminski, pela orientação, carinho, exemplo de dedicação e força de vontade. Principalmente, pela sua alegria contagiante que nos deixa tão animados mesmo depois de uma reunião cansativa.

Ao professor Alessandro Christopher Morales Kormann, pela orientação, incentivo, confiança e pelo excelente exemplo profissional e pessoal. Em especial, pela grande sabedoria e ensinamentos de vida, tão essenciais na minha formação.

À equipe da empresa Fugro In Situ Geotecnia pela cessão dos dados utilizados nesta dissertação e pelo apoio em todos os momentos necessários.

Aos meus pais, Zeni Maria Reinert e José Jacó Reinert, pelo incentivo, dedicação, apoio e carinho, mesmo nos momentos mais difíceis.

Aos meus amigos, por entenderem a minha falta quando em estudo. E por não entenderem também e me forçarem a sair um pouco de cima dos livros.

A todos aqueles que dedicaram seu tempo a conversar, discutir e dar opiniões sobre os temas abordados neste trabalho.

RESUMO

A variabilidade do solo é uma questão complexa que pode afetar o projeto de engenharia geotécnica. Este trabalho apresenta um estudo sobre o comportamento de fundações de uma obra industrial do litoral fluminense, baseado em ensaios de campo que foram feitos como parte do projeto da obra. Os dados consistem em ensaios SPT e CPT em uma área específica da obra. A estratigrafia do terreno é composta por duas camadas de argila de consistência mole a média separadas por camadas de areia de espessuras variadas. Foram calculados parâmetros básicos de estatística para as resistências dos ensaios CPT e SPT e a variabilidade das argilas foi estimada através da distribuição de probabilidade dos dados.

A capacidade de carga de fundações é relacionada com as características do solo ao redor da estaca. As estacas deste estudo são de diferentes tipos e diâmetros, sendo quatro estacas pré-moldadas de concreto sendo do tipo SCAC (duas de 50 cm de diâmetro e duas de 70 cm de diâmetro), seis do tipo Franki (duas de 40 cm de diâmetro, duas de 52 cm de diâmetro e duas de 60 cm de diâmetro) e uma do tipo metálica perfil W 610x155. Todas foram ensaiadas com prova de carga estática e seis foram ensaiadas até a carga de ruptura. Nesta pesquisa, a capacidade de carga das estacas foi prevista por cinco métodos semi-empíricos: Aoki e Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Bustamante e Ganeselli ou LCPC (1982) e Eslami e Fellenius (1997). Todos os métodos são baseados em ensaios de campo, CPT e SPT, que foram executados em local próximo às estacas. Foram considerados ensaios num raio máximo de 200 m. Os resultados das previsões foram comparados com a extrapolação das curvas carga x recalque das estacas interrompidas antes da carga de ruptura. A extrapolação foi feita por quatro métodos: Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976) e modificado por Massad (1986), Chin-Konder (1970), Davidsson (1972) e método da NBR 6122 (2010). Foram calculados os erros dos métodos, percebendo-se um melhor ajuste de extrapolação para o método de Van der Veen, modificação de Aoki (1976), e um menor erro nas previsões de capacidade de carga para o método de Bustamante e Ganeselli (1982).

Foi adotada uma abordagem probabilística para estimar a capacidade de carga das estacas levando-se em consideração a variabilidade do solo neste sítio em estudo. Para isso, adotou-se uma distribuição de probabilidade log-normal para o atrito lateral e normal (ou de Gauss) para a ponta de cada estaca e calculou-se a capacidade de carga

através do método de Bustamante e Gianceselli (1982), utilizando-se como resistência do solo 10.000 valores gerados aleatoriamente a partir das distribuições. Como resultado, obteve-se a probabilidade de ruptura das estacas ensaiadas com prova de carga estática e das capacidades de carga calculadas pelo método de Bustamante e Gianceselli com abordagem tradicional, além do valor de capacidade de carga para a probabilidade de ruptura de 5% a partir do gráfico da abordagem probabilística. Percebeu-se um melhoramento na previsão da capacidade de carga, sendo que o valor com probabilidade de ruptura de 5% teve um erro 50% menor em relação aos valores reais obtidos na prova de carga do que o valor estimado pelo método tradicional. Ainda percebe-se a influência da variabilidade do solo, quando utilizados ensaios a um raio de 100 m da estaca e ensaios a um raio de 200 m.

Palavras-chave: variabilidade do solo, argilas moles, extrapolação, prova de carga estática, capacidade de carga, abordagem probabilística.

ABSTRACT

The variability of the soil is a complex issue that can affect geotechnical engineering design. This paper presents a study on the behavior of foundations of an industrial work of Rio de Janeiro coast, based on field tests that were made as part of the construction project. The data consists of SPT and CPT in a specific area of work. The soil stratigraphy is composed of two layers of soft clay separated by sand layers of various thicknesses. Basic statistical parameters were calculated for the resistance of the CPT and SPT tests and the variability of the clays was estimated using the probability distribution of the data.

The bearing capacity of foundations is related to the characteristics of the soil surrounding the pile. The soil profile of the case study is very common in the Brazilian coast, being formed by layers of soft clays interspersed with layers of fine sand. The piles carried out to study are of different types and diameters, with four concrete drive piles SCAC (two 50 cm diameter and two 70 cm diameter), six Franki piles (two 40 cm diameter, two 52 cm diameter and two 60 cm diameter) and a metallic pile W-610x155. All of them were tested by static load test and six of them were carried out to failure. In this research, bearing capacity predictions of the ultimate load of piles were done through four semi-empirical methods: Aoki and Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Bustamante e Gianceselli or LCPC (1982) and Eslami e Fellenius (1997). The methods were based in field tests, CPT and SPT, which were carried out near the place of piles installation, being a maximum distance a radius of 200 m from the pile. The predictions results were compared to the extrapolation of the load-settlement curve in tests stopped before of the failure. The extrapolation was done by four methods: Van der Veen (1953), modified by Aoki (1976) and modified by Massad (1986), Chin-Kondner (1970), Davidsson (1972) and NBR 6122 (2010) method. The errors of the methods were calculated and Van der Veen method, modified by Aoki (1976) had the best fit. The prediction method with a smaller error was Bustamante and Gianceselli (1982).

A probabilistic approach was adopted to estimate the bearing capacity of piles taking into account the variability of the soil at this site under study. For this, a probability distribution log-normal was adopted for the skin friction and normal (or Gaussian) to the tip of each pile. The load capacity was calculated by the method of Bustamante and Gianceselli (1982), using as soil resistance values 10.000 randomly

generated from distributions. As a result, the failure probability of piles tested with static load test was obtained and load capacities were calculated by the method of Bustamante and Gianceselli with the traditional approach, plus the amount of bearing capacity for the failure probability of 5% obtained from the graph of the probabilistic approach. It can be noticed an improvement in the prediction of load capacity, the value for the failure probability of 5% had an error 50% lower compared to the real values obtained in the load test than the value estimated by the traditional method. There is still the influence of soil variability when used tests from 100 meter radius of the piles and tests from a radius of 200 m.

Keywords: soil variability, soft clay, extrapolation, static load test, bearing capacity, probabilistic approach.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1.....	6
Figura 2.2.....	7
Figura 2.3.....	10
Figura 2.4.....	17
Figura 2.5.....	18
Figura 2.6.....	20
Figura 2.7.....	28
Figura 2.8.....	31
Figura 2.9.....	34
Figura 2.10.....	35
Figura 2.11.....	37
Figura 2.12.....	39
Figura 2.13.....	40
Figura 2.14.....	42
Figura 2.15.....	42
Figura 2.16.....	43
Figura 3.1.....	45
Figura 3.2.....	46
Figura 3.3.....	47
Figura 3.4.....	48
Figura 3.5.....	49
Figura 3.6.....	51
Figura 3.7.....	53
Figura 3.8.....	53
Figura 4.1.....	55
Figura 4.2.....	61
Figura 4.3.....	62
Figura 5.1.....	65
Figura 5.2.....	69
Figura 5.3.....	70
Figura 5.4.....	73
Figura 5.5.....	76
Figura 5.6.....	76
Figura 5.7.....	81
Figura 5.8.....	82
Figura 5.9.....	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1.....	19
Tabela 2.2.....	23
Tabela 2.3.....	24
Tabela 2.4.....	25
Tabela 2.5.....	25
Tabela 2.6.....	25
Tabela 2.7.....	27
Tabela 2.8.....	27
Tabela 2.9.....	28
Tabela 2.10.....	31
Tabela 3.1.....	49
Tabela 3.2.....	50
Tabela 4.1.....	57
Tabela 4.2.....	58
Tabela 4.3.....	59
Tabela 4.4.....	60
Tabela 4.5.....	61
Tabela 5.1.....	64
Tabela 5.2.....	67
Tabela 5.3.....	68
Tabela 5.4.....	71
Tabela 5.5.....	72
Tabela 5.6.....	77
Tabela 5.7.....	78
Tabela 5.8.....	79
Tabela 5.9.....	84
Tabela 5.10.....	85
Tabela 5.11.....	86
Tabela 5.12.....	87
Tabela 5.13.....	87

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	ASPECTOS GERAIS	1
1.2	OBJETIVOS DA PESQUISA	2
1.3	JUSTIFICATIVA.....	2
1.4	LIMITAÇÕES.....	5
1.5	ESTRUTURA DO TRABALHO	5
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1	ARGILAS MOLES DO LITORAL FLUMINENSE	7
2.2	APLICAÇÃO DO MÉTODO DE MONTE CARLO AO ESTUDO DE CONFIABILIDADE GEOTÉCNICA	9
2.2.1	<i>Variabilidade espacial dos parâmetros do solo</i>	10
2.2.2	<i>Variáveis aleatórias</i>	11
2.2.3	<i>Simulação de Monte Carlo</i>	12
2.3	SONDAGEM SPT	13
2.4	SONDAGEM CPTU.....	14
2.4.1	<i>Interpretação do ensaio</i>	16
2.4.2	<i>Pré-processamento dos dados experimentais</i>	19
2.4.3	<i>Parâmetros estatísticos</i>	21
2.4.4	<i>Distribuições de probabilidade</i>	21
2.5	MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS...21	
2.5.1	<i>Método de Aoki & Velloso (1975)</i>	22
2.5.2	<i>Método Décourt-Quaresma (1978)</i>	24
2.5.3	<i>Método Bustamante e Gianeselli ou LCPC (1982)</i>	26
2.5.4	<i>Método Eslami e Fellenius (1997)</i>	29
2.6	PROVA DE CARGA ESTÁTICA	31
2.6.1	<i>Ensaio com carregamento cíclico</i>	33
2.6.2	<i>Interpretação da curva Carga-Recalque</i>	35
2.6.3	<i>Extrapolação da curva Carga-Recalque</i>	36
3	DESCRIÇÃO DO SÍTIO	44
3.1	LOCALIZAÇÃO	44
3.2	ESTRATIGRAFIA	47
3.3	ENSAIOS ESTÁTICOS	50
4	VARIABILIDADE ESPACIAL DO SOLO	55
4.1	METODOLOGIA APLICADA	56
4.2	ANÁLISE DA VARIABILIDADE DE DADOS DO CPT E SPT	57
4.2.1	<i>Filtragem dos dados</i>	57
4.2.2	<i>Parâmetros estatísticos</i>	58
4.2.3	<i>Distribuições de probabilidade</i>	60

5	ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA	63
5.1	EXTRAPOLAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA	63
5.2	CAPACIDADE DE CARGA POR ABORDAGEM TRADICIONAL.....	65
5.2.1	<i>Métodos baseados em ensaio SPT</i>	66
5.2.2	<i>Métodos baseados em ensaio CPT</i>	69
5.3	CAPACIDADE DE CARGA POR ABORDAGEM PROBABILÍSTICA	73
5.3.1	<i>Metodologia utilizada</i>	74
5.3.2	<i>Resultados obtidos</i>	75
6	CONCLUSÃO.....	88
6.1	ENSAIOS DE CAMPO SPT E CPT.....	88
6.2	EXTRAPOLAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA	89
6.3	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA	89
6.4	CAPACIDADE DE CARGA POR ABORDAGEM PROBABILISTICA	90
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	92
	APÊNDICE A. PROVAS DE CARGA ESTÁTICA	
	APÊNDICE B. INSTRUMENTAÇÃO DAS ESTACAS	
	APÊNDICE C. EXTRAOLAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA	
	APÊNDICE D. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DAS ESTACAS	
	APÊNDICE E. DISTRIBUIÇÕES DE PROBABILIDADE PARA ATRITO LATERAL E PONTA	
	APÊNDICE F. DISTRIBUIÇÕES DE PROBABILIDADE PARA CAPACIDADE DE CARGA	

1 INTRODUÇÃO

1.1 ASPECTOS GERAIS

O crescimento dos centros urbanos e industriais brasileiros tem impulsionado a construção de empreendimentos em locais onde o subsolo seria considerado, inicialmente, inadequado. Próximo a grandes cidades, em particular no litoral brasileiro, os terrenos com solos de melhor qualidade já foram utilizados e as áreas disponíveis, muitas vezes, situam-se em áreas baixas com solos moles, aumentando as dificuldades técnicas e os custos associados a elas.

Assim, deve-se compreender melhor o comportamento dos terrenos moles, visando um aprimoramento no dimensionamento de estruturas nessas áreas. Esses solos têm características muito peculiares com importância significativa, porém ainda são relativamente pouco explorados.

Tendo-se em vista este desafio da engenharia geotécnica contemporânea, nesse trabalho procura-se estudar dados deste tipo de solo, usando uma abordagem probabilística para caracterizar a variabilidade de propriedades geotécnicas de argilas moles. Para tal, foram usados ensaios de penetração de cone, CPT, de um sítio específico de grande interesse, tanto técnico quanto econômico. O estudo baseou-se em dados obtidos em uma relevante obra industrial do litoral fluminense, a maior siderúrgica da América Latina, com investimento acima de US\$ 3 bilhões. Na obra, foi executado um campo de testes de fundações que possui ensaios CPTu e SPT, além de provas de carga estáticas em diferentes soluções de fundações (SCAC, Franki e metálica).

Pode-se dizer que os métodos de dimensionamento de estacas baseados no ensaio CPT ainda não são apropriados ao tipo de solo do litoral brasileiro, pois em sua maioria foram desenvolvidos com um banco de dados de solos de outras regiões, com características diferentes do terreno litorâneo. A otimização desses métodos permite a diminuição dos custos das fundações, deixando a obra mais acessível.

A capacidade de carga das estacas foi avaliada com abordagem probabilística, comparando-se o método proposto aos resultados dos métodos de previsão de capacidade de carga tradicionais. Além disso, analisou-se o comportamento real das fundações, a partir das provas de carga estáticas executadas no campo de teste de fundações.

1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo principal deste trabalho é se obter um aprimoramento na previsão de comportamento de fundações utilizando-se de abordagem probabilística baseada no ensaio CPTu para tratamento dos parâmetros do solo.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos da presente dissertação são:

– Comparar métodos de dimensionamento de fundações profundas, levando-se em tanto os baseados em resultados do ensaio CPT, quanto os baseados em resultados do ensaio SPT;

– Comparar os resultados previstos para a capacidade de carga das estacas estudadas com os resultados obtidos nas provas de carga estática;

– Avaliar a variabilidade geotécnica das camadas do subsolo do sítio estudado, usando abordagem estatística;

– Analisar os resultados da avaliação probabilística e os obtidos com métodos de previsão de capacidade de carga tradicionais.

1.3 JUSTIFICATIVA

Em engenharia geotécnica, é prática corrente a previsão das propriedades do solo baseada em ensaios de campo, com número limitado de ensaios de laboratório executados em amostras obtidas de locais específicos. Normalmente, os parâmetros do solo são obtidos através de estimativas conservadoras baseadas nos resultados desses ensaios, sem considerar a variabilidade das propriedades e outras incertezas envolvidas na interpretação dos resultados.

Vários autores (Phoon e Kulhawy 1999a e 1999b, Whitman 2000 e Jaksa et al 2005, Haldar e Babu, 2011) estudaram a variabilidade de características geotécnicas do

subsolo usando uma diversidade de abordagens estatísticas, acentuando a importância deste estudo e as suas implicações para projetos geotécnicos.

De acordo com Dithinde et al (2011), incertezas sobre os parâmetros do solo surgem da variabilidade das propriedades dos materiais geotécnicos de um lugar para outro, mesmo em estratos ditos homogêneos.

Para obter-se os parâmetros de variabilidade do solo, utilizam-se ensaios geotécnicos de laboratório e de campo. Entre os ensaios de campo mais utilizados, estão o CPT e o SPT.

De acordo com a NBR 12069 (ABNT, 1991), o ensaio de penetração de cone in situ (CPT) é o método para determinação da resistência do solo à penetração estática e contínua ou incremental de uma ponteira padronizada, caracterizada em componentes de resistência de ponta e de atrito lateral local. O método fornece dados que permitem estimar propriedades dos solos e que são utilizados em projeto e construção de obras de terra e de fundações de estrutura.

Segundo Robertson (2009), o CPT tem a vantagem de ser rápido, ter resultados contínuos ao longo da cravação, ter procedimento de fácil repetição e ser econômico. Por isso, a sua aplicação tem crescido muito ao redor do mundo.

O CPT é um ensaio que fornece um grau de detalhamento da estratigrafia e do comportamento do solo maior que o fornecido pelo SPT, pois seus dados são coletados ao longo de toda a cravação. A sondagem CPT, nos últimos 15 anos, é o ensaio mais utilizado em regiões com solos de baixa capacidade de carga. (TEIXEIRA et al, 2008)

Segundo Schnaid (2000), nas últimas décadas, a engenharia brasileira tem tido preferência pelo uso do ensaio SPT na investigação de solos e nos projetos de fundações, em parte pela facilidade de execução e baixo custo, e em parte por falta de estudos nessa área do conhecimento para o Brasil.

O ensaio SPT tem limitações para alguns tipos de solos, já que para atingir a profundidade do amostrador, utiliza-se um processo de lavagem do solo, desagregando sua estrutura. Em solos moles, esse processo amolga a argila, diminuindo a resistência real do solo. Além disso, a energia de cravação do amostrador é alta, fazendo com que não se obtenha um número real de golpes para medida de resistência (N_{SPT}), já que com apenas o peso próprio do equipamento é possível que se passem os 45 cm de cravação do amostrador.

Nesse âmbito, o ensaio CPT se destaca, utilizando um cone que não necessita de escavação ou lavagem, ou seja, não altera o solo ao seu redor de maneira significativa.

O cone é cravado com uma velocidade de 2 cm/s e com energia controlada, facilitando a obtenção de dados e coletando a resistência do solo ao longo de sua cravação.

Diversos métodos baseados no CPT, como Aoki e Velloso (1975), podem ser usados com base no SPT, utilizando-se correlações entre os ensaios. As correlações empíricas, baseadas na experiência, tem sido a principal base de interpretação do CPT, consideradas bastante mais fiáveis do que as referentes ao SPT, entre outros aspectos, porque para o CPT não se verifica a diversidade de aspectos e procedimentos de ensaio que se observa para o SPT. (FERNANDES, 1995).

Os métodos baseados em ensaio SPT não são os ideais para solos moles, porém, devido à ampla utilização no país, foram utilizados nesse estudo os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978). Esses métodos foram analisados somente a fim de comparação com os métodos baseados em CPT, como Aoki e Velloso (1975), Bustamante e Gianceselli (1982) e Eslami e Fellenius (1997).

Como estes métodos não foram desenvolvidos para este tipo de solo, viu-se a importância desse estudo, a fim de aprimorar os métodos em análise. Para isso, utilizou-se abordagem probabilística no tratamento dos parâmetros do solo.

Deve-se lembrar que todo processo de cálculo possui incertezas, além das incertezas decorrentes dos processos de sondagem que medem a resistência do solo e servem de base aos processos de cálculo. Com os ensaios podem-se diminuir estas incertezas, resultando em uma maior confiabilidade da fundação e uma maior garantia de segurança e qualidade.

De acordo com Azevedo e Guimarães (2009), a utilização de dados de ensaios na avaliação probabilística das variáveis envolvidas no problema em questão não é condição suficiente para se eliminar todas as incertezas do projeto. Os dados disponíveis não são suficientes para uma representação impecável dessas variáveis. Torna-se possível minimizar incertezas, mas nunca eliminá-las. Muitos problemas envolvem processos e fenômenos naturais inerentemente aleatórios. Desta forma, as incertezas presentes nos sistemas de engenharia avaliadas por conceitos estatísticos estão adquirindo conotação de grande importância nos projetos atuais por representarem comportamentos mais próximos dos reais.

1.4 LIMITAÇÕES

Essa pesquisa se limita a área de estudo, podendo ter sua metodologia estendida a mais áreas com características semelhantes, mantendo sempre uma análise crítica dos resultados.

A análise aqui realizada teve uma quantidade de dados limitada, implicando em algumas simplificações, o que influencia na qualidade dos resultados obtidos.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

No Capítulo 1 é apresentada a introdução, onde fica clara a importância e a aplicabilidade deste estudo.

A revisão bibliográfica dos temas abordados encontra-se no Capítulo 2.

No Capítulo 3, descreve-se o sítio estudado e suas características.

Os resultados obtidos do estudo de variabilidade do solo, com a metodologia de análise aplicada são apresentados no Capítulo 4.

No Capítulo 5, apresentam-se a análise e a interpretação dos resultados das provas de carga estáticas e das capacidades de carga estimadas pelos métodos de dimensionamento de fundações, com abordagem tradicional e probabilística.

O Capítulo 6 reúne as considerações finais deste trabalho.

Ao final, são apresentadas as referências bibliográficas citadas no texto.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Formações de argila mole existem em todo o litoral brasileiro e se constituem em materiais problemáticos do ponto de vista geotécnico. Na figura 2.1, nota-se a cor rosa predominante no litoral brasileiro. Essa cor representa rochas gnáissicas de origem magmática ou sedimentar de médio grau metamórfico.

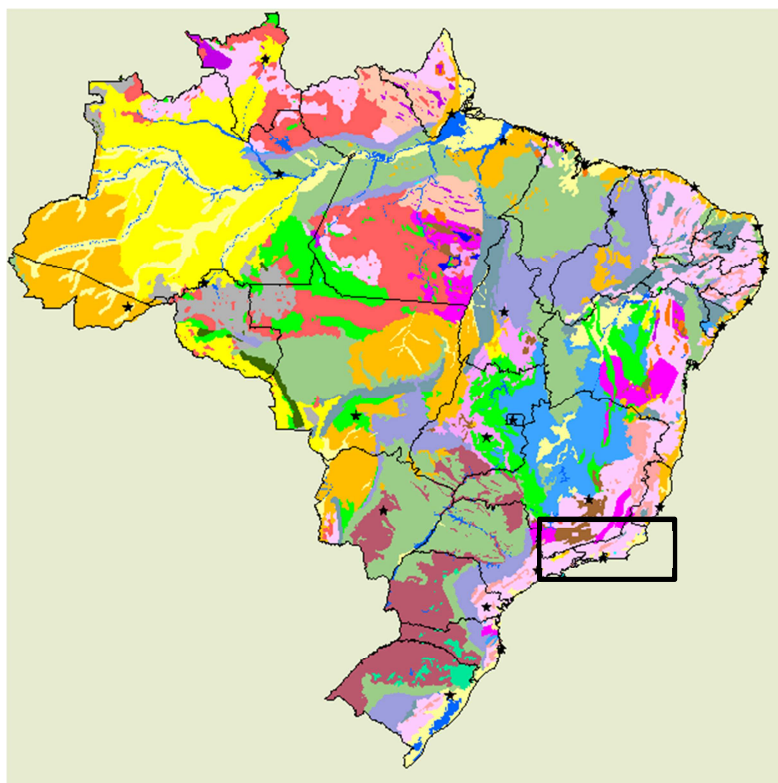


FIGURA 2.1: MAPA DO ESBOÇO GEOLÓGICO DO BRASIL (IBGE, 2010)

Em quase todos os estados litorâneos pode-se encontrar sedimentos arenosos e argilo-carbonáticos de fraco grau metamórfico, como é possível observar no mapa do Rio de Janeiro, figura 2.2, na cor cinza. Este trabalho aborda o comportamento de fundações em sítio do litoral fluminense, portanto, será dada maior ênfase ao tipo de formação geológica dessa região.

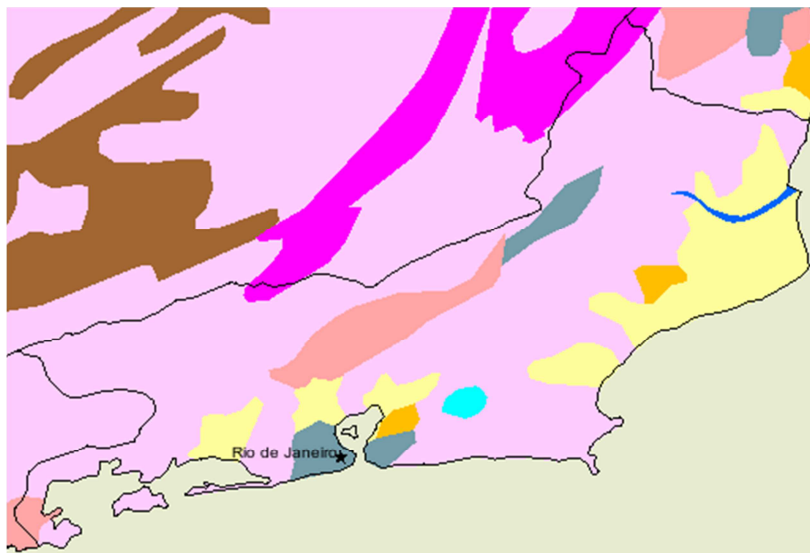


FIGURA 2.2: MAPA DO ESBOÇO GEOLÓGICO DO RIO DE JANEIRO (ADAPTADO DE IBGE, 2010)

2.1 ARGILAS MOLES DO LITORAL FLUMINENSE

Os depósitos de solos moles constituem locais adversos para a implantação de obras de engenharia civil, já que aumentam as dificuldades técnicas e os custos associados a elas.

Os solos de granulometria fina podem se acumular em vários tipos de ambientes sedimentares, formando os depósitos de argila mole. Spannenberg (2003) afirma que os sedimentos que constituem estes depósitos são, do ponto de vista geológico, de origem bastante recente, correspondente ao período quaternário. Estes sedimentos foram depositados após o último período de glaciação, encerrado há cerca de 10 mil anos. Nesta época, a água oriunda do descongelamento das geleiras provocou uma elevação significativa do nível do mar e encobriu os vales e as planícies litorâneas.

O termo solo mole é usualmente empregado para depósitos de solos de baixa consistência, caracterizados por baixa resistência ao cisalhamento e elevada compressibilidade. São exemplos típicos as argilas e os siltes orgânicos saturados. Depósitos de solo mole apresentam, em geral, alguns aspectos em comum: situam-se em zonas planas, são formados por solos finos e apresentam más condições de drenagem. (BORBA, 2007)

As argilas moles brasileiras apresentam geralmente processos semelhantes de deposição em regiões costeiras. Na sua pesquisa, Spannenberg (2003) cita como

exemplos os depósitos de Sarapuí, na Baixada Fluminense (Costa Filho et al., 1977; Antunes, 1978), da Baixada Santista (Massad, 1985 e 1986) e de Pernambuco (Ferreira et al., 1986). Segundo Schnaid (2000), no litoral brasileiro é freqüente a ocorrência de argilas altamente plásticas, com teores de umidade próximo ou acima do limite de liquidez, presença de matéria orgânica e baixos valores de resistência não-drenada.

De acordo com Antunes (1978 citado por Formigheri, 2003), os depósitos argilosos moles da Baixada Fluminense foram formados a partir de sedimento fluvio-marinho do Quaternário (6000 anos). O solo desta região apresenta coloração cinza escura, devido ao ambiente de redução e à presença de matéria orgânica. Análises químicas, em amostras da argila mole, da região próxima ao Rio Sarapuí, indicaram teor de matéria orgânica (obtido a partir do teor de carbono) entre 4 a 6 %, teor médio de sais solúveis (sob a forma de cloretos e sulfatos de sódio) de 6 g/l e predominância de caulinita, ocorrendo ainda illita e montmorilonita.

Spannenberg (2003) faz uma revisão das publicações sobre ensaios em argilas moles da Baixada Fluminense, em regiões próximas ao rio Sarapuí. Pode-se notar o alto teor de umidade natural do solo. O LL obtido, menor que o teor de umidade, é justificado pelo processo de ensaio. O OCR – *Overconsolidation Ratio* ou Razão de Sobre-Adensamento – próximo de 1,4, obtido nos ensaios de adensamento, indica um material levemente pré-adensado.

Futai et al (2008) também faz uma coletânea dos resultados de ensaios laboratoriais em argilas moles de diversas regiões do Rio de Janeiro. Pode-se notar que o teor de umidade é alto, assim como na Baixada Fluminense. O percentual de matéria orgânica varia, porém em Itaipú, região de Niterói, pode chegar a $32 \pm 20\%$. A resistência não drenada obtida pelo ensaio de palheta pode atingir valores tão altos quanto 110 kPa em no Bairro de Botafogo, Rio de Janeiro.

Palmeira (1981) apresenta um perfil geotécnico de um trecho da rodovia Washington Luiz, margeando o rio Sarapuí. Neste, observa-se uma camada de argila mole sobrejacente a camadas de areia fina argilosa. Os resultados de SPT são baixos ou nulos ao longo da camada argilosa.

No relatório de Fugro In Situ (2007) são apresentados resultados da argila mole de Itaguaí-RJ. Pode-se notar o teor de umidade muito alto, variando de 65 a 140%, e uma tendência de aumento de consistência das argilas com a profundidade. Ainda no relatório, a estratigrafia da região é formada por uma primeira camada de argila, seguida por uma camada de areia e, ainda abaixo, outra camada de argila compressível.

2.2 APLICAÇÃO DO MÉTODO DE MONTE CARLO AO ESTUDO DE CONFIABILIDADE GEOTÉCNICA

De acordo com Dyminski et al (2006a), a importância do mapeamento de solo com alta qualidade em projetos de engenharia é inquestionável. Projetos de engenharia geotécnica não podem ser desenvolvidos sem algum conhecimento das condições do solo no local. Geralmente, os dados utilizados para gerar mapas estratigráficos são obtidos por pesquisa topográfica e ensaios de investigação geotécnica. Esses dados discretos são extrapolados para um sítio contínuo de interesse.

Lacasse e Nadim (1994) citados por Cabral (2008) ressaltam que a previsão do comportamento de fundações não pode ser feita com exatidão face às variações espaciais das propriedades do solo, investigação limitada do subsolo, limitação nos modelos de cálculo, incerteza nos parâmetros do solo e incertezas nas cargas atuantes. Os citados autores salientam sobre a importância da adoção de enfoques de projeto racionais e bem documentados que informem e levem em conta as incertezas na análise dos parâmetros. A análise da confiabilidade permite que se mapeie e avalie essas incertezas.

Avesani Neto (2010) afirma que a usual metodologia de projeto de fundações por estaca de edifícios considera a resistência do subsolo da obra como constante. Portanto, a curva de distribuição da resistência obtida para todas as estacas é expressa por um valor único e constante e função da profundidade da estaca. Desta forma a variabilidade do subsolo é desprezada. Todavia em geotecnia sabe-se que esta variabilidade é intrínseca a todas as obras e as “suposições” do subsolo podem acarretar estruturas mal dimensionadas e com segurança e confiabilidade reais inferiores a aparente.

Neste aspecto, é necessário utilizar-se de métodos que insiram a variabilidade do terreno nos cálculos da capacidade de carga de estacas. O método de Monte Carlo é um método probabilístico simples que utiliza valores aleatórios para os parâmetros baseados na curva de distribuição destes parâmetros, permitindo analisar-se um universo de dados com os possíveis valores a serem encontrados em campo.

2.2.1 Variabilidade espacial dos parâmetros do solo

O solo apresenta uma variabilidade espacial em diversas de suas características, como, por exemplo, geometria de camadas, propriedades físicas e geomecânicas e outras. Existem na literatura diversos estudos onde esta variabilidade foi medida e quantificada. Baecher e Christian (2003) citam a variabilidade da resistência à penetração de um ensaio de cone em argilas, conforme pode ser visto na figura 2.3.

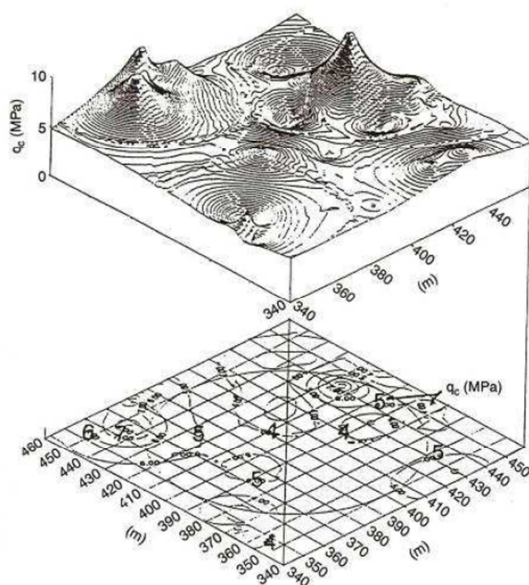


FIGURA 2.3: VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO DE UM ENSAIO CPT EM ARGILAS (BAECHER E CHRISTIAN, 2003)

Ainda segundo Baecher e Christian (2003), a variabilidade espacial do solo é responsável por incertezas na engenharia geotécnica, causada por grandezas randômicas, que são definidas como fenômenos que são inerentemente imprevisíveis.

A maior parte dos estudos que buscam medir a variabilidade espacial do solo incide sobre as incertezas do conhecimento sobre as características deste material. A variabilidade natural não é possível de ser prevista. Entretanto, é possível que a sua frequência de ocorrência seja prevista e medida.

De acordo com Olavo (2009), Genevois, em 1991 fez um estudo da variabilidade espacial dos parâmetros do solo e da sua influência na capacidade de carga de fundações superficiais. A análise foi feita com o uso de um modelo elasto-plástico e um modelo de elementos finitos. Ele concluiu que, incluindo os efeitos da variabilidade espacial do ângulo de atrito e do módulo de elasticidade, a probabilidade de ruptura das

fundações superficiais diminuiria em relação à probabilidade de ruptura calculada sem esta consideração, convergindo para valores observados na prática. Este estudo fez uma variação estatística dos parâmetros do solo já citados (ângulo de atrito e módulo de elasticidade) através de simulações em faixas de variação pré-definidas.

Baecher e Christian (2003) citam que a variabilidade espacial do solo é um dos fatores que interferem na probabilidade de falha de uma estrutura geotécnica e, portanto, no risco envolvido na engenharia geotécnica. Um fator que pode reduzir o risco é conhecer a variabilidade espacial dos parâmetros do solo. Caso o risco seja reduzido através deste conhecimento, o fator de segurança também pode ser reduzido.

As normas técnicas incorporam esta filosofia. A NBR 6122 (ABNT, 2010), por exemplo, permite que seja reduzido o coeficiente de segurança caso sejam feitas provas de carga na obra, além de determinar coeficientes de segurança menores caso os parâmetros do solo sejam definidos por ensaios de menor variabilidade e que meçam os parâmetros do solo diretamente, ao invés de medi-los por correlações.

Mesmo os depósitos relativamente homogêneos podem apresentar alguma variabilidade espacial. Esta variabilidade normalmente é interpretada como uma tendência assintótica, sendo um exemplo comum o aumento da pressão de pré-adensamento com a profundidade. Além das assíntotas, as técnicas de inferência estatística também são bastante utilizadas.

2.2.2 Variáveis aleatórias

Segundo Sobol (1983), variável aleatória é uma variável que, não assumindo necessariamente um valor preciso, pode assumir diversos valores, cada um com certa probabilidade. Mesmo que conhecida a probabilidade associada a cada valor possível de uma variável aleatória, não se pode prever exatamente o valor que esta assumirá em uma experiência, mas se pode prever o seu comportamento em uma série de experiências, com tanto maior precisão quanto maior for esta série.

No presente estudo, as variáveis aleatórias são chamadas normais ou de Gauss, ou seja, têm seu comportamento regido por uma distribuição normal (ou suas variações). O erro proveniente de determinadas medições é, geralmente, uma variável normal.

A distribuição normal ou Gaussiana é de grande uso na estatística inferencial. A função densidade de probabilidade da distribuição normal p de uma variável x com média μ e desvio-padrão σ é definida pela equação 2.1.

$$p(x) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{\left[\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2} \right]} \quad (2.1)$$

Uma variável aleatória tem distribuição log-normal quando seu logaritmo tem distribuição normal. A função densidade de probabilidade da distribuição log-normal p de uma variável x com média μ e desvio-padrão σ é definida pela equação 2.2.

$$p(x) = \frac{1}{x \cdot \sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{\left[\frac{(\ln(x)-\mu)^2}{2\sigma^2} \right]} \quad (2.2)$$

2.2.3 Simulação de Monte Carlo

Métodos de Monte Carlo são uma classe de algoritmos computacionais que se baseiam na repetição de amostragens aleatórias para calcular os resultados. São freqüentemente usados na simulação de sistemas físicos e matemáticos. Devido à quantidade de cálculo necessário, é mais adequado utilizar um computador na realização das operações matemáticas. Esses métodos tendem a ser usados quando for inviável ou impossível calcular um resultado exato com um algoritmo determinista.

É importante diferenciar uma simulação, um estudo de Monte Carlo e uma simulação de Monte Carlo. A simulação é uma representação fictícia da realidade. Um estudo de Monte Carlo é uma técnica que pode ser usada para resolver um problema de matemática ou estatística. A simulação de Monte Carlo utiliza amostragem repetida para determinar as propriedades de algum fenômeno.

De acordo com Rubinstein e Kroese (2007), métodos de simulação Monte Carlo são particularmente úteis no estudo de sistemas com grande incerteza nos parâmetros envolvidos. É um método amplamente bem sucedido na análise de risco, quando comparado com métodos alternativos ou à intuição humana. Estes métodos também são muito utilizados em matemática. Um uso clássico é a avaliação de integrais definidas, particularmente integrais multidimensionais com condições de contorno complicadas.

Resumidamente, a simulação de Monte Carlo utiliza valores aleatórios para os parâmetros baseados na distribuição destes parâmetros, fornecida pelo usuário para obter o resultado desejado. Isso é repetido um grande número de vezes, de maneira que o resultado pode ser representado por uma distribuição de probabilidade. Com isso, é possível se determinar o grau de confiabilidade desejado para o projeto em questão e obter o resultado esperado.

Segundo Ribeiro (2008), a Simulação de Monte Carlo é uma técnica de amostragem e, por essa razão, seus resultados estão sujeitos a erros. À medida que o número de elementos da amostra aumenta, os erros vão diminuindo e a solução se torna exata quando este número tende ao infinito. Por isso em geral, a Simulação de Monte Carlo exige um número grande de análises determinísticas para chegar-se a uma solução adequada.

Em seu trabalho, Ribeiro (2008) utiliza uma adaptação do método de Monte Carlo para estimar as probabilidades associadas a recalques imediatos de fundações superficiais em areias. Conclui que utilizando-se duas ou mais tensões admissíveis para as sapatas, os recalques médios aumentam, porém os valores de desvio padrão dos recalques sofrem redução, contribuindo para um melhor desempenho das fundações superficiais analisadas.

Teixeira et al (2010) apresentaram um trabalho que aplicou diferentes métodos de previsão de capacidade de carga, comparando os resultados obtidos com base em simulações de Monte Carlo com os ensaios de prova de carga. Não foi possível se obter uma conclusão generalizada, já que os resultados obtidos apresentaram uma grande variabilidade. No entanto, os autores afirmam que, para as estacas de concreto à compressão, se encontrou uma boa ferramenta de classificação dos métodos de previsão de capacidade de carga levando-se em conta a variabilidade estatística dos parâmetros de uma forma simples, como previsto no Eurocódigo.

2.3 SONDAGEM SPT

O Standard Penetration Test (SPT) é o ensaio de campo mais popularmente utilizado, apesar de todos os avanços na engenharia geotécnica. Ele permite uma indicação da densidade de solos granulares ou da consistência de solos coesivos (Schnaid, 2000).

O SPT é constituído por uma medida de resistência dinâmica e uma amostragem de simples reconhecimento. Para a realização do ensaio, de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001), a perfuração inicial é feita por trado e circulação de água, utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta.

A cada metro de profundidade, são retiradas amostras através do amostrador normalizado do tipo Terzaghi-Peck, que é cravado no solo com golpes de um martelo de 65 kg erguido a uma altura de 0,75 m. Os resultados de N_{spt} são obtidos pelo número de golpes necessários para a cravação de 30 cm do amostrador, após os 15 cm iniciais.

Algumas vantagens deste ensaio são a obtenção de amostras de solo, a identificação do nível d'água, a simplicidade de execução e o baixo custo. Schnaid (2000) aponta como desvantagem os diferentes procedimentos adotados para a execução do ensaio, apesar da existência de norma, além da pouca racionalidade de alguns métodos de uso e interpretação. Também devem ser consideradas as incertezas que estão embutidas nos resultados, que, de acordo com Phoon e Kulhawy (1999a) podem variar de 15 a 45%.

O ensaio SPT tem limitações para alguns tipos de solos, já que para atingir a profundidade do amostrador, utiliza-se um processo de lavagem do solo, desagregando sua estrutura. Em solos moles, esse processo amolga a argila (quando não a desestrutura), diminuindo a resistência real do solo. Além disso, a energia de cravação do amostrador é alta, fazendo com que não se obtenha um número real de golpes para medida de resistência (N_{SPT}), já que com apenas um golpe é possível que se ultrapassem os 45 cm de cravação do amostrador.

Nos últimos anos tem-se incorporado a medida da umidade do solo ao ensaio SPT, sendo retirada de amostras coletadas no amostrador, por camada.

2.4 SONDAGEM CPTu

De acordo com a NBR 12069 (1991), o ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT) é o método para determinação da resistência do solo à penetração estática e contínua ou incremental de uma ponteira padronizada, caracterizada em componentes de resistência de ponta e de atrito lateral local. O método fornece dados que permitem estimar propriedades dos solos e que são utilizados em projeto e construção de obras de terra e de fundações.

No ensaio de penetração de cone, um cone padronizado no final de uma série de hastes é cravado no solo numa taxa constante de 2 cm/s e são feitas medições contínuas ou intermitentes da resistência à penetração do cone, em geral a cada 2 mm de perfuração. São também medidas a combinação entre a resistência à penetração do cone e da superfície exterior da luva ou apenas a resistência da superfície da luva.

Os principais atrativos do ensaio de cone são o registro praticamente contínuo da resistência à penetração, fornecendo uma descrição detalhada da estratigrafia do subsolo e a eliminação de qualquer influência do operador nas medidas de ensaio. (SANTOS, 2003)

Pode-se medir a poropressão do solo a partir da instalação de uma pedra porosa no cone e um transdutor de pressão. Essa pedra pode ser instalada em três posições, conforme necessidade. A posição mais utilizada é conhecida como u_2 , que fica logo acima do cone, entre ele e a luva de atrito. A poropressão fornece dados mais precisos para determinação da estratigrafia do solo e da sua resistência efetiva. Ainda existem poucos métodos de previsão de capacidade de carga que utilizam os dados de poropressão, porém este fato não diminui a sua importância. O ensaio em que se faz esse registro é denominado CPTu.

Anderson e Townsend (2001) avaliaram as estimativas da resistência lateral de fundações profundas usando parâmetros de solos obtidos através de correlações dos ensaios SPT e CPT e medidas feitas em campo. As estimativas do SPT mostraram-se um tanto conservadoras quando comparadas com os valores de campo, assim como apresentaram um grande desvio padrão. Já as avaliações feitas pelo CPT apresentaram valores otimistas, mas com desvio padrão igualmente alto.

Como experiência da utilização do ensaio CPT, podem ser citados os trabalhos de Ortigão (1994) citado por Santos (2003), que executou ensaio CPTu em argilas tropicais da região de Brasília durante a execução do Metrô/DF, e Naime e Fiori (2002), que utilizaram ensaios CPT e SPT para avaliar a influência de fatores geológico-ambientais sobre os dados de investigação geotécnica.

De acordo com Coutinho et al (2010), o ensaio SPT é predominante como investigação de campo, porém diversas vezes a caracterização do sítio é complementada por outros ensaios de campo e de laboratório. O uso do CPT tem gradualmente crescido no Brasil, sendo reconhecido como uma técnica de qualidade para construções em solos moles.

Para o solo em estudo, o ensaio CPT se destaca, utilizando um cone que não necessita de escavação ou lavagem, ou seja, não altera o solo ao seu redor de maneira significativa. Com a sua cravação contínua e a sensibilidade do equipamento, facilitando a obtenção de dados e coletando a resistência do solo ao longo de sua cravação, o CPT mostra-se um ensaio mais adequado para solos moles.

2.4.1 Interpretação do ensaio

No ensaio de cone CPT, as grandezas medidas são a resistência de ponta q_c e o atrito lateral f_s , sendo a razão de atrito ($R_f = \frac{q_c}{f_s}$) o primeiro parâmetro derivado do ensaio, utilizado para a classificação dos solos. Essa classificação pode ser obtida através de procedimentos gráficos que relacionam diretamente a resistência de ponta com a razão de atrito. (LUNNE, 1997)

No caso do ensaio de piezocone, CPTu, as informações do CPT são complementadas através de medidas de poropressões geradas durante o processo de cravação, obtendo-se um novo parâmetro de classificação dos solos, B_q . (SCHNAID, 2000)

As medidas contínuas de resistência ao longo da profundidade, associadas à extrema sensibilidade observada na monitoração das poropressões, possibilita a identificação precisa de camadas de solos, podendo-se, por exemplo, detectar camadas drenantes delgadas.

As informações da poropressão possibilitam também a determinação da resistência de ponta corrigida (q_t). As metodologias de classificação sugerem relacionar q_t e B_q , como indicativo do tipo solo.

Robertson et al (1983) propuseram uma carta simplificada de classificação de solos já a partir do ensaio de cone mecânico, como visto na figura 2.4, mesmo que neste ensaio não exista medida de poropressão.

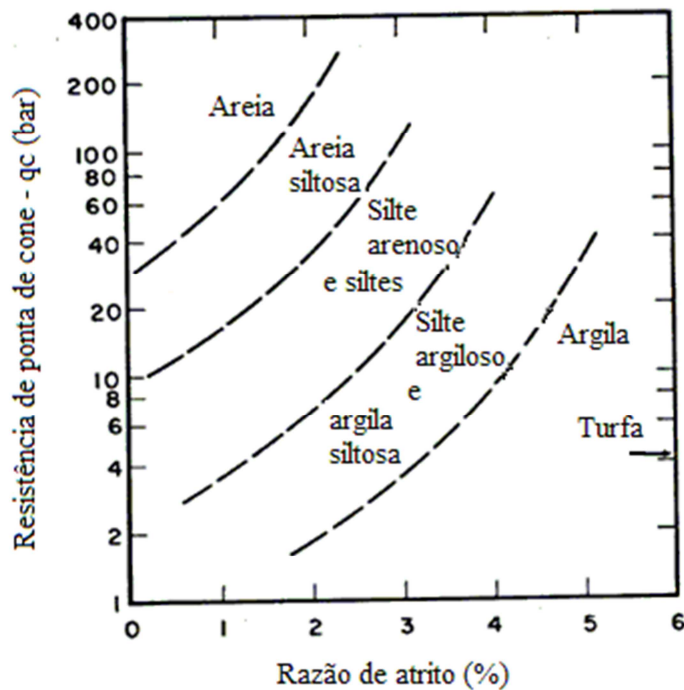


FIGURA 2.4: ÁBACO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS A PARTIR DO ENSAIO CPT MECÂNICO. (ADAPTADO DE ROBERTSON ET AL, 1983, p. 5)

Porém, de acordo com Schnaid (2000), perfis stratigráficos melhorados podem ser obtidos a partir de resultados de CPTu por outras cartas de classificação de solo que foram propostas por diversos autores. Neste trabalho, será utilizada a carta de Robertson et al (1986), conforme figura 2.5 e tabela 2.1. As correlações apresentadas, em geral, podem ser consideradas satisfatórias para a classificação de solos sedimentares brasileiros (Quaresma et al, 1996; Soares et al 1997).

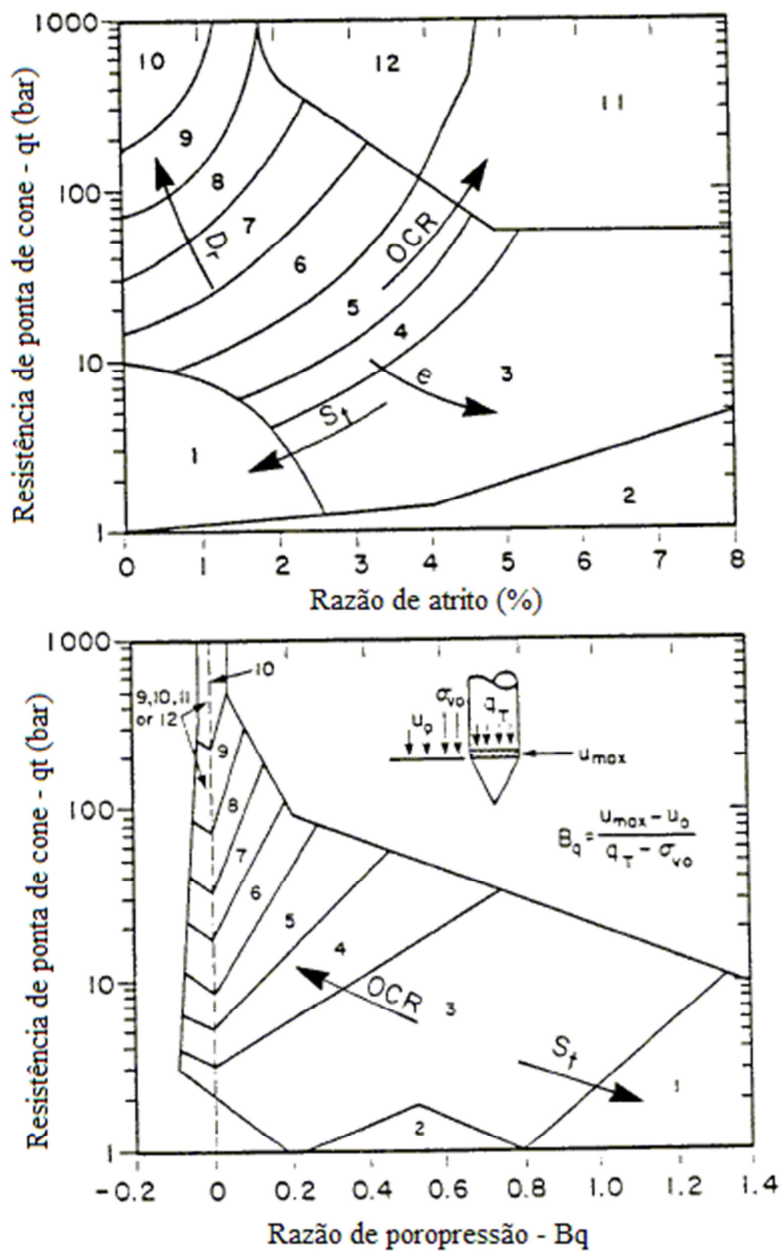


FIGURA 2.5: SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS UTILIZANDO DADOS DO ENSAIO CPTu. (ADAPTADO DE ROBERTSON ET AL, 1986, P. 5)

TABELA 2.1: LEGENDA DO SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DO ÁBACO DE ROBERTSON.

Número	Tipo de comportamento de solo
1	Solo de granulação fina e sensível
2	Material orgânico
3	Argila
4	Argila siltosa a argila
5	Argila siltosa a silte argiloso
6	Silte arenoso a silte argiloso
7	Silte arenoso a areia siltosa
8	Areia a areia siltosa
9	Areia
10	Areia pedregulhosa a areia
11	Solo de granulação fina muito duro *
12	Areia a areia argilosa *

* Sobreconsolidado ou cimentado

Segundo Greig et al (1988), as correlações ou ábacos de classificação ajustados regionalmente devem ser manuseados com guias para a avaliação do comportamento do solo e não como gráficos de classificação granulométrica.

Além da classificação do solo, o ensaio de cone (CPTu) pode fornecer, através de correlações, a resistência não-drenada (S_u), a razão de sobre-adensamento (OCR), o módulo oedométrico (E_{oed}) e o coeficiente de adensamento (C_v).

2.4.2 Pré-processamento dos dados experimentais

Dyminski et al (2006b) afirmam que os ensaios geotécnicos envolvem dois tipos de incertezas. Uma devido à variabilidade natural dos materiais e outra relacionada a erros de medidas durante os testes.

Nesta pesquisa, serão consideradas as incertezas somente devido à variabilidade natural do solo. A necessidade de se realizar uma análise estatística para a quantificação da variabilidade dos parâmetros geotécnicos obtidos durante os ensaios CPT e CPTu é observada quando se têm solos altamente heterogêneos e é preciso identificar quanto esta característica do local em estudo pode vir a interferir na obra.

Para a análise estatística dos dados coletados neste trabalho, será utilizada a metodologia proposta por Dyminski et al (2006b), brevemente descrita a seguir.

Antes da interpretação estatística, os dados devem ser processados para remover valores anômalos que podem interferir na interpretação dos resultados. Para remover

valores não confiáveis ou errôneos, aplica-se um processo de filtragem aos dados crus dos ensaios CPT.

O processo de filtragem proposto é baseado no sistema de janelas deslizantes, onde uma faixa limitada de pontos é avaliada a cada passo, tal que os dados fora da banda especificada (com base no desvio padrão das leituras em análise) sejam removidos e substituídos pela mediana dos 2 pontos adjacentes ao filtrado.

A largura de faixa Wb_i é calculada para cada janela deslizante i para n dados ao longo de cada furo de CPTu e também para cada diferente camada de solo, de acordo com a equação 2.3:

$$Wb_i = md_i \pm BS \cdot \sigma_i \quad (2.3)$$

Onde md_i : mediana dos n pontos que compõem a janela de dados; BS : amplitude da banda de filtragem, aqui adotada constante e igual a 1,0; σ_i : desvio-padrão dos pontos dos dados da janela.

Com base nas recomendações da literatura (Wickremesinghe, 1989 e Wong, 2004) e testes adicionais, o número de pontos para cada janela adotado neste trabalho de filtragem foi $n=10$ (significando um comprimento de janela igual a 20 cm).

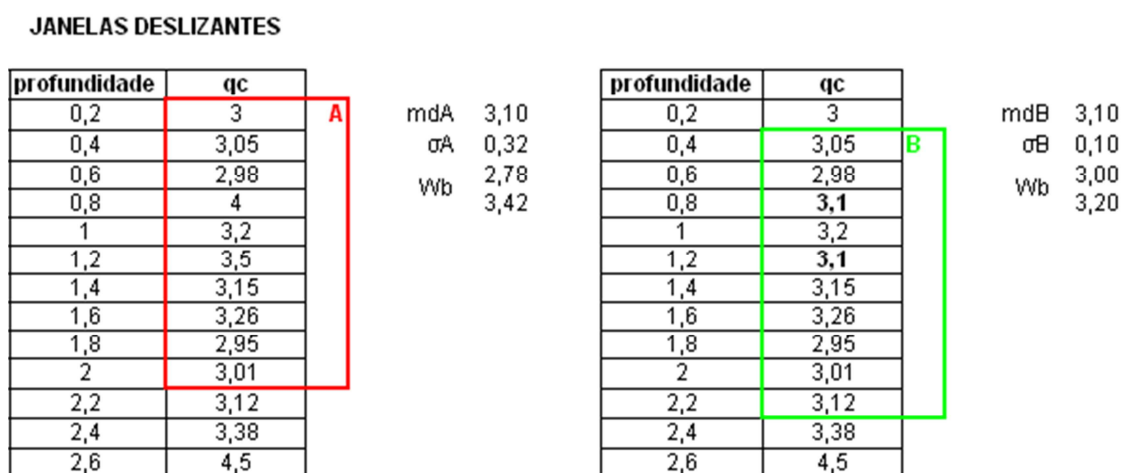


FIGURA 2.6: SISTEMA DE JANELAS DESLIZANTES.

O processo de filtragem gera um parâmetro chamado porcentagem de filtragem (PF) que corresponde ao número de pontos fora da faixa de aceitação multiplicado por 100 e dividido pelo número total de pontos do perfil analisado.

2.4.3 Parâmetros estatísticos

Parâmetros estatísticos básicos (média, desvio padrão e COV) devem ser calculados para a resistência de ponta corrigida (q_t) e o atrito lateral (f_s) do ensaio CPT.

A escala de flutuação também deve ser calculada. Esse parâmetro estatístico é usado para determinar o quão espacialmente correlacionados estão os dados de CPT, sendo que quanto menor o seu valor, mais fraca é a correlação dos dados, ou seja, maior é a variabilidade do material. Existem diversos métodos de estimar a escala de flutuação e, conforme descrito em Wong (2004), o método proposto por Campanella et al (1986) é o mais confiável. Esse método foi adotado neste trabalho. O cálculo da escala de flutuação permite uma estimativa da variabilidade vertical das camadas.

2.4.4 Distribuições de probabilidade

Distribuições de probabilidade empíricas caracterizando as propriedades do solo podem ser representadas em histogramas. Porém, de acordo com Baecher e Christian (2003), formas analíticas também estão disponíveis para modelar a função de distribuição dos dados e esses modelos são mais convenientes para inferência estatística e para modelagem em engenharia.

Neste trabalho, foram avaliadas funções de distribuição de probabilidade (pdf) analíticas para modelar os dados da resistência de ponta corrigida (q_t) e do atrito lateral (f_s) do ensaio CPT, somente das camadas de argila. As funções analisadas foram: chi² (2 a 10 graus de liberdade), exponencial, gamma, normal, lognormal, beta, t-Student (2 a 10 graus de liberdade) e uniforme.

2.5 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS

A norma brasileira NBR 6122 (2010) define a carga admissível de uma estaca isolada como sendo a força que, aplicada sobre a estaca, provoca apenas recalques compatíveis com a construção, oferecendo simultaneamente segurança satisfatória contra a ruptura do solo e contra a ruptura do elemento de fundação. Como geralmente o

solo é o material menos resistente, a capacidade de carga de uma fundação está condicionada às características geotécnicas finais do maciço que envolve a estaca.

Para a previsão da capacidade de carga das estacas, foram desenvolvidos diversos métodos semi-empíricos, que se baseiam em correlações entre a capacidade de carga do elemento com resultados de ensaios de campo. A seguir, são descritos sucintamente alguns destes métodos, baseados em ensaios SPT e CPT.

2.5.1 Método de Aoki & Velloso (1975)

O método de Aoki-Velloso (1975) foi concebido originalmente a partir da comparação de resultados de prova de carga em estacas com resultados de ensaios de cone mecânico. A primeira expressão da capacidade de carga da estaca é apresentada na equação 2.4.

$$Q_{ult} = A_p \cdot \frac{q_c}{F_1} + U \cdot \sum \frac{\alpha \cdot q_c}{F_2} \cdot \Delta l \quad (2.4)$$

Esta expressão relaciona a resistência de ponta e o atrito lateral da estaca com resultados do CPT, onde:

A_p – Área de ponta da estaca;

q_c – resistência de ponta de cone;

U – Perímetro da estaca;

α – coeficiente (proposto por Begemann, em 1965) para correlacionar o atrito local do cone com a ponteira Begemann com a tensão de ponta (tabela 2.1);

Δl – profundidade da camada.

De acordo com Goulart (2001), para que a metodologia proposta possa ser aplicada a ensaios de penetração dinâmica, deve-se utilizar um coeficiente de conversão k da resistência da ponta do cone para o N_{SPT} . A expressão da capacidade de carga última (Q_{ult}) é representada pela equação 2.5.

$$Q_{ult} = A_p \cdot \frac{k \cdot N_{SPT}}{F_1} + U \cdot \sum \frac{\alpha \cdot k \cdot N_m}{F_2} \cdot \Delta l \quad (2.5)$$

Onde:

N_m – N_{SPT} médio da camada;

N_{SPT} – N_{SPT} na ponta da estaca.

Os autores comentam que, na determinação de N_m e N_{SPT} , os valores de N_{SPT} maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50. Velloso e Lopes (2010) afirmam que o N_{SPT} da ponta da estaca deve ser determinado a partir de uma média entre os três valores mais próximos à ponta, sendo 1 m acima, 1 m abaixo e na cota da mesma.

Os coeficientes k e α são dependentes do tipo de solo. Na tabela 2.2 são apresentados os valores de k e α propostos originalmente por Aoki-Velloso (1975) e por Monteiro (1997).

TABELA 2.2. VALORES DE k E α (LOBO, 2005)

Tipo de solo	Aoki & Velloso (1975)		Monteiro (1997)	
	k (kgf/cm ²)	α (%)	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10,0	1,4	7,3	2,1
Areia Siltosa	8,0	2,0	6,8	2,3
Areia Silto-argilosa	7,0	2,4	6,3	2,4
Areia Argilosa	6,0	3,0	5,4	2,8
Areia Argilo-siltosa	5,0	2,8	5,7	2,9
Silte	4,0	3,0	4,8	3,2
Silte Arenoso	5,5	2,2	5,0	3,0
Silte Areno-argiloso	4,5	2,8	4,5	3,2
Silte Argiloso	2,3	3,4	3,2	3,6
Silte Argilo-arenoso	2,5	3,0	4,0	3,3
Argila	2,0	6,0	2,5	5,5
Argila Arenosa	3,5	2,4	4,4	3,2
Argila Areno-siltosa	3,0	2,8	3,0	3,8
Argila Siltosa	2,2	4,0	2,6	4,5
Argila Silto-arenosa	3,3	3,0	3,3	4,1

Os coeficientes F_1 e F_2 são fatores de correção das resistências de ponta e lateral que levam em conta diferenças de comportamentos entre a estaca e o cone estático. De acordo com Lobo (2005), existem trabalhos mais recentes que sugerem novos valores a esses coeficientes, como os apresentados na tabela 2.3, onde constam os valores de F_1 e F_2 originalmente propostos por Aoki-Velloso (1975) e por Monteiro (1997).

TABELA 2.3. VALORES DE F_1 E F_2 (LOBO, 2005)

Tipo de estaca		Aoki & Velloso (1975)		Monteiro (1997)	
		F1	F2	F1	F2
Franki	Fuste apiloado	2,5	5,0	2,3	3,0
	Fuste vibrado			2,3	3,2
Metálica		1,75	3,5	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	Cravada a percussão	1,75	3,5	2,5	3,5
	Cravada por prensagem			1,2	2,3
Escavada	Sem lama bentonítica	3,0	6,0	-	-
	Com lama bentonítica			3,5	4,5
Raiz		-	-	2,2	2,4
Strauss		-	-	4,2	3,9
Hélice Contínua		-	-	3,0	3,8

2.5.2 Método Décourt-Quaresma (1978)

O método Décourt-Quaresma (1978) é um método empírico, baseado exclusivamente no ensaio de campo SPT. Inicialmente, esta metodologia foi desenvolvida para estacas pré-moldadas de concreto e depois foi estendida para outros tipos de estacas, como estacas escavadas em geral, hélice contínua e injetadas. Na segunda versão de seu método, Décourt e Quaresma (1982) procuraram aperfeiçoar a equação com a estimativa da carga lateral. Deste modo, a expressão final proposta pelos autores é apresentada na equação 2.6. (LOBO, 2005)

$$Q_{ult} = \alpha \cdot k \cdot N_p \cdot A_p + U \cdot \beta \cdot \sum 10 \left(\frac{N_m}{3} + 1 \right) \cdot \Delta l \quad (2.6)$$

Onde:

A_p – Área de ponta da estaca;

N_p – N_{SPT} médio na ponta da estaca, 1 m acima e 1 m abaixo;

U – Perímetro da estaca;

N_m – N_{SPT} médio da camada;

Δl – profundidade da camada.

Na determinação de N_m e N_p , os valores de N_{SPT} menores que 3 devem ser considerados iguais a 3 e os maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50.

Os coeficientes α e β são função do tipo de estaca e do tipo de solo. De acordo com Lobo (2005), Quaresma et al (1996) propuseram novos valores para estes coeficientes. Nas tabelas 2.4 e 2.5, são apresentados esses valores.

TABELA 2.4. VALORES DE α MODIFICADO POR QUARESMA ET AL, 1996 (LOBO, 2005)

Estaca/Solo	Argilas	Solos residuais	Areias
Cravada	1,00	1,00	1,00
Escavada (em geral)	0,85	0,60	0,50
Escavada (com bentonita)	0,85	0,60	0,50
Hélice Contínua	0,30	0,30	0,30
Raiz	0,85	0,60	0,50
Injetadas (alta pressão)	1,00	1,00	1,00

TABELA 2.5. VALORES DE β MODIFICADO POR QUARESMA ET AL, 1996 (LOBO, 2005)

Estaca/Solo	Argilas	Solos residuais	Areias
Cravada	1,00	1,00	1,00
Escavada (em geral)	0,85	0,60	0,50
Escavada (com bentonita)	0,85	0,60	0,50
Hélice Contínua	0,30	0,30	0,30
Raiz	0,85	0,60	0,50
Injetadas (alta pressão)	1,00	1,00	1,00

O coeficiente k relaciona a resistência de ponta com o valor N_p em função do tipo de solo. A tabela 2.6 apresenta os valores de k .

TABELA 2.6. VALORES DE k (LOBO, 2005)

Tipo de solo	k (kN/m²)
Argilas	120
Siltos argilosos (solos residuais)	200
Siltos arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Vale salientar que todas as vezes em que for comentado nesta dissertação sobre o método Décourt-Quaresma (1978) na verdade está se falando do método modificado por Quaresma et al (1996).

2.5.3 Método Bustamante e Gianeselli ou LCPC (1982)

O método Bustamante e Gianeselli (1982) foi criado no Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, na França. Ele foi desenvolvido baseado em ensaios com o CPT mecânico comparados com resultados de provas de carga, em vários tipos de estacas. A equação 2.7 é a expressão geral para a determinação da carga última de ruptura.

$$Q_{rup} = k_c \cdot q_{ca} \cdot A_p + \sum \frac{q_{ci}}{\alpha} \cdot A_{si} \quad (2.7)$$

Onde:

k_c – Fator de conversão de q_c para resistência de ponta de estaca;

q_{ca} – Resistência de ponta de cone;

A_p – Área de ponta da estaca;

q_{ci} – Resistência de ponta média para a camada i ;

A_{si} – Área lateral da estaca para a camada i .

O coeficiente α é função do tipo de estaca e da resistência de ponta. Na tabela 2.7 são apresentados os valores de α e, na tabela 2.8, os valores de k_c .

No trabalho, os autores classificam as estacas em dois grupos e seis categorias:

- Grupo I: estacas escavadas (com e sem lama bentonítica), estacas hollow auger, microestacas (baixa pressão), piers, barretes;
- Grupo II: estacas cravadas, pré-moldadas, Franki, metálicas, injetadas sob pressão.
- Categoria IA: estacas escavadas (com e sem lama bentonítica), estacas hollow auger, microestacas (baixa pressão), piers, barretes;
- Categoria IB: estacas escavadas com revestimento, estacas cravadas *in situ*;

- Categoria IIA: estacas cravadas pré-moldadas, estacas de concreto encamisadas, estacas tubulares protendidas;
- Categoria IIB: estacas metálicas;
- Categoria IIIA: estacas cravadas injetadas;
- Categoria IIIB: estacas injetadas com altas pressões com diâmetro maior que 250 mm.

TABELA 2.7. VALORES DE α (BUSTAMANTE E GIANESELLI, 1982, p.498)

Tipo de solo	q_c (MPa)	Categoria			
		Coeficiente α			
		I		II	
		A	B	A	B
Argilas moles e turfas	< 1	30	90	90	30
Argilas moderadamente compactas	1 a 5	40	80	40	80
Silte e areias fofas	≤ 5	60	150	60	120
Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5	60	120	60	120
Areias medianamente compactas e pedregulho	5 a 12	100	200	100	200
Areias compactas e pedregulhos	> 12	150	300	150	200

TABELA 2.8. VALORES DE k_c (BUSTAMANTE E GIANESELLI, 1982, p. 496)

Tipo de solo	Fatores k_c		
	q_c (MPa)	Grupo I	Grupo II
Argilas moles e turfas	< 1	0,4	0,5
Argilas moderadamente compactas	1 a 5	0,35	0,45
Silte e areias fofas	≤ 5	0,4	0,5
Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5	0,45	0,55
Areias medianamente compactas e pedregulho	5 a 12	0,4	0,5
Areias compactas e pedregulhos	> 12	0,3	0,4

Para o cálculo da resistência de ponta de cone (q_{ca}), utilizam-se os valores de q_c numa faixa de (+1,5.D) acima da ponta da estaca até (-1,5.D) abaixo, sendo D o diâmetro da estaca, como mostra a figura 2.6. Os cálculos de q_{ca} devem ser procedidos da seguinte maneira:

- Calcula-se q'_{ca} como média entre (a) e (-a);
- Eliminam-se os valores de q_c superiores a $1,3 q'_{ca}$ e inferiores a $0,7 q'_{ca}$;

c. Calcula-se a nova média q_{ca} dentro dos valores definidos anteriormente.

A figura 2.7 mostra a faixa de valores e considerações para o cálculo de q'_{ca} .

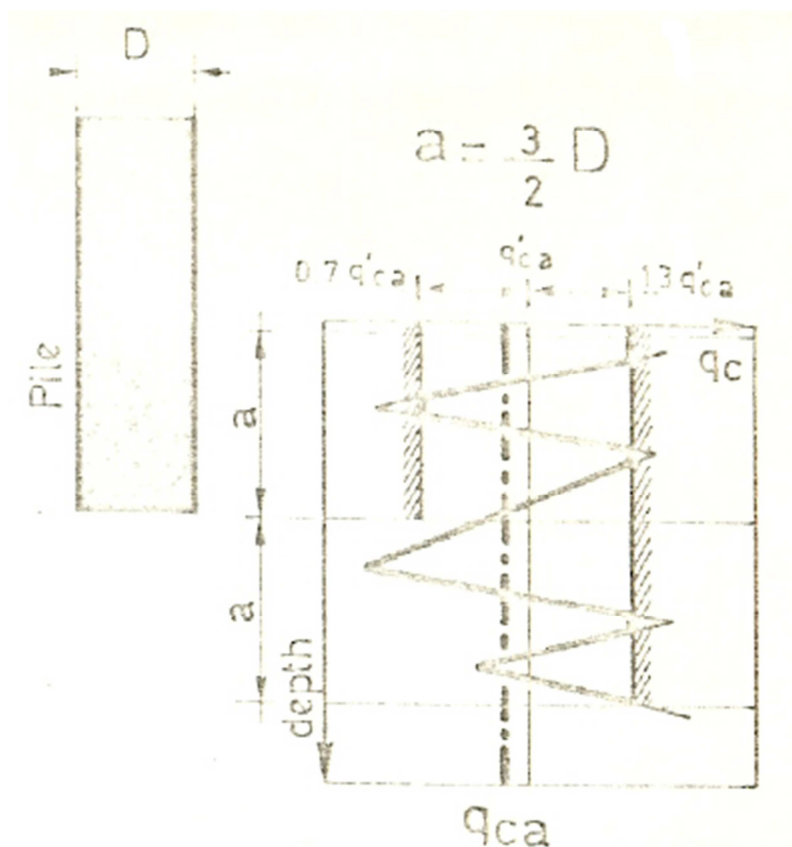


FIGURA 2.7. MÉTODO DE CÁLCULO DE q_c (BUSTAMANTE E GIANESELLI, 1982, p.496)

Para os incrementos de resistência, os autores estipulam um valor limite superior para os valores de q_{ci}/α , dependendo do tipo de estaca e da resistência de ponta do solo, conforme apresentado na tabela 2.9.

TABELA 2.9. VALORES DE q_{ci}/α (BUSTAMANTE E GIANESELLI, 1982, p.498)

Tipo de solo	q_c (MPa)	Categoria					
		Limite máximo de q_{ci}/α (MPa)					
		I		II		III	
		A	B	A	B	A	B
Argilas moles e turfas	< 1	0,015	0,015	0,015	0,015	0,035	-
Argilas moderadamente compactas	1 a 5	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035	0,08	$\geq 0,12$
Silte e areias fofas	≤ 5	0,035	0,035	0,035	0,035	0,08	-
Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035	0,08	$\geq 0,20$

Areias medianamente compactas e pedregulho	5 a 12	0,08 (0,12)	0,035 (0,12)	0,08 (0,12)	0,08	0,12	$\geq 0,20$
Areias compactas e pedregulhos	> 12	0,12 (0,15)	0,08 (0,15)	0,12 (0,15)	0,12	0,15	$\geq 0,20$

* Valores entre parênteses correspondem à execução extremamente cuidadosa e um processo executivo que altere o mínimo possível as condições naturais do solo.

2.5.4 Método Eslami e Fellenius (1997)

O método de Eslami e Fellenius (1997) foi desenvolvido baseado em 102 casos históricos com ensaios CPTu e provas de carga estáticas, em vários tipos de solos e estacas. A equação 2.8 é a expressão geral deste método.

$$Q_{rup} = r_t \cdot A_p + r_s \cdot A_s \quad (2.8)$$

Onde A_p e A_s são a área de ponta e a área lateral da estaca, respectivamente, e r_t e r_s são dados pelas equações 2.9 e 2.10.

$$r_t = C_t \cdot q_{EG} \quad (2.9)$$

$$r_s = C_s \cdot q_E \quad (2.10)$$

De acordo com Fellenius (2009), no método Eslami e Fellenius (1997) a resistência do cone é transformada em uma resistência efetiva (q_E) subtraindo a propressão medida (u_2) da medida de resistência total da ponta de cone. A resistência de ponta da estaca é uma média geométrica (q_{EG}) da resistência de cone efetiva em uma zona de influência. Essa zona depende da estratigrafia do solo, o que reduz ou remove potenciais desproporcionalidades e influências de “picos e vales”, o que uma média aritmética simples não faz.

Quando uma estaca é executada em um maciço que passa de um solo fraco para um solo denso, a média é determinada por uma zona de influência que varia de (8.D) acima da ponta da estaca a (4.D) abaixo. Quando o maciço passa de um solo denso para um solo fraco, o início da zona de influência muda de (8.D) para (2.D), onde D é o diâmetro da estaca.

O coeficiente de correlação de ponta, C_t , é função do diâmetro da estaca. De acordo com os autores do método, existe uma correlação de um para um entre a resistência de ponta de cone e a resistência de ponta da estaca, portanto, para a maioria dos casos, C_t pode ser admitido igual à unidade. Como quanto maior o diâmetro, maior a força necessária para mobilizar a resistência de ponta, para diâmetros maiores do que 0,4 m, C_t deve ser determinado pela equação 2.11.

$$C_t = \frac{1}{3.d} \quad (2.11)$$

A resistência lateral da estaca (equação 2.10) também é corrigida por uma resistência de ponta de cone efetiva (q_E) com modificações de acordo com a estratigrafia do solo. O coeficiente de correção C_s é determinado pelo gráfico de perfil do solo (figura 2.8), que usa tanto a resistência de ponta do cone como o atrito lateral da luva, juntamente com a tabela 2.10. Porém, como a medida do atrito lateral é mais variável do que a medida da resistência de ponta, o atrito lateral não é aplicado diretamente. (ESLAMI E FELLENIUS, 1997)

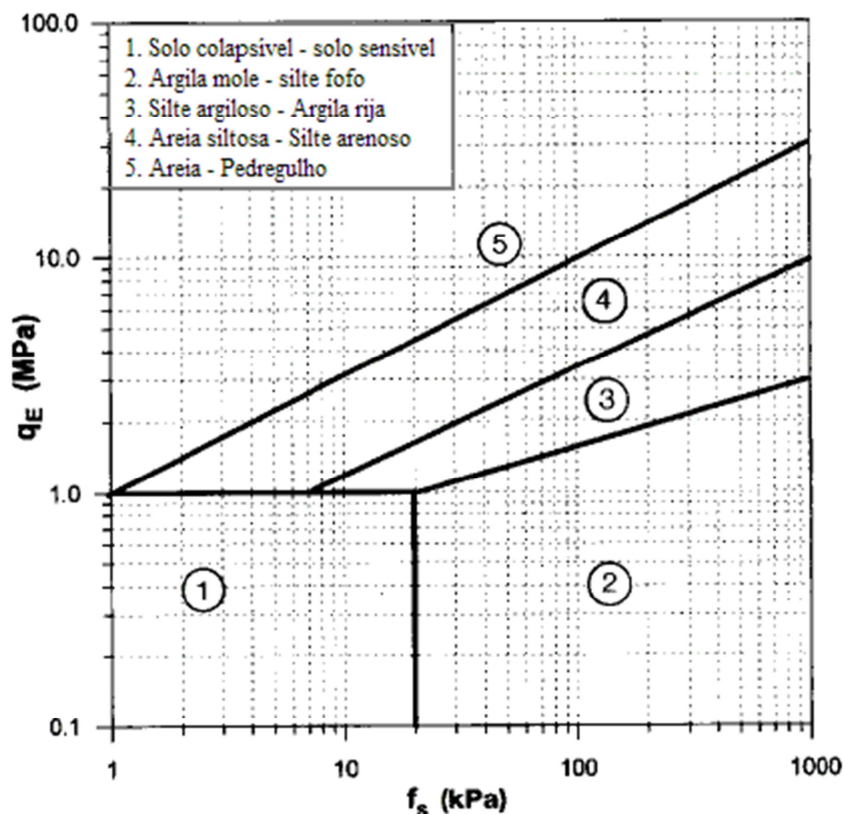


FIGURA 2.8. ÁBACO ESTRATIGRÁFICO PARA DEFINIÇÃO DE C_s (ADAPTADO DE ESLAMI E FELLENIUS, 1997, p.891)

TABELA 2.10. VALORES DE C_s (ESLAMI E FELLENIUS, 1997, p.897)

Tipo de solo	C_s (%)	
	Intervalo	Aproximação
1. Solos colapsíveis	7,37-8,64	8,0
2. Argilas moles a silte	4,62-5,56	5,0
3. Silte argiloso a argila rija	2,06-2,80	2,5
4. Silte arenoso a areia siltosa	0,87-1,34	1,0
5. Areia a pedregulho	0,34-0,60	0,4

2.6 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Entre os ensaios de campo utilizados na engenharia de fundações, as provas de carga estáticas são destacadas por Niyama et al (1996).

Atualmente, a metodologia está normatizada pela NBR 12.131/2006 “Estacas – Prova de Carga Estática – Método de ensaio”. A norma atual pode ser aplicada a todos

os tipos de estacas, verticais ou inclinadas, independentemente do processo de execução e instalação no terreno.

Segundo Milititsky (1991), é fundamental que a execução dos ensaios siga rigorosamente as orientações da norma, para permitir análises comparativas entre os resultados.

A prova de carga pode ser realizada em um elemento estrutural de fundação (estaca) que faz parte da obra, ou em um elemento executado especialmente para ser testado, geralmente denominado “estaca teste” (NIYAMA et al, 1996).

Mesmo a prova de carga estática sendo considerada a forma mais confiável de prever a capacidade de carga, o seu custo elevado proporciona um número muito limitado de ensaios, gerando pouca representatividade.

O principal objetivo de uma prova de carga é fornecer informações para avaliar comportamento de carga da estaca *versus* o recalque e estimar suas características de capacidade de carga.

Segundo Melo (2009), as provas de carga estáticas fornecem dados importantes como a curva carga x recalque, a previsão do comportamento da capacidade de carga, o recalque associado à carga de trabalho e o coeficiente de segurança do estaqueamento. Caso se utilizem provas de carga instrumentadas, pode-se obter outros dados como a distribuição do atrito ao longo do fuste e a resistência de ponta.

A instrumentação em estacas teve início entre 1975 e 1980 e permitiu melhor análise da interação solo-estaca, tanto na cravação como nas provas de carga estáticas. Consiste na medida dos deslocamentos e deformações em vários pontos da estaca, auxiliando no diagnóstico de qualidade estrutural do elemento de fundação ensaiado (MELO, 2009). Para medir os deslocamentos e deformações, podem ser utilizados extensômetros elétricos, medidores de deslocamento em profundidade ou extensômetros recuperáveis.

A NBR 12.131/2006 aplica-se às provas de carga com carga controlada e as divide em quatro tipos:

- Ensaio com carregamento lento;
- Ensaio com carregamento rápido;
- Ensaio com carregamento misto;
- Ensaio com carregamento cíclico.

No presente trabalho, são usados resultados de provas de carga estáticas à compressão executadas com carregamento cíclico rápido. Portanto, somente esse método de ensaio será explicado mais detalhadamente.

2.6.1 Ensaio com carregamento cíclico

A NBR 12.131/2006 divide o ensaio cíclico em ensaio lento e ensaio rápido.

O ensaio cíclico lento baseia-se em incrementos de carga iguais e sucessivos, com cargas não superiores a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada, entre os ciclos sucessivos de carga-descarga. Em cada ciclo de carga-descarga, apenas uma carga deve ser aplicada e mantida em cada estágio até atingir a estabilização dos deslocamentos por um tempo mínimo de 30 min. Em cada ciclo, as leituras são feitas a partir do início do estágio em 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 3 h etc., até atingir a estabilização. A estabilização é avaliada no momento em que a diferença entre as duas leituras consecutivas corresponder a, no máximo, 5 % do deslocamento total do mesmo estágio. Se a estaca não atingir a ruptura, o período entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento não deve ser menor que 12 h. Os descarregamentos de cada ciclo devem ser feitos de uma só vez, um único estágio por ciclo. Em cada ciclo, a carga nula no topo da estaca é mantida até a estabilização dos deslocamentos.

O ensaio cíclico rápido consiste em incrementos de carga iguais e sucessivos, com cargas não superiores a 10% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada, entre os ciclos sucessivos de carga-descarga. Em cada ciclo de carga-descarga, apenas uma carga deve ser aplicada e mantida em cada estágio durante 10 min, independente da estabilização dos deslocamentos. O recalque máximo do topo deve ser de, no mínimo, 10% a 20% o diâmetro da estaca. No último ciclo, quando for atingida a carga máxima do ensaio, devem ser feitas leituras a 10 min, 30 min, 60 min, 90 min e 120 min. Os descarregamentos de cada ciclo devem ser feitos de uma só vez, um único estágio por ciclo. Em cada ciclo, a carga nula no topo da estaca é mantida por 10 min, com a leitura dos respectivos deslocamentos. Após 10 min referentes ao descarregamento total do último ciclo, são feitas mais duas leituras em 30 min e 1 h.

Massad e Winz (2000) comentam que, para alguns pesquisadores, o carregamento rápido em argila pode levar a uma capacidade de carga e rigidez maiores que o carregamento lento, devido aos efeitos viscosos ou de poropressão. Porém, no

trabalho de Whitaker e Cooke (1961) em estacas na argila de Londres, caracteristicamente argilas rijas, foi revelado que a capacidade de carga é pouco influenciada pela velocidade de carregamento, sendo esta constatação comprovada posteriormente por Bond e Jardine (1989). Em seu trabalho, Whitaker e Cooke (1961) também concluem que a velocidade de carregamento influi pouco na determinação da capacidade de carga, mas alertam que em outros tipos de solo, como as argilas marinhas, a velocidade de carregamento pode influir nos resultados. Portanto, cada solo deve ser analisado individualmente.

A figura 2.9 demonstra que a velocidade do carregamento influi nas deformações e na resistência dos elementos ensaiados, sendo os recalques maiores para carregamentos lentos.

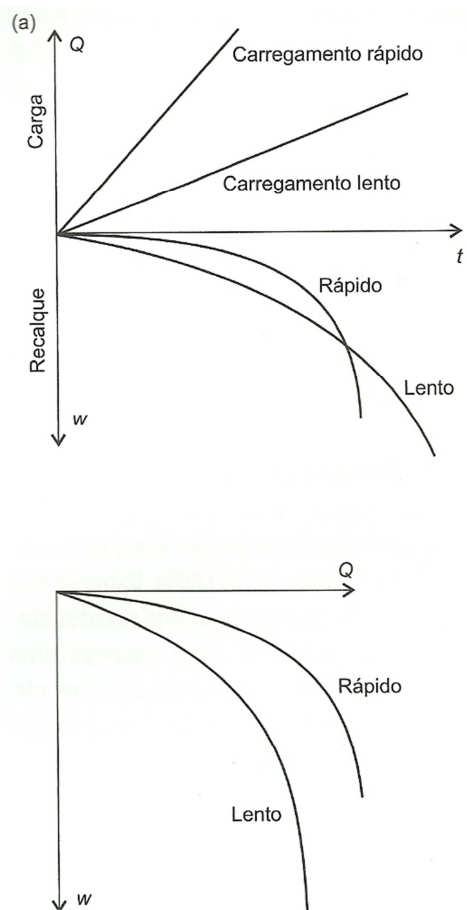


FIGURA 2.9. CURVAS CARGA x RECALQUE COM DIFERENTES VELOCIDADES DE CARREGAMENTO (LOPES, 1989 citado por VELLOSO E LOPES, 2010, p.474)

2.6.2 Interpretação da curva Carga-Recalque

A curva carga-recalque precisa ser interpretada para se definir a carga admissível no elemento de fundação. Um item a ser interpretado é a carga de ruptura ou capacidade de carga da estaca.

Niyama et al (1996) dividem a curva carga x recalque obtida em prova de carga em estacas isoladas em três regiões, representadas na figura 2.10:

a) A primeira região (I) é de quase proporcionalidade entre as cargas e os recalques, sendo denominada de região de deformação elástica e é utilizada para determinar o coeficiente de recalque;

b) A segunda (II) é a de deformação viscoplástica. Nesta região, a velocidade de carregamento influi muito sobre os recalques;

c) A terceira (III) corresponde à região de ruptura; é a parte da curva que define a carga de ruptura (Q_r), quando o recalque aumenta indefinidamente com pequenos ou nenhum acréscimos de carga.

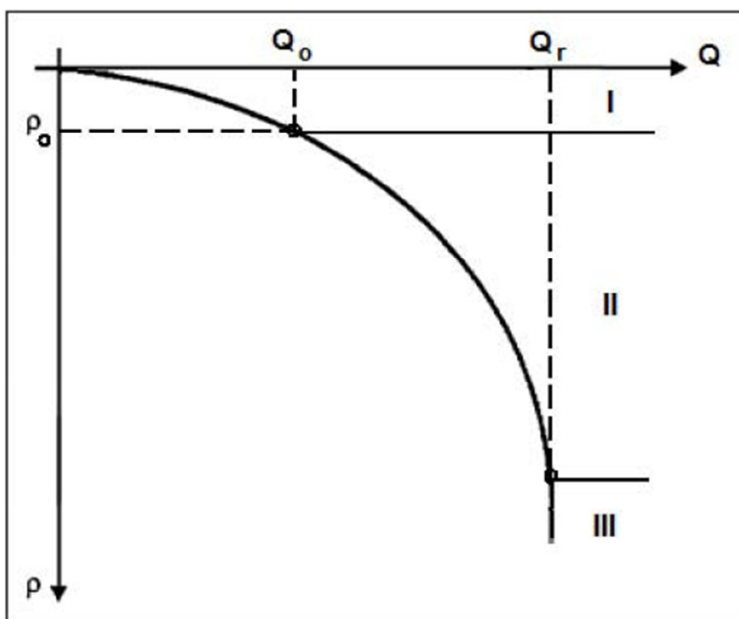


FIGURA 2.10. CURVA CARGA x RECALQUE (VARGAS, 1977 citado por MELO, 2009, p.33)

2.6.3 Extrapolação da curva Carga-Recalque

Segundo a NBR 6122 (2010, página 18 – item 8.2.2.1), o carregamento de uma prova de carga pode não indicar uma carga de ruptura nítida. Quando isto ocorrer, a norma permite que se extrapole a curva carga-recalque para se avaliar a carga de ruptura por critérios consagrados na Mecânica dos Solos.

De acordo com Lobo (2005), diversos métodos têm sido desenvolvidos e apresentados na literatura, para definição da carga limite, carga última ou carga de ruptura, denominações que envolvem pequenas nuances. Estes métodos podem ser subdivididos em quatro grupos: do recalque limite, da deformabilidade limite, da interseção das fases pseudo-elásticas e pseudo-plásticas e da forma matemática.

Dentro dos métodos de recalque limite, nos quais a carga de ruptura é fixada em função de um valor de recalque máximo, destacam-se os métodos da NBR 6122 e de Davidsson. Os métodos baseados em formas matemáticas ajustam à curva carga x recalque a uma curva conhecida, que pode ser uma hipérbole (Chin-Kondner, 1970), uma parábola ou a uma curva exponencial (Van der Veen, 1953). Estes métodos, além de definirem a carga de ruptura, permitem a extrapolação da curva carga x recalque segundo a proposta forma matemática.

O método de extrapolação desenvolvido por Décourt (1999) não será utilizado, pois as provas de carga neste trabalho foram executadas em carregamentos cíclicos e, de acordo com o próprio autor, o método não se aplica.

2.6.3.1 Método NBR 6122 (2010)

A norma NBR 6122 (2010) determina que a carga de ruptura pode ser convencionada como aquela que corresponde, na curva carga x deslocamento, mostrada na figura 2.11, ao encurtamento elástico da estaca somado ao deslocamento da estaca como corpo rígido (deformações elástica e plástica do solo), conforme equação 2.12.

$$\Delta r = \Delta r_1 + \Delta r_2 \quad (2.12)$$

$$\Delta r_1 = \frac{P_r \cdot L}{E \cdot A} \quad (2.13)$$

$$\Delta r_2 = \frac{D}{30} \quad (2.14)$$

Onde:

Δ_r – Deslocamento de ruptura convencional;

Δ_{r1} – Encurtamento elástico da estaca;

Δ_{r2} – Deslocamento da estaca como corpo rígido;

P_r – Carga de ruptura convencional;

L – Comprimento da estaca;

A – Área da seção transversal da estaca;

E – módulo de elasticidade do material da estaca;

D – diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal da estaca;

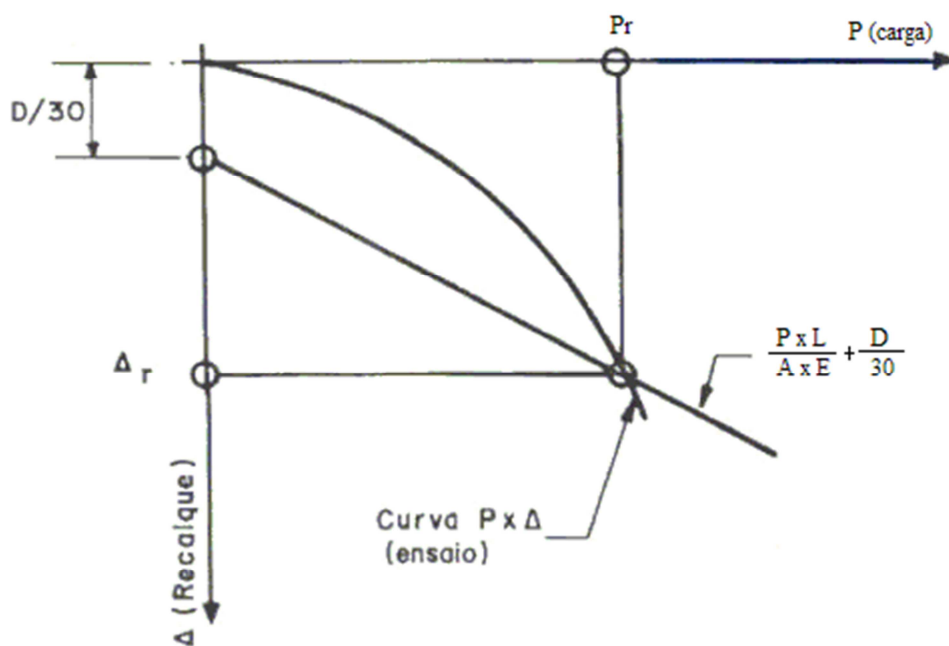


FIGURA 2.11. CURVA CARGA x RECALQUE (adaptado de NBR 6122, 2010)

De acordo com De Beer (1988, citado por Décourt, 1998), a ruptura convencional é definida como sendo a carga correspondente a uma deformação da ponta (ou do topo) da estaca de 10% de seu diâmetro, para estacas cravadas, e de 30% para estacas escavadas em solos granulares.

Há também a definição de ruptura física, pelo mesmo autor, como sendo o limite do acréscimo de recalque da ponta da estaca pelo acréscimo de carga, tendendo ao infinito.

No presente trabalho, para fins de aplicação dos métodos que utilizam o encurtamento elástico da estaca, será adotado o conceito de ruptura convencional de De Beer, sendo estendida a aplicação de 30% do diâmetro para estacas escavadas no perfil de solo estudado, areia e argila mole.

2.6.3.2 Método Davidsson (1972)

Assim como o método da NBR, o método de Davidsson (1972) caracteriza a ruptura por encurtamento elástico da estaca. De acordo com Fellenius (2009), o método sugere que a carga de ruptura seja definida como sendo a carga que corresponde a um deslocamento que excede a compressão elástica da estaca de um valor igual a 4 mm, acrescido de um fator igual ao diâmetro da estaca dividido por 120 (equação 2.13). A figura 2.12 ilustra uma curva carga-recalque com a carga de ruptura do método de Davidsson.

$$\Delta = \frac{P.L}{E.A} + \frac{D}{120} + 4mm \quad (2.15)$$

Onde:

Δ – Recalque de ruptura convencional;

P – Carga aplicada;

L – Comprimento da estaca;

A – Área da seção transversal da estaca;

E – módulo de elasticidade do material da estaca;

D – diâmetro da estaca (mm);

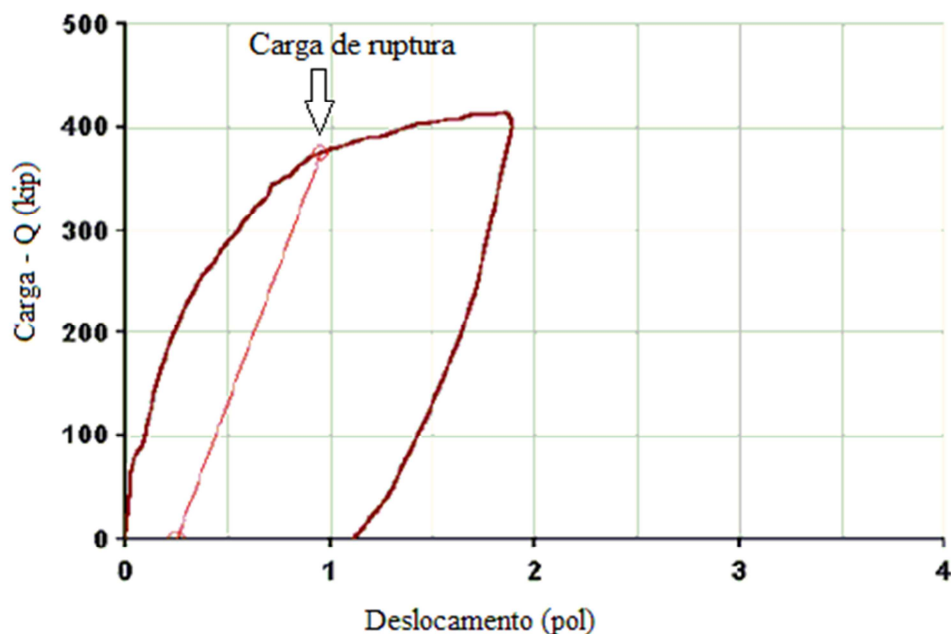


FIGURA 2.12. CURVA CARGA x RECALQUE (ADAPTADO DE FELLENIUS, 2009, p.8-2)

O método de Davidsson (1972) foi desenvolvido por correlação de valores de capacidade de carga de um grande número de provas de carga em estacas e um único critério. Foi primeiramente criado com a intenção de se aplicar a ensaios de carregamento rápido. (FELLENIUS, 2009)

É importante ressaltar que a carga limite de Davidsson não é necessariamente a carga última da estaca. O método se baseia na premissa de que a capacidade de carga é atingida com um determinado deslocamento de ponta da estaca e tenta estimar esse deslocamento por compensação da esbelteza da estaca (diâmetro e comprimento).

2.6.3.3 Método Van Der Veen (1953)

O método proposto por Van der Veen (1953) é uma representação matemática exponencial da curva carga-recalque, dada pela equação 2.14.

$$Q = Q_{ult} \cdot (1 - e^{-ap}) \quad (2.16)$$

Onde:

Q – Carga aplicada no topo da estaca;

Q_{ult} – Carga de ruptura;

ρ – Recalque correspondente à carga Q ;

a – coeficiente de forma da curva.

Neste método a carga de ruptura é definida, por tentativas, através de uma equação matemática ajustada como função do trecho que se dispõe da curva carga-recalque.

Segundo Van der Veen (1953), partindo de um valor arbitrado de carga “ Q_{ult} ” (carga de ajuste), calculam-se os valores correspondentes de “ $\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_{ult}}\right)$ ” que são plotados em um gráfico em função do recalque “ ρ ” (figura 2.13). Novas tentativas são realizadas com outros valores de “ Q_{ult} ” até que o gráfico resulte, aproximadamente, em uma linha reta. Então, adota-se este valor de “ Q_{ult} ” como a carga de ruptura do elemento. Através da equação da reta, obtém-se o valor do coeficiente “ a ”.

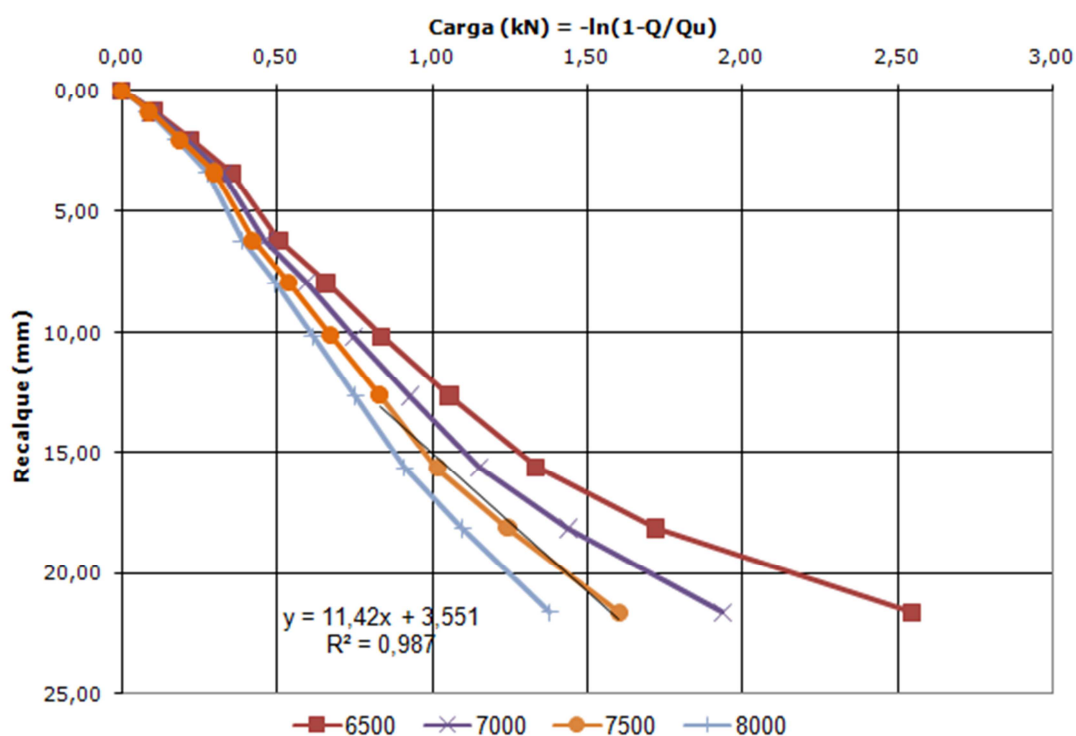


FIGURA 2.13. CURVA PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA PELO MÉTODO DE VAN DER VEEN.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), a extrapolação de curvas carga-recalque pelo método de Van der Veen pode ser razoável se o recalque máximo atingido na prova de carga for de, pelo menos, 1% do diâmetro da estaca.

A aplicabilidade do método se restringe a estacas cravadas e a ensaios que tenham atingido, no mínimo, 70% da carga de ruptura. Segundo Magalhães (2005), atualmente vários autores têm utilizado a extrapolação de Van der Veen (1953) também para estacas escavadas.

a) Modificação de Aoki (1976)

Na aplicação do método de Van der Veen, Aoki (1976 citado por Velloso e Lopes, 2010) observou que a reta obtida não passava pela origem do gráfico. Assim, Aoki propôs a inclusão do intercepto daquela reta, ficando a expressão da curva carga-recalque de acordo com a equação 2.15.

$$Q = Q_{ult} \cdot (1 - e^{-(a\rho+b)}) \quad (2.17)$$

Velloso e Lopes (2010) comentam que a existência desse intercepto é aceitável, ao se reconhecer que o solo é um material viscoso e que apresenta uma resistência viscosa a cada velocidade de carregamento e ao lembrar que a prova de carga estática é, na realidade, quase estática. Portanto, haveria um salto viscoso na prova de carga assim como ocorre nos ensaios de laboratório.

b) Modificação de Massad (1986)

Massad, em 1986, propôs uma forma alternativa de se obter a carga de ruptura de Van der Veen. Na curva carga-recalque, considera-se uma série de n valores de recalques igualmente espaçados, conforme equação 2.16.

$$\rho_n = n \cdot \Delta\rho \quad (2.18)$$

Onde $\Delta\rho$ é um recalque constante adotado arbitrariamente e, em seguida, encontram-se os valores de Q_n , associados aos valores ρ_n (figura 2.14). Com os valores encontrados, plota-se um gráfico Q_n x Q_{n+1} , ajusta-se uma reta e o ponto de interseção com uma reta a 45° define a carga de ruptura (figura 2.15), já que na ruptura tem-se Q_n tendendo a Q_{n+1} . Portanto, na ruptura:

$$Q_n = Q_{n+1} = Q_{ult} \quad (2.19)$$

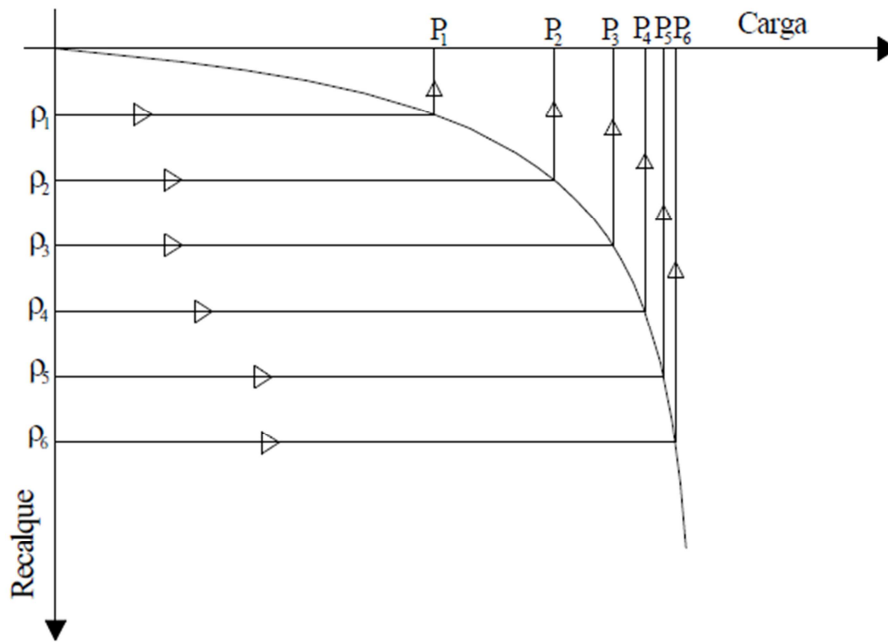


FIGURA 2.14. RECALQUES IGUALMENTE ESPAÇADOS E CARGAS CORRESPONDENTES (ALMEIDA NETO, 2002, p.139)

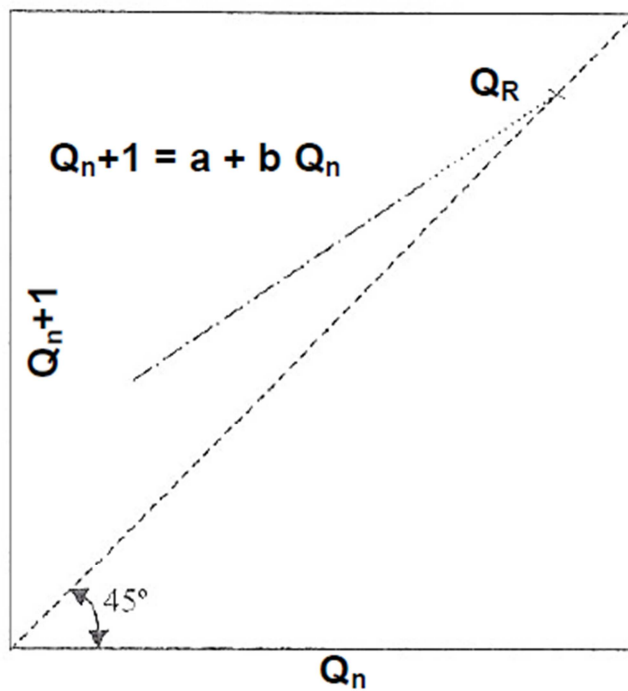


FIGURA 2.15. CURVA PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA PELO MÉTODO DE MASSAD (NIENOV, 2006, p.24)

Neste trabalho serão aplicadas as duas modificações do método de Van der Veen, Aoki (1976) e Massad (1986), apenas para mérito de comparação de resultados.

2.6.3.4 Método Chin-Kondner (1970)

De acordo com Fellenius (2009), a figura 2.16 representa o método proposto por Chin (1970) para estacas, aplicando o trabalho geral de Kondner (1963). Pelo método, cada valor de carga é dividido por cada valor de recalque, sendo o valor resultante plotado em função do recalque. Como mostrado na figura, depois de uma variação inicial, os valores plotados assumem uma linha reta. O inverso do coeficiente angular do trecho reto é a carga de ruptura de Chin-Kondner.

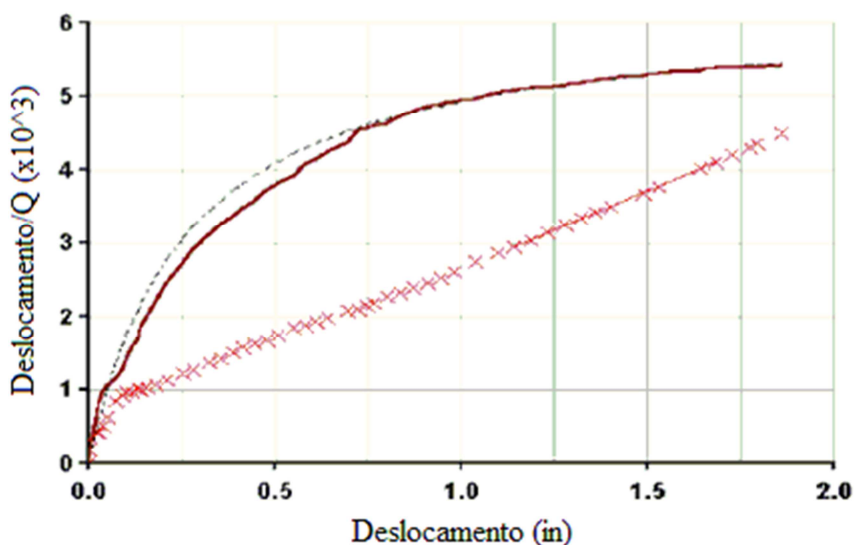


FIGURA 2.16. CURVA PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA PELO MÉTODO DE CHIN-KONDNER (ADAPTADO DE FELLENIUS, 2009, p.8-4)

Fellenius (2009) alerta para o uso indiscriminado da extrapolação por Chin-Kondner. Segundo o autor, é muito fácil chegar a um valor de Chin falso se o método for aplicado muito cedo na prova de carga. Normalmente, a reta correta não se materializa antes que o ensaio tenha ultrapassado a carga limite de Davidsson. Como uma regra aproximada, o autor propõe que a carga de ruptura de Chin-Kondner seja 20% a 40% maior que a carga limite de Davidsson. Quando este não for o caso, recomenda que os dados sejam revisados com cuidado.

3 DESCRIÇÃO DO SÍTIO

3.1 LOCALIZAÇÃO

O estudo de caso, objeto desta dissertação, diz respeito a uma construção industrial de importante valor econômico e grande complexidade técnica, localizada na costa do estado do Rio de Janeiro. Trata-se da obra da maior siderúrgica da América Latina, que entrou em operação em junho de 2010. A construção tem implantação de acordo com a figura 3.1 e localiza-se no município de Itaguaí-RJ.

De acordo com Fontes (2008), durante o auge de construção, a obra possuía 18 mil pessoas trabalhando. O investimento na obra passou de US\$ 3 bilhões, visando a capacidade de produção de 5 milhões de toneladas anuais de semi-acabados (placas). O grupo pretende produzir, com esses semi-acabados, suprimento de instalações de chapas de alta qualidade na Europa e nos Estados Unidos. O consumo de minério de ferro será de cerca de 130 milhões de toneladas nos próximos 15 anos.

Devido à grande extensão da planta industrial e à diversidade de materiais e técnicas construtivas envolvidos, optou-se por estudar nesta dissertação apenas uma parte da planta industrial, circulada em vermelho na figura 3.1. Trata-se da área denominada Acearia, na planta de Aço. Esta área tem por função converter o ferro fundido em aço, destinado a produzir chapas.

Nesta área, foi executado um programa mais detalhado de investigação geotécnica. Também foram feitas ilhas de investigação, onde diferentes ensaios de campo foram realizados, bem como provas de carga em estacas de três tipos, que seriam posteriormente usadas nas fundações da planta industrial.

Na figura 3.2, tem-se uma visão mais geral dos ensaios de campo executados na obra, ensaio CPT, SPT e Palheta. A área em que foi implantado o campo de testes de fundações encontra-se circulada em vermelho.

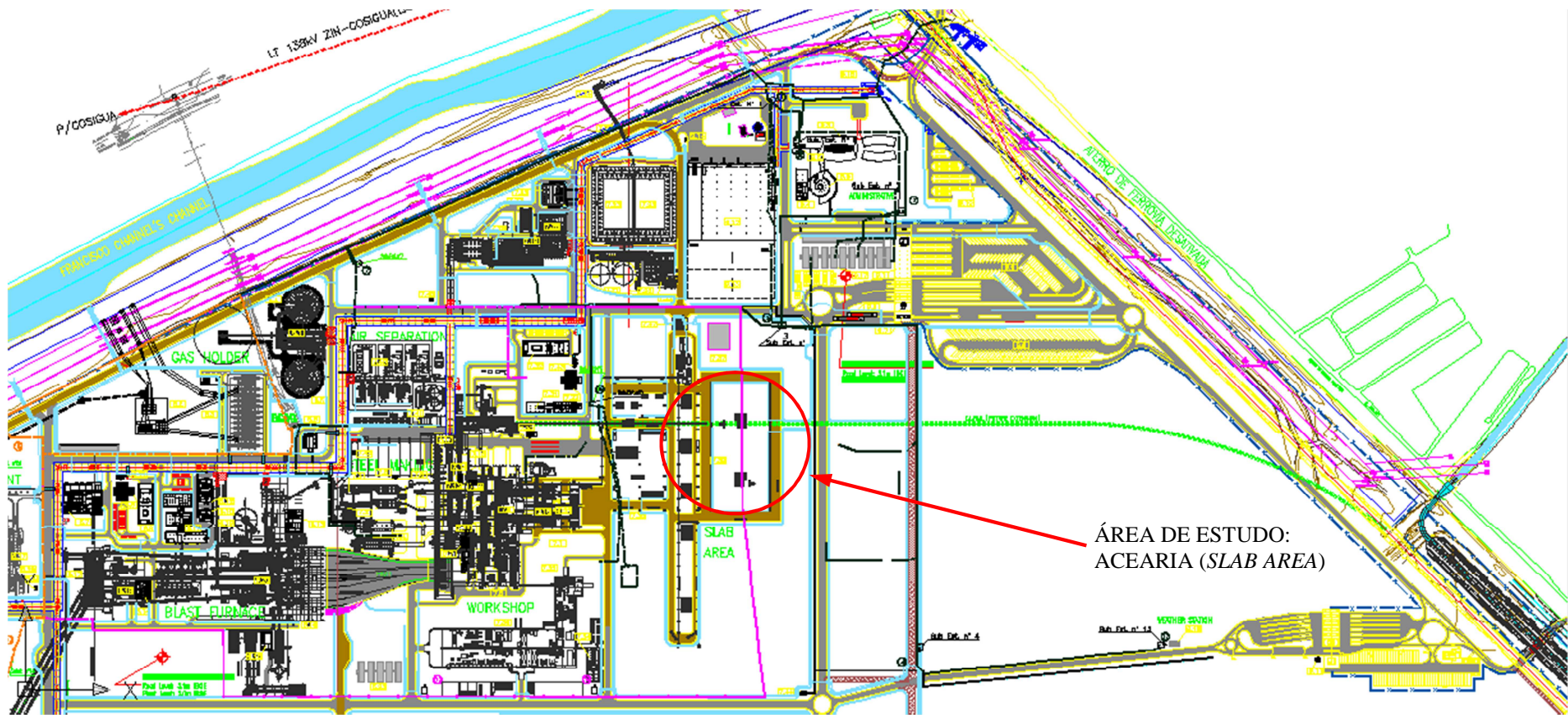


FIGURA 3.1: IMPLANTAÇÃO DA OBRA. (PROJETO CEDIDO POR THYSSENKRUPP CSA, 2008)



FIGURA 3.2: LOCALIZAÇÃO GERAL DOS ENSAIOS DE CAMPO NA ÁREA EM ESTUDO.

As estacas executadas para testes de fundações estão localizadas no terreno, conforme a figura 3.3, que é um aumento do círculo vermelho da figura 3.2. Foram executadas 11 estacas, sendo quatro do tipo SCAC (duas de 50 cm de diâmetro e duas de 70 cm de diâmetro), seis do tipo Franki (duas de 40 cm de diâmetro, duas de 52 cm de diâmetro e duas de 60 cm de diâmetro) e uma do tipo metálica perfil W 610x155. Os comprimentos variam de 14 a 37 m. Na figura 3.3 pode ser vista a locação dos ensaios de campo executados nas proximidades das estacas.

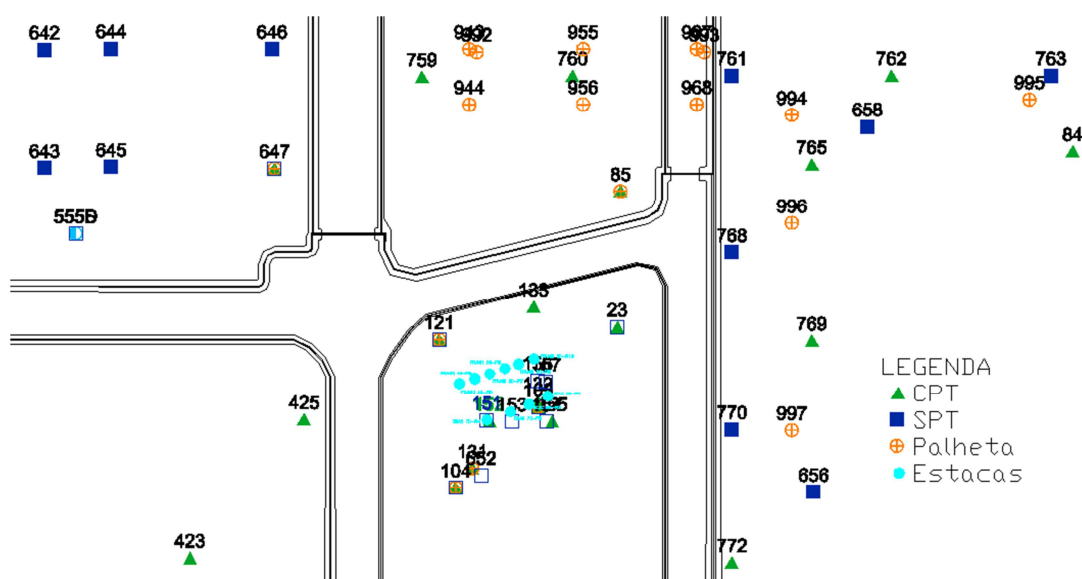


FIGURA 3.3: LOCALIZAÇÃO DAS ESTACAS-TESTE.

3.2 ESTRATIGRAFIA

O subsolo do sítio em estudo é basicamente formado por camadas de argila sedimentares moles, típicas da costa do Rio de Janeiro, separadas por camadas de areia de variadas espessuras, um tipo de estratigrafia muito comum na costa brasileira. O nível da água é próximo da superfície, variando de 0,60 a 1,20 m. Um perfil esquemático do subsolo encontrado na área pode ser observado na figura 3.4, obtido através de interpolação linear usando quatro ensaios CPT. Os números incluídos nas camadas referem-se à classificação de Robertson et al (1986), sendo que o número 3 se refere à argila e o 9, à areia.

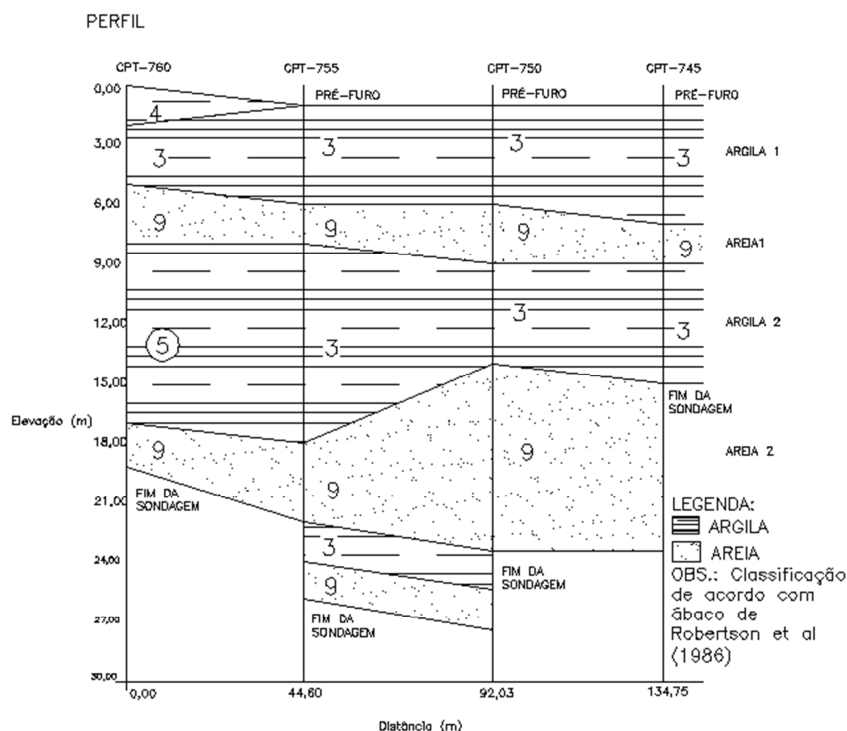


FIGURA 3.4: PERFIL ESQUEMÁTICO DA ESTRATIGRAFIA DO SÍTIO.

Em alguns ensaios, foram encontradas poucas camadas de argila siltosa a silte argiloso, como pode ser visto no CPT-760, na figura 3.4. Estes desvios podem ocorrer na classificação devido a pequenas diferenças de resistência medidas no equipamento. Porém, estas regiões foram consideradas como continuação da camada de argila, com base nos ensaios SPT próximos.

De acordo com Fugro In Situ (2007), o perfil geotécnico da área é caracterizado por deposição sedimentar na costa, com camadas de argila mole e areia sobre solo residual e rocha alterada. A espessura das camadas de argila varia de 5,5 a 15,0 m. Altos teores de umidade e índices de vazios são observados próximo da superfície, como consequência do estado mole da argila sedimentar. A consistência dos solos argilosos apresenta uma tendência de aumento com a profundidade.

As argilas compressíveis são de especial interesse no projeto. As camadas de argila neste sítio foram denominadas de acordo com sua profundidade por: argila 1 (de 2,0 a 6,0 m) e argila 2 (de 9,0 a 18,0 m), como pode ser percebido na figura 3.4 e no boletim de ensaio apresentado na figura 3.5. Neste estudo, também foram consideradas duas camadas principais de areia, nas profundidades 6,0 a 9,0 m (areia 1) e abaixo de 18,0 m (areia 2).

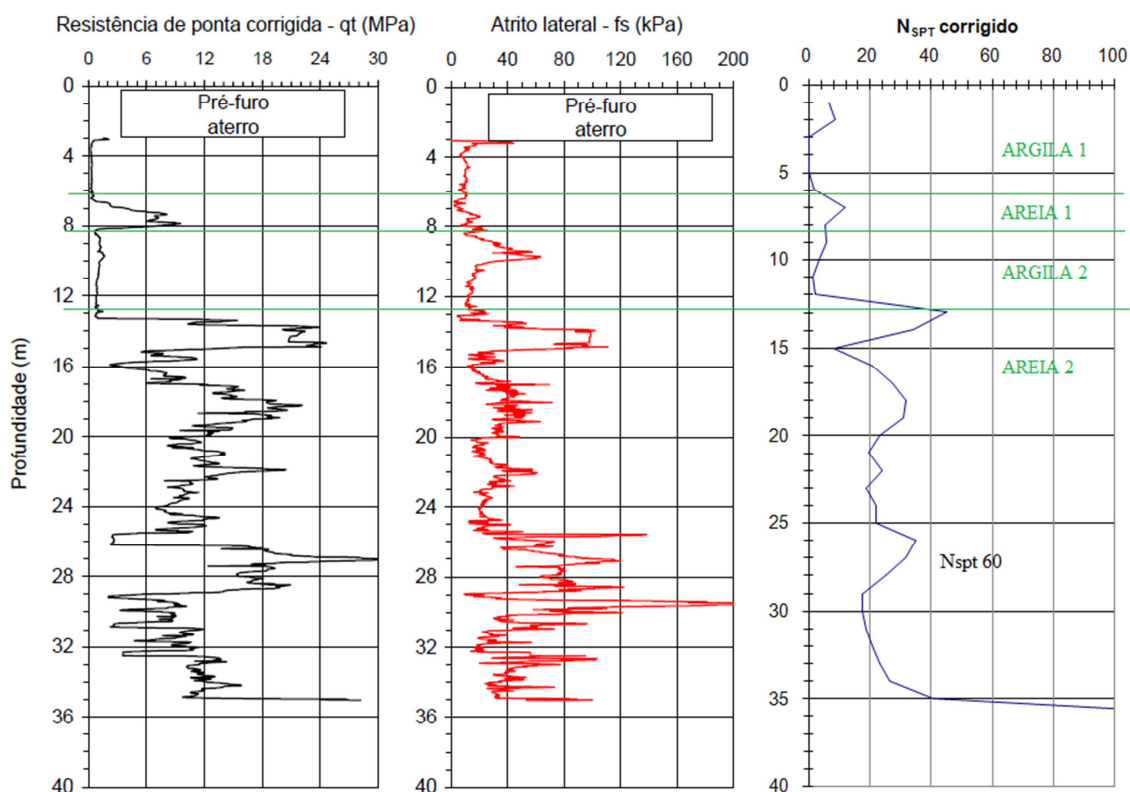


FIGURA 3.5: ENSAIOS CPT-151 E SPT-151 REALIZADOS NO SÍTIO ESTUDADO.

Um extenso trabalho de investigação foi executado no sítio, compreendendo diversos ensaios de campo (palheta, SPT, CPT), ensaios laboratoriais de caracterização e de resistência com amostras indeformadas coletadas com amostrador Shelby.

É importante ressaltar que a campanha de SPT incluiu medidas de torque. Esses dados podem ser úteis para melhorar a avaliação das sondagens SPT.

Observando-se a tabela 3.1, baseada no relatório da Fugro In Situ (2007), pode-se concluir que os valores de índice de plasticidade e peso específico real dos grãos das camadas de argila do sítio são típicos das argilas do litoral fluminense. O teor de matéria orgânica variou de 2% a 3,5%, sendo um pouco diferente dos valores observados por Campos et al (2006), de 3,6% na área de Santa Cruz, e por Almeida e Marques (2002), de 4,1% a 6%, em Sarapuí na baía de Guanabara.

TABELA 3.1: RESUMO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

IP (%)	40 - 114
Peso específico dos grãos (g/cm^3)	2,606 - 2,735
Teor de matéria orgânica (%)	2 - 3,5
Argila (%)	46 - 82

As camadas de argila e areia foram divididas de acordo com a estratigrafia de cada furo de sondagem CPT ou SPT, levando-se em consideração a classificação de Robertson et al (1986) para o CPT e a NBR 6484 (ABNT, 2001) para o SPT.

No ensaio CPT, obtêm-se medidas a cada 2 cm de profundidade, por isso podem aparecer discordâncias quanto à espessura das camadas em relação ao ensaio SPT, que só faz medidas a cada metro. Da mesma maneira, podem aparecer diferenças na avaliação estatística dos resultados, já que o ensaio CPT apresenta uma quantidade maior de dados a serem tratados do que o SPT.

3.3 ENSAIOS ESTÁTICOS

No campo de teste de fundações, foram executadas 11 estacas, numeradas de PI-1 a PI-11. A configuração e o espaçamento entre elas são apresentados na figura 3.6 e na tabela 3.2.

TABELA 3.2: ESTACAS EXECUTADAS NO CAMPO DE TESTE DE FUNDAÇÕES

Estaca	Tipo	Diâmetro	Comprimento
PI-1	SCAC	50	37,2
PI-2a	SCAC	50	21,4
PI-3	SCAC	70	35,8
PI-4	SCAC	70	26,5
PI-5	FRANKI	40	14
PI-6a	FRANKI	40	27,4
PI-7a	FRANKI	52	16
PI-8a	FRANKI	52	27,5
PI-9a	FRANKI	60	16,5
PI-10a	FRANKI	60	27
PI-11	METÁLICA	W610x155	35,5

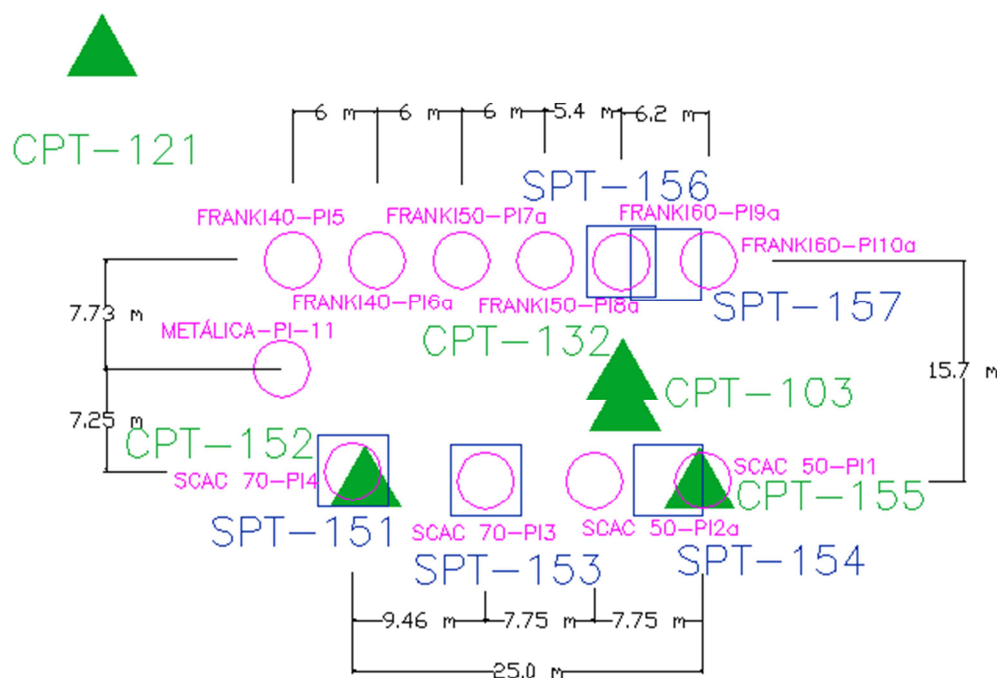


FIGURA 3.6. LOCALIZAÇÃO DAS ESTACAS DO CAMPO DE TESTE DE FUNDAÇÕES.

As estacas foram executadas ou cravadas entre os dias 25/10/06 e 11/12/06. Todas foram ensaiadas à prova de carga estática vertical à compressão, para avaliar o seu comportamento carga x deslocamento e estimar a capacidade de carga última.

O ensaio foi realizado através da metodologia de carregamento cíclico rápido, prevista pela NBR 12131 (ABNT, 1991), na qual o carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos, sendo a carga mantida em cada estágio por 5 min., independente da estabilização dos deslocamentos. Os ensaios nas estacas PI-1, PI-2a, PI-3, PI-7a, PI-10a e PI-11 foram executados em três ciclos de carga/descarga, para melhor se avaliar o comportamento da estaca e do solo de fundação. Já nas estacas PI-4, PI-5, PI-6a, PI-8a e PI-9a os ensaios foram executados com dois ciclos de carga/descarga.

Os ciclos de carga foram executados de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), porém o descarregamento não foi feito de uma só vez, como prevê a norma, e sim em etapas, mantendo-se a carga de 2 a 5 min.

As provas de carga das estacas PI-1, PI-4, PI-5, PI-8a, PI-9a e PI-10a foram conduzidas até a ruptura física. De acordo com Hachich et al (1998), define-se ruptura física como o limite da relação do acréscimo do recalque da ponta da estaca pelo acréscimo de carga, tendendo ao infinito. Ainda segundo os autores, pode-se definir uma ruptura convencional como sendo a carga correspondente a uma deformação do topo da estaca de 10% do seu diâmetro, no caso de estacas de deslocamento e estacas

escavadas em argila, sendo enquadradas nesse caso somente as estacas PI-1, PI-4, PI-5 e PI-8a. Nesta dissertação, foi adotado o conceito de ruptura física. Portanto, toda vez que se usar a palavra ruptura, está-se referindo à ruptura física.

Conforme apêndice A, através da análise dos gráficos carga x deslocamento obtidos nas provas de carga estáticas, pode-se notar que as estacas PI-2a, PI-4, PI-8a, PI-9a e PI-10a se comportaram de maneira semelhante. Nas cargas iniciais, a deformação foi basicamente elástica, tendo um aumento significativo de deslocamento nas últimas cargas aplicadas.

As estacas PI-1 e PI-7a apresentaram um deslocamento considerável desde o primeiro ciclo de carga/descarga, porém a PI-7a não atingiu ruptura. Já as estacas PI-3 e PI-6a não tiveram um deslocamento significativo, tendo um recalque residual menor do que 5 cm, sendo ensaios cuja importância deve ser minorada. A estaca PI-11 não teve recalque residual nem no último ciclo de carga/descarga.

Em Urbano Alonso Consultoria e Projetos (2006, p.54) é apresentada uma prova de carga estática executada em solo semelhante ao do caso em estudo, no estado do RJ, na qual o solo chega a ter deformações plásticas. O encurtamento elástico (σ) da estaca PI-11 pode ser calculado segundo a lei de Hooke (equação 3.1).

$$\sigma = E.\varepsilon \quad (3.1)$$

Foram adotados a tensão máxima do ensaio (4583 MPa) e o módulo de elasticidade do aço ASTM A 572 grau 50 ($E=205.000$ MPa), obtendo-se uma deformação axial de 0,0224 mm. Para cálculo do encurtamento elástico, foi utilizada a equação 3.2.

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L} \quad (3.2)$$

O comprimento da estaca PI-11 é de 35,50 m, obtendo-se assim um encurtamento elástico de 79,36 cm. Apesar de PI-11 ter sido ensaiada com uma carga bastante alta, ainda não foi o suficiente para se obter um comportamento plástico do solo, já que não se ultrapassou o encurtamento elástico da estaca, sendo a carga de ensaio totalmente absorvida pelo aço da estaca.

As estacas PI-3, PI-4, PI-9a e PI-10a foram instrumentadas com extensômetros recuperáveis, modelo A-9, marca Geokon, mostrados na figura 3.7. Estes extensômetros são formados por ancoragens retráteis e transdutores, que permitem a instalação em diversas profundidades, dentro de tubos guias concretados dentro das estacas. O esquema deste extensômetro é apresentado na figura 3.8.



FIGURA 3.7. EXTENSÔMETROS RECUPERÁVEIS MODELO A-9. (GOKON, 2007, p. 1)

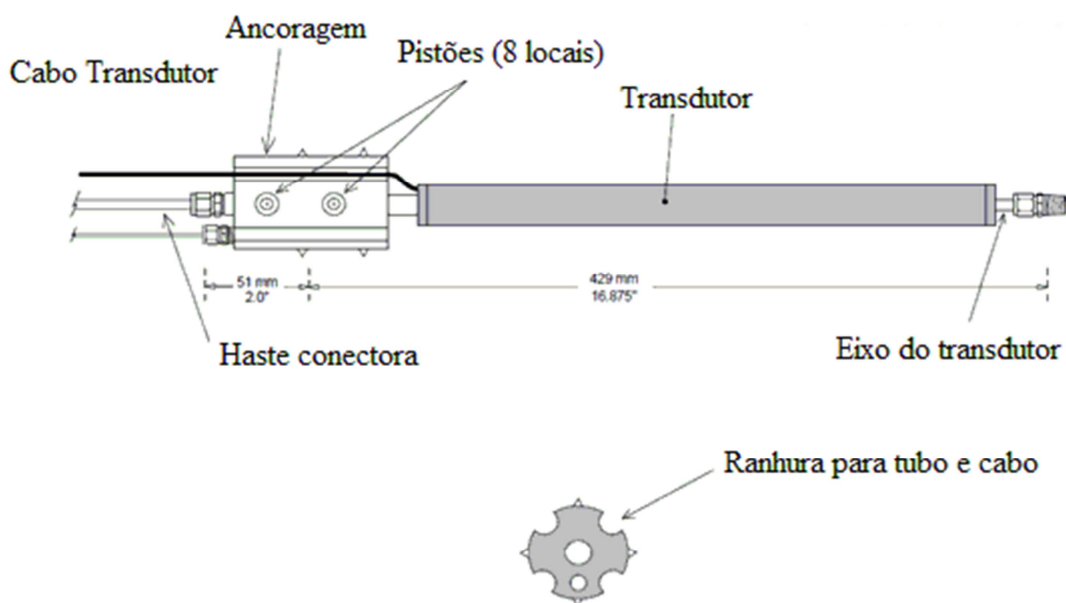


FIGURA 3.8. ESQUEMA DAS PARTES DO EXTENSÔMETRO RECUPERÁVEL MODELO A-9. (ADAPTADO DE GEOKON, 2009, p. 7)

Com essa instrumentação, foi possível medir os deslocamentos e as cargas transferidas ao longo do fuste, sendo que nas estacas PI-3, PI-4 e PI-10a foram

instalados 6 extensômetros e na estaca PI-9a, 5 extensômetros. Esse sistema de medição foi colocado no interior de um tubo de PVC e os sensores foram ligados a uma unidade de leitura através de um cabo elétrico a partir do topo da estaca. Os dados referentes à instrumentação das estacas encontram-se no apêndice B.

Pelos gráficos carga x profundidade, percebe-se o comportamento esperado em todas as estacas. A carga vai sendo transferida em profundidade, sendo absorvida mais nas camadas de areia. Nos gráficos de mobilização de atrito lateral, nota-se nas estacas PI-4 e PI-9a que o atrito lateral nas camadas de argila é menor do que nas de areia, sendo muito baixo na primeira camada argilosa.

A estaca PI-3 tem um aumento no atrito lateral a partir do segundo extensômetro, onde começa uma extensa camada de areia. As duas cargas mais baixas não mobilizam um aumento de atrito lateral entre I-3 (29,17 m) e I-4 (32, 89 m), já que estão na camada de argila 2. Porém, com o aumento da carga, o atrito lateral passa a aumentar, mostrando um provável adensamento da camada.

Na estaca PI-4 ocorre a mesma coisa no extensômetro I-6, onde há uma pequena camada de argila de 1,80 m.

Os extensômetros I-3, I-4, I-5 e I-6 da estaca PI-10a localizam-se em uma camada de areia com profundidade de 11,6 m e 34,0 m. Apesar disso, entre os extensômetros I-3 e I-4 tem-se uma diminuição no atrito lateral.

Esse tipo de anomalia usualmente está ligada à ausência de mobilização plena de resistências nas camadas inferiores ou variações de seção (e, conseqüentemente, rigidez), que dificultam a interpretação. Neste caso, como a camada onde os extensômetros estão localizados é uma areia e as camadas inferiores são areias mais resistentes, acredita-se que essa diminuição no atrito lateral deve-se a uma variação de seção, possivelmente um alargamento.

4 VARIABILIDADE ESPACIAL DO SOLO

Um extenso trabalho de investigação foi executado no sítio em questão, compreendendo diversos ensaios de campo (pilheta, SPT, CPT), ensaios laboratoriais de caracterização e de resistência com amostras indeformadas coletadas com amostrador Shelby. Para o entendimento das propriedades do solo realizado neste trabalho, foram utilizados 18 ensaios CPT e 9 ensaios SPT, conforme locação apresentada na figura 4.1.

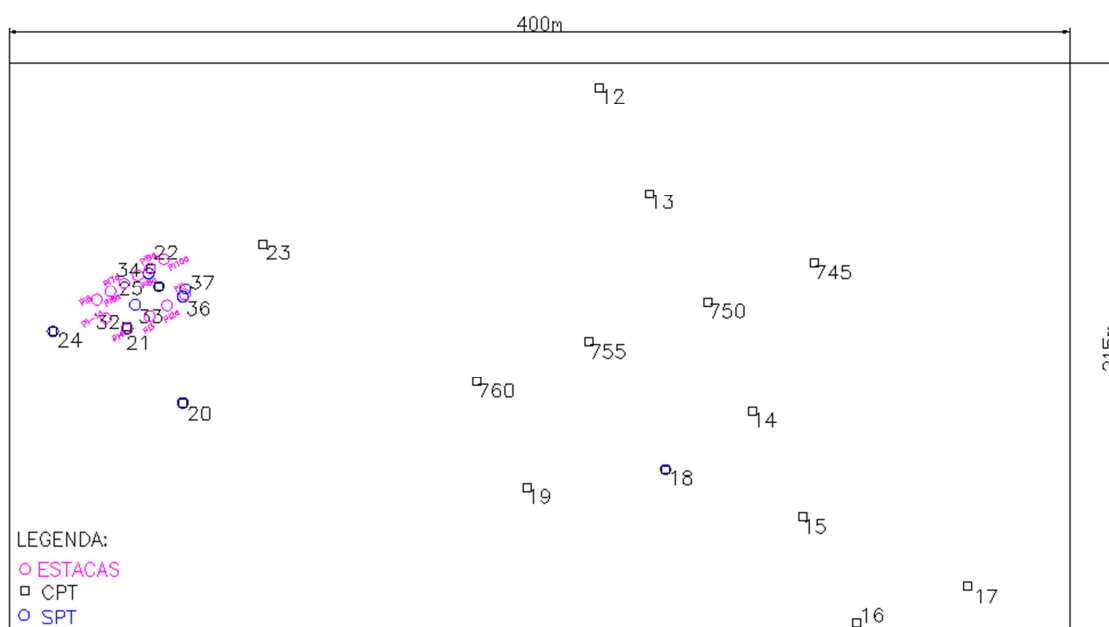


Figura 4.1. Locação dos ensaios executados no sítio.

Os ensaios geotécnicos envolvem incertezas devido à variabilidade natural dos materiais e as relacionadas a erros de medida durante os testes. Neste trabalho, considerou-se que as incertezas são somente devido à variabilidade natural do solo.

As incertezas relacionadas a cada um dos fatores envolvidos no estudo de um determinado problema podem ser consideradas através de parâmetros que representem a variabilidade destes fatores ao longo do domínio do problema em análise. A maneira mais simplificada de se considerar estas incertezas é usando parâmetros estatísticos básicos, tais como média, desvio padrão, coeficiente de variação ($COV = \text{média}/\text{desvio padrão}$) e escala de flutuação, que neste trabalho foram calculados para a resistência de ponta corrigida (q_t) e o atrito lateral (f_s), a partir dos valores obtidos nos ensaios CPTu.

Outra forma de se levar em conta a variabilidade os fatores envolvidos é através de sua distribuição de probabilidade, que pode ser representada empiricamente ou

usando-se uma função de forma conhecida, como uma curva normal, log-normal e outras. O ajuste da distribuição de probabilidade aos dados estudados foi avaliado utilizando-se o teste de Kolmogorov-Smirnov.

4.1 METODOLOGIA APLICADA

Antes da interpretação estatística, os dados de campo foram pré-processados para remover valores anômalos que podem interferir na interpretação dos resultados. A tendência vertical de aumento da resistência do solo com a profundidade, que muitas vezes acontece nos maciços, não precisou ser retirada, pois os dados não apresentaram esta tendência de maneira significativa.

Para remover valores não confiáveis ou errôneos, que por vezes ocorrem quando a ponteira da haste encosta em um pedregulho, por exemplo, foi aplicado um processo de filtragem aos dados crus dos ensaios CPT. Esse processo de filtragem foi baseado no sistema de janelas deslizantes, conforme explicado a seguir.

Com base nas recomendações da literatura (Wickremesinghe, 1989 e Wong, 2004) e testes adicionais, o número de pontos (n) para cada janela deslizante de filtragem, adotado neste trabalho, foi $n=10$ (significando um comprimento de janela igual a 20 cm). Para cada grupo de n dados, foi calculada a mediana e o desvio-padrão (σ) do grupo. Dados que estavam fora do intervalo mediana $\pm 2\sigma$ eram eliminados e substituídos pela média dos dados imediatamente anterior e posterior a ele.

O percentual de filtragem ($= (\text{dados filtrados}/\text{total de dados}) * 100\%$) e os parâmetros estatísticos básicos (média, desvio padrão e COV) foram calculados para a resistência de ponta corrigida (q_t) e o atrito lateral (f_s) do ensaio CPT.

A escala de flutuação também foi calculada. O método proposto por Campanella et al (1986) foi adotado neste trabalho. O cálculo da escala de flutuação permitiu uma estimativa da variabilidade vertical das camadas de argila.

As propriedades do solo podem ser representadas por distribuições de probabilidade. Neste trabalho, foram avaliadas funções de distribuição de probabilidade (pdf) analíticas para modelar os dados da resistência de ponta corrigida (q_t) e do atrito lateral (f_s) do ensaio CPT. As funções analisadas foram: chi² (2 a 10 graus de liberdade), exponencial, gamma, normal, lognormal, beta, t-Student (2 a 10 graus de liberdade) e uniforme.

Os dados dos ensaios SPT também foram tratados. Como o ensaio SPT pode ser executado com diversos equipamentos, ele se torna de difícil padronização. Devido a isso, alguns autores (Terzaghi e Peck, 1948 e Gibbs e Holtz, 1957) propuseram correções do número de golpes para que ensaios executados de maneiras diferentes possam ser comparados. A significativa diferença entre o valor de energia teórica empregada na cravação e a energia verdadeiramente transmitida às hastes gerou uma correção baseada na energia do ensaio.

Um ensaio realizado no Brasil, segundo a Norma Brasileira, com acionamento manual do martelo, possui uma energia teórica de queda livre de 66%. (SCHNAID, 2000). A prática internacional sugere normalizar o número de golpes com base no padrão americano de $N_{SPT} 60$. Foram executadas correções do N_{SPT} nos 9 ensaios SPT em estudo, de acordo com energia do ensaio (padrão $N_{SPT} 60$).

Os dados de SPT foram analisados através de parâmetros estatísticos básicos (média, desvio padrão e COV) para o N_{SPT} real e o $N_{SPT} 60$. Este tratamento foi dado para que se possam comparar os resultados do ensaio SPT com os do ensaio CPT.

Todo o processamento estatístico de dados foi realizado usando-se o *software* MatLab 7.4.0 (R2007a).

4.2 ANÁLISE DA VARIABILIDADE DE DADOS DO CPT E SPT

4.2.1 Filtragem dos dados

Aplicando o processo de filtragem descrito anteriormente, o percentual de filtragem pôde ser obtido para a resistência de ponta corrigida (q_t) e o atrito lateral (f_s). A média do percentual de filtragem obtida para cada camada é apresentada na tabela 4.1.

Tabela 4.1. Média do percentual de filtragem (PF).

Camadas	Média PF (%)	
	q_t (MPa)	f_s (MPa)
Argila 1	46,10	32,61
Areia 1	42,34	34,27
Argila 2	44,26	35,15
Areia 2	45,78	33,98

4.2.2 Parâmetros estatísticos

Parâmetros estatísticos (média, desvio padrão e coeficiente de variação COV) foram calculados para as camadas de argila e areia, através dos dados dos ensaios CPT e SPT, utilizando todo o conjunto de pontos obtido nos diversos ensaios. Os parâmetros obtidos para o ensaio CPT são apresentados na tabela 4.2, juntamente com a quantidade de pontos utilizados para a análise.

Tabela 4.2. Parâmetros estatísticos obtidos pelo ensaio CPT.

Camadas		Dados crus		Dados filtrados		Nº de pontos
		qt (MPa)	fs (MPa)	qt (MPa)	fs (MPa)	
Argila 1	Média	0,63	0,019	0,55	0,014	4046
	Desvio-padrão	0,95	0,020	0,51	0,016	
	COV (%)	151,84	109,00	107,88	83,24	
Areia 1	Média	6,04	0,021	5,92	0,014	1912
	Desvio-padrão	3,64	0,014	2,38	0,008	
	COV (%)	60,24	65,73	40,16	55,71	
Argila 2	Média	1,37	0,021	1,68	0,011	5445
	Desvio-padrão	2,40	0,014	1,28	0,018	
	COV (%)	175,69	65,14	101,58	53,19	
Areia 2	Média	13,13	0,042	13,37	0,038	4236
	Desvio-padrão	6,51	0,038	4,59	0,025	
	COV (%)	49,59	90,48	34,36	65,17	

Observando-se os coeficientes de variação das duas camadas de argila, pode-se perceber que ambas apresentam alta variabilidade de qt dentro da própria camada, com COV maior que 100%, o que indica que ambas as camadas apresentam relevante heterogeneidade, conforme constatado nos ensaios CPT, variando de argila a silte argiloso em algumas regiões. O coeficiente de variação do atrito lateral apresenta menor dispersão que qt em ambas camadas, portanto este parâmetro é mais homogêneo. Além disso, deve-se observar que o procedimento de filtragem teve pouca influência nos valores médios de qt e fs, porém influenciando bastante o COV de qt nas camadas de argila. Isso mostra a importância do tratamento inicial dos dados crus, a fim de se minimizar as incertezas relacionadas ao processo de sondagem e não à heterogeneidade do solo propriamente dita.

Deve-se enfatizar ainda que, por se tratar de camadas de argila de baixa resistência (ou mole), os valores de qt e fs são em geral bastante reduzidos e pequenas oscilações em seus valores originais podem representar percentualmente grandes variações.

Para as camadas de areia, é interessante observar que os coeficientes de variação são muito menores do que os das camadas de argila. Pode-se perceber também que a camada areia 2 apresenta menor variação de resistência de ponta corrigida do que a camada areia 1, porém a variação do atrito lateral é maior na camada areia 2.

A escala de flutuação foi calculada para os dados filtrados das camadas de argila, solo no qual se tinha mais interesse, a fim de se obter a distância entre os dados em que a flutuação de valores é relevante, e é apresentada na tabela 4.3.

Tabela 4.3: Escala de flutuação média dos dados filtrados para cada camada de argila.

Camadas	Escala de flutuação (m)	
	Para qt	Para fs
Argila 1	0,2619	0,2673
Argila 2	0,2615	0,3268

As duas camadas de argila apresentaram escala de flutuação para a resistência de ponta corrigida semelhante, porém a argila 2 apresentou uma maior escala de flutuação para o atrito lateral, indicando uma menor variabilidade vertical. Este fato condiz com os resultados de COV para estes parâmetros.

Os parâmetros estatísticos obtidos para os ensaios SPT são apresentados na tabela 4.4, juntamente com a quantidade de pontos utilizados para a análise. Neste caso, foram apenas usados os dados crus (N_{SPT} real) e corrigidos em $N_{SPT} 60$.

Comparando-se os coeficientes de variação (COV) das duas camadas de argila, pode-se perceber que a camada argila 1 tem um coeficiente de variação maior do que a camada argila 2, o que se levaria a crer numa heterogeneidade muito maior da camada mais rasa. Porém, levando-se em conta que o parâmetro medido no SPT é o número de golpes para a cravação do amostrador padrão, e que para argilas moles este número varia de 0 a 5, pequenas modificações no número de golpes consistem em grandes percentuais de variação. Mesmo assim, os dois coeficientes de variação obtidos são relativamente altos, o que indica que ambas as camadas apresentam heterogeneidade, conforme constatado nos ensaios CPT.

Deve-se ainda salientar que o número de pontos usados na análise do SPT é da ordem de dezenas e o do CPT é da ordem de milhares, devido ao procedimento de sondagem (obtenção de dados a cada metro no SPT e a cada 2 cm no CPT). Isso reflete na análise estatística, sendo a mesma mais confiável para um maior conjunto de dados, ou seja, para o CPT. Além disso, o CPT detecta variações de resistência em trechos de pequena espessura, o que não ocorre no SPT.

Para as camadas de areia, é interessante observar que, para o ensaio SPT, os coeficientes de variação não são muito diferentes dos das camadas de argila, porém maiores que os do CPT.

Nota-se que os coeficientes de variação não tiveram mudança entre o N_{SPT} real e o N_{SPT} 60, conforme esperado devido à equação de correção do N_{SPT} 60.

Tabela 4.4: Parâmetros estatísticos obtidos pelo ensaio SPT.

Camadas		N_{SPT}		Nº de pontos
		N_{SPT} Real	N_{SPT} 60	
Argila 1	Média	0,90	0,99	34
	Desvio-padrão	1,66	1,83	
	Máximo	5,81	6,39	
	Mínimo	0,00	0,00	
	COV (%)	185,32	185,32	
Areia 1	Média	4,93	5,42	22
	Desvio-padrão	3,55	3,91	
	Máximo	16,00	17,60	
	Mínimo	0,67	0,73	
	COV (%)	72,08	72,08	
Argila 2	Média	2,24	2,47	42
	Desvio-padrão	1,48	1,63	
	Máximo	6,56	7,22	
	Mínimo	0,00	0,00	
	COV (%)	66,05	66,05	
Areia 2	Média	17,77	19,55	147
	Desvio-padrão	14,97	16,46	
	Máximo	96,00	105,60	
	Mínimo	3,43	3,77	
	COV (%)	84,22	84,22	

4.2.3 Distribuições de probabilidade

Neste trabalho, as funções de distribuição de probabilidade (*probability distribution functions - pdf*) foram ajustadas matematicamente aos dados experimentais, utilizando-se o software MatLab 7.0.4 (R2007a). Boas práticas estatísticas recomendam

a aplicação de testes, como Kolmogorov-Smirnov, para avaliação do ajuste das pdf's. Eles consistem em testes não-paramétricos para as diferenças entre distribuições cumulativas.

Este teste foi aplicado nas duas camadas de argila estudadas. A função que se ajusta melhor a cada camada é apresentada na tabela 4.5, juntamente com os valores de KSD (distância máxima medida entre funções cumulativas de probabilidade empírica e analítica) para os dados filtrados da resistência de ponta corrigida (q_t) e do atrito lateral (f_s). Para se ter um ajuste considerado estatisticamente adequado, deve-se obter um valor de KSD menor que 0,05.

Tabela 4.5: Função de distribuição de probabilidade com melhor ajuste e seus respectivos parâmetros do teste Kolmogorov-Smirnov para os dados filtrados.

Camadas	qt (MPa)	
	KSD	Pdf
Argila 1	0,2106	CDF Log Normal
Argila 2	0,2121	CDF Log Normal

Nas figuras 4.2 e 4.3 são apresentados os ajustes da função de distribuição de probabilidade para os dados de q_t para as camadas de argila 1 e argila 2 do ensaio CPT-755, que representa o padrão das camadas do sítio em estudo.

Pode-se notar que o valor de KSD ainda é alto. Apesar deste fato, pode-se dizer que é preferível usar uma pdf que melhor se ajusta à distribuição real dos dados do que uma pdf analítica escolhida aleatoriamente.

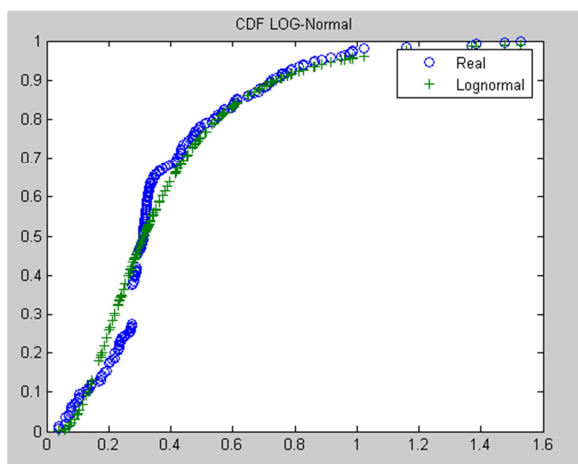


Figura 4.2. Ajuste da função de distribuição de probabilidade para os dados de q_t do ensaio CPT-755 para a camada de argila 1.

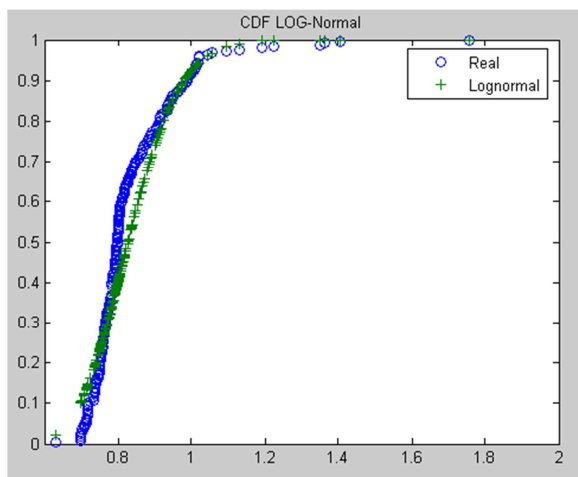


Figura 4.3. Ajuste da função de distribuição de probabilidade para os dados de qt do ensaio CPT-755 para a camada de argila 2.

5 ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA

5.1 EXTRAPOLAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

As curvas carga-deslocamento das provas de carga foram extrapoladas, para que se tenham valores de máxima capacidade de carga nas estacas que não foram ensaiadas até a ruptura. Para isso, foram utilizados os métodos de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e Massad (1986), o método de Chin-Kondner (1970), o método de Davidsson (1972) e o método sugerido pela norma NBR 6122 (2010).

As estacas PI-1, PI-4, PI-5, PI-8a, PI-9a e PI-10a foram ensaiadas até a ruptura. Portanto, para que se pudesse avaliar o desempenho dos métodos de extrapolação nestas estacas, nestes ensaios usaram-se apenas as cargas até 2/3 da ruptura, conforme o método de Van der Veen orienta.

Os gráficos com os resultados são apresentados no apêndice C. O erro de cada método de extrapolação foi calculado para as estacas rompidas, por método e por estaca, conforme equação 5.1. A tabela 5.1 apresenta os resultados das extrapolações e o erro (E) de cada método.

$$E = \frac{\text{Extrapolação} - PCE}{PCE} \quad (5.1)$$

Onde PCE = valor de ruptura da Prova de Carga Estática.

Pode-se notar que o método de Van der Veen modificado por Aoki é o método que apresenta menor erro em relação à carga de ruptura medida nas provas de carga estáticas. Os métodos de Davidsson e da NBR 6122 não se aplicam à maioria dos casos analisados, já que a linha elástica proposta pelos mesmos fica além do deslocamento causado pela carga.

Apesar de o método modificado por Massad ter a aproximação da curva feita através de uma polinomial, em casos onde a prova de carga só foi carregada até a região de deformação elástica, o método modificado por Aoki e o método de Chin-Kondner se apresentam como uma opção melhor de extrapolação, aproximando a curva por uma reta. Esse fato pode ser bem visualizado nas estacas PI-9a e PI-10a, no apêndice C.

TABELA 5.1: RESULTADOS E ERROS DA EXTRAPOLAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA.

ESTACA	(kN) CARGA RUPTURA	EXTRAPOLAÇÃO								Erro por estaca
		VDV - AOKI	Erro	VDV – MASSAD	Erro	CHIN- KONDNER	Erro	NBR 6122	DAVIDSSON	
PI-1	3583	3500,00	-2,32%	3580,56	-0,07%	4545,46	26,86%	Não se aplica ³	Não se aplica ³	8,16%
PI-2a	-	2250,00	-	2839,76	-	2040,82	-	1923,00	1876,00	-
PI-3	-	8000,00	-	9614,58	-	12500,00	-	Não se aplica ³	Não se aplica ³	-
PI-4	4532	4000,00	-11,74%	6059,21	33,70%	5263,16	16,13%	Não se aplica ³	Não se aplica ³	12,70%
PI-5	1230	2500,00	103,25%	Não se aplica ²	-	Não se aplica ²	-	Não se aplica ³	Não se aplica ³	103,25%
PI-6a	-	3500,00	-	5069,01	-	5000,00	-	Não se aplica ³	Não se aplica ³	-
PI-7a	-	2950,00	-	3990,20	-	3333,33	-	2929,00	2740,00	-
PI-8a	3456	3500,00	1,27%	4890,20	41,50%	5555,56	60,75%	Não se aplica ³	Não se aplica ³	34,51%
PI-9a	2987	3100,00	3,78%	10248,84	243,11%	3125,00	4,62%	Não se aplica ³	Não se aplica ³	83,84%
PI-10a	4495	4500,00	0,11%	10125,00	125,25%	5000,00	11,23%	Não se aplica ³	Não se aplica ³	45,53%
PI-11	-	Não se aplica ¹	-	Não se aplica ¹	-	16666,67	-	Não se aplica ³	Não se aplica ³	-
Erro por método		15,73%		88,70%		23,92%		-	-	

¹ O material da estaca sofreu apenas encurtamento elástico, não tendo mobilizado o solo.

² Tem somente três estágios de carga para extrapolação - não foi possível definir um ajuste de curva.

³ A linha elástica proposta pelo método ficou além do deslocamento da prova de carga, não permitindo um ponto de intersecção.

VDV – Van der Veen

No gráfico apresentado na figura 5.1, foram plotados os valores previstos de carga de ruptura versus os valores medidos destas cargas para as estacas que chegaram à ruptura. Pode-se notar claramente uma maior proximidade dos pontos do método de Van der Veen modificado por Aoki da reta, correspondente a um erro nulo, do que os demais métodos.

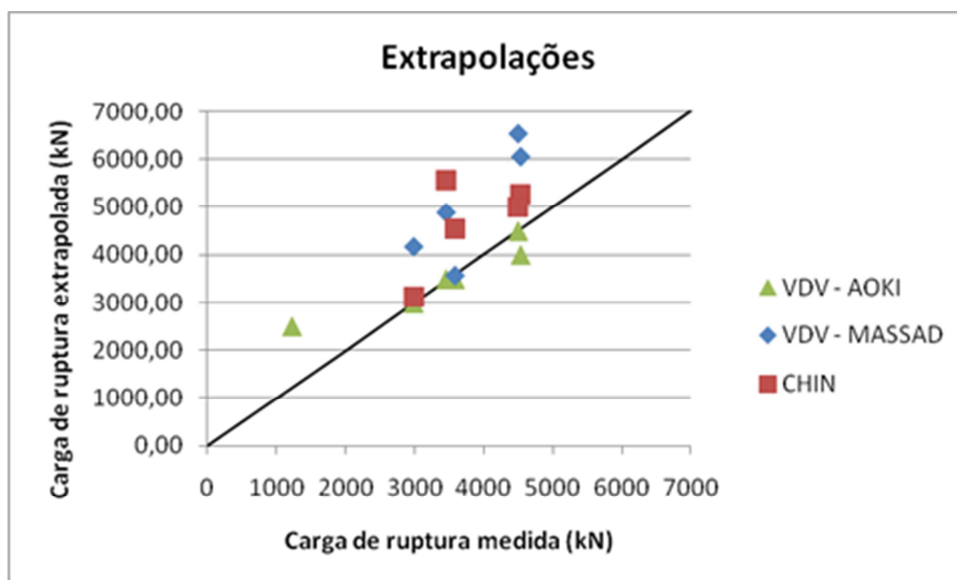


FIGURA 5.1: GRÁFICO CARGA DE RUPTURA EXTRAPOLADA x CARGA DE RUPTURA MEDIDA.

5.2 CAPACIDADE DE CARGA POR ABORDAGEM TRADICIONAL

A capacidade de carga das estacas foi estimada através de métodos tradicionais baseados em ensaio SPT (Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma) e baseados em ensaio CPT (Aoki-Velloso, LCPC e Eslami e Fellenius), conforme descrito no item 2.5.

O perfil estratigráfico adotado para a previsão da capacidade de carga das estacas do campo de teste de fundações é apresentado no apêndice D. Podem-se observar os dados do ensaio SPT à direita do croqui da estaca, constando a distância do ensaio à estaca e a cota da boca do furo. Da mesma maneira, encontram-se os dados do ensaio CPT à esquerda do croqui da estaca.

Na área estudada foram executados ensaios CPTu, que permitem a leitura da poropressão. Como os resultados corrigidos pela poropressão permitem uma melhor avaliação da resistência do solo, neste trabalho, para os métodos baseados no ensaio

CPT, foram utilizados os valores de q_t (resistência de ponta corrigida) ao invés do q_c (resistência de ponta).

5.2.1 Métodos baseados em ensaio SPT

O erro de cada método de previsão foi calculado para as estacas rompidas, por método e por estaca. A tabela 5.2 apresenta os resultados das capacidades de carga estimadas e o erro de cada método de previsão.

O método de Aoki-Velloso com valores de Monteiro foi o que apresentou menor erro dentre os demais, apesar de o erro ainda ter sido alto, da ordem de 60%. A estaca PI-5, devido ao seu comportamento diferente da curva de prova de carga padrão, teve valores de capacidade de carga estimados muito acima do valor de carga de ruptura medido.

Foi calculado também o erro em relação à carga de ruptura extrapolada. Foi utilizado o método de extrapolação de Van der Veen modificado por Aoki, já que foi o que apresentou menor erro em relação às cargas de ruptura medidas. Esse erro foi calculado já que, em grande parte dos casos, os ensaios de prova de carga estática não são carregados até a ruptura e os métodos de extrapolação são utilizados em grande escala. Portanto, viu-se necessidade de calcular o erro dos métodos de previsão em relação ao método de extrapolação da prova de carga. Esses resultados são apresentados na tabela 5.3.

TABELA 5.2: RESULTADOS E ERROS DOS MÉTODOS DE PREVISÃO BASEADOS EM SPT - PCE.

ESTACA	(kN) CARGA RUPTURA	MÉTODOS DE PREVISÃO BASEADOS EM SPT						
		DÉCOURT- QUARESMA	Erro	AOKI- VELLOSO	Erro	AOKI-VELLOSO (MONTEIRO)	Erro	Erro por estaca
PI-1	3583	4137,45	15,47%	4595,44	28,26%	3697,43	3,19%	15,64%
PI-2a	-	3229,08	-	3820,07	-	2525,94	-	-
PI-3	-	8485,58	-	10462,21	-	7320,17	-	-
PI-4	4532	7082,59	56,28%	8771,84	93,55%	6207,35	36,97%	62,27%
PI-5	1230	4042,39	228,65%	5724,37	365,40%	4705,04	282,52%	292,19%
PI-6a	-	6938,36	-	7129,36	-	6957,91	-	-
PI-7a	-	3692,78	-	2818,68	-	5569,41	-	-
PI-8a	3456	6800,77	96,78%	4848,48	40,29%	4478,24	29,58%	55,55%
PI-9a	2987	4002,91	34,01%	3297,11	10,38%	2763,31	-7,49%	12,30%
PI-10a	4495	7872,46	75,14%	5645,23	25,59%	5207,53	15,85%	38,86%
PI-11	-	5337,00	-	6148,57	-	5930,06	-	-
Erro por método		84,39%		93,91%		60,10%		

TABELA 5.3: RESULTADOS E ERROS DOS MÉTODOS DE PREVISÃO BASEADOS EM SPT - EXTRAPOLAÇÃO DE VAN DER VEEN.

ESTACA	(kN)	MÉTODOS DE PREVISÃO BASEADOS EM SPT						Erro por estaca
	VDV – AOKI	DÉCOURT-QUARESMA	Erro	AOKI-VELLOSO	Erro	AOKI-VELLOSO (MONTEIRO)	Erro	
PI-1	3500,00	4137,45	18,21%	4595,44	31,30%	3697,43	5,64%	18,38%
PI-2a	2250,00	3229,08	43,51%	3820,07	69,78%	2525,94	12,26%	41,85%
PI-3	8000,00	8485,58	6,07%	10462,21	30,78%	7320,17	-8,50%	9,45%
PI-4	4000,00	7082,59	77,06%	8771,84	119,30%	6207,35	55,18%	83,85%
PI-5	2500,00	4042,39	61,70%	5724,37	128,97%	4705,04	88,20%	92,96%
PI-6a	3500,00	6938,36	98,24%	7129,36	103,70%	6957,91	98,80%	100,24%
PI-7a	2950,00	3692,78	25,18%	2818,68	-4,45%	5569,41	88,79%	36,51%
PI-8a	3500,00	6800,77	94,31%	4848,48	38,53%	4478,24	27,95%	53,60%
PI-9a	2990,00	4002,91	33,88%	3297,11	10,27%	2763,31	-7,58%	12,19%
PI-10a	4500,00	7872,46	74,94%	5645,23	25,45%	5207,53	15,72%	38,71%
PI-11	-	5337,00	-	6148,57	-	5930,06	-	-
Erro por método		53,31%		55,36%		37,65%		

Novamente, o método de Aoki-Velloso com valores de Monteiro foi o que apresentou menor erro dentre os demais. Percebe-se uma diminuição no erro, ao se comparar os resultados com as extrapolações, porém o valor do erro ainda é alto, da ordem de 40%. O erro na estaca PI-5 diminui bastante, já que o valor de carga de ruptura extrapolado é bem superior ao valor real. A estaca PI-6a passa a ser a com maior erro de estimativa de carga.

Através do gráfico apresentado na figura 5.2, pode-se notar claramente uma maior proximidade dos pontos do método de Aoki-Velloso (utilizando os valores de Monteiro) da reta de erro nulo do que os demais métodos. Observa-se também que os valores de capacidade de carga estimada estão majoritariamente acima do valor medido, o que pode prejudicar a segurança da obra.

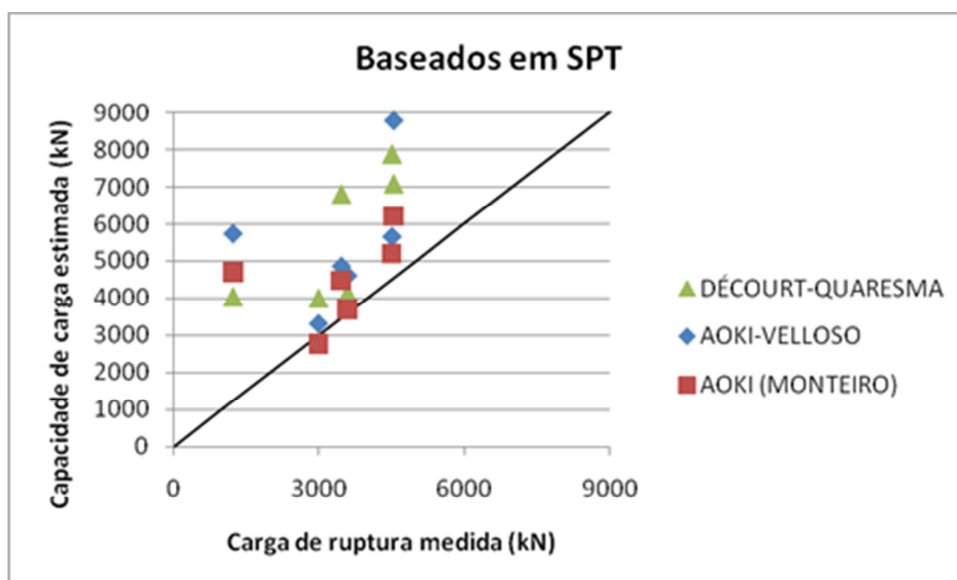


FIGURA 5.2: GRÁFICO CAPACIDADE DE CARGA ESTIMADA x CARGA DE RUPTURA MEDIDA - SPT.

5.2.2 Métodos baseados em ensaio CPT

O erro de cada método de previsão foi calculado para as estacas rompidas, por método e por estaca. A tabela 5.4 apresenta os resultados das capacidades de carga estimadas e o erro de cada método de previsão.

Apesar de, em média, os erros dos métodos baseados em CPT apresentarem valores mais altos que os dos métodos baseados em SPT, o método do LCPC (ou Bustamante e Ganeselli) foi o que apresentou menor erro entre todos os métodos.

Novamente a estaca PI-5 apresentou um erro muito alto nas estimativas, devido ao comportamento da sua curva carga x recalque.

Foi calculado também o erro em relação à carga de ruptura extrapolada. Foi utilizado o método de extrapolação de Van der Veen modificado por Aoki, já que foi o que apresentou menor erro em relação às cargas de ruptura medidas. Esse erro foi calculado já que, em grande parte dos casos, os ensaios de prova de carga estática não são carregados até a ruptura e os métodos de extrapolação são utilizados em grande escala. Portanto, viu-se a necessidade de calcular o erro dos métodos de previsão em relação ao método de extrapolação da prova de carga. Esses resultados são apresentados na tabela 5.5.

Assim como ocorreu nos métodos baseados em SPT, percebe-se uma diminuição nos erros quando o valor estimado é comparado ao valor extrapolado. O método LCPC passa a apresentar um erro mais aceitável, da ordem de 11%. A estaca PI-8a passa a ser a com maior erro de estimativa de carga.

Através do gráfico apresentado na figura 5.3, pode-se notar uma maior uniformidade dos pontos do método LCPC quanto à reta do que os demais métodos. Assim como nos métodos baseados em SPT, observa-se que os valores de capacidade de carga estimada estão, em sua maioria, acima do valor medido.

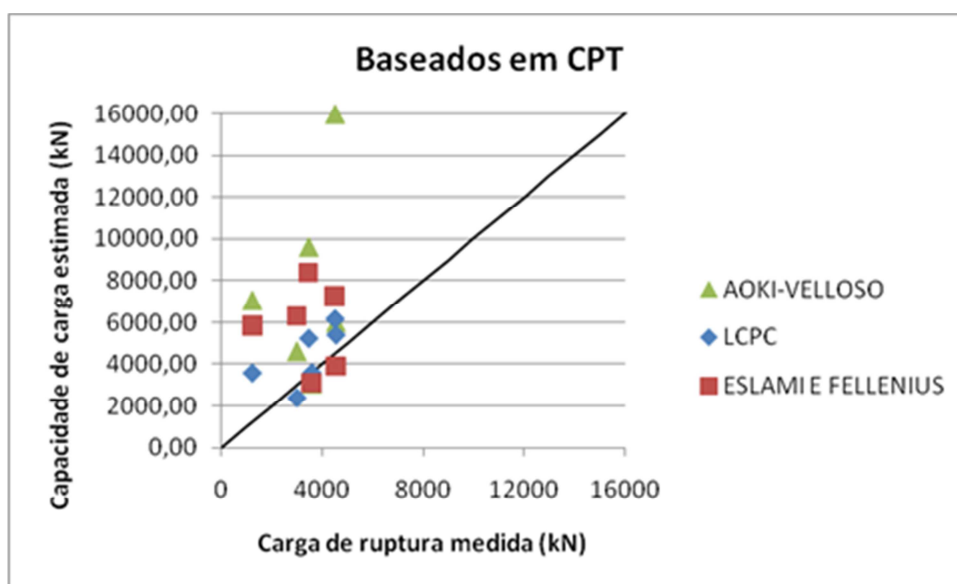


FIGURA 5.3: GRÁFICO CAPACIDADE DE CARGA ESTIMADA x CARGA DE RUPTURA MEDIDA - CPT.

TABELA 5.4: RESULTADOS E ERROS DOS MÉTODOS DE PREVISÃO BASEADOS EM CPT - PCE.

ESTACA	(kN)	MÉTODOS DE PREVISÃO BASEADOS EM CPT						Erro por estaca
	CARGA RUPTURA	AOKI-VELLOSO	Erro	LCPC	Erro	ESLAMI E FELLENIUS	Erro	
PI-1	3583	3063,63	-14,50%	3613,08	0,84%	3104,46	-13,36%	-9,00%
PI-2a	-	1539,61	-	2263,152	-	2097,50	-	-
PI-3	-	8488,94	-	6542,43	-	5677,21	-	-
PI-4	4532	5993,30	32,24%	5420,53	19,61%	3895,04	-14,05%	12,60%
PI-5	1230	7048,02	473,01%	3599,53	192,65%	5855,30	376,04%	347,23%
PI-6a	-	6706,93	-	3881,53	-	9307,29	-	-
PI-7a	-	2012,65	-	2023,10	-	4936,60	-	-
PI-8a	3456	9595,73	177,65%	5254,83	52,05%	8399,48	143,04%	124,25%
PI-9a	2987	4613,33	54,45%	2409,69	-19,33%	6294,37	110,73%	48,62%
PI-10a	4495	15960,62	255,08%	6182,42	37,54%	7238,12	61,03%	117,88%
PI-11	-	5132,62	-	4887,12	-	4282,39	-	-
Erro por método		162,99%		47,23%		110,57%		

TABELA 5.5: RESULTADOS E ERROS DOS MÉTODOS DE PREVISÃO BASEADOS EM CPT - EXTRAPOLAÇÃO DE VAN DER VEEN.

(kN)		MÉTODOS DE PREVISÃO BASEADOS EM CPT						Erro por estaca
ESTACA	VDV - AOKI	AOKI-VELLOSO	Erro	LCPC	Erro	ESLAMI E FELLENIUS	Erro	
PI-1	3500,00	3063,63	-12,47%	3613,078	3,23%	3104,46	-11,30%	-6,85%
PI-2a	2250,00	1539,61	-31,57%	2263,152	0,58%	2097,50	-6,78%	-12,59%
PI-3	8000,00	8488,94	6,11%	6542,43	-18,22%	5677,21	-29,03%	-13,71%
PI-4	4000,00	5993,30	49,83%	5420,525	35,51%	3895,04	-2,62%	27,57%
PI-5	2500,00	7048,02	181,92%	3599,53	43,98%	5855,30	134,21%	120,04%
PI-6a	3500,00	6706,93	91,63%	3881,53	10,90%	9307,29	165,92%	89,48%
PI-7a	2950,00	2012,65	-31,77%	2023,10	-31,42%	4936,60	67,34%	1,38%
PI-8a	3500,00	9595,73	174,16%	5254,83	50,14%	8399,48	139,99%	121,43%
PI-9a	2990,00	4613,33	54,29%	2409,69	-19,41%	6294,37	110,51%	48,47%
PI-10a	4500,00	15960,62	254,68%	6182,42	37,39%	7238,12	60,85%	117,64%
PI-11	-	5132,62	-	4887,12	-	4282,39	-	-
Erro por método		73,68%		11,27%		62,91%		

5.3 CAPACIDADE DE CARGA POR ABORDAGEM PROBABILÍSTICA

Utilizou-se de métodos probabilísticos para estimar a capacidade de carga das estacas, conforme descrito no item 2.2.

O perfil estratigráfico adotado para a previsão da capacidade de carga das estacas do campo de teste de fundações foi montado a partir dos ensaios CPTu mais próximos, em raios de 100 e 200 m de distância do centro do campo de testes, conforme figura 5.4.

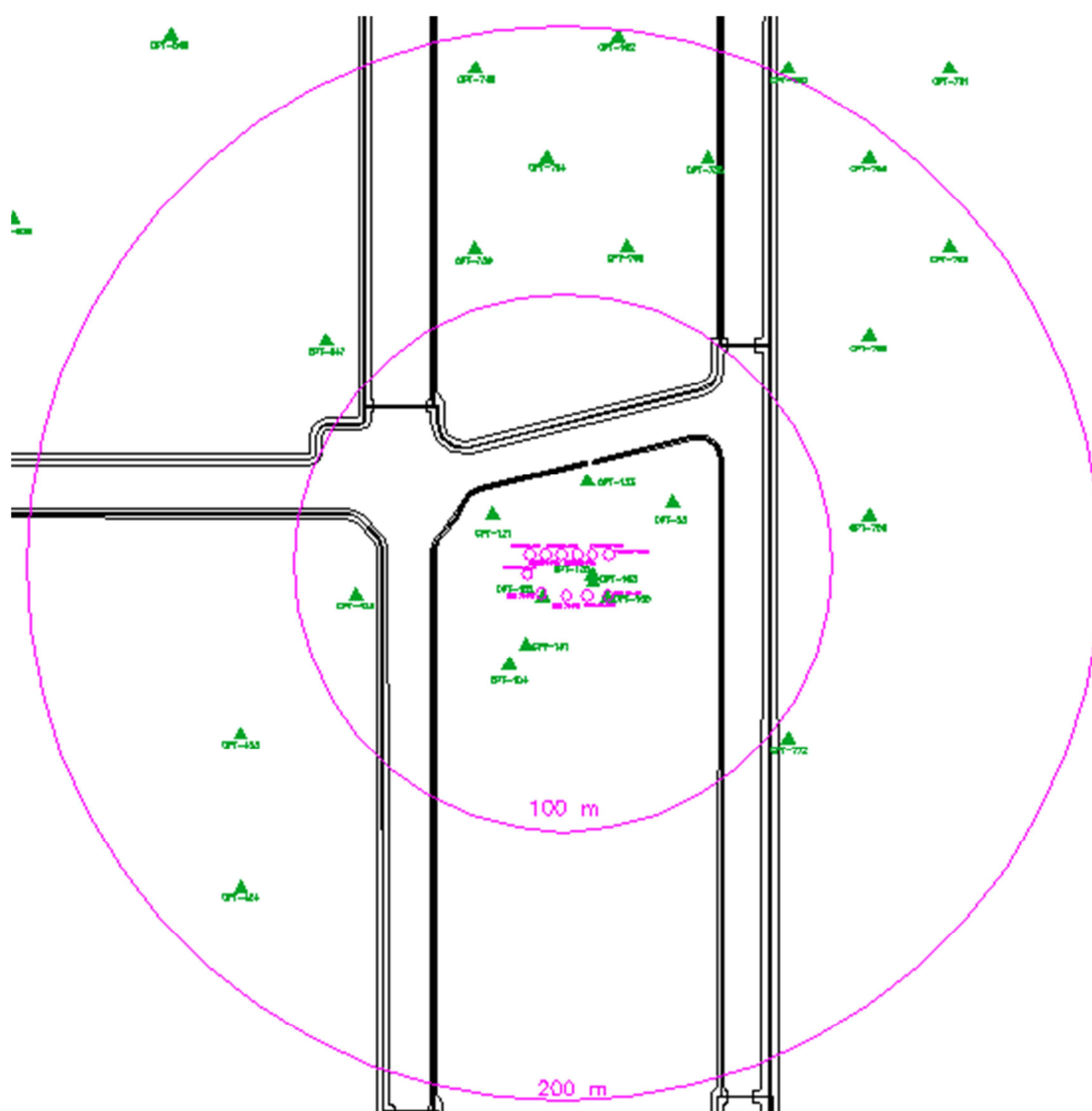


FIGURA 5.4: SONDAENS CPTu ANALISADAS DENTRO DOS RAIOS DE 100 E 200 M.

5.3.1 Metodologia utilizada

O método de previsão de capacidade de carga das estacas escolhido foi o LCPC devido ao seu menor erro em relação às cargas medidas, conforme visto no item 5.2.2.

Foram utilizados os dados de ensaios CPTu filtrados, a partir da metodologia descrita em 4.1. Os ensaios CPTu foram divididos em dois grupos: um com raio de 100 m do centro do campo de testes e outro com raio de 200 m, que engloba os ensaios do primeiro grupo. Além disso, foi analisado também o ensaio mais próximo, o mesmo utilizado na abordagem tradicional.

O método Bustamante e Ganeselli (ou LCPC) é baseado em dados de ensaio CPT, pois não utiliza os valores da poropressão medidos no ensaio CPTu. Como os ensaios executados em campo eram CPTu, foi utilizada a resistência de ponta corrigida (q_t), assim como na abordagem tradicional.

Os dados foram divididos entre atrito lateral e ponta. Para isso, utilizou-se a zona de influência do método de (1,5 x diâmetro da estaca) acima e abaixo da ponta. No raio de 100 m, utilizaram-se 10 ensaios CPT para o atrito lateral e um número variado de ensaios para a ponta, de acordo com a profundidade da estaca. Já no raio de 200 m, foram analisados 24 ensaios CPT para o atrito lateral e a mesma variabilidade de números se repete para a ponta.

Utilizando-se o programa MatLab 7.0.4 (R2007a), foram calculados os desvios-padrão e as médias de cada grupo de dados e foi determinada uma função de distribuição de probabilidade que melhor representasse o grupo, para atrito lateral e ponta. Executou-se também o teste de Kolmogorov-Smirnov e obteve-se o valor de KSD para cada distribuição.

A partir dessas distribuições, foram gerados 10 mil valores aleatórios de resistência de ponta de cone (q_c) para atrito lateral e mais 10 mil para ponta, com a finalidade de utilizá-los no cálculo da capacidade de carga com o Método de Monte Carlo. Os valores de q_c foram restringidos para que o valor mínimo fosse maior do que zero e o valor máximo menor do que 40 MPa. Esse padrão foi adotado baseando-se no ábaco simplificado de Robertson et al (1983), onde não há nenhuma classificação de solo com valor acima de 40 MPa para resistência de ponta, como pode ser observado na figura 2.4 (lembrando que 1bar ~ 100kPa).

A partir dessas distribuições de probabilidade, calculou-se a capacidade de carga da estaca pela equação 5.1, do método LCPC.

$$Q_{rup} = k_c \cdot f(q_{ca}) \cdot A_p + \sum \frac{f(q_{ci})}{\alpha} \cdot A_{si} \quad (5.1)$$

Onde $f(q_{ca})$ e $f(q_{ci})$ são as funções de distribuição de probabilidade da resistência de ponta.

Como os dados já foram filtrados, não se fez a filtragem proposta pelo método, de $\pm 1,5.d$ para determinação de q'_{ca} , conforme descrito no item 2.5.3.

5.3.2 Resultados obtidos

5.3.2.1 Atrito Lateral e Ponta

Para o atrito lateral, a distribuição de probabilidade que mais se aproximou foi a de log-normal (equação 5.2 e figura 5.5) e para a ponta, a distribuição normal ou gaussiana (equação 5.3 e figura 5.6), tanto para o ensaio mais próximo quanto para os raios de 100 e 200 m. Em alguns casos, as distribuições que mais se aproximaram não foram as acima citadas, porém elas foram adotadas para fim de comparação.

$$p(x) = \frac{1}{x \cdot \sigma \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{\left[\frac{(\ln(x) - \mu)^2}{2 \cdot \sigma^2} \right]} \quad (5.2)$$

$$p(x) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{\left[\frac{(x - \mu)^2}{2 \cdot \sigma^2} \right]} \quad (5.3)$$

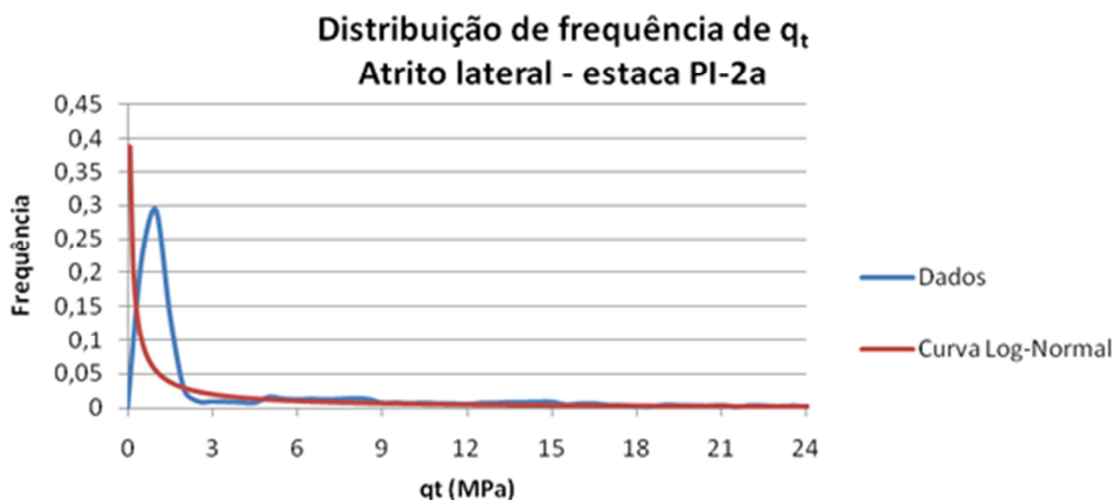


FIGURA 5.5: DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE DA RESISTÊNCIA DE PONTA DO CONE PARA A ESTACA PI-2a NUM RAIO DE 100 M.

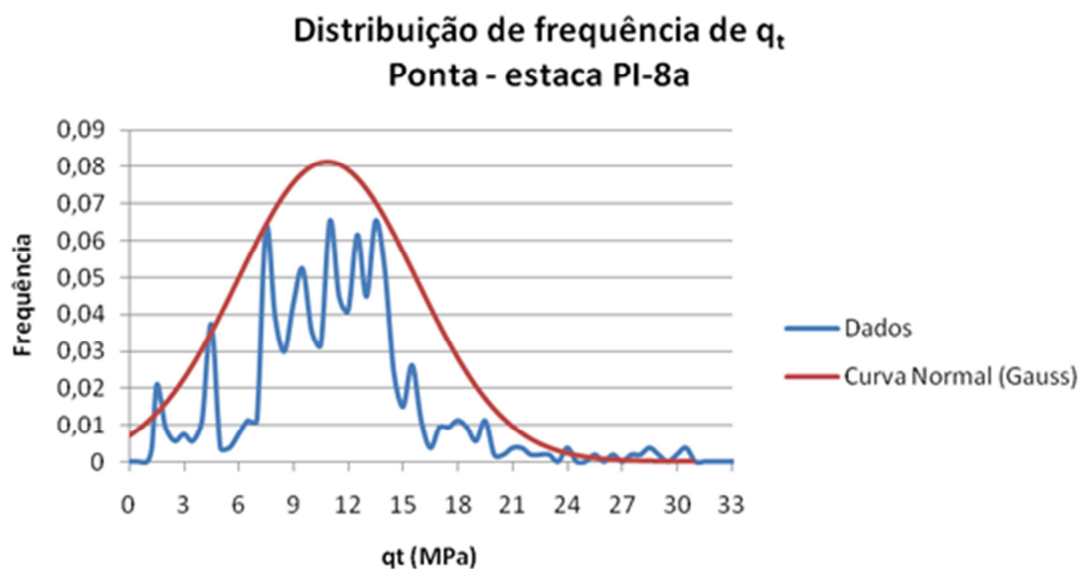


FIGURA 5.6: DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE DA RESISTÊNCIA DE PONTA DO CONE PARA A ESTACA PI-8a NUM RAIO DE 200 M.

Nas tabelas 5.6, 5.7 e 5.8 são apresentados os parâmetros estatísticos básicos dos dados e o valor do teste de ajuste de KSD para cada estaca. Na primeira são apresentados os resultados dos dados do ensaio mais próximo da estaca, na segunda os dados dos ensaios a 100 m e na terceira os dados dos ensaios a 200 m.

TABELA 5.6: PARÂMETROS ESTATÍSTICOS BÁSICOS E TESTE KSD DOS DADOS DO ENSAIO MAIS PRÓXIMO À ESTACA.

		Média (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	KSD
Estaca PI-1	Atrito lateral	6,68	5,09	0,206
CPT-155	Ponta	12,12	3,89	0,206
Estaca PI-2a	Atrito lateral	5,48	5,43	0,138
CPT-155	Ponta	9,52	2,58	0,293
Estaca PI-3	Atrito lateral	8,69	6,73	0,218
CPT-152	Ponta	18,35	7,55	0,183
Estaca PI-4	Atrito lateral	7,46	6,69	0,206
CPT-152	Ponta	15,23	9,55	0,203
Estaca PI-5	Atrito lateral	1,54	2,18	0,136
CPT-152	Ponta	19,04	4,18	0,331
Estaca PI-6	Atrito lateral	7,62	6,78	0,200
CPT-152	Ponta	20,34	4,62	0,200
Estaca PI-7a	Atrito lateral	3,97	6,55	0,187
CPT-152	Ponta	7,09	2,57	0,115
Estaca PI-8a	Atrito lateral	7,57	6,74	0,200
CPT-152	Ponta	19,78	4,25	0,210
Estaca PI-9a	Atrito lateral	4,10	6,51	0,183
CPT-152	Ponta	8,43	3,84	0,097
Estaca PI-10a	Atrito lateral	7,39	6,66	0,201
CPT-152	Ponta	18,48	6,06	0,206
Estaca PI-11	Atrito lateral	8,69	6,74	0,217
CPT-152	Ponta	16,03	7,16	0,259

TABELA 5.7: PARÂMETROS ESTATÍSTICOS BÁSICOS E TESTE KSD DOS DADOS DOS ENSAIOS A UM RAIO DE 100 M DA ESTACA.

		Média (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	KSD
Estaca PI-1	Atrito lateral	4,86	5,95	0,120
	Ponta	11,19	3,40	0,094
Estaca PI-2a	Atrito lateral	3,86	5,62	0,146
	Ponta	11,11	2,97	0,119
Estaca PI-3	Atrito lateral	5,22	6,10	0,122
	Ponta	-	-	-
Estaca PI-4	Atrito lateral	4,33	5,72	0,132
	Ponta	8,94	8,30	0,234
Estaca PI-5	Atrito lateral	2,25	3,95	0,142
	Ponta	7,09	7,55	0,224
Estaca PI-6	Atrito lateral	4,39	5,76	0,128
	Ponta	11,78	7,52	0,080
Estaca PI-7a	Atrito lateral	2,78	4,66	0,144
	Ponta	12,34	6,06	0,078
Estaca PI-8a	Atrito lateral	4,38	5,75	0,128
	Ponta	11,98	6,98	0,064
Estaca PI-9a	Atrito lateral	2,87	4,75	0,144
	Ponta	12,82	5,72	0,075
Estaca PI-10a	Atrito lateral	4,33	5,71	0,130
	Ponta	10,90	7,67	0,123
Estaca PI-11	Atrito lateral	5,21	6,09	0,122
	Ponta	16,27	5,86	0,229

TABELA 5.8: PARÂMETROS ESTATÍSTICOS BÁSICOS E TESTE KSD DOS DADOS DOS ENSAIOS A UM RAIO DE 200 M DA ESTACA.

		Média (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	KSD
Estaca PI-1	Atrito lateral	4,85	6,10	0,123
	Ponta	11,11	3,04	0,067
Estaca PI-2a	Atrito lateral	3,71	5,50	0,150
	Ponta	13,03	8,89	0,090
Estaca PI-3	Atrito lateral	5,00	6,16	0,121
	Ponta	-	-	-
Estaca PI-4	Atrito lateral	4,40	6,01	0,135
	Ponta	10,64	5,91	0,100
Estaca PI-5	Atrito lateral	2,18	3,72	0,153
	Ponta	4,95	6,34	0,318
Estaca PI-6	Atrito lateral	4,49	6,04	0,132
	Ponta	10,72	5,16	0,092
Estaca PI-7a	Atrito lateral	2,50	4,16	0,154
	Ponta	7,32	6,89	0,187
Estaca PI-8a	Atrito lateral	4,49	6,04	0,132
	Ponta	10,86	4,90	0,089
Estaca PI-9a	Atrito lateral	2,61	4,28	0,153
	Ponta	8,42	7,11	0,159
Estaca PI-10a	Atrito lateral	4,43	6,02	0,134
	Ponta	10,47	5,37	0,062
Estaca PI-11	Atrito lateral	4,88	6,19	0,126
	Ponta	-	-	-

Os gráficos das distribuições de probabilidade para cada estaca podem ser encontrados no apêndice E.

Nota-se que para o atrito lateral o solo é muito menos resistente, já que tem camadas de argila mole intercaladas com areia. Devido a essa heterogeneidade de camadas, o desvio-padrão também é maior para o atrito lateral do que para a ponta.

Para a estaca PI-3, não houve ensaios que atingissem a profundidade da estaca nos raios de 100 e 200 m. Portanto, como o único ensaio possível de ser utilizado é o mais próximo à estaca, CPT-152, ele serviu como única referência de resistência de ponta.

O mesmo ocorre para a estaca PI-11, onde no raio de 100 m só existe mais um ensaio além do CPT-152 possível de se obter resistência de ponta. Então estes foram utilizados para o raio de 200 m também.

Os dados foram testados e as distribuições de probabilidade obtidas mostram que, conforme se obtêm mais dados (raios mais distantes), melhores são os ajustes das distribuições, com exceção à estaca PI-5.

Nos gráficos pode-se notar que os dados se assemelham à distribuição, porém ainda se distanciam bastante da curva. Neste trabalho, foi adotada a distribuição com melhor ajuste, apesar de ter-se obtido um valor de KSD relativamente alto, mostrando que o ajuste não está ideal.

5.3.2.2 *Capacidade de Carga*

A figura 5.7 representa a capacidade de carga da estaca PI-8a calculada a partir dos dados dos ensaios CPT num raio de 200 m da estaca. Pode-se notar que os dados distribuem-se de acordo com a distribuição Normal. Foi calculado o valor de KSD (teste de Kolmogorov-Smirnov) para essa distribuição e o valor obtido (0,024) foi considerado satisfatório. A partir dessa distribuição, foram calculados os valores de capacidade de carga para uma probabilidade de ocorrência de carga menor ou igual a 5% e de probabilidade de ruptura das capacidades de carga obtidas pela prova de carga estática e pelo método de Bustamante e Ganeselli com abordagem tradicional.

De acordo com a terminologia da NBR 6122 (2010), pode-se considerar que a distribuição obtida da resistência do solo é a densidade de probabilidade de resistência, já que se refere à capacidade de carga. A densidade de probabilidade de solicitação se refere à carga atuante, neste caso considerada com desvio padrão igual a zero (uma reta) e igual à probabilidade de ocorrência de 5% na distribuição da capacidade de carga.

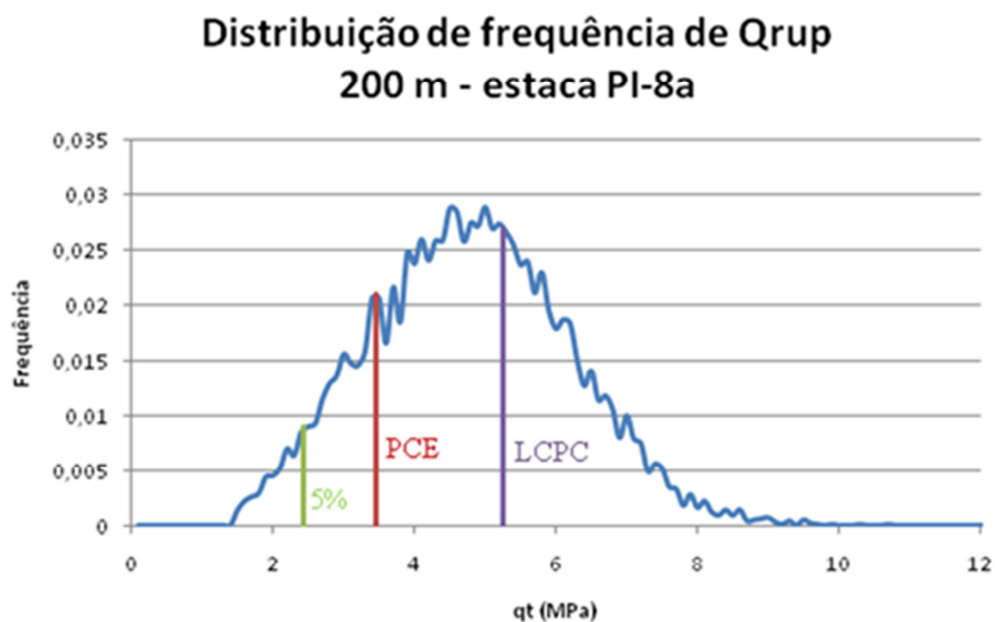


FIGURA 5.7: DISTRIBUIÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA PARA A ESTACA PI-8a COM DADOS DE CPT NUM RAIO DE 200 M.

Já na figura 5.8 apresenta-se a capacidade de carga da estaca PI-5 calculada a partir dos dados dos ensaios CPT num raio de 200 m da estaca. Nota-se que os dados não se distribuem exatamente de acordo com a distribuição Normal. Foi calculado o valor de KSD (teste de Kolmogorov-Smirnov) para essa distribuição e o valor obtido foi de 0,063. A partir dessa distribuição, foram calculados os valores de capacidade de carga para uma probabilidade de ocorrência de valor menor ou igual a 5% e de probabilidade de ruptura da capacidade de carga obtida pelo método de Bustamante e Ganeselli com abordagem tradicional.

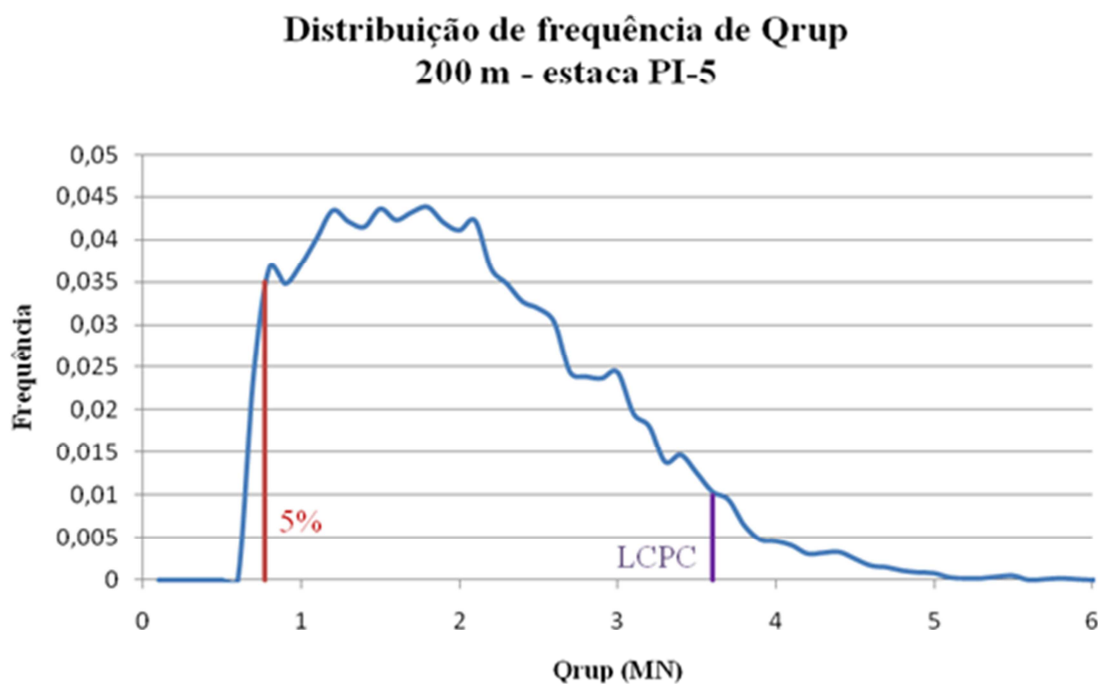


FIGURA 5.8: DISTRIBUIÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA PARA A ESTACA PI-5 COM DADOS DE CPT NUM RAIO DE 200 M.

Através do gráfico apresentado na figura 5.9, pode-se notar que os resultados obtidos pelo método probabilístico, considerando-se uma probabilidade de ocorrência menor ou igual a 5%, são a favor da segurança. Assim também é visível que os resultados de carga de ruptura do método LCPC por abordagem tradicional são, em sua maioria, maiores que o valor medido na PCE.

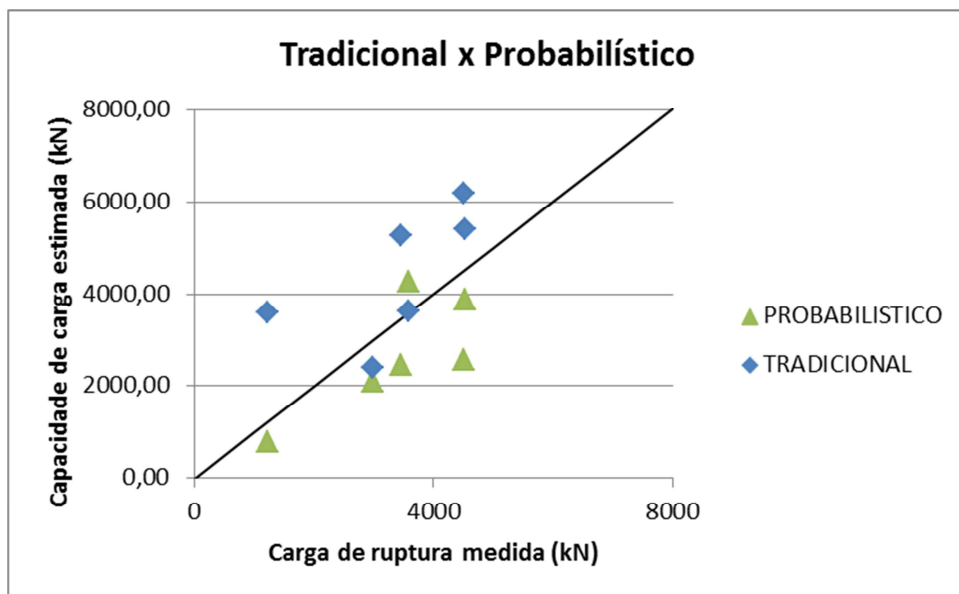


FIGURA 5.9: GRÁFICO CAPACIDADE DE CARGA ESTIMADA x CARGA DE RUPTURA MEDIDA - PROBABILÍSTICO.

A tabela 5.9 apresenta os parâmetros estatísticos básicos da distribuição de probabilidade da capacidade de carga os dados e o valor do teste de ajuste de KSD para cada estaca.

TABELA 5.9: PARÂMETROS ESTATÍSTICOS BÁSICOS DA CAPACIDADE DE CARGA.

		Média (MN)	Desvio-padrão (MN)	KSD
Estaca PI-1	100 m	6,34	1,34	0,004
	200 m	6,27	1,19	0,006
Estaca PI-2a	100 m	5,60	1,18	0,005
	200 m	5,76	2,41	0,032
Estaca PI-3	100 m	23,10	4,49	0,013
	200 m	23,19	4,46	0,010
Estaca PI-4	100 m	10,74	5,18	0,049
	200 m	10,60	4,21	0,023
Estaca PI-5	100 m	2,61	1,26	0,056
	200 m	1,99	0,89	0,063
Estaca PI-6a	100 m	3,83	1,42	0,032
	200 m	3,40	1,05	0,022
Estaca PI-7a	100 m	3,63	1,27	0,020
	200 m	3,59	1,64	0,051
Estaca PI-8a	100 m	5,21	1,87	0,024
	200 m	4,74	1,40	0,016
Estaca PI-9a	100 m	4,90	1,42	0,016
	200 m	5,08	2,04	0,045
Estaca PI-10a	100 m	5,85	2,31	0,036
	200 m	5,34	1,72	0,019
Estaca PI-11	100 m	9,84	0,46	0,010
	200 m	3,38	0,46	0,007

Na tabela 5.10 são apresentados os valores da capacidade de carga real das estacas, obtida através das provas de carga, e os valores da capacidade de carga estimada a partir do método de Bustamante e Gianeselli (1982), utilizando-se a abordagem tradicional e a abordagem probabilística proposta no trabalho. Na abordagem probabilística é adotado o valor com probabilidade de ocorrência menor ou igual a 5%. São apresentados também os erros em relação à prova de carga, a fim de comparação dos métodos.

TABELA 5.10: CAPACIDADE DE CARGA PCE x LCPC.

	Capacidade de carga - Qrup (kN)						
	PCE	LCPC Tradicional	Erro	LCPC Probabilístico 100m	Erro	LCPC Probabilístico 200m	Erro
Estaca PI-1	3583	3613,078	0,84%	4116,60	14,89%	4273,20	19,26%
Estaca PI-2a	-	2263,152	-	3665,00	-	2026,00	-
Estaca PI-3	-	6542,43	-	15695,00	-	15820,00	-
Estaca PI-4	4532	5420,525	19,61%	3273,00	-27,78%	3875,00	-14,50%
Estaca PI-5	1230	3599,53	192,65%	850,00	-30,89%	771,20	-37,30%
Estaca PI-6a	-	3881,53	-	1643,30	-	1725,00	-
Estaca PI-7a	-	2023,10	-	1585,20	-	1242,70	-
Estaca PI-8a	3456	5254,83	52,05%	2257,20	-34,69%	2450,00	-29,11%
Estaca PI-9a	2987	2409,69	-19,33%	2593,70	-13,17%	2080,00	-30,36%
Estaca PI-10a	4495	6182,42	37,54%	2346,00	-47,81%	2572,00	-42,78%
Estaca PI-11	-	4887,12	-	9088,10	-	2619,20	-
Erro por método		47,23%		-23,24%		-22,46%	

* LCPC Probabilístico - Probabilidade de Ocorrência de valor menor ou igual a 5%.

Nota-se que o erro diminui bastante quando utilizada a abordagem probabilística, diminuindo pela metade. Entre os valores obtidos a partir dos dados de 100 e 200 m houve pouca diferença percentual.

Na tabela 5.11 podem ser observados os valores da capacidade de carga extrapolada por Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), das estacas e os valores da capacidade de carga estimada a partir do método de Bustamante e Gianceselli (1982), utilizando-se a abordagem tradicional e a abordagem probabilística proposta no trabalho. Na última coluna é calculado o erro de cada previsão, em relação ao valor da extrapolação.

O sinal negativo na tabela é utilizado a fim de ilustração para destacar o fato de que o valor da abordagem probabilística nestes casos é menor que o valor obtido pela PCE, ou seja, é um valor a favor da segurança.

TABELA 5.11: CAPACIDADE DE CARGA VAN DER VEEN x LCPC.

	Capacidade de carga - Qrup (kN)						
	VDV - AOKI	LCPC Tradicional	Erro	LCPC Probabilístico 100m	Erro	LCPC Probabilístico 200m	Erro
Estaca PI-1	3500,00	3613,078	3,23%	4116,60	17,62%	4273,20	22,09%
Estaca PI-2a	2250,00	2263,152	0,58%	3665,00	62,89%	2026,00	-9,96%
Estaca PI-3	8000,00	6542,43	-18,22%	15695,00	96,19%	15820,00	97,75%
Estaca PI-4	4000,00	5420,525	35,51%	3273,00	-18,18%	3875,00	-3,13%
Estaca PI-5	2500,00	3599,53	43,98%	850,00	-66,00%	771,20	-69,15%
Estaca PI-6a	3500,00	3881,53	10,90%	1643,30	-53,05%	1725,00	-50,71%
Estaca PI-7a	2950,00	2023,10	-31,42%	1585,20	-46,26%	1242,70	-57,87%
Estaca PI-8a	3500,00	5254,83	50,14%	2257,20	-35,51%	2450,00	-30,00%
Estaca PI-9a	2990,00	2409,69	-19,41%	2593,70	-13,25%	2080,00	-30,43%
Estaca PI-10a	4500,00	6182,42	37,39%	2346,00	-47,87%	2572,00	-42,84%
Estaca PI-11	-	4887,12	-	9088,10	-	2619,20	-
Erro por método		11,27%		-10,34%		-17,43%	

* LCPC Probabilístico – Probabilidade de Ocorrência de valor menor ou igual a 5%.

Percebe-se que o erro aumenta quando utilizada a distribuição de dados do raio de 200 m, já que a variabilidade do solo aumenta quando se utilizam ensaios a maiores distâncias do local de instalação da estaca.

No apêndice F são apresentados os gráficos com as distribuições de capacidade de carga utilizando-se as distribuições de probabilidade de atrito lateral e ponta de ensaios a um raio de 100 m e a um raio de 200 m.

Foram calculadas as probabilidades de ocorrência de valores de capacidade de carga menores ou iguais aos valores obtidos nas provas de carga estáticas (tabela 5.12) e aos valores obtidos através do método Bustamante e Gianeselli (LCPC) por abordagem tradicional (tabela 5.13), baseando-se no gráfico de distribuição da capacidade de carga de 100 m e 200 m de cada estaca.

TABELA 5.12: PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA DE CAPACIDADES DE CARGA MENORES OU IGUAIS À CAPACIDADE DE CARGA OBTIDA PELA PCE.

	PCE (kN)	Probabilidade de ocorrência	
		100 m	200 m
Estaca PI-1	3583	2,2%	1,3%
Estaca PI-4	4532	11,5%	7,4%
Estaca PI-5	1230	14,6%	22,8%
Estaca PI-8 ^a	3456	19,4%	19,6%
Estaca PI-9 ^a	2987	8,9%	17,5%
Estaca PI-10a	4495	30,6%	32,9%

TABELA 5.13: PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA DE CAPACIDADES DE CARGA MENORES OU IGUAIS À CAPACIDADE DE CARGA DO MÉTODO LCPC POR ABORDAGEM TRADICIONAL.

	LCPC Tradicional (kN)	Probabilidade de ocorrência	
		100 m	200 m
Estaca PI-1	3613,08	2,3%	1,4%
Estaca PI-2a	2263,15	0,3%	6,8%
Estaca PI-3	6542,43	*	*
Estaca PI-4	5420,53	17,0%	11,6%
Estaca PI-5	3599,53	78,6%	95,0%
Estaca PI-6a	3881,53	53,6%	68,3%
Estaca PI-7a	2023,10	10,8%	19,1%
Estaca PI-8a	5254,83	52,4%	64,6%
Estaca PI-9a	2409,69	60,4%	56,2%
Estaca PI-10a	6182,42	5,5%	3,8%
Estaca PI-11	4887,12	*	1,8%

* De acordo com o estudo de resistência, o solo não pode assumir esse valor de capacidade de carga (vide gráficos no apêndice F).

Nota-se que a probabilidade de ocorrência de valores menores ou iguais tende a ser maior quando utilizada a distribuição de dados de 200 m, já que a variabilidade do solo aumenta quando se utilizam ensaios a maiores distâncias do local de instalação da estaca.

6 CONCLUSÃO

As previsões de comportamento obtidas são limitadas ao uso do ensaio CPT, sendo que a aplicação da metodologia proposta foi feita em um estudo de caso, uma obra industrial com solo predominantemente composto por argilas sedimentares do litoral fluminense. O método proposto só pode ser aplicado a outros casos mediante análise do solo em estudo, a fim de ampliar a pesquisa apresentada de maneira consciente.

Nos últimos anos acentuou-se a importância do estudo da variabilidade dos solos e as suas implicações para projetos geotécnicos. Esse trabalho descreve uma abordagem utilizada para caracterizar a variabilidade de ensaios de penetração de cone, CPT, e de sondagens à percussão SPT, sugerindo-se que seja estendida aos demais ensaios de campo e de laboratório.

6.1 ENSAIOS DE CAMPO SPT E CPT

A metodologia adotada partiu dos parâmetros estatísticos básicos, tais como média, desvio padrão, coeficiente de variação ($COV = \text{média} / \text{desvio padrão}$) e escala de flutuação para os ensaios CPT e SPT.

Nos ensaios CPT, devido à maior quantidade de dados, foi possível fazer ajustes para a resistência de ponta corrigida, encontrando a curva CDF Log Normal como a melhor distribuição de probabilidade para representar as camadas de argila, apesar de ter-se obtido um KSD ainda alto.

Analisando-se os resultados do ensaio CPT, nota-se que as duas camadas de argila apresentam alta variabilidade de q_t , com COV maior que 100%, porém o atrito lateral apresentou-se mais homogêneo. Por se tratar de camadas de argila mole, os valores de q_t e f_s são em geral bastante reduzidos e pequenas oscilações em seus valores originais podem representar percentualmente grandes variações.

No ensaio SPT, os dois coeficientes de variação obtidos são relativamente altos, o que indica que ambas as camadas apresentam heterogeneidade, conforme constatado nos ensaios CPT. Importante notar que pequenas modificações no número de golpes consistem em grandes percentuais de variação.

Para as camadas de areia, é interessante observar que os coeficientes de variação do CPT são muito menores do que os das camadas de argila, diferente do o ensaio SPT, em que os coeficientes de variação não são muito diferentes, porém maiores que os do CPT.

6.2 EXTRAPOLAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

Com relação à extrapolação das provas de carga, pode-se notar que o método de Van der Veen modificado por Aoki é o método que apresenta menor erro em relação à carga de ruptura medida nas provas de carga estáticas. Os métodos de Davidsson e da NBR 6122 não se aplicam à maioria dos casos analisados, já que a linha elástica proposta pelos mesmos fica além do deslocamento causado pela carga.

Apesar de o método modificado por Massad ter a aproximação da curva feita através de uma polinomial, em casos onde a prova de carga só foi carregada até a região de deformação elástica, o método modificado por Aoki e o método de Chin-Kondner se apresentam como uma opção melhor de extrapolação, aproximando a curva por uma reta. Esse fato pode ser bem visualizado nas estacas PI-9a e PI-10a no apêndice C.

6.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga das estacas foi prevista através de métodos baseados em ensaios SPT e CPT. Nos baseados em ensaios SPT, percebeu-se que o método de Aoki-Velloso com valores de Monteiro foi o que apresentou menor erro dentre os demais, apesar de o erro ainda ter sido alto, da ordem de 60%. Comparando-se os métodos de previsão com o método de extrapolação de Van der Veen modificado por Aoki, novamente, o método de Aoki-Velloso com valores de Monteiro foi o que apresentou menor erro dentre os demais, da ordem de 40%.

Apesar de, em média, os erros dos métodos baseados em CPT apresentarem valores mais altos que os dos métodos baseados em SPT, o método do LCPC (ou Bustamante e Gianceselli) foi o que apresentou menor erro entre todos os métodos. Comparando-se os métodos de previsão com o método de extrapolação de Van der Veen modificado por Aoki, assim como ocorreu nos métodos baseados em SPT,

percebe-se uma diminuição nos erros. O método LCPC passa a apresentar um erro mais aceitável, da ordem de 11%.

6.4 CAPACIDADE DE CARGA POR ABORDAGEM PROBABILÍSTICA

Através das distribuições de probabilidade de cada estaca, nota-se que para o atrito lateral o solo é muito menos resistente, já que tem camadas de argila mole intercaladas com areia. Devido a essa heterogeneidade de camadas, o desvio-padrão também é maior para o atrito lateral do que para a ponta.

Os dados foram testados e as distribuições de probabilidade obtidas mostram que, conforme se obtêm mais dados (raios mais distantes), melhores são os ajustes das distribuições, com exceção à estaca PI-5.

Na abordagem probabilística, foi adotado o valor com probabilidade de ocorrência menor ou igual a 5% da distribuição de capacidade de carga. Comparando-se os valores obtidos pelo método de previsão com os valores de capacidade de carga real obtidos pelas provas de carga, observa-se que o erro diminui bastante quando utilizada a abordagem probabilística, sendo metade do erro da abordagem tradicional. Entre os valores obtidos a partir dos dados de 100 e 200 m houve pouca diferença percentual.

Comparando-se o método de previsão com o método de extrapolação de Van der Veen modificado por Aoki, percebe-se que o erro aumenta quando utilizada a distribuição de dados do raio de 200 m, já que a variabilidade do solo aumenta quando se utilizam ensaios a maiores distâncias do local de instalação da estaca.

No cálculo das probabilidades de ocorrência dos valores obtidos nas provas de carga estáticas, nota-se que foram obtidos valores relativamente altos. Já a probabilidade de ocorrência dos valores obtidos através do método Bustamante e Gianceselli (LCPC) por abordagem tradicional é bem heterogênea, variando de 0,8% a 95,0%.

Pode-se observar que a probabilidade de ocorrência de valores menores ou iguais tende a ser maior quando utilizada a distribuição de dados de 200 m, já que a variabilidade do solo aumenta quando se utilizam ensaios a maiores distâncias do local de instalação da estaca.

As conclusões obtidas servem para alertar que é possível uma melhor interpretação dos resultados obtidos através de ensaios de campo através de abordagem

probabilística, podendo-se obter um índice de confiabilidade para a obra. Com isso, seria possível se pensar em diminuir os fatores de segurança impostos no dimensionamento de fundações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001, 17p.

ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069: Solo - Ensaio de penetração de cone in situ (CPT)**. Rio de Janeiro, 1991, 10p.

ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131: Estacas – Prova de Carga Estática – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2006, 8p.

ALBUQUERQUE, P.J.R. de, et al. **Comportamento de estacas pré-moldadas e escavadas, instrumentadas, em solo não saturado. A experiência do campo experimental da UNICAMP – Campinas**. In: Geotecnia, v.108, p.46-66. Lisboa, 2006.

ALMEIDA, M.S.S. e MARQUES, M.E.S. **The behaviour of Sarapuí soft clay**. In: International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Singapore: 2002. v.1 p.477-504.

ALMEIDA NETO, José Albuquerque de. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – Aspectos executivos**. Dissertação de mestrado apresentada a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002. 174p.

ANDERSON, J. B. e TOWNSEND, F. C. **SPT and CPT testing for evaluating lateral loading of deep foundations**. In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 127, p. 920-925. ASCE, 2001.

AVESANI NETO, J.O.; de OLIVEIRA, A.G.S. **Análise de diferentes metodologias no projeto de estacas de um edifício.** In: COBRAMSEG. Gramado, 2010.

AZEVEDO, C. P. B.; GUIMARÃES, M.G.D . **As Incertezas envolvendo o Projeto e a Execução de Fundações de Linhas de Transmissão.** In: ERIAC. Puerto Iguazú: 2009.

BAECHER, G.B. e CHRISTIAN, J.T. **Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering.** Inglaterra: John Wiley and Sons, 2003.

BORBA, Anselmo Machado. **Análise de desempenho de aterro experimental na Vila Panamericana.** Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2007. 162p.

BUSTAMANTE, M. e GIANESELLI, L. **Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT.** In: Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, p. 493-500. Amsterdam, 1982.

CABRAL, E.V. **Contribuição à confiabilidade de estacas cravadas através de um estudo de caso com aplicação de Teoria Bayesiana.** Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2008. 136p.

CAMPOS, A.C.S.L. de et al. **Caracterização, compressibilidade e adensamento de uma argila mole da zona industrial de Santa Cruz, Rio de Janeiro, RJ.** In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Curitiba: 2006. p.495-500.

COUTINHO, R.Q. e SCHNAID, F. **CPT regional report for South America.** In: 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing. Hunting Beach, 2010.

DÉCOURT, L.; et al. **Análise e projeto de fundações profundas.** In: HACHICH, W. et al. **Fundações Teoria e Prática.** São Paulo: Editora Pini, 1998, 2ª ed, p. 265-327.

DITHINDE, M.; PHOON, K.K.; ASCE, F.; de WET, M.; RETIEF, J.V. **Characterization of Model uncertainty in the Static pile design formula.** In: In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. Janeiro, 2011.

DYMINSKI, A.S.; HOWIE, J.; SHUTTLE, D. e KORMANN, A.C.M.. **Soil Variability Study for Embankment Design of Port of Navegantes, Brazil.** In: GeoCongress 2006: Geotechnical Engineering in the Information Technology Age, ASCE. 2006a, pp. 1-6.

DYMINSKI, A.S.; KORMANN, A.C.M.; SHUTTLE, D. e HOWIE, J. **Variability analysis of SPT and CPT data for a reability-based embankment design of a southern Brazilian port side.** In: Anais III Congresso Luso-brasileiro de Geotecnia. Curitiba, 2006b.

ESLAMI, A. e FELLENIUS, B.H. **Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 cases histories.** In: Canadian Geotechnical Journal, v.34, p. 886-904. NRC Canada, 1997.

FELLENIUS, Bengt H. **Basics of Foundation Design, eletronic edition.** Canada, 2009.

FONTES, Stella. CSA é a base para expansão da Thyssen. **Jornal Valor Econômico Online.** São Paulo, 19 fev. 2008. Disponível em: < <http://www.valoronline.com.br/>>. Acesso em: 24 jun. 2010.

FORMIGHERI, L. E. **Comportmaneot de um aterro sobre argila mole da baixada fluminense.** Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Rio de Janeiro, 2003. 203p.

FUTAI, M. et al. **Laboratory Behaviour of Rio de Janeiro Soft Clays. Part 2: Strength and Yield.** In: Soils and Rocks, v. 31, p. 77-84. São Paulo, 2008.

FUGRO IN SITU Geotecnia Ltda. **Relatório técnico ALS-01-GRE-03 Rev. 01.** Curitiba, 2007. 695 p.

GEOKON. **Ficha de dados do extensômetro recuperável modelo A-9, Rev. E.** New Hampshire, USA: 2007. 2 p.

GEOKON. **Manual de utilização do extensômetro recuperável modelo A-9, Rev. F.** New Hampshire, USA: 2009. 19 p.

GOULART, Mário Ricardo Monteiro. **Previsão de capacidade de carga em estacas escavadas com a utilização de ensaios de cone em solos residuais.** Dissertação de mestrado apresentada a Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2001. 175p.

GREIG, J.W.; CAMPANELLA, R.G.; ROBERTSON, P.K. **Comparison of field vane results with other in situ test results.** In: Vane shear strength testing in soils: field and laboratory tests, A.F. Richards. Filadélfia, 1988, p.247-263.

LOBO, Bianca de Oliveira. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT.** Dissertação de mestrado apresentada a Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005. 121p.

LUNNE, T. et al. **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.** London: E & FN Spon, 1997, 312 p.

MAGALHÃES, P.H.L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga.** Dissertação de mestrado apresentada a Universidade de Brasília. Brasília, 2005. 270p.

MASSAD, Faiçal e WINZ, Heládio de Castro. **Capacidade de carga em estacas varticais: influência da velocidade de carregamento em provas de carga.** In: Seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia, IV SEFE, 2000, São Paulo. Anais. São Paulo: ABEF e ABMS, 2000, p. 177-190.

MASSAD, Faiçal. **Notes on the interpretation of failure load from routine pile loads tests.** In: Solos e Rochas. São Paulo, 1986, v. 9, n° 1.

MELO, Barbara Nardi. **Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito de rigidez.** Dissertação de mestrado apresentada a Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2009. 219p.

MILITITSKY, J. **Provas de carga estáticas.** In: Seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia, II SEFE, 1991, São Paulo. Anais. São Paulo: ABEF e ABMS, 1991, v.2, p. 203-228.

NAIME, Roberto e FIORI, Alberto Pio. **Variações nas razões qc/N na região de Passo Fundo, devido a fatores geológico-ambientais.** In: Acta Scientiarum, v. 24, n. 6, p. 1819-1824. Maringá, 2002.

NIENOV, Fabiano Alexandre. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria.** Dissertação de mestrado apresentada a Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2006. 133p.

NIYAMA, S.; et al. **Verificação de desempenho.** In: HACHICH, W. et al. **Fundações Teoria e Prática.** São Paulo: Editora Pini, 1998, 2ª ed, p. 723-751.

OLAVO, Luiz Henrique Felipe. **Avaliação da variabilidade espacial do solo através dos gráficos de cravação de estacas: estudos de caso.** Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós Graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2009. 610p.

PALMEIRA, E. M. **Utilização de geotêxteis como reforço de aterros sobre solos moles.** Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1981. 296p.

RIBEIRO, R.C.H. **Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas.** Tese de doutorado apresentada ao Programa de Pós Graduação de Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2008. 161p.

RIN, P.D. da, et al. **Provas de carga especiais nas estacas de grande diâmetro do porto de Rio Grande.** In: Revista Solos e Rochas, v.6, p. 3-15. ABMS, 1983.

ROBERTSON, P.K.. **CPT-DMT Correlations**. In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. Novembro, 2009.

ROBERTSON, P.K. et al. **Use of Piezometer Cone Data. Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering**. In: Proceedings of the ASCE Specialty Conference on In Situ'86. Virginia: 1986. p. 1263-1280.

RUBINSTEIN, R. Y.; KROESE, D. P. **Simulation and the Monte Carlo Method**. 2^a ed. Nova York: John Wiley & Sons, 2007.

SANTOS, Charles Ricardo Brandão dos. **Influência da modificação do estado de tensões e da sazonalidade nos parâmetros geotécnicos oriundos de ensaios de campo na argila porosa de Brasília**. Dissertação de mestrado apresentada a Universidade de Brasília. Brasília, 2003. 118p.

SCHNAID, Fernando. **Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 190p.

SOBOL, I, traduzido por DOMBROVSKY, M. **O Método de Monte Carlo**. Moscou: MIR, 1983.

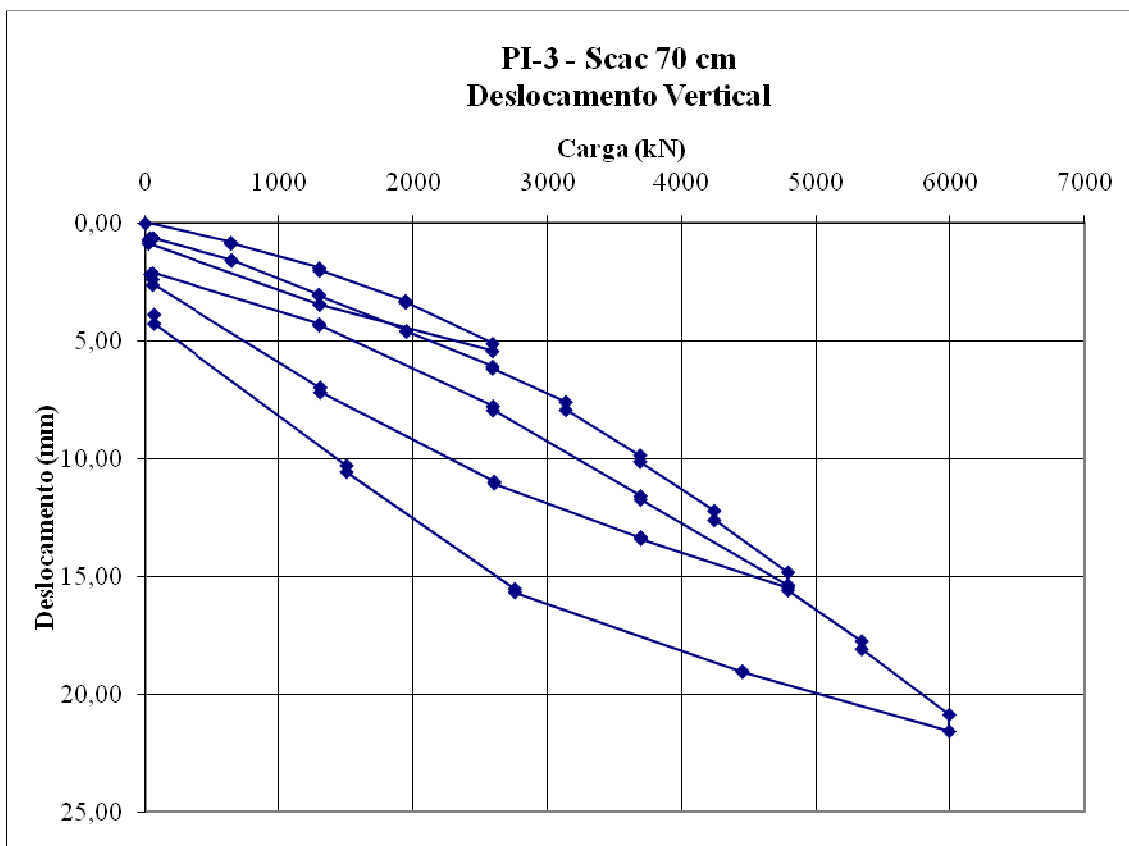
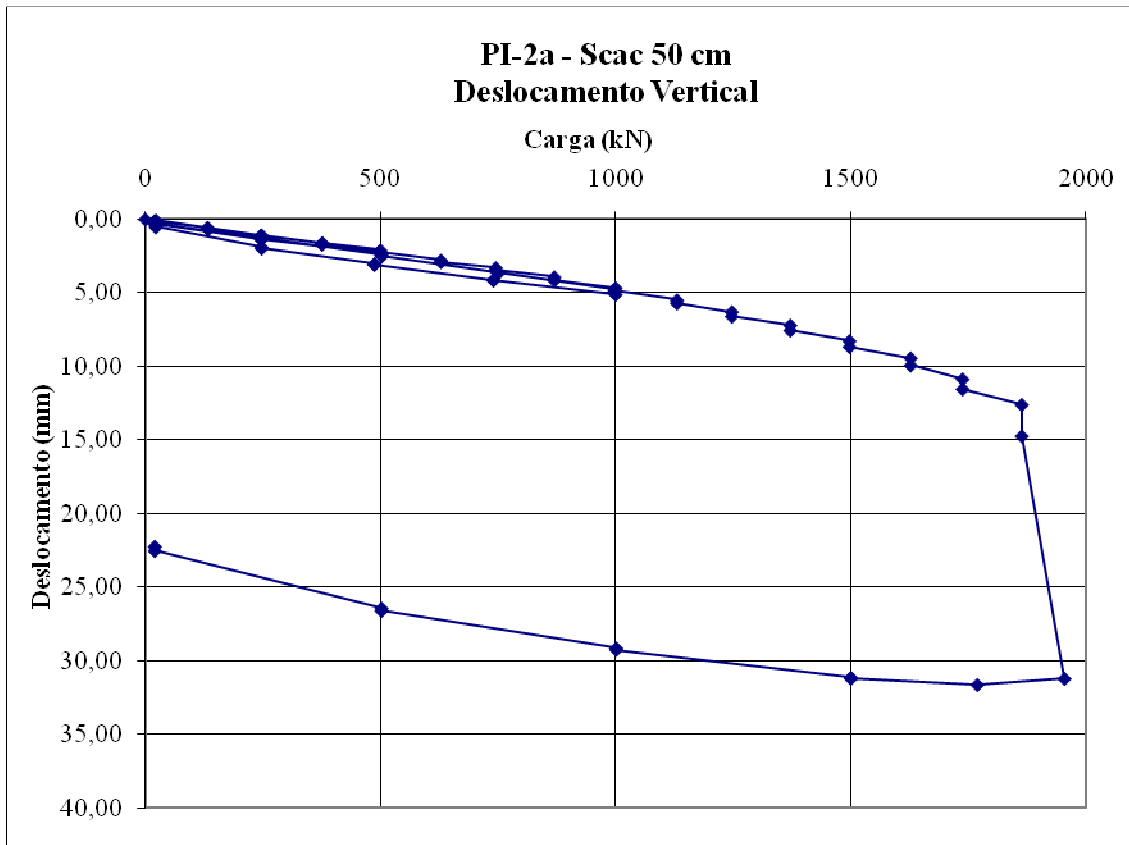
SPANNENBERG, M. G. **Caracterização geotécnica de um depósito de argila mole da baixada fluminense**. Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Rio de Janeiro, 2003. 183p.

TEIXEIRA, A.C.M. et al. **Métodos empíricos de previsão da capacidade resistente de estacas cravadas: aplicações com avaliação estatística**. In: 12^o Congresso Nacional de Geotecnia, p. 215-216. Porto, Portugal, 2010.

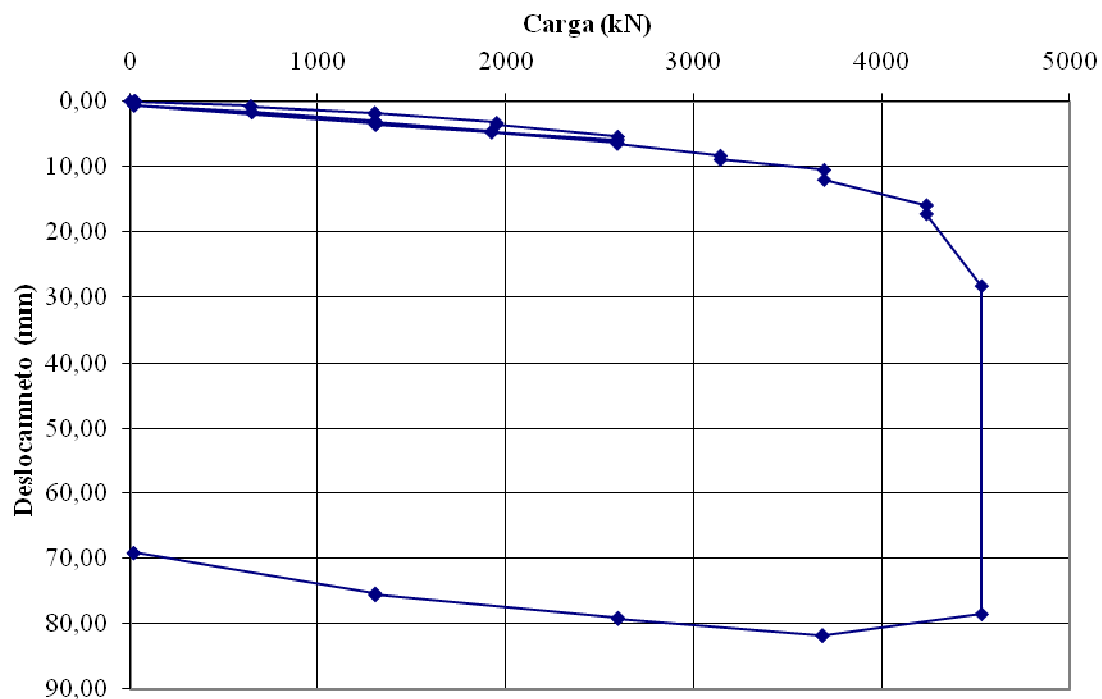
URBANO ALONSO Consultoria e Projetos Ltda. **Perfis Gerdau Açominas aplicados como estacas metálicas em fundações profundas**. Coletânea do uso do aço. Perfis Gerdau Açominas: 2006. 1^a ed. 76 p.

WICKREMESINGHE, D.S. **Statistical Characterization of Soil Profiles Using In-Situ Tests**. Tese de doutorado, Departamento de engenharia civil, University of British Columbia. Canada: 1989. 288 p.

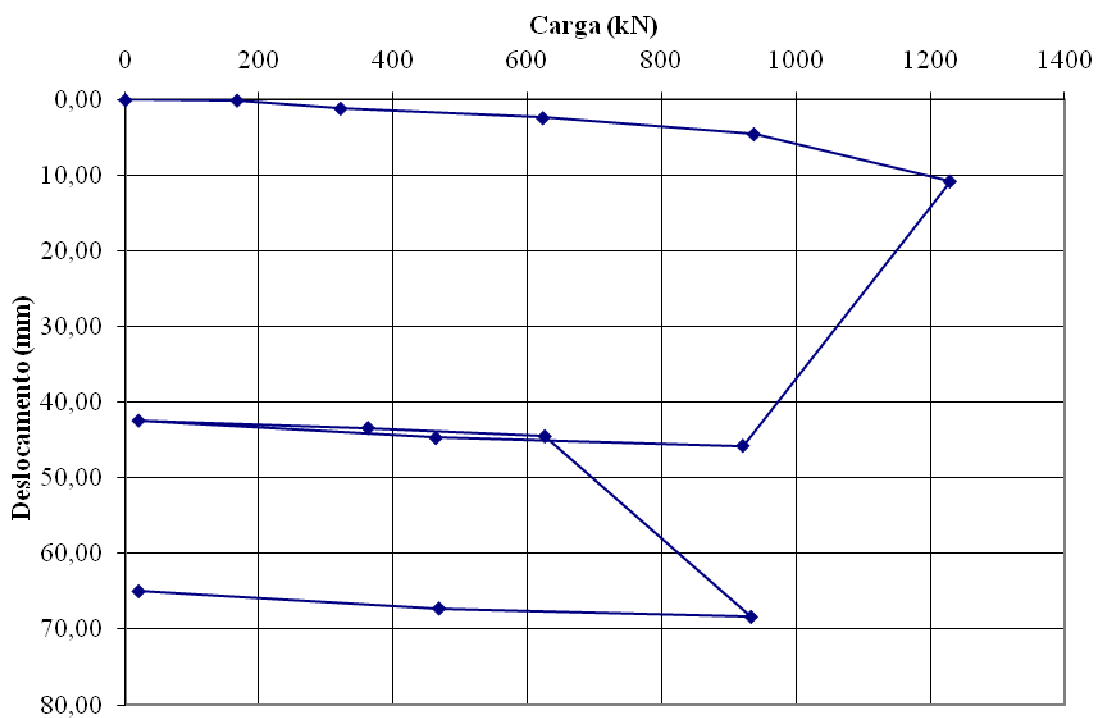
WONG, S.Y. **Stochastic characterization and reliability of saturated soils**. Tese de Doutorado, Manchester centre for civil and construction engineering, Universidade de Manchester. Inglaterra: 2004. 434 p.

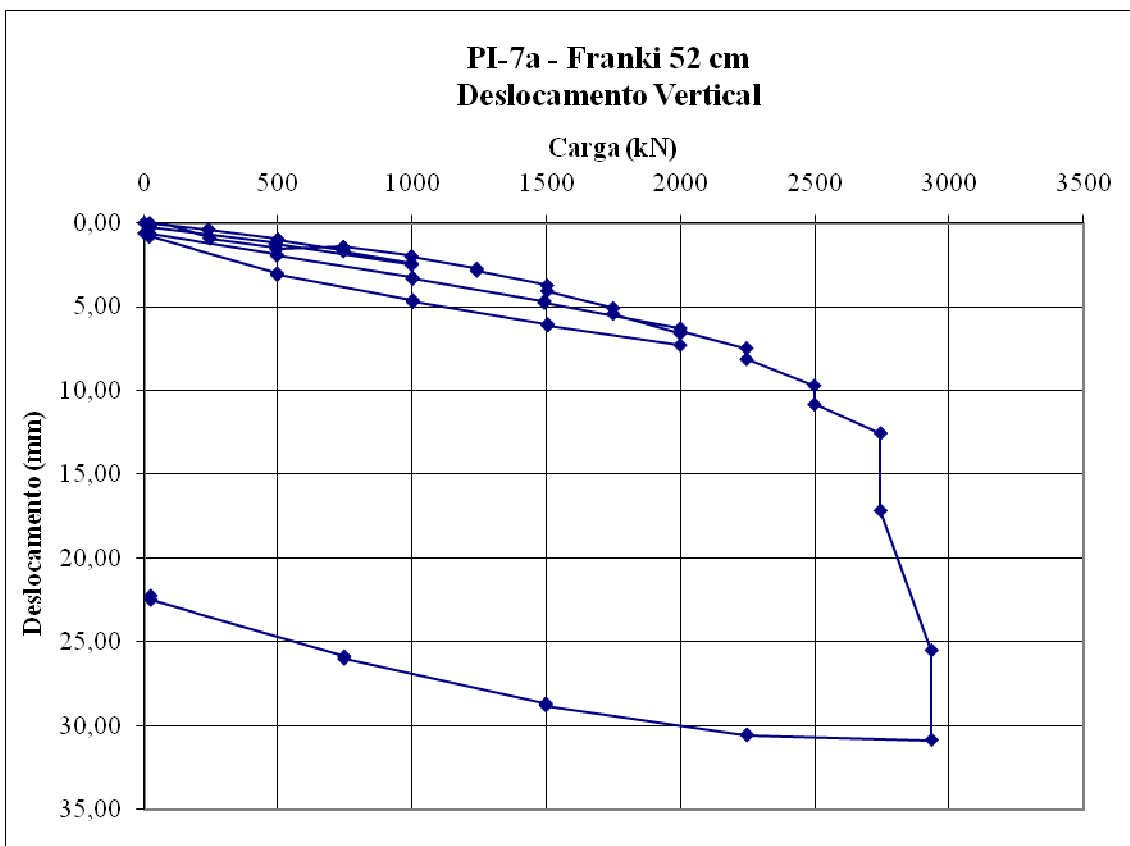
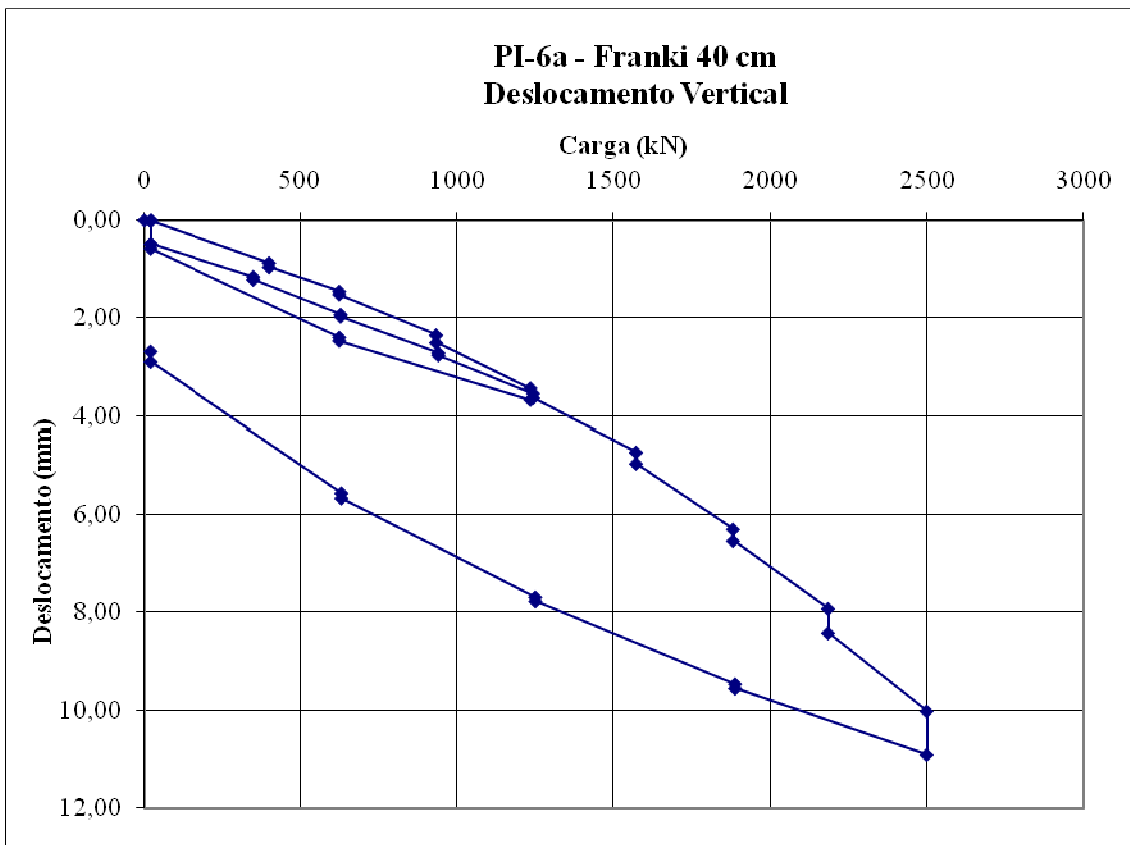


PI-4 - Scac 70 cm
Deslocamento Vertical

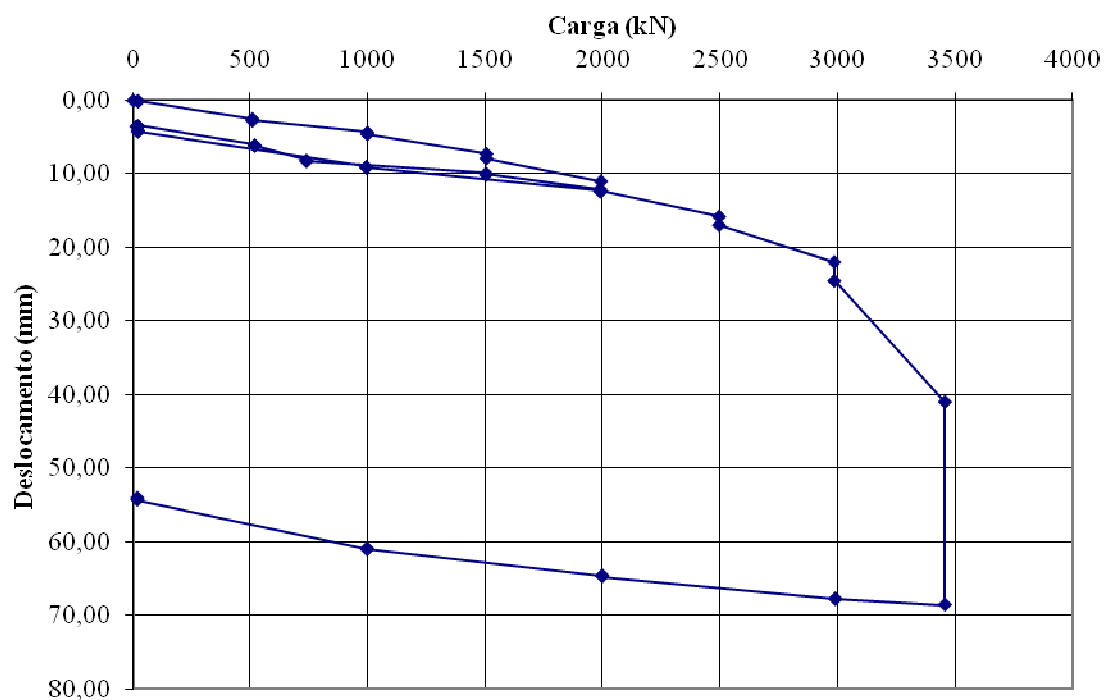


PI-5 - Franki 40 cm
Deslocamento Vertical

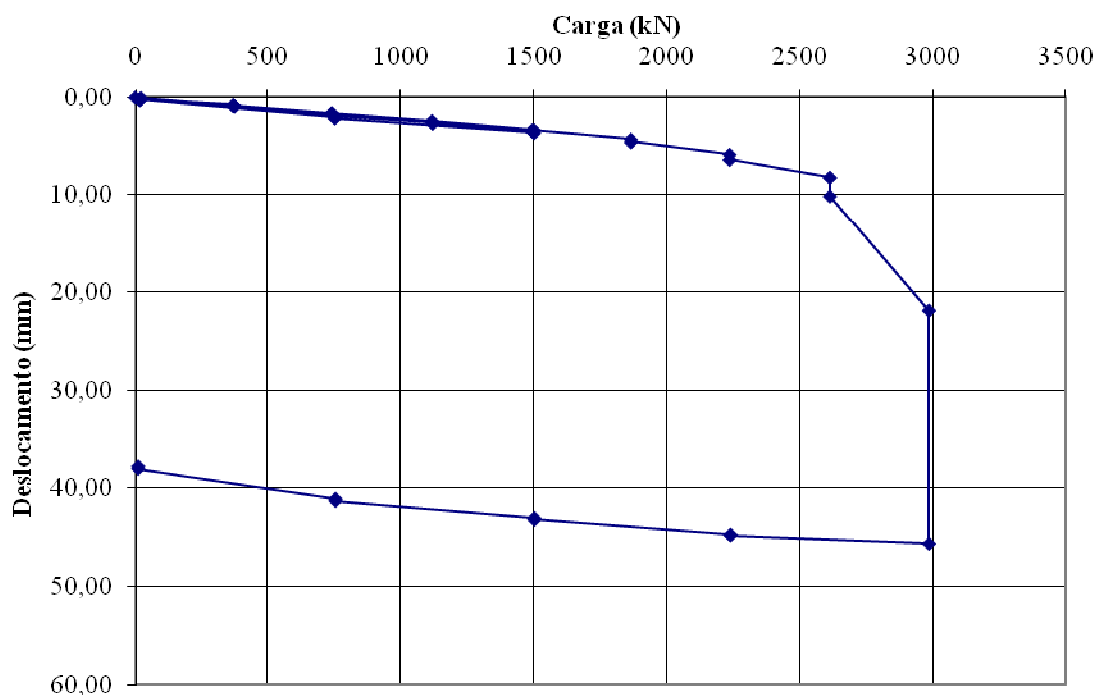


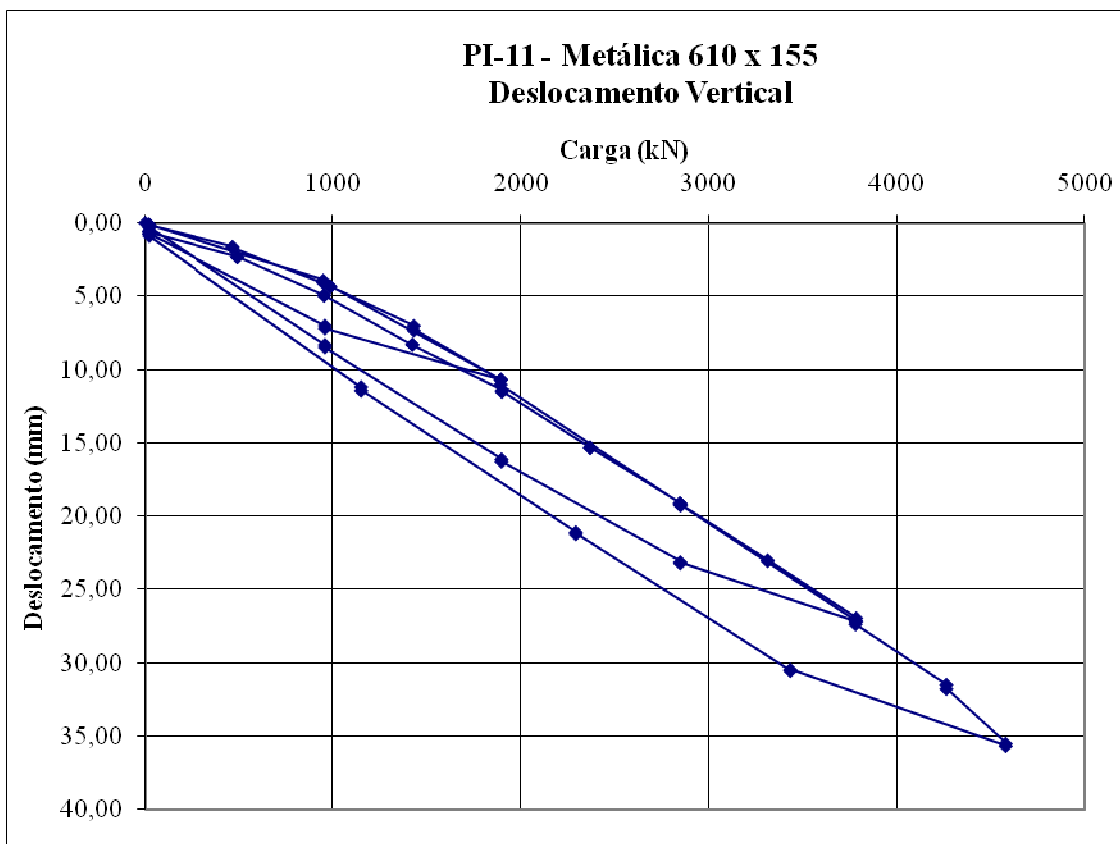
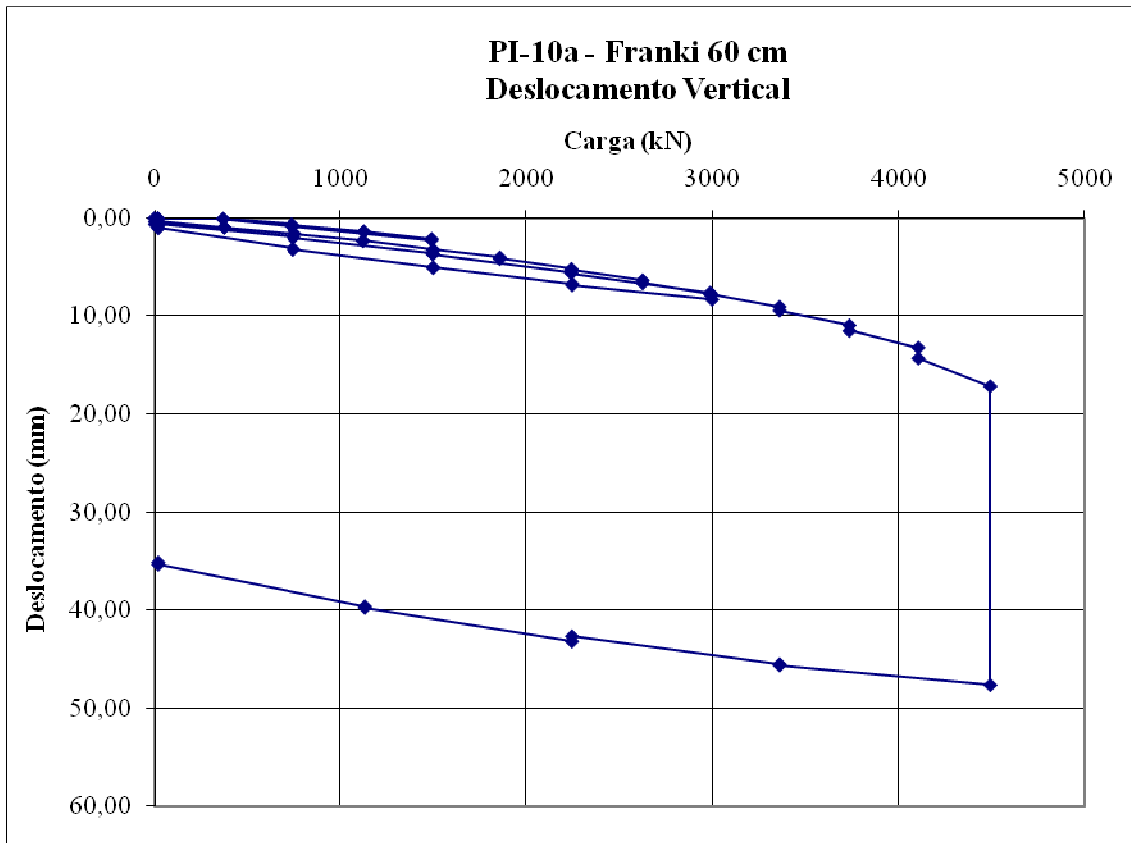


PI-8a - Franki 52 cm
Deslocamento Vertical



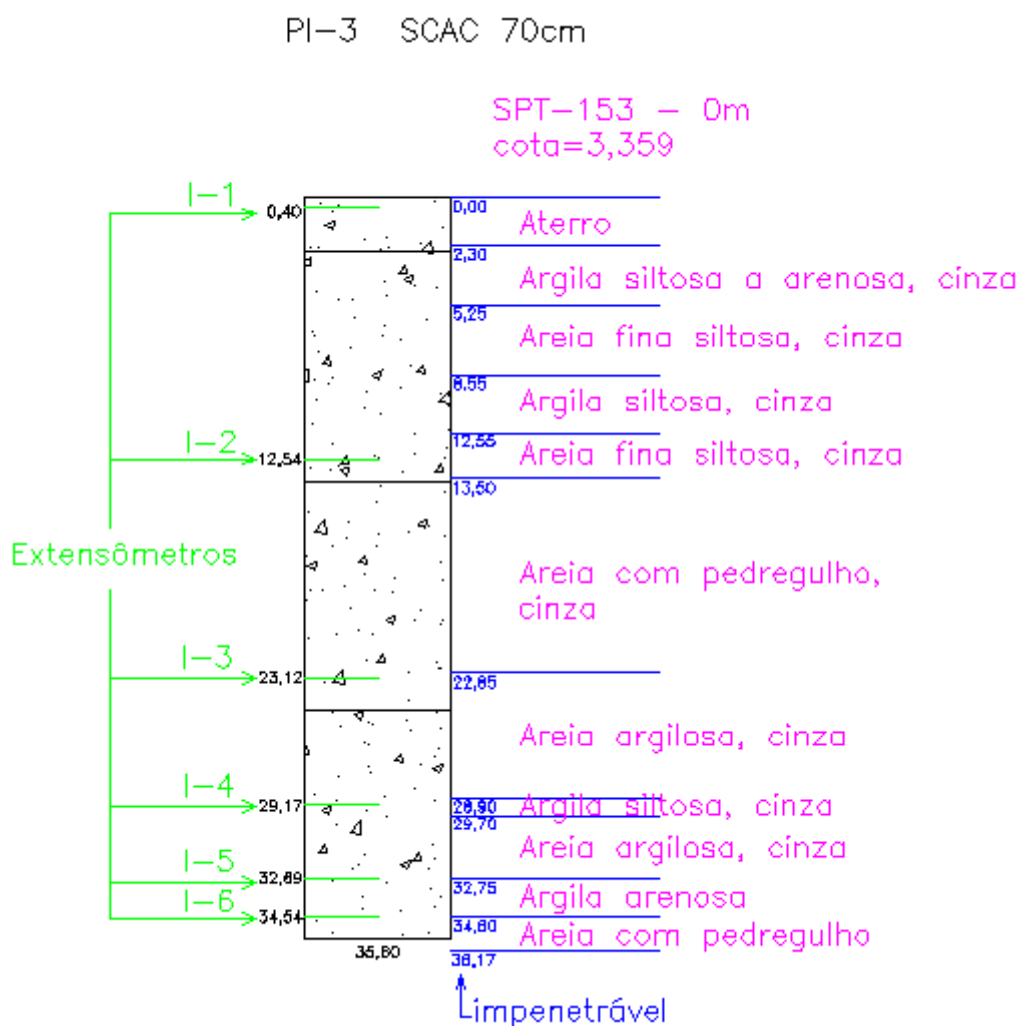
PI-9a - Franki 60 cm
Deslocamento Vertical

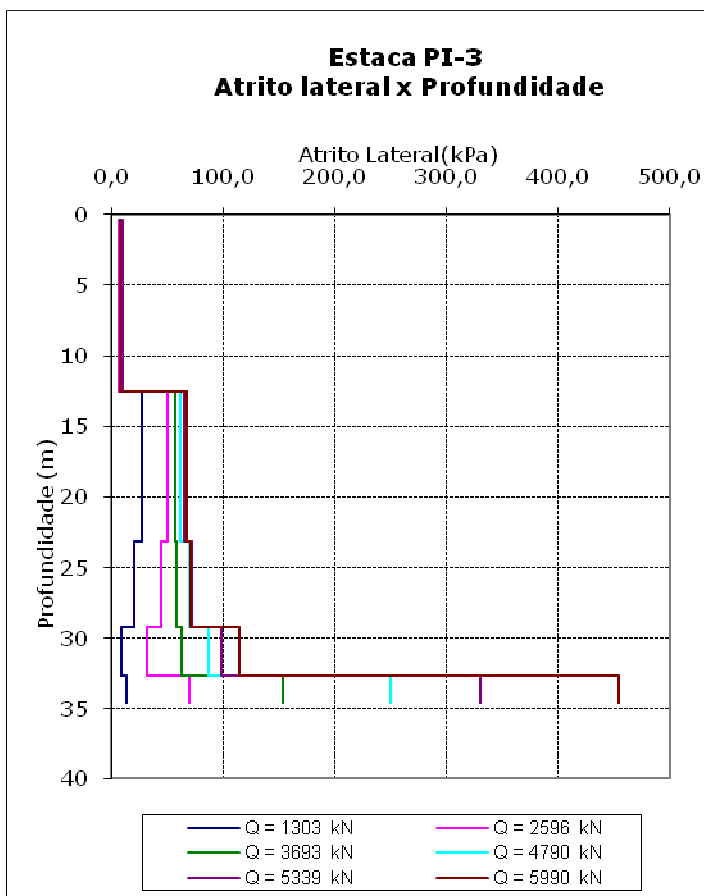
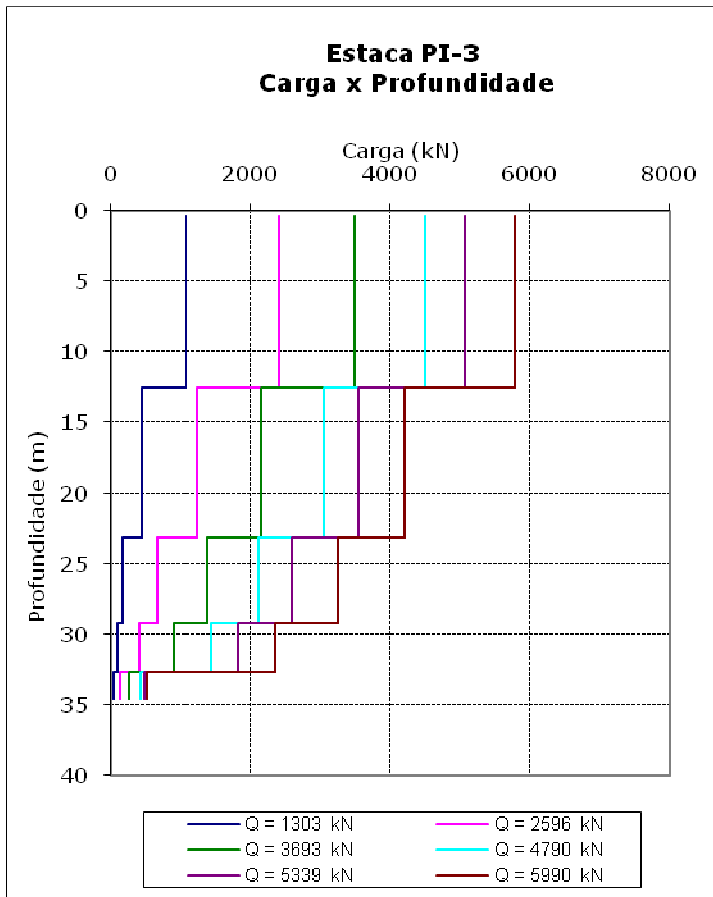




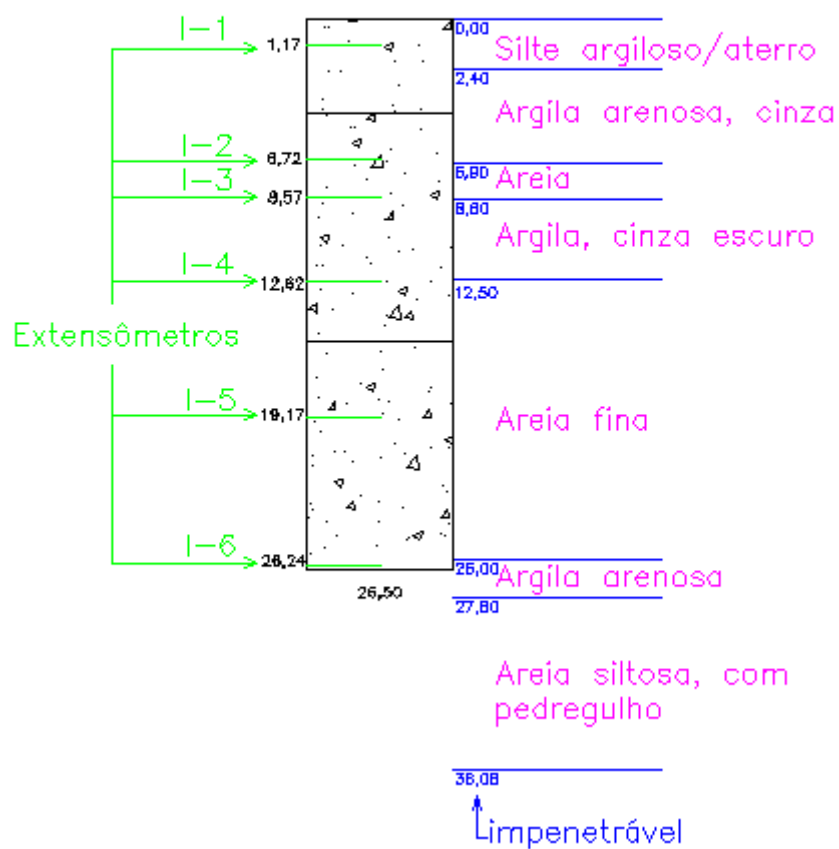
APÊNDICE B. INSTRUMENTAÇÃO DAS ESTACAS

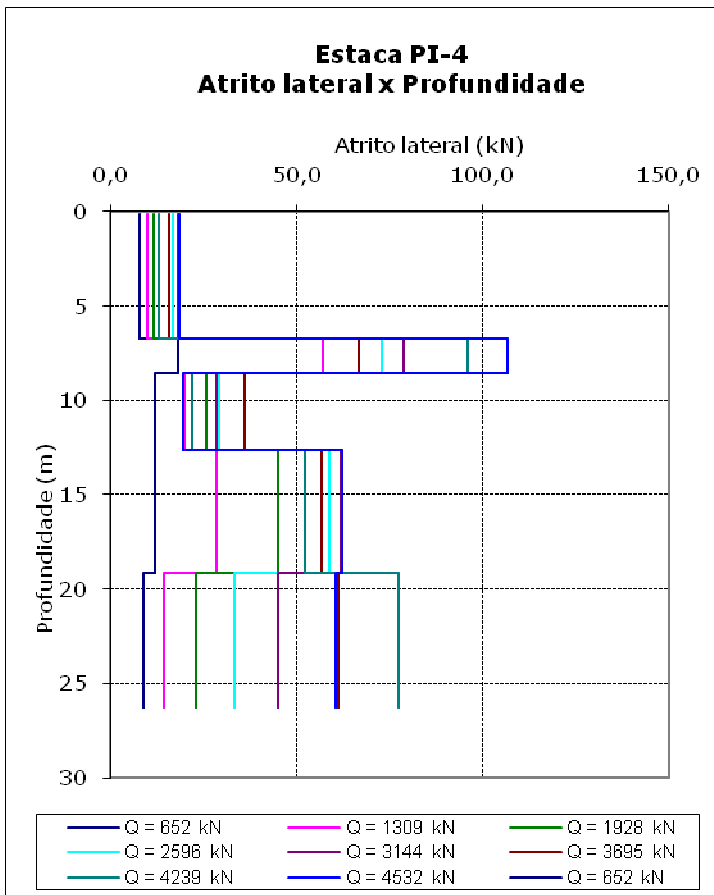
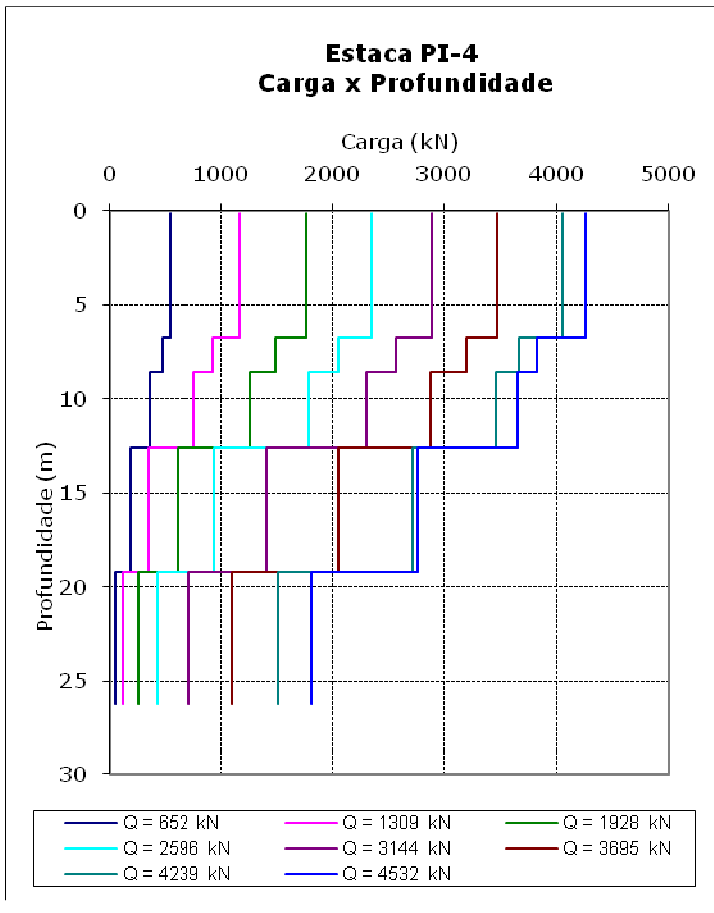
Neste item são apresentadas as instrumentações das estacas PI-3, PI-4, PI-9a e PI-10a. As primeiras figuras são croquis esquemáticos da localização das instrumentações com a sondagem mais próxima da estaca. Os gráficos apresentados em seguida são a transferência de carga e o atrito lateral com a profundidade. Estes gráficos mostram a dissipação da força aplicada no topo da estaca ao longo do seu comprimento.



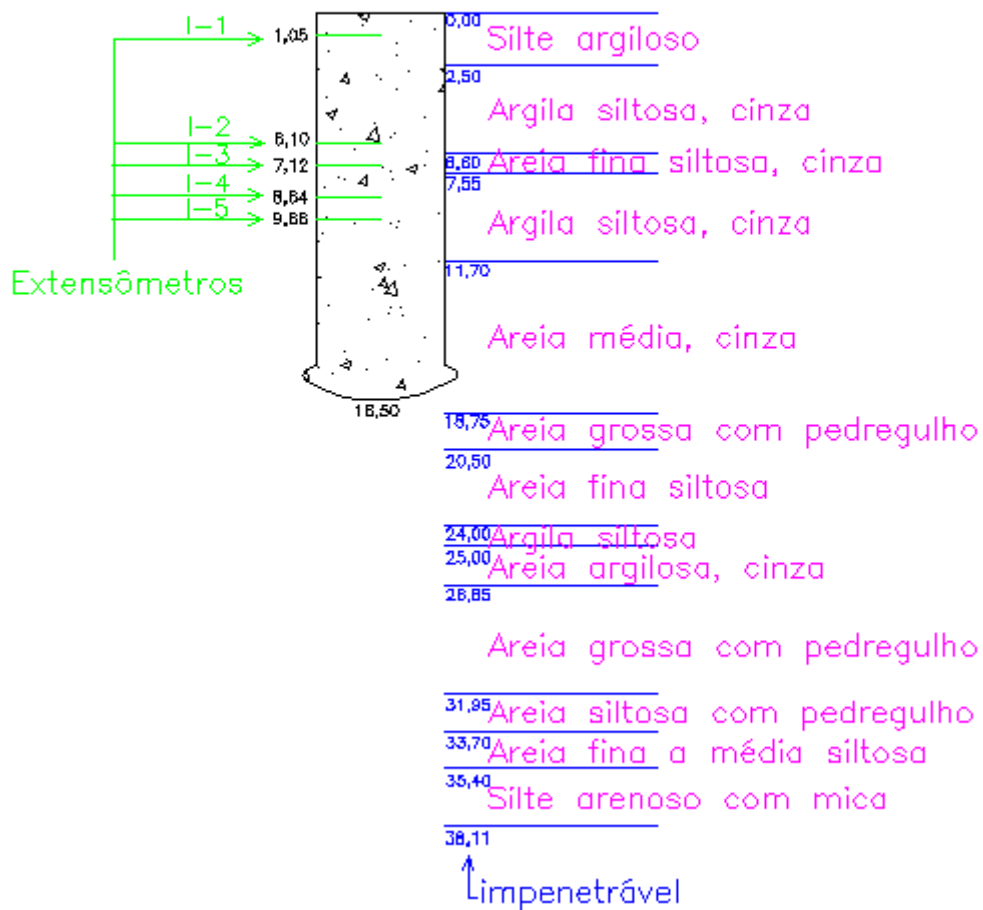


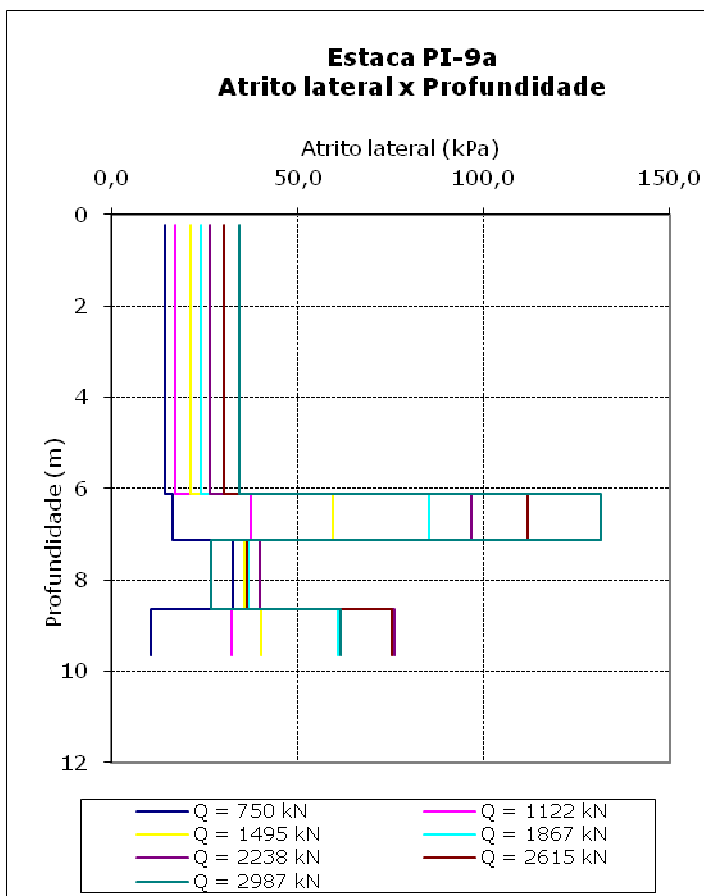
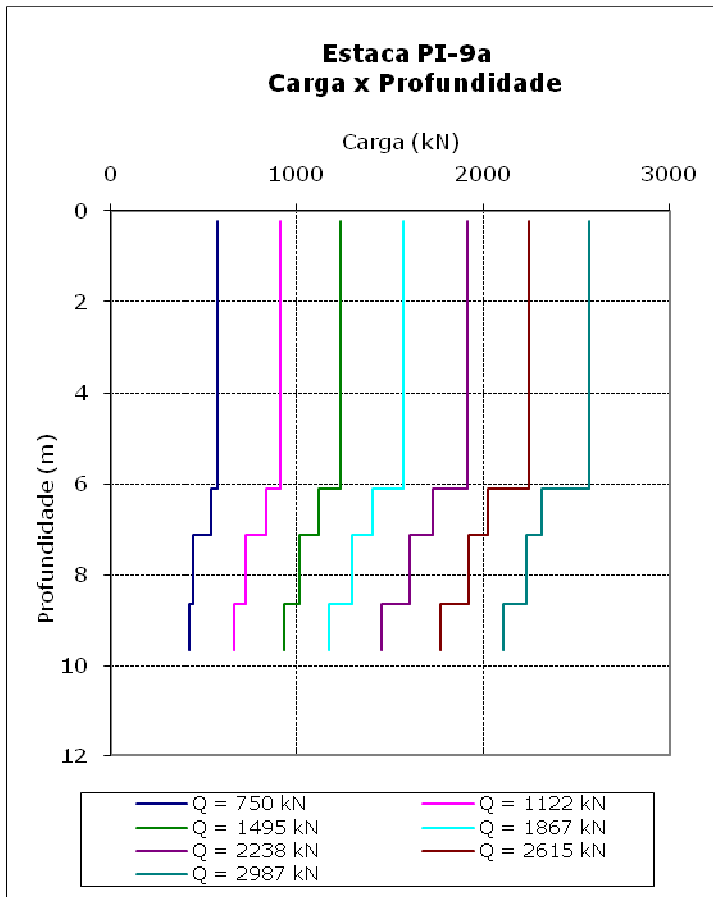
PI-4 SCAC 70cm

SPT-151 - 0m
cota=3,287

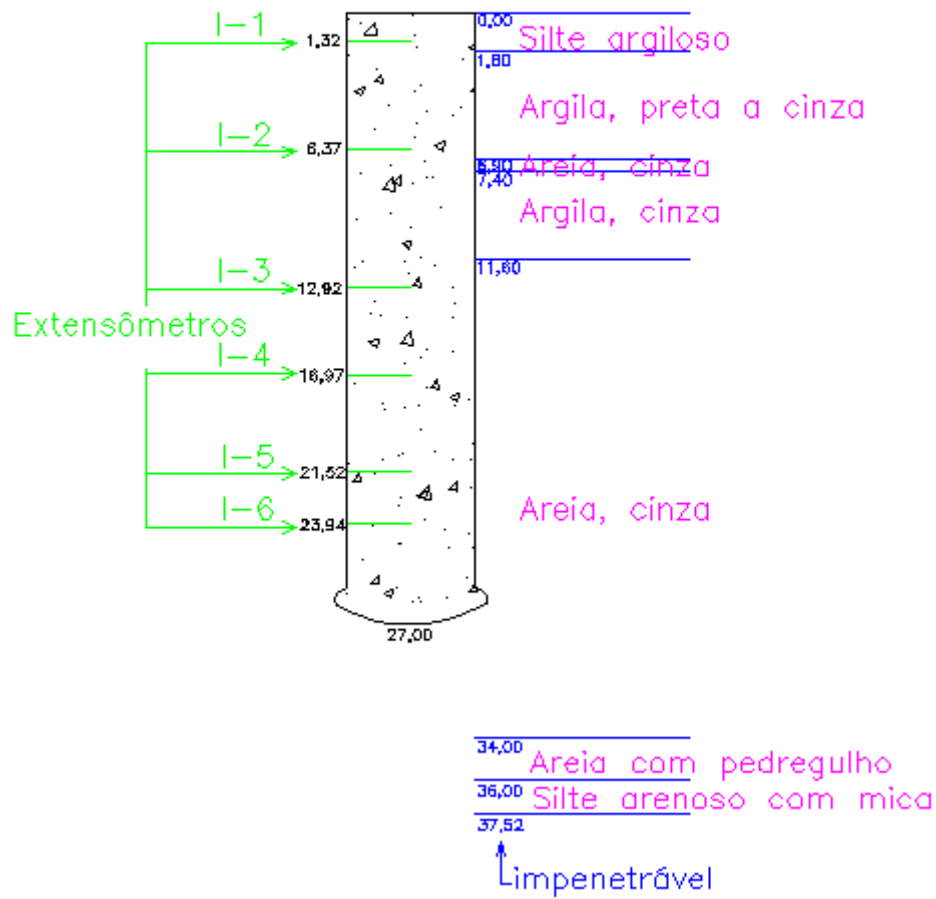


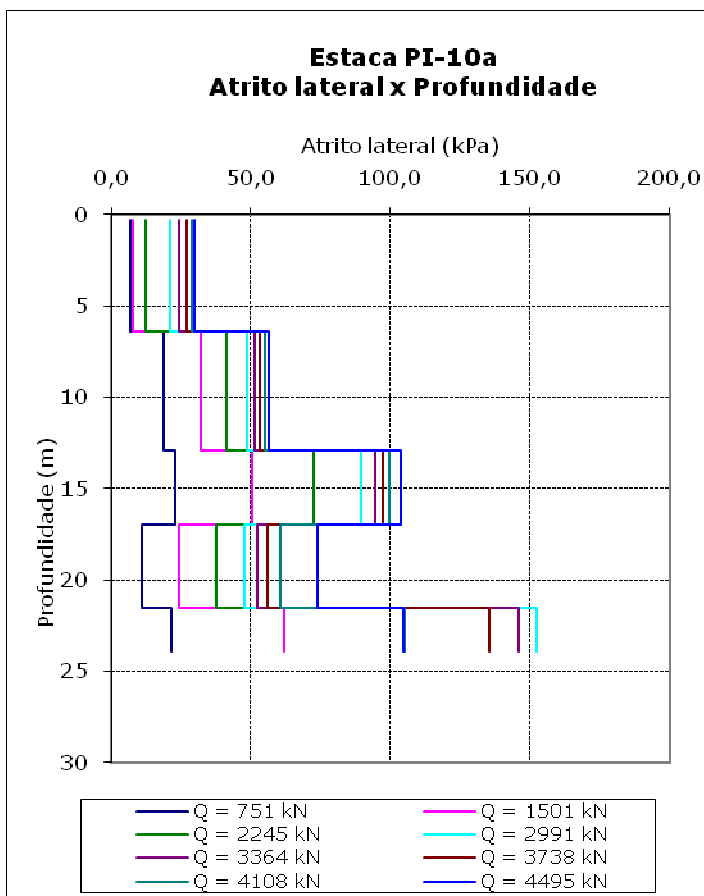
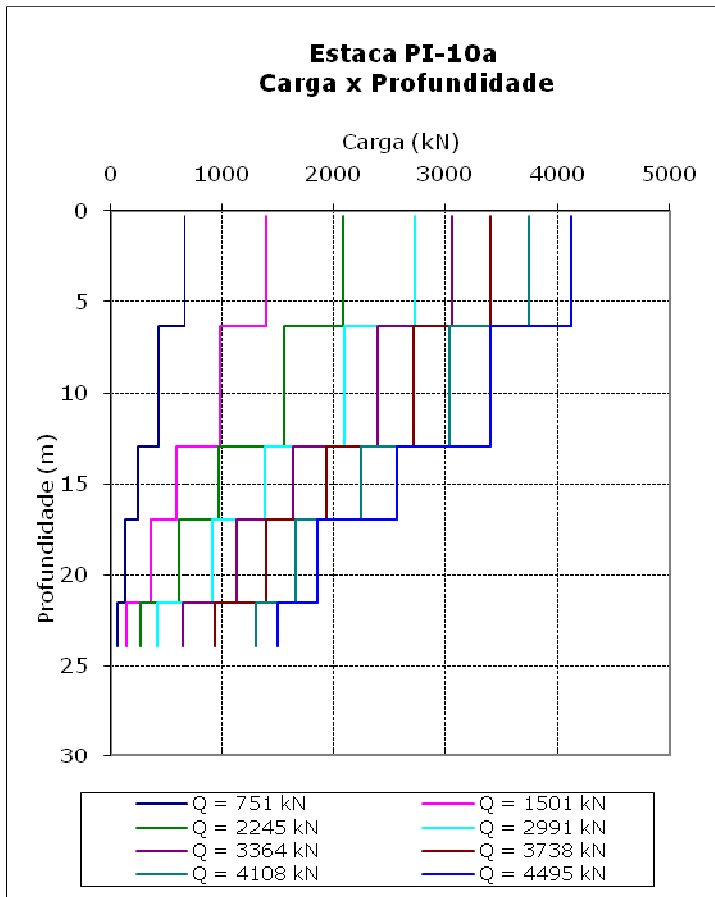
PI-9a FRANKI 60cm

SPT-156 - 0m
cota=não informado



PI-10a FRANKI 60cm

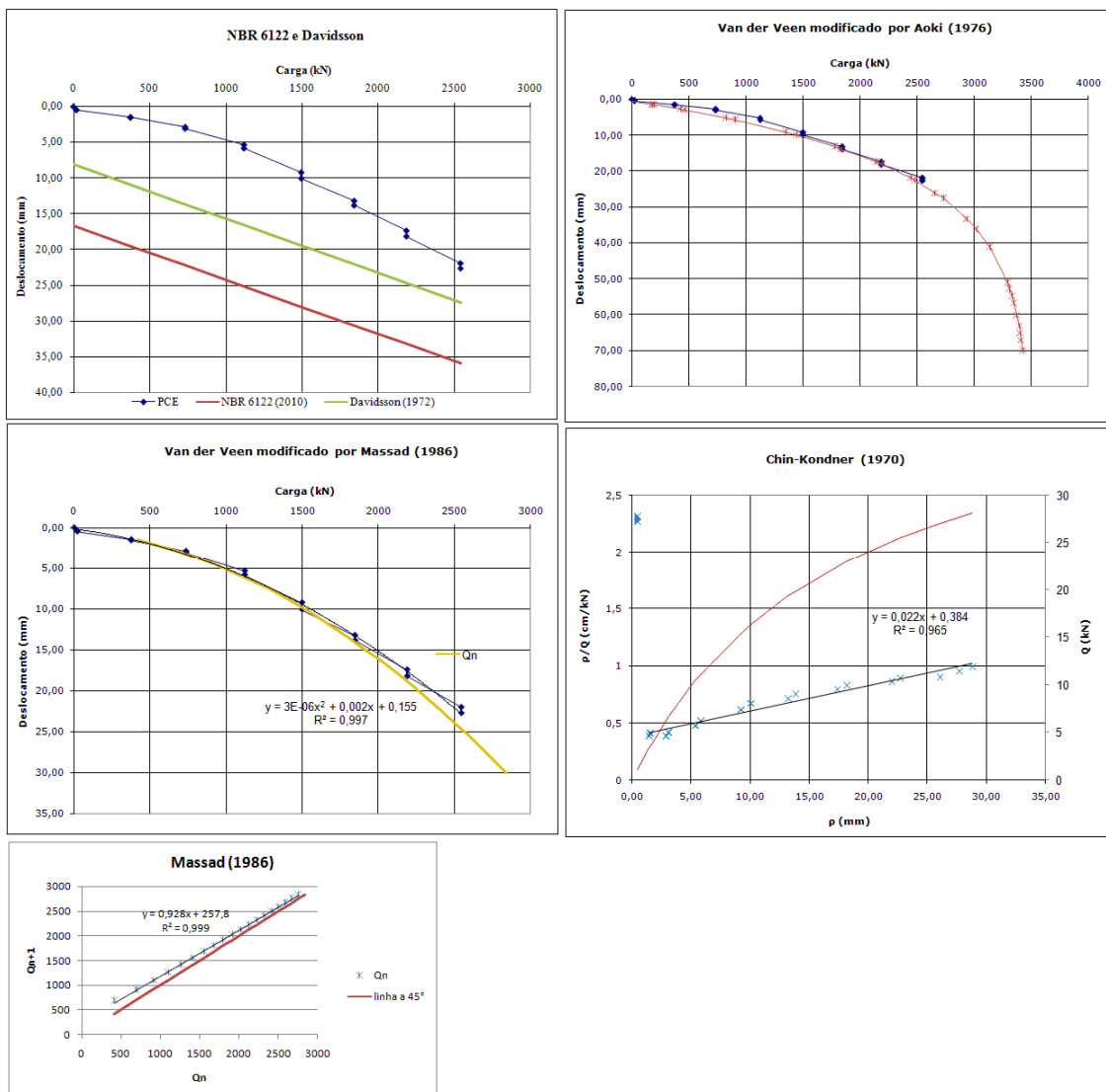
SPT-157 - 3,0m
cota=não informado



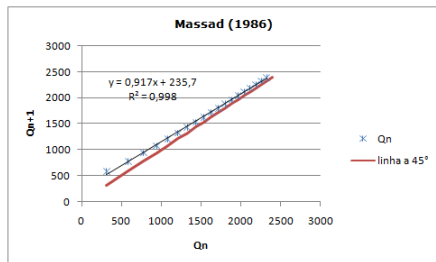
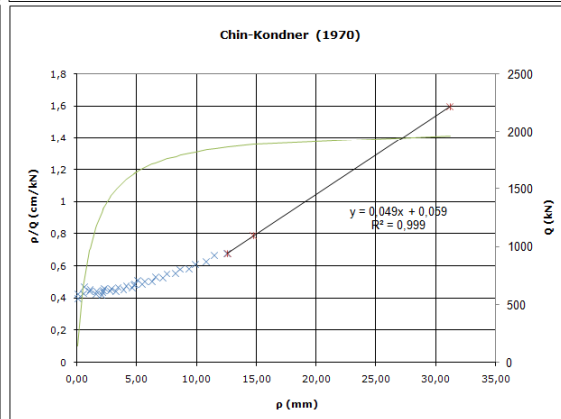
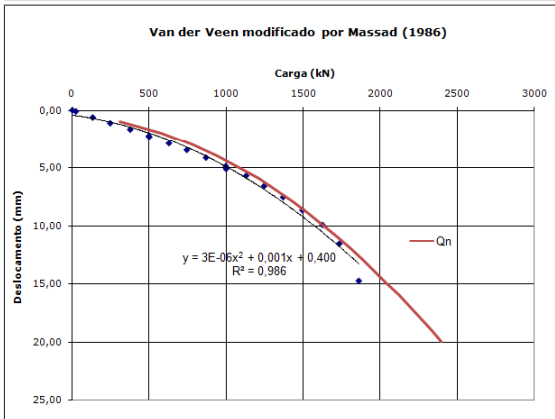
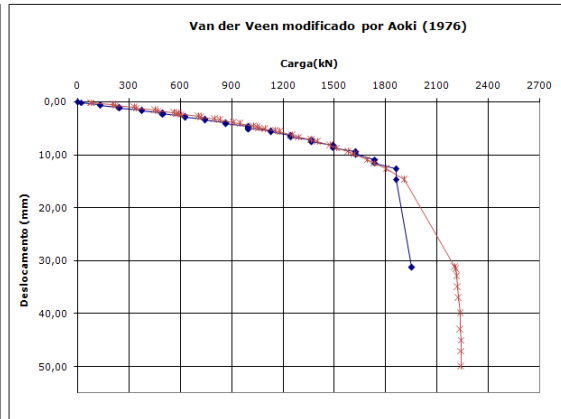
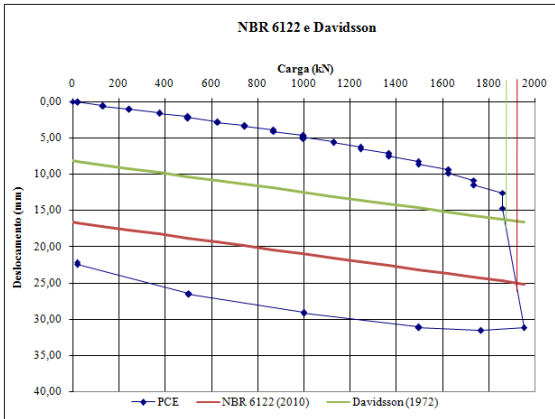
APÊNDICE C. EXTRAPOLAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

Neste item são apresentadas as extrapolações das provas de carga através dos métodos apresentados na revisão bibliográfica: NBR 6122 (2010), Davidsson (1972), Van der Veen (modificações de 1976 e 1986) e Chin-Kondner (1970).

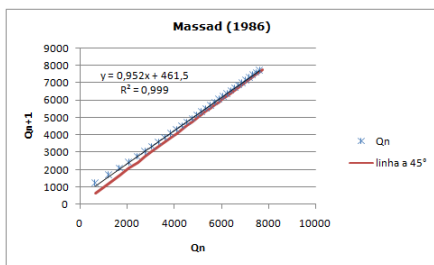
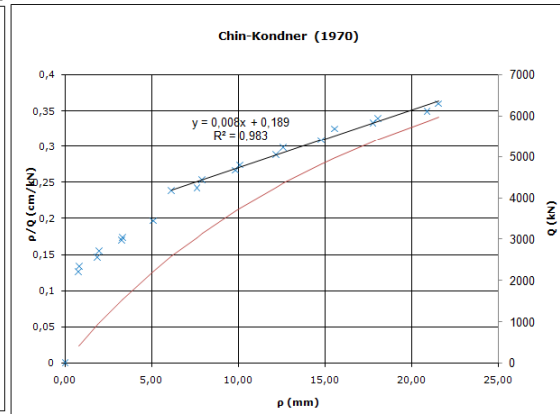
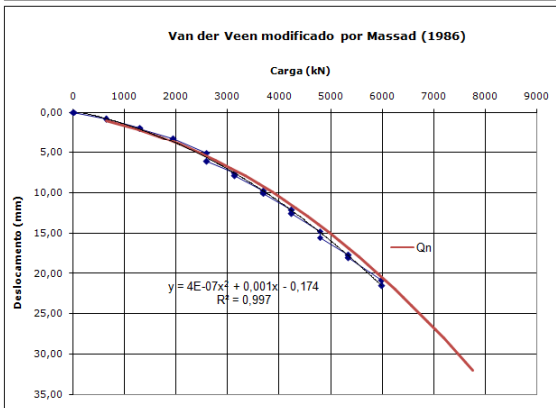
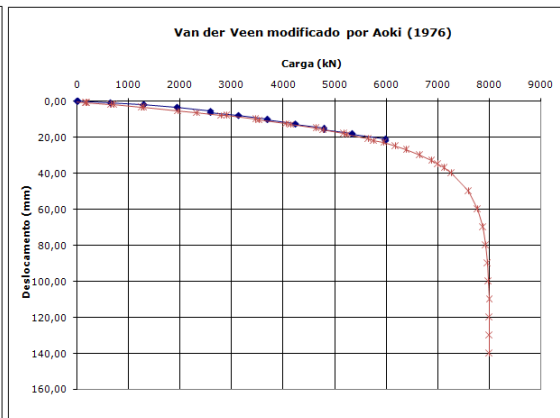
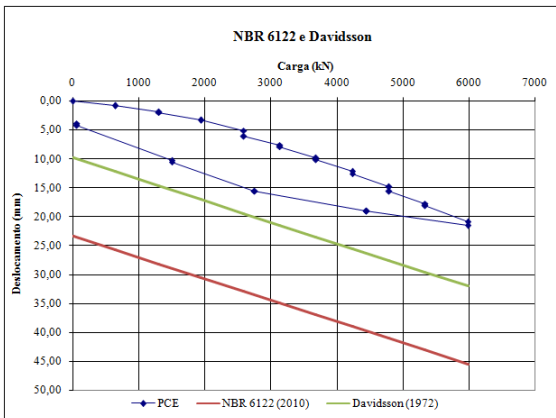
C.1 ESTACA PI-1



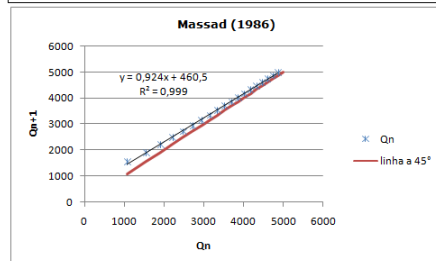
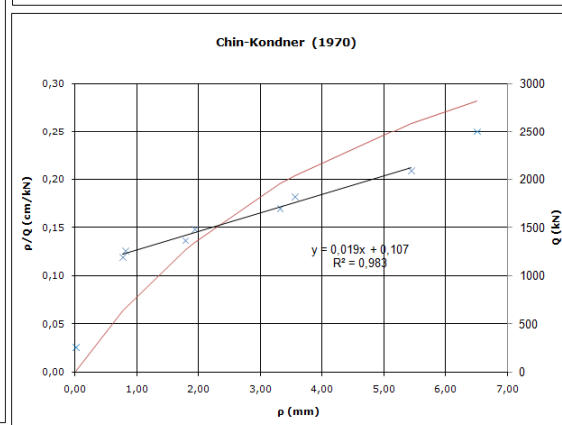
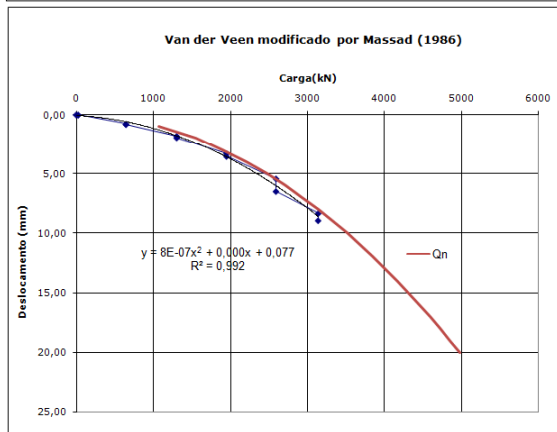
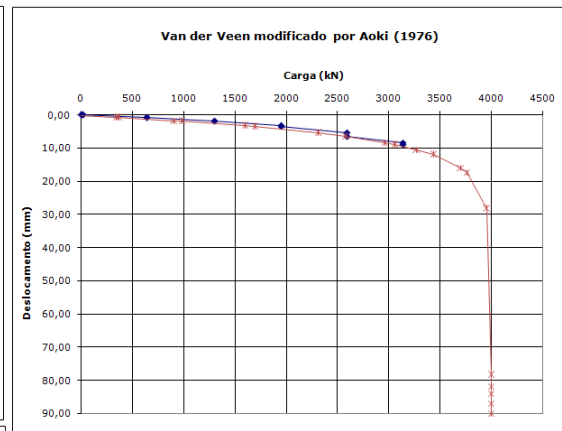
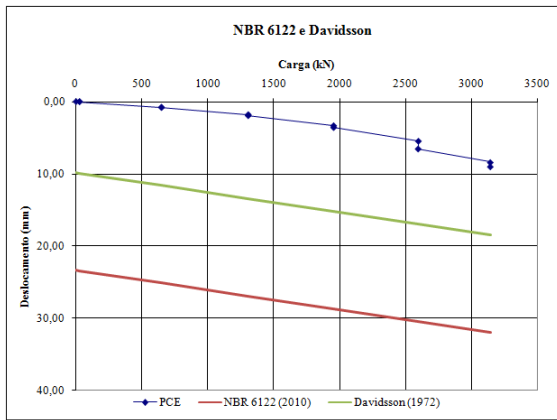
C.2 ESTACA PI-2a



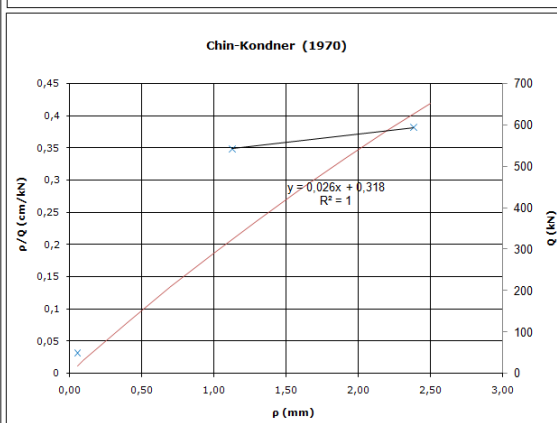
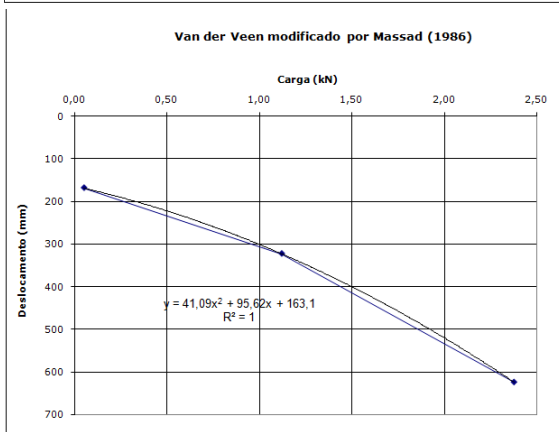
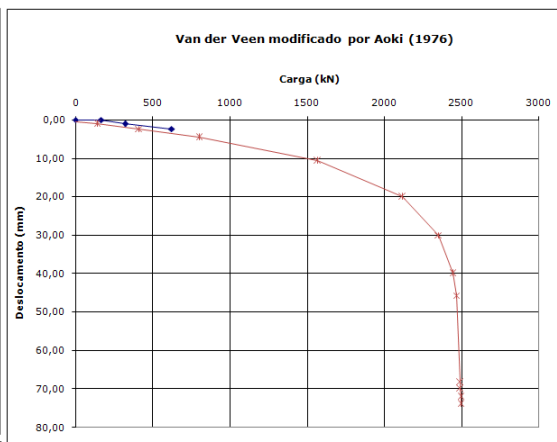
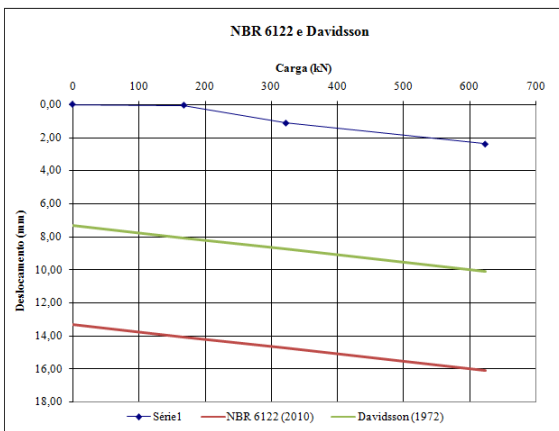
C.3 ESTACA PI-3



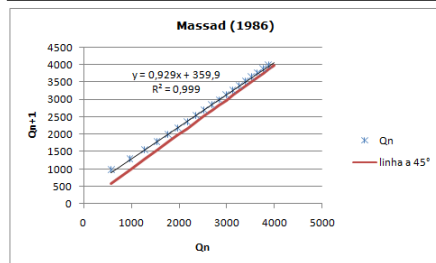
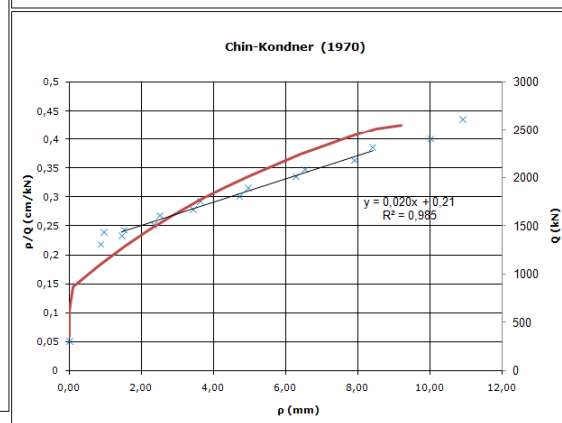
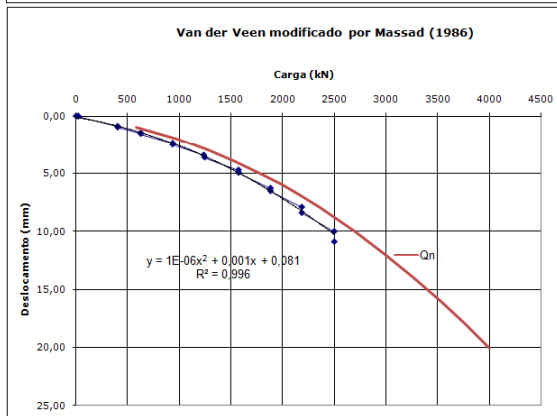
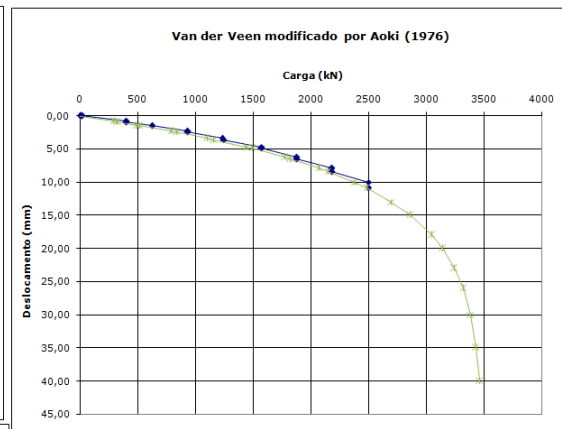
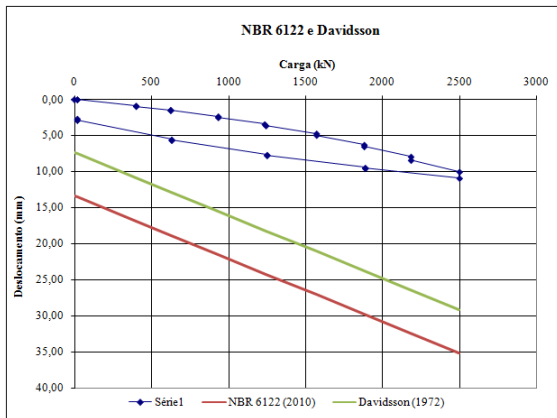
C.4 ESTACA PI-4



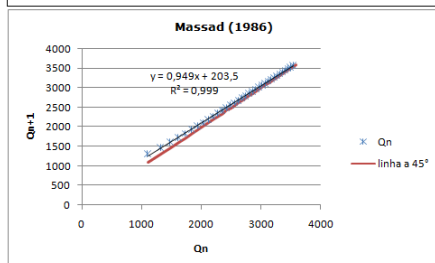
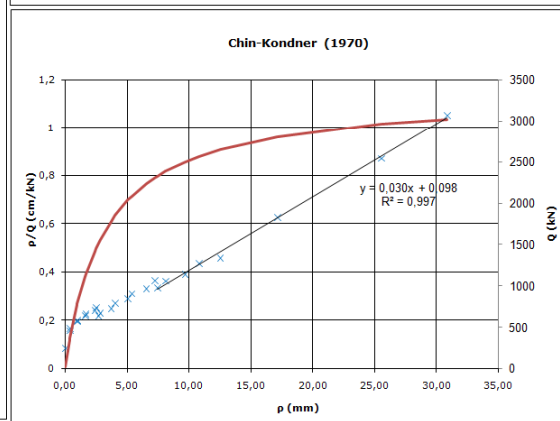
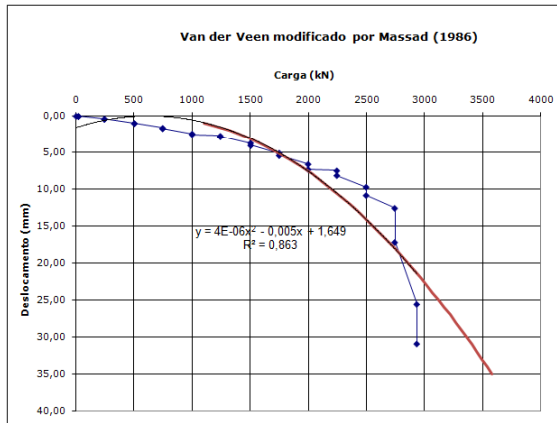
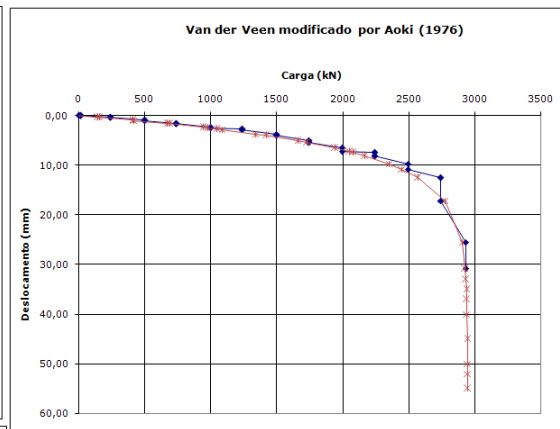
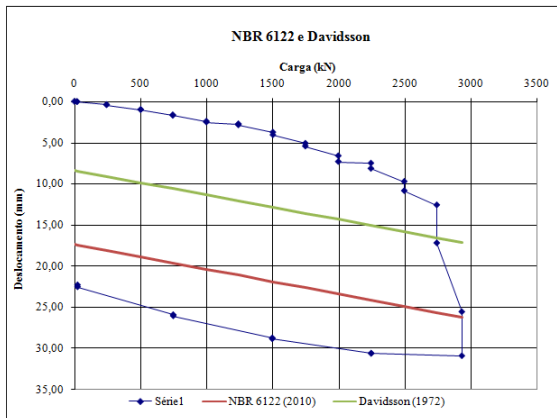
C.5 ESTACA PI-5



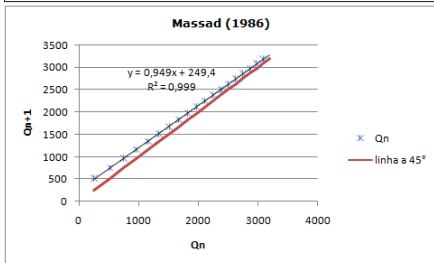
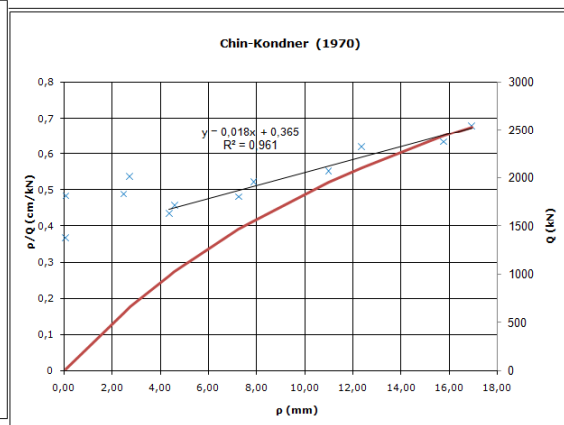
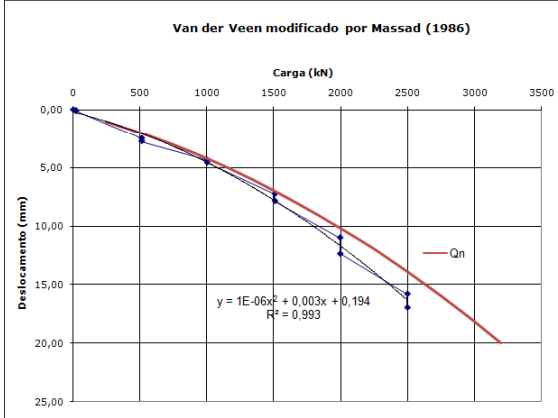
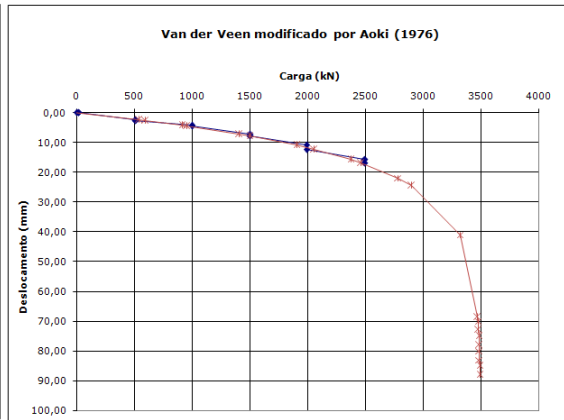
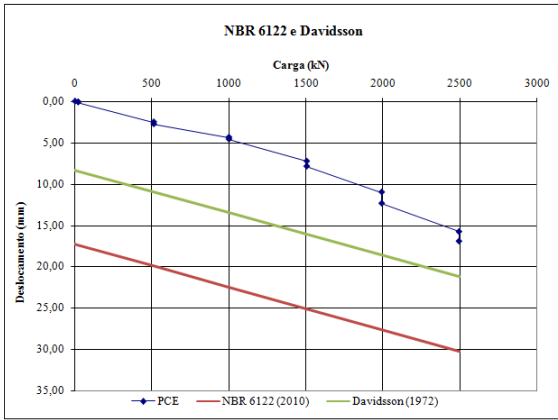
C.6 ESTACA PI-6a



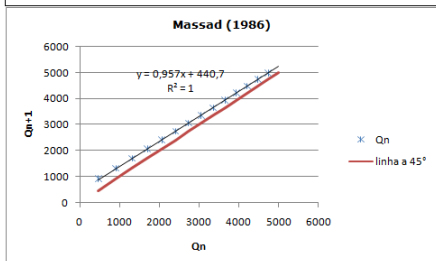
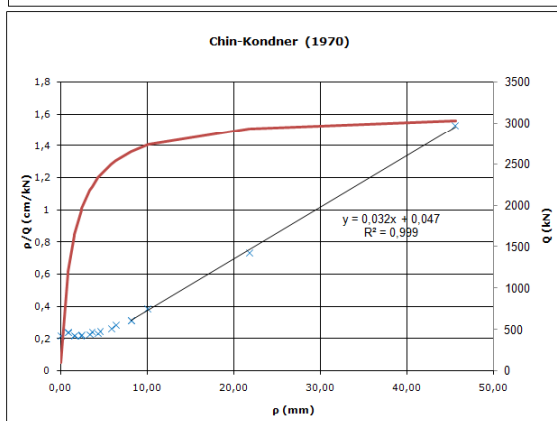
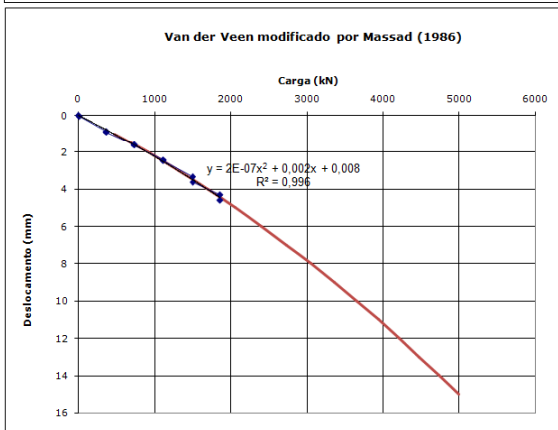
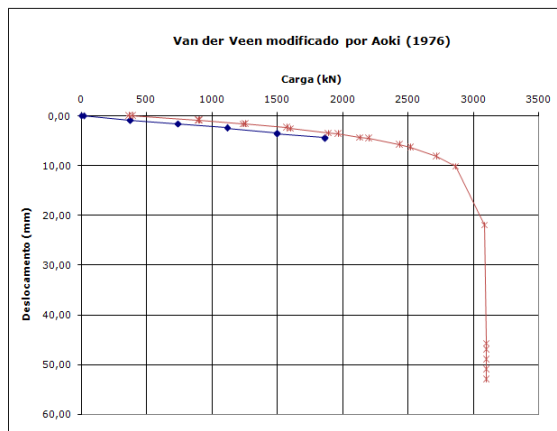
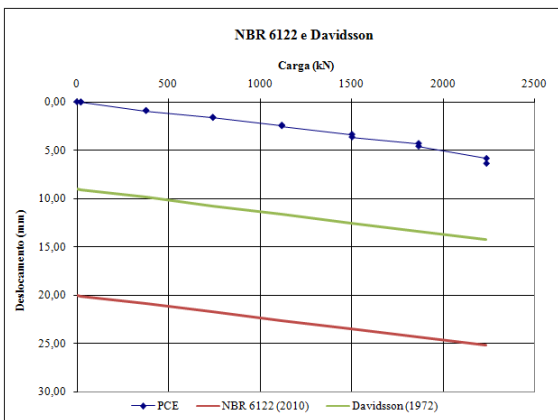
C.7 ESTACA PI-7a



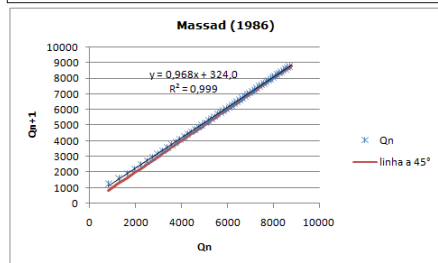
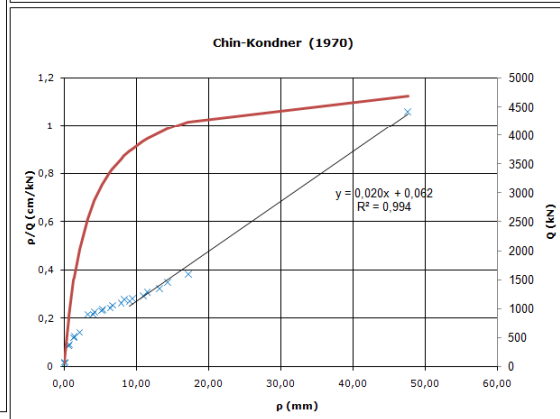
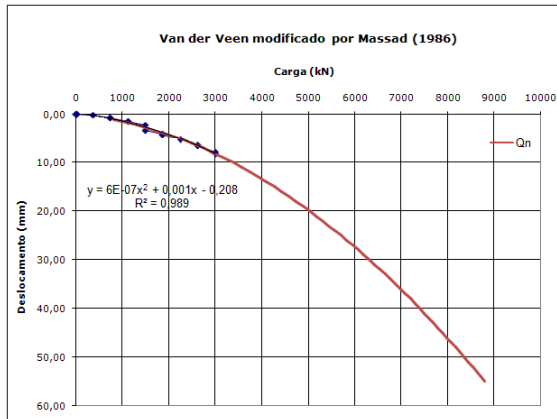
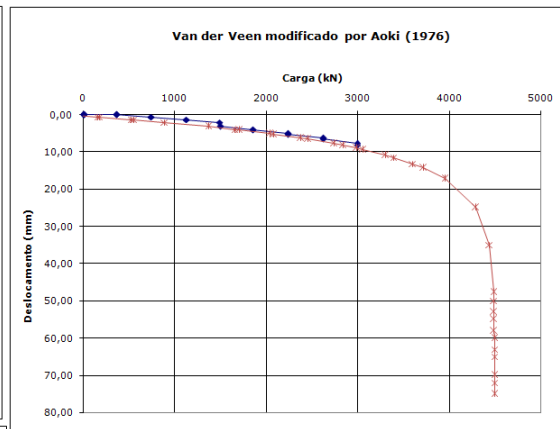
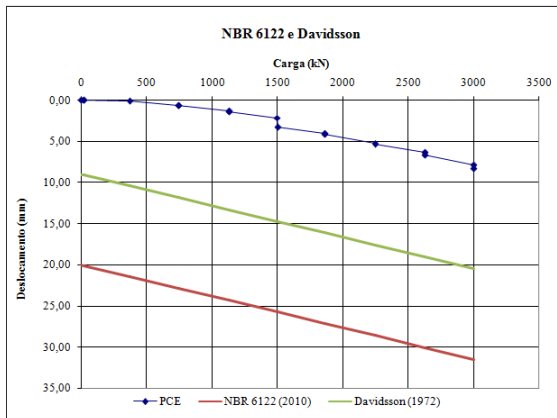
C.8 ESTACA PI-8a



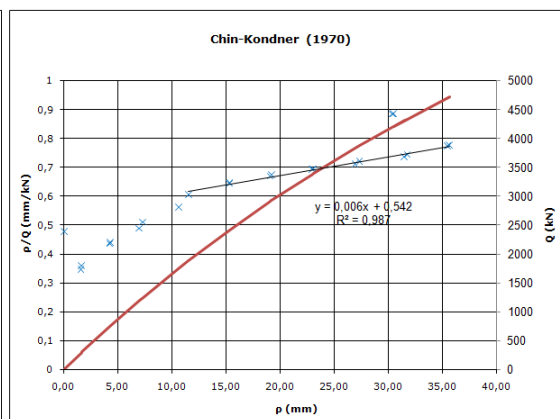
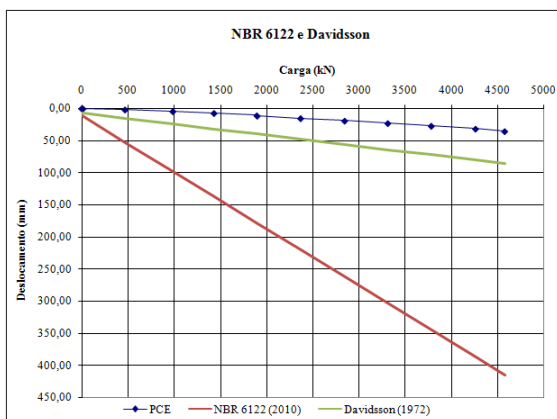
C.9 ESTACA PI-9a



C.10 ESTACA PI-10a

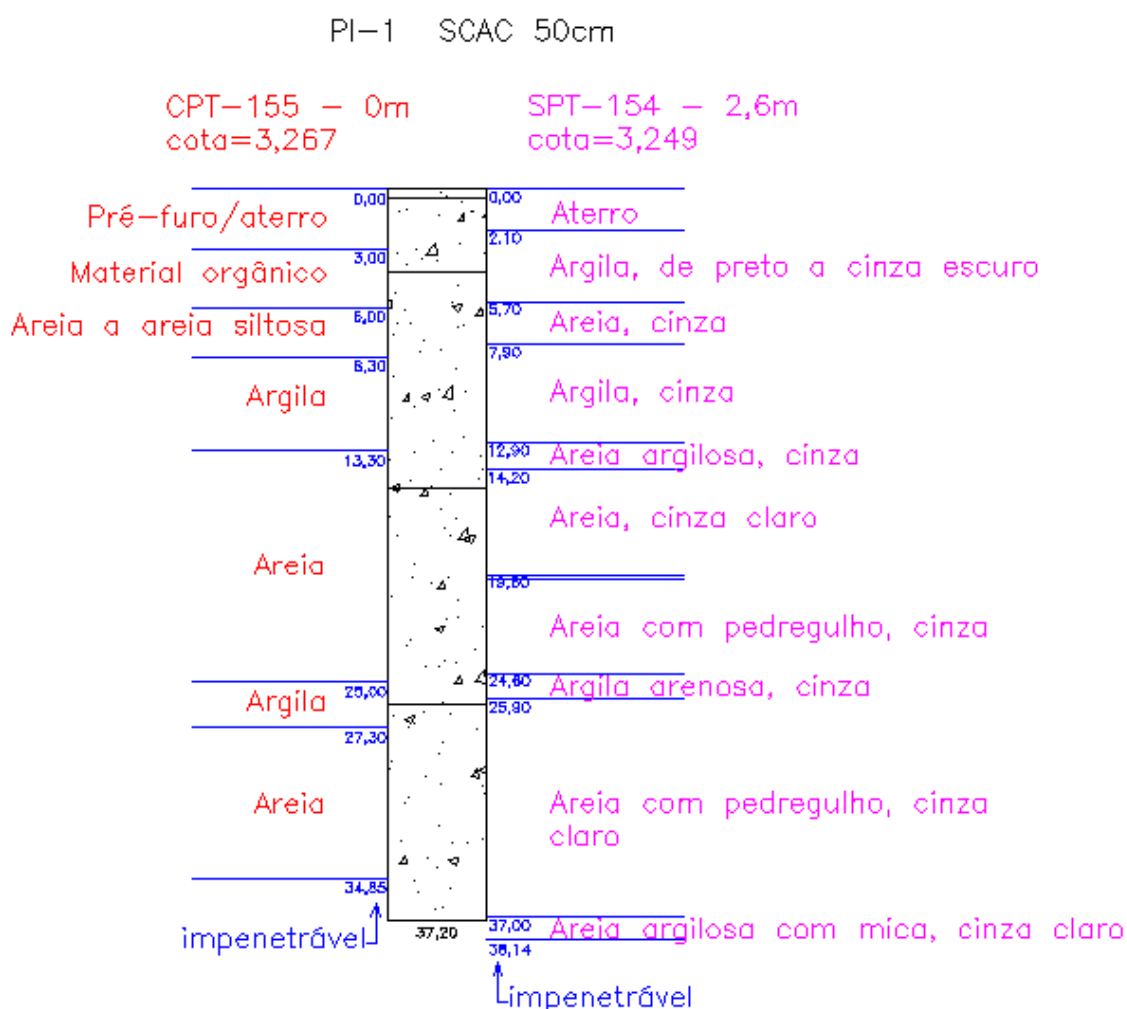


C.11 ESTACA PI-11



APÊNDICE D. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DAS ESTACAS

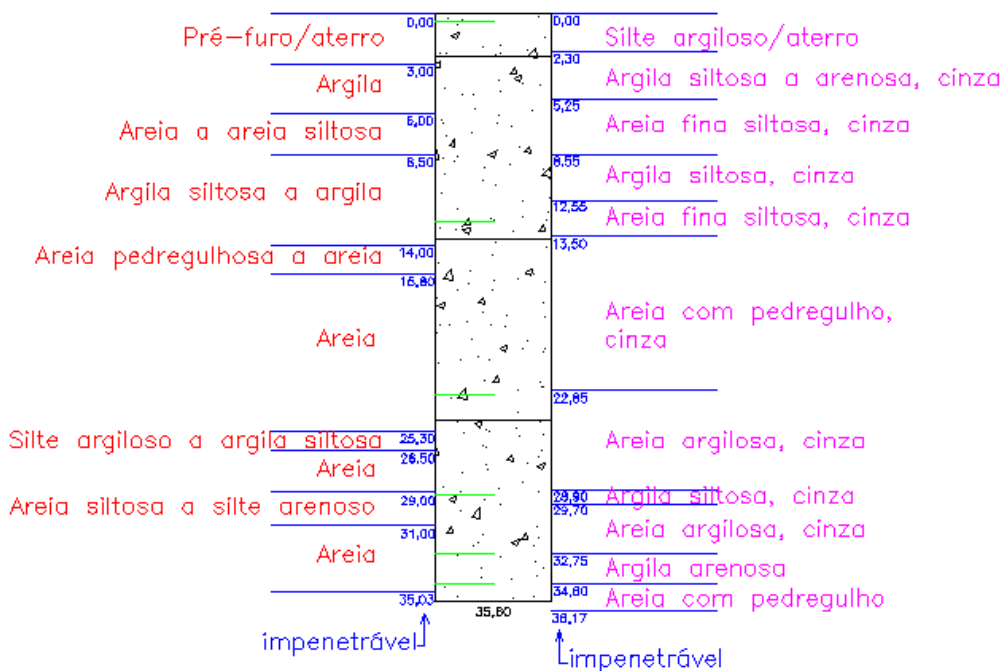
Neste item são apresentados os perfis estratigráficos adotados para a previsão da capacidade de carga das estacas do campo de teste de fundações. Podem-se observar os dados do ensaio SPT à direita do croqui da estaca, constando a distância do ensaio à estaca e a cota da boca do furo. Da mesma maneira, encontram-se os dados do ensaio CPT à esquerda do croqui da estaca.



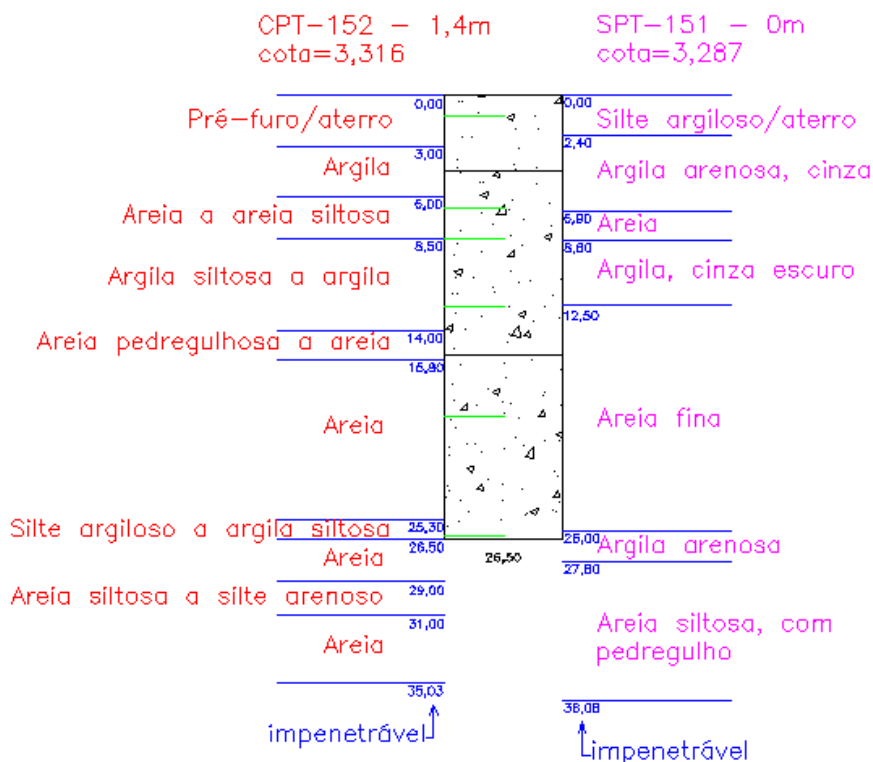
PI-2a SCAC 50cm

CPT-155 - 7,7m
cota=3,267SPT-154 - 5,0m
cota=3,249

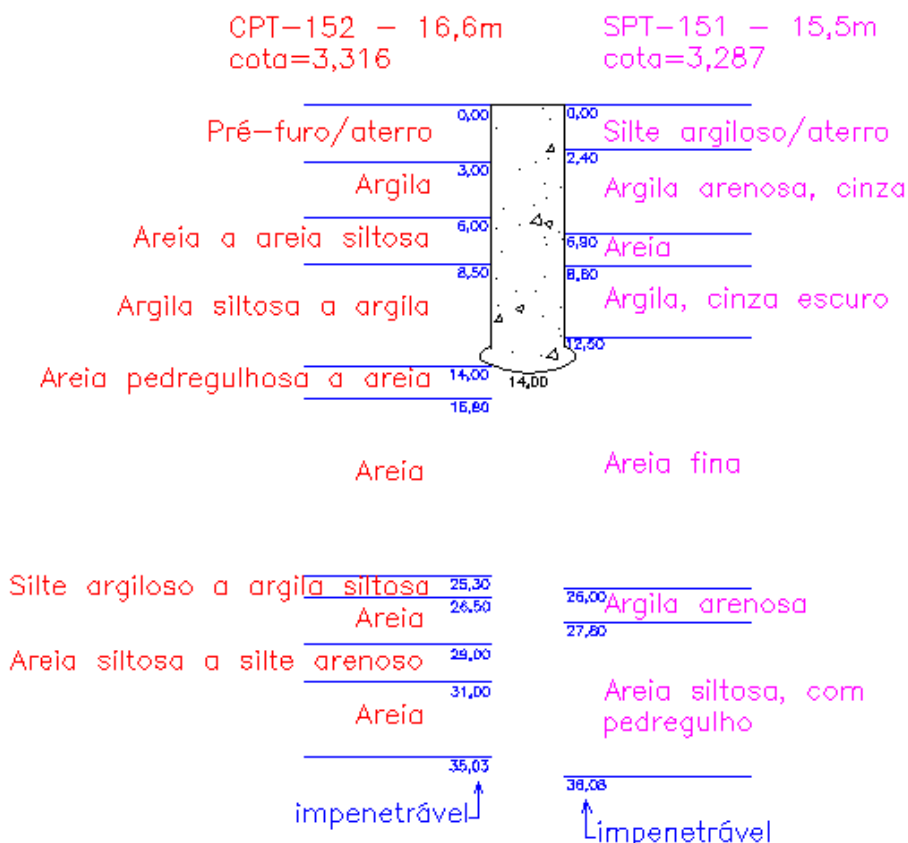
PI-3 SCAC 70cm

CPT-152 - 8,5m
cota=3,316SPT-153 - 0m
cota=3,359

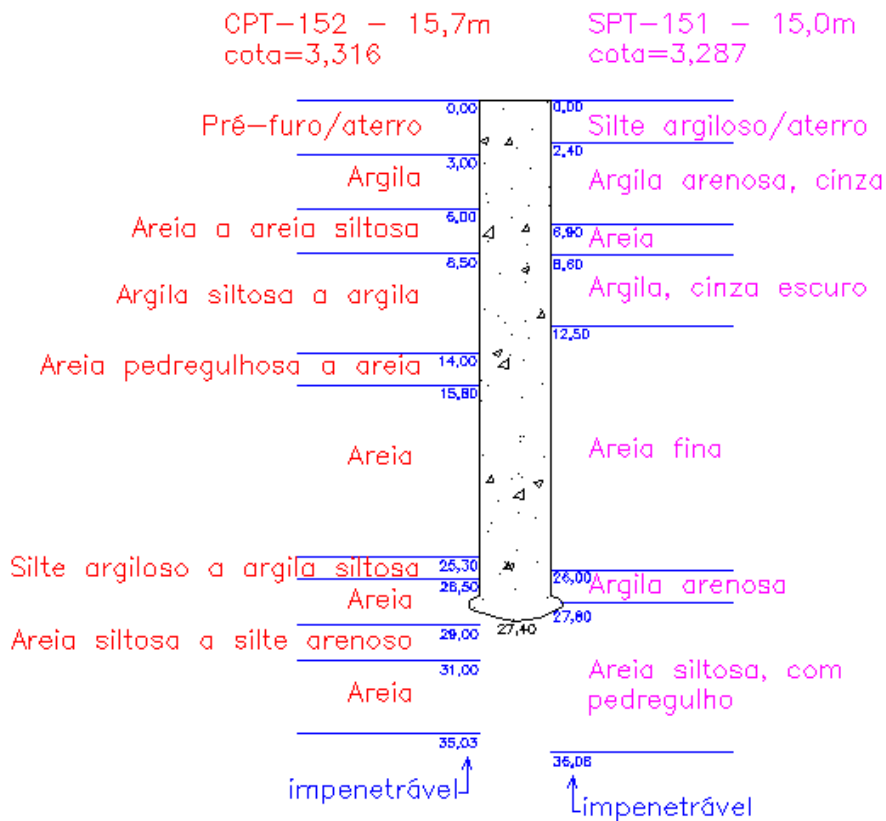
PI-4 SCAC 70cm



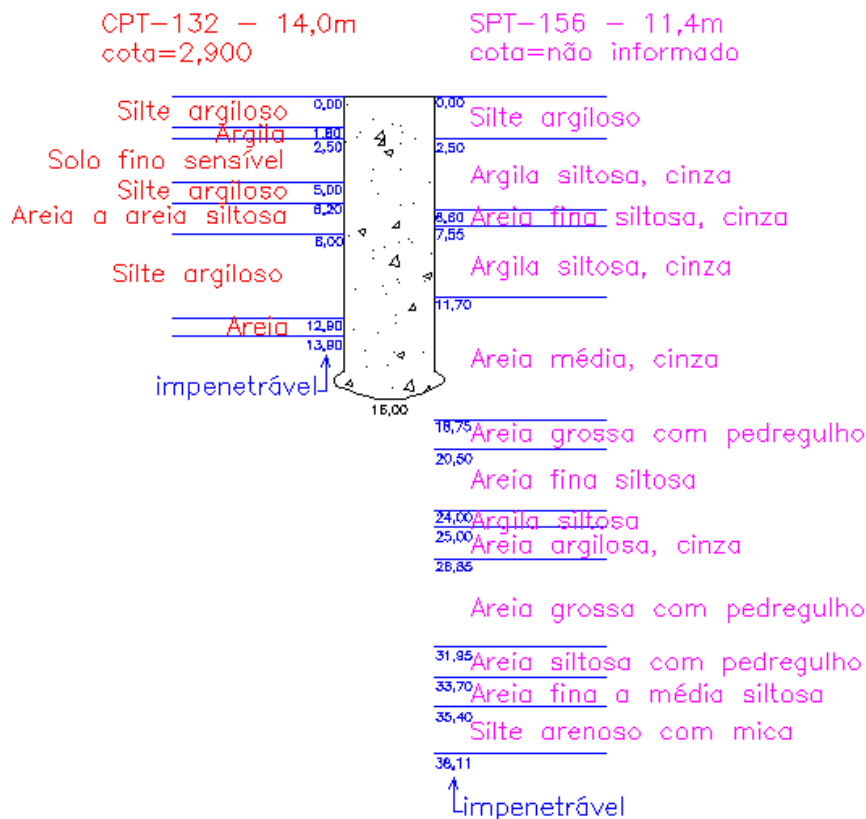
PI-5 FRANKI 40cm



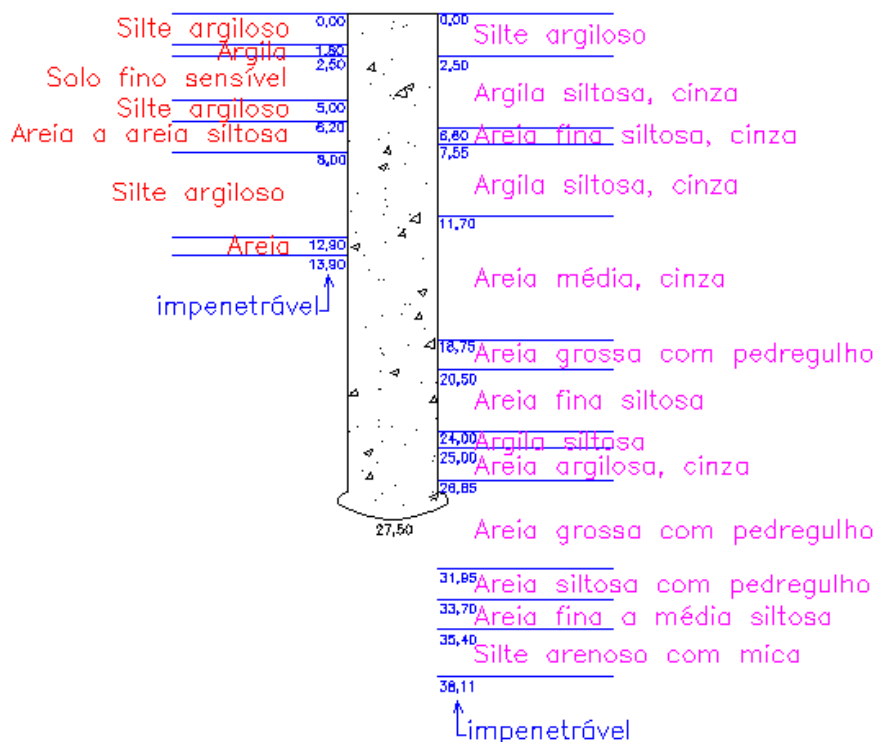
PI-6a FRANKI 40cm



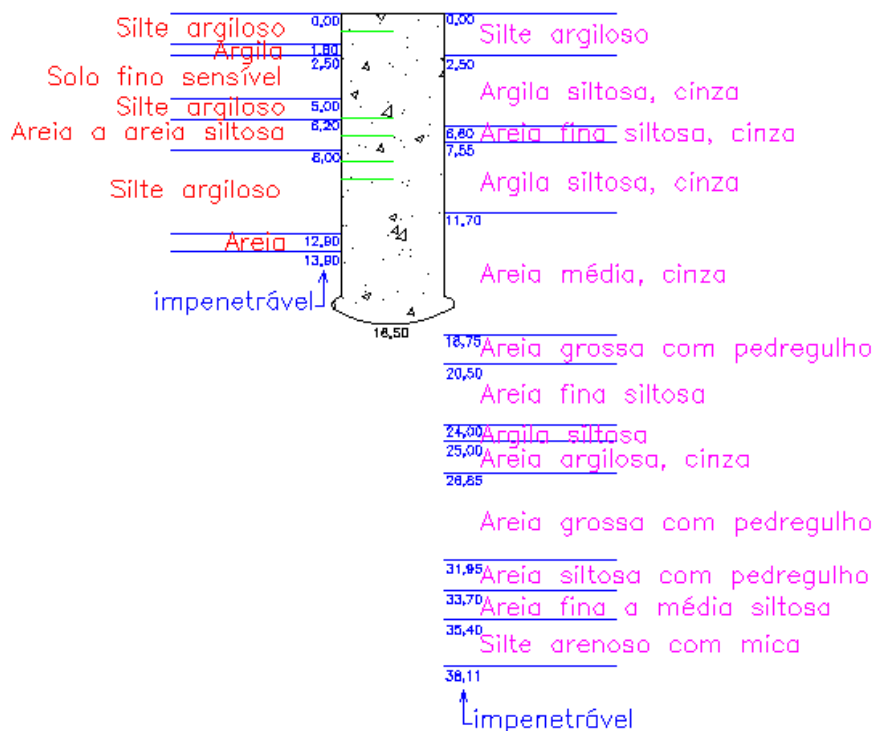
PI-7a FRANKI 52cm



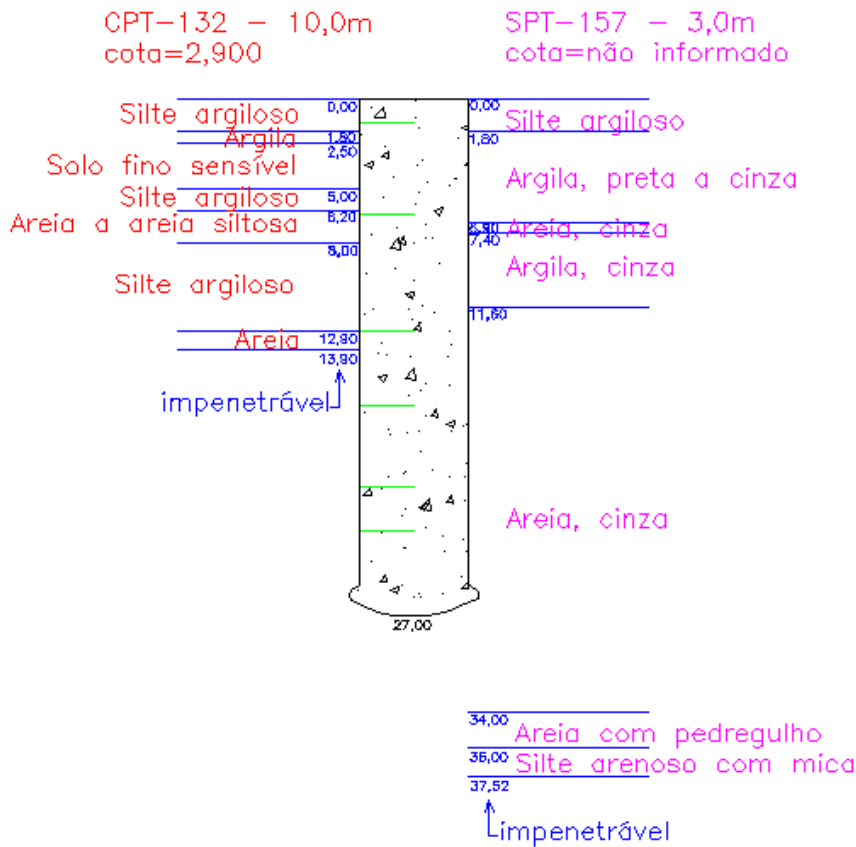
PI-8a FRANKI 52cm

CPT-132 - 9,8m
cota=2,900SPT-156 - 5,4m
cota=não informado

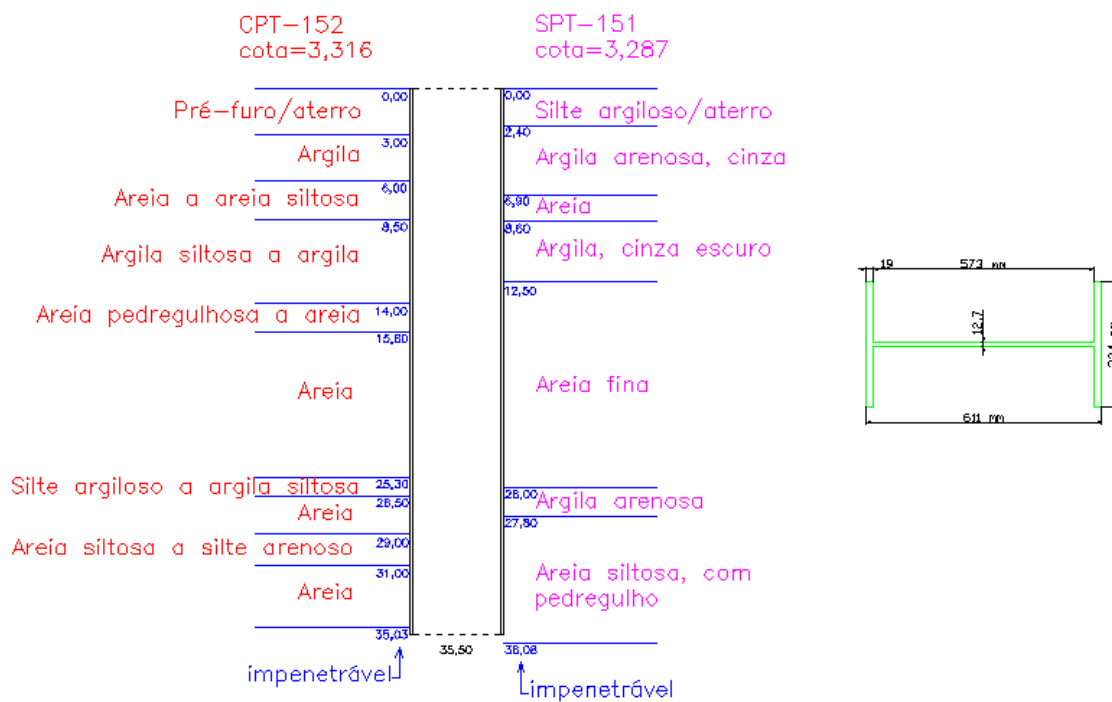
PI-9a FRANKI 60cm

CPT-132 - 8,0m
cota=2,900SPT-156 - 0m
cota=não informado

PI-10a FRANKI 60cm



PI-11 W610x155



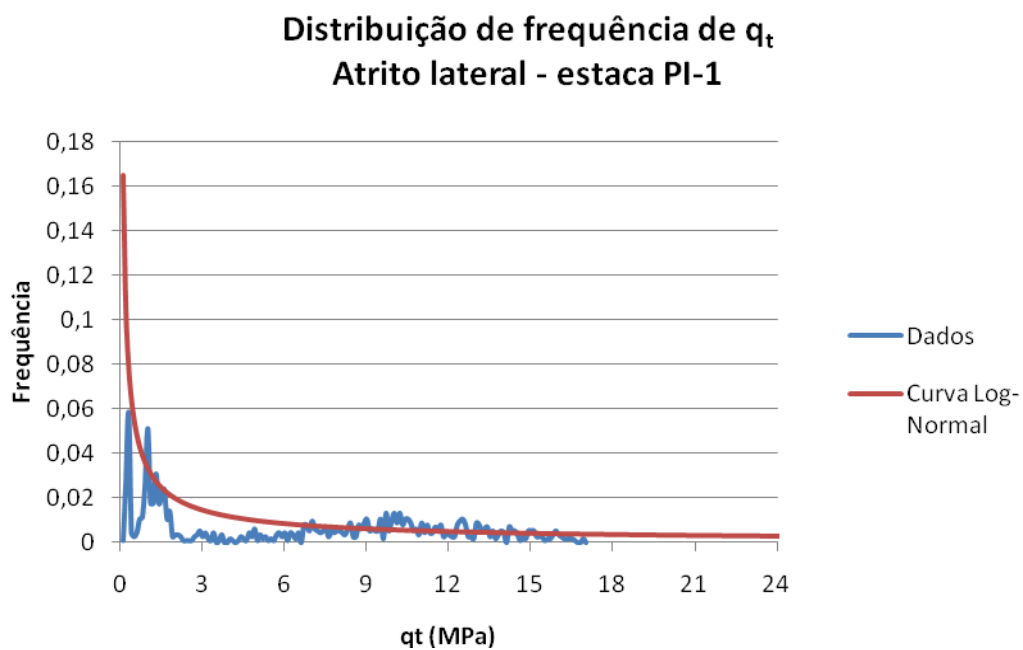
APÊNDICE E. DISTRIBUIÇÕES DE PROBABILIDADE PARA ATRITO LATERAL E PONTA

As distribuições de probabilidade e os dados são apresentados nas figuras abaixo, separadas por estaca.

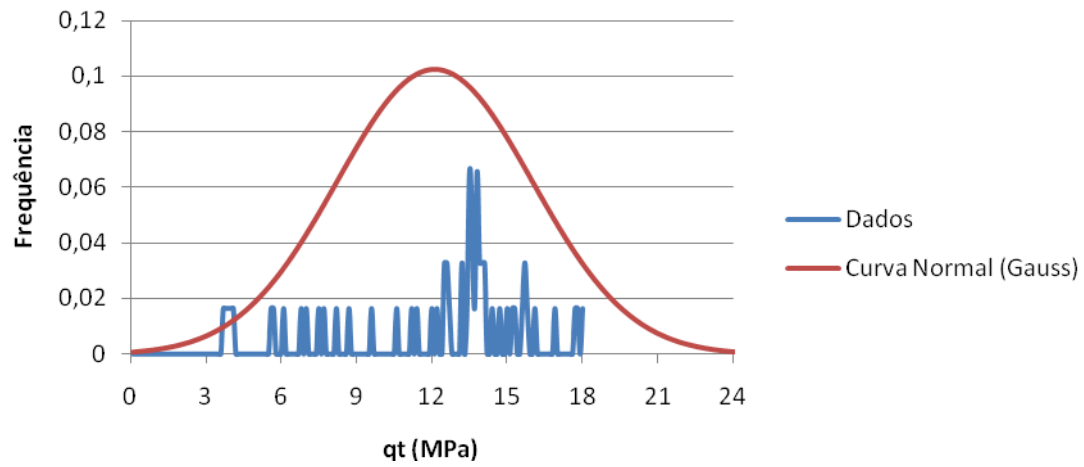
E.1 ESTACA PI-1

Para a distribuição de probabilidade da ponta, foram utilizados 3 ensaios CPT para 100 m e 5 ensaios para 200 m.

Dados do ensaio mais próximo (CPT-155)

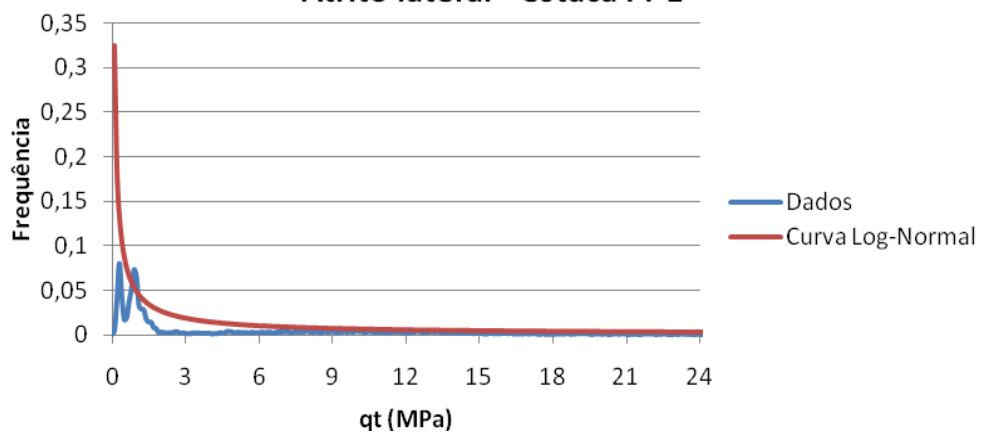


Distribuição de frequência de q_t Ponta - estaca PI-1

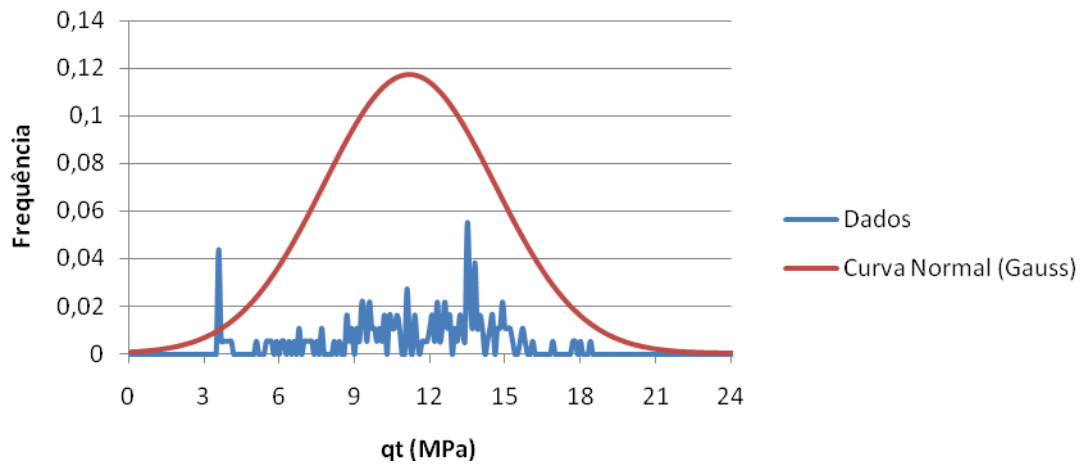


Dados dos ensaios a 100 m

Distribuição de frequência de q_t Atrito lateral - estaca PI-1

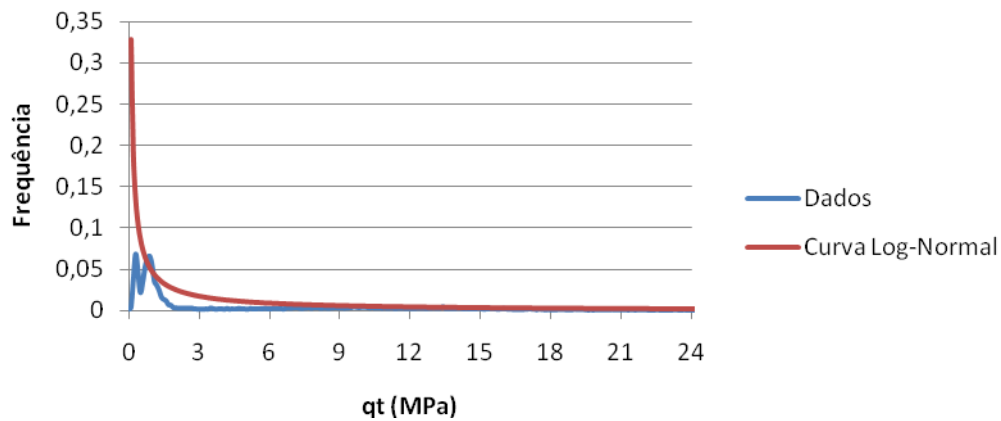


**Distribuição de frequência de q_t
Ponta - estaca PI-1**

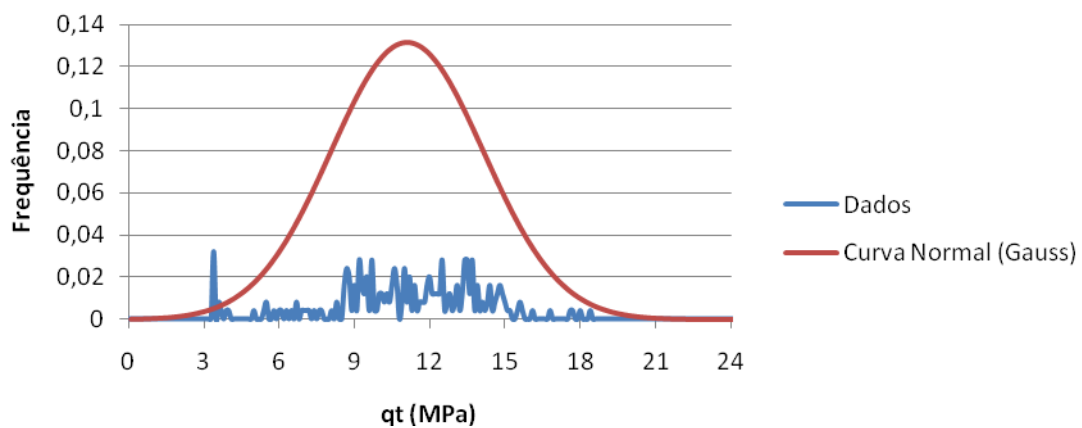


Dados dos ensaios a 200 m

**Distribuição de frequência de q_t
Atrito lateral - estaca PI-1**



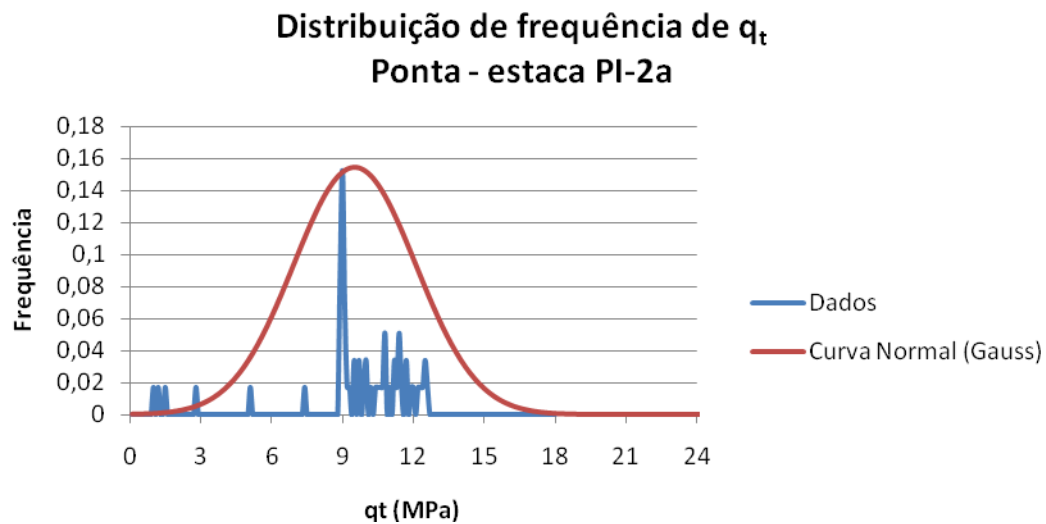
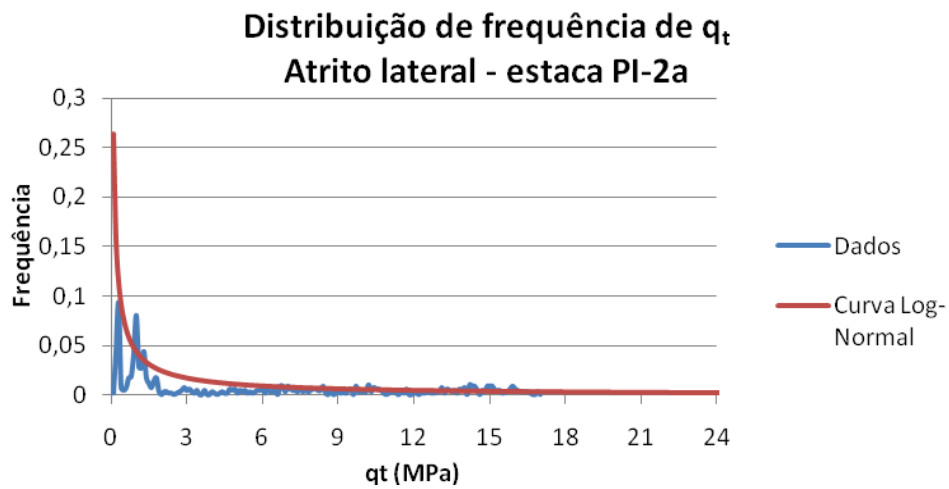
**Distribuição de frequência de q_t
Ponta - estaca PI-1**



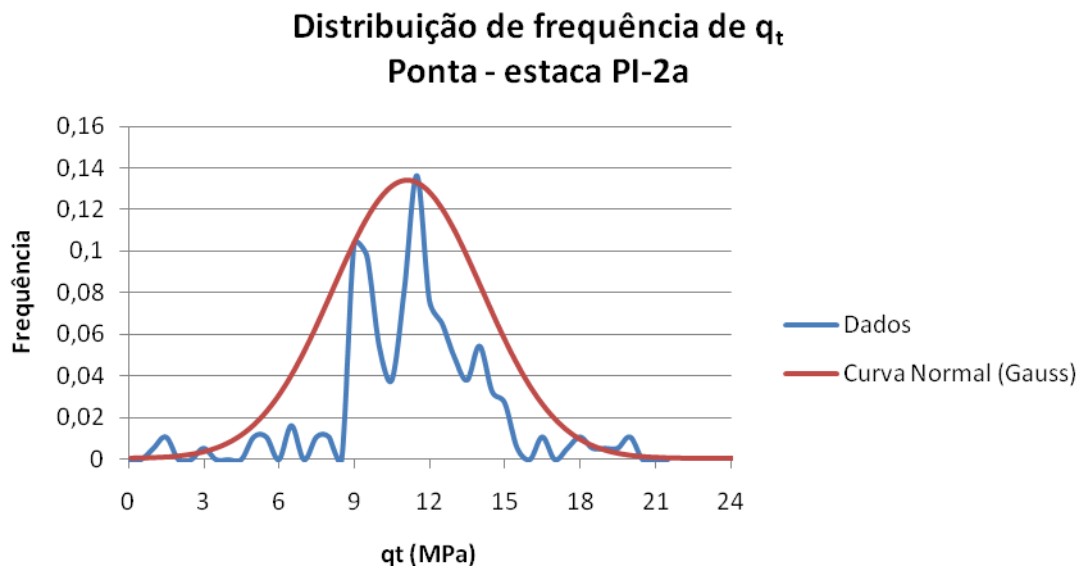
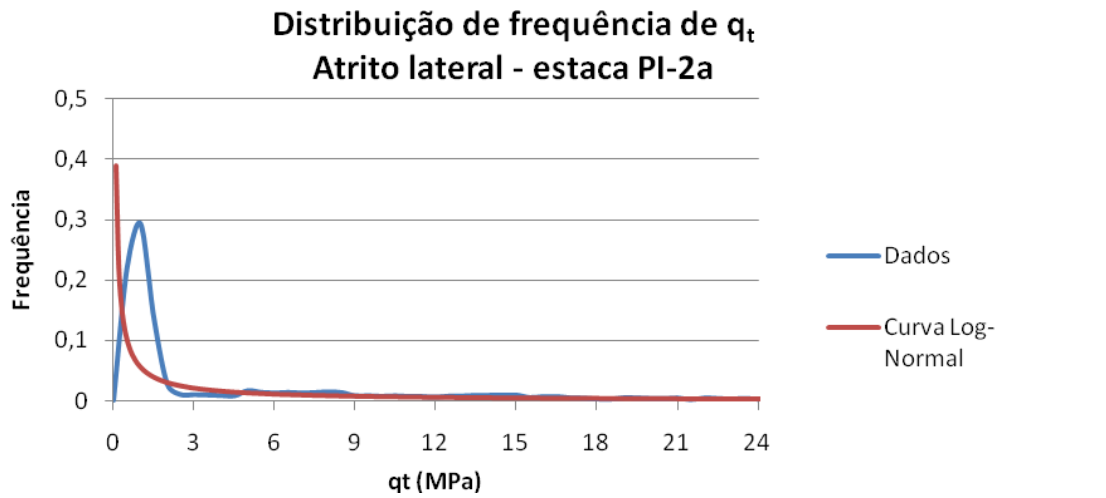
E.2 ESTACA PI-2a

Para a distribuição de probabilidade da ponta, foram utilizados 3 ensaios CPT para 100 m e 9 ensaios para 200 m.

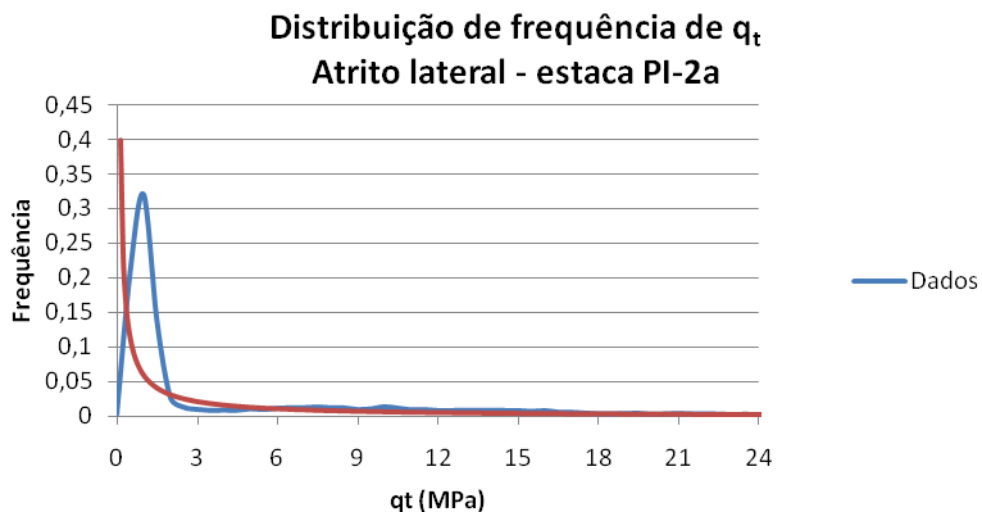
Dados do ensaio mais próximo (CPT-155)



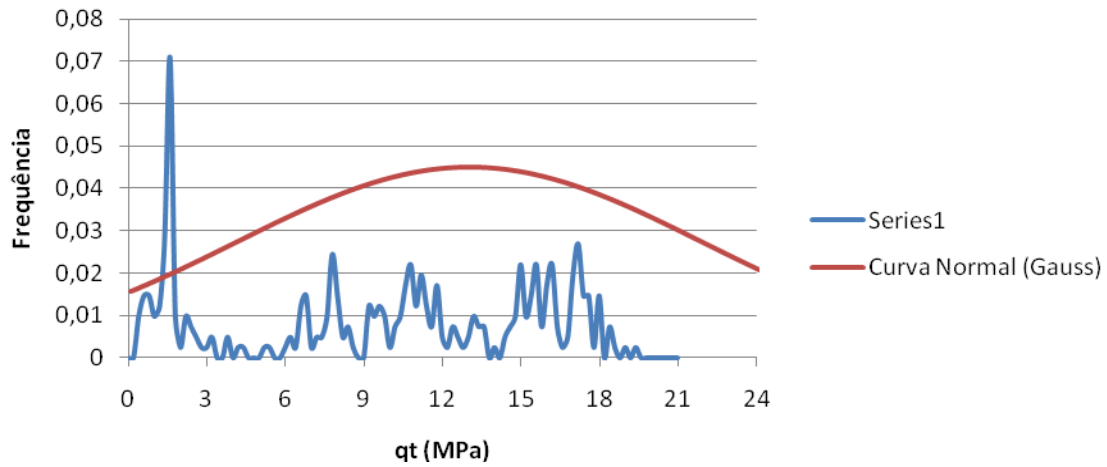
Dados dos ensaios a 100 m



Dados dos ensaios a 200 m



Distribuição de frequência de q_t Ponta - estaca PI-2a

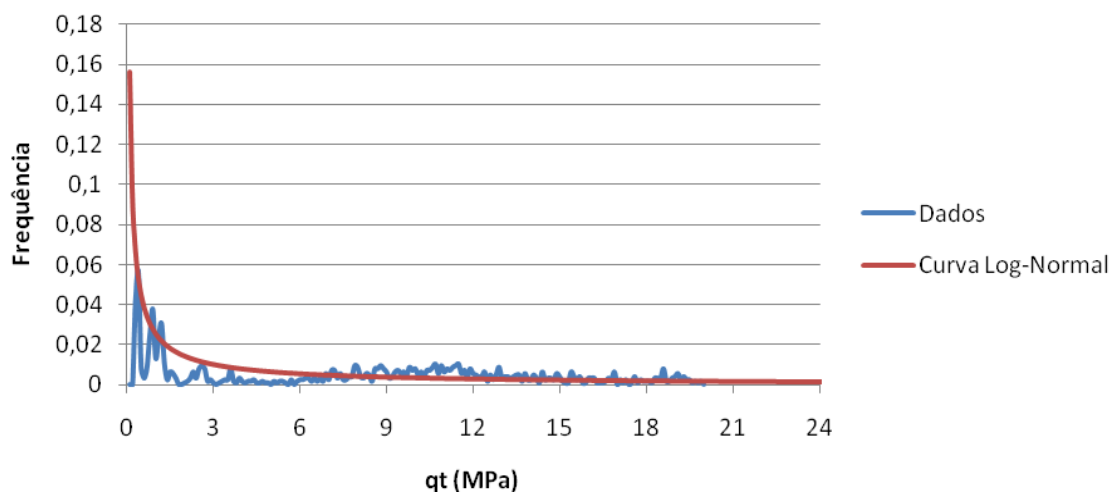


E.3 ESTACA PI-3

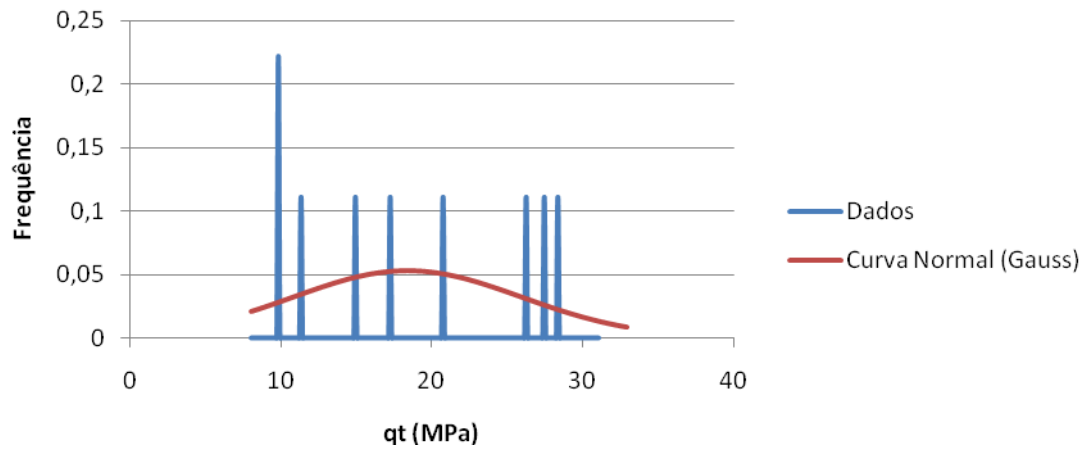
Como a estaca PI-3 é muito comprida, em comparação aos ensaios CPT executados na área, não se obteve distribuição de ponta para os raios de 100 m e 200 m, já que nestas distâncias somente o ensaio CPT-152 pode ser utilizado.

Dados do ensaio mais próximo (CPT-152)

Distribuição de frequência de q_t Atrito lateral - estaca PI-3

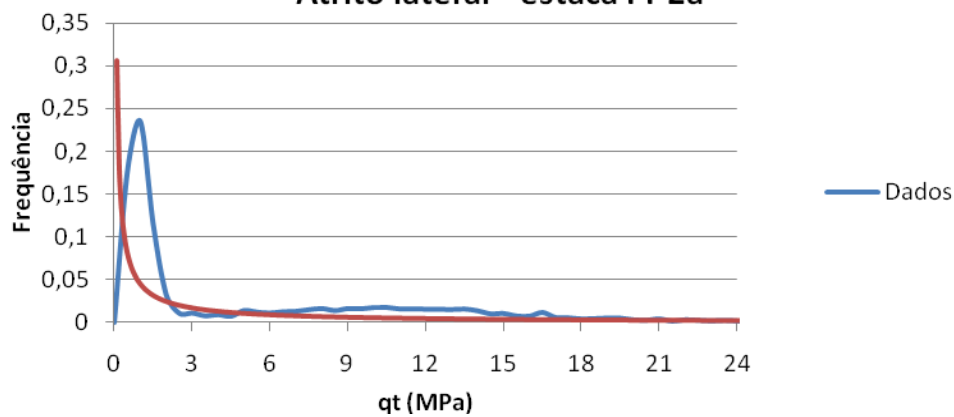


Distribuição de frequência de q_t Ponta - estaca PI-3



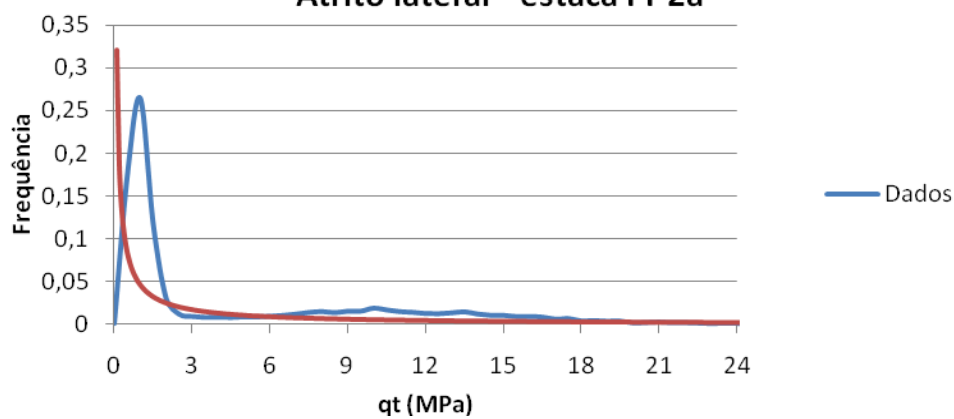
Dados dos ensaios a 100 m

Distribuição de frequência de q_t Atrito lateral - estaca PI-2a



Dados dos ensaios a 200 m

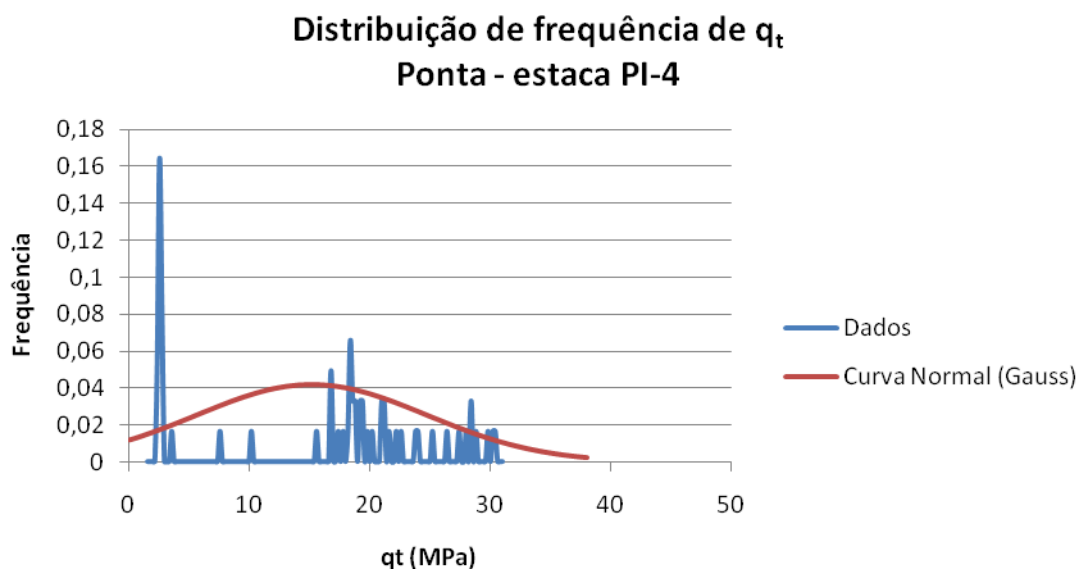
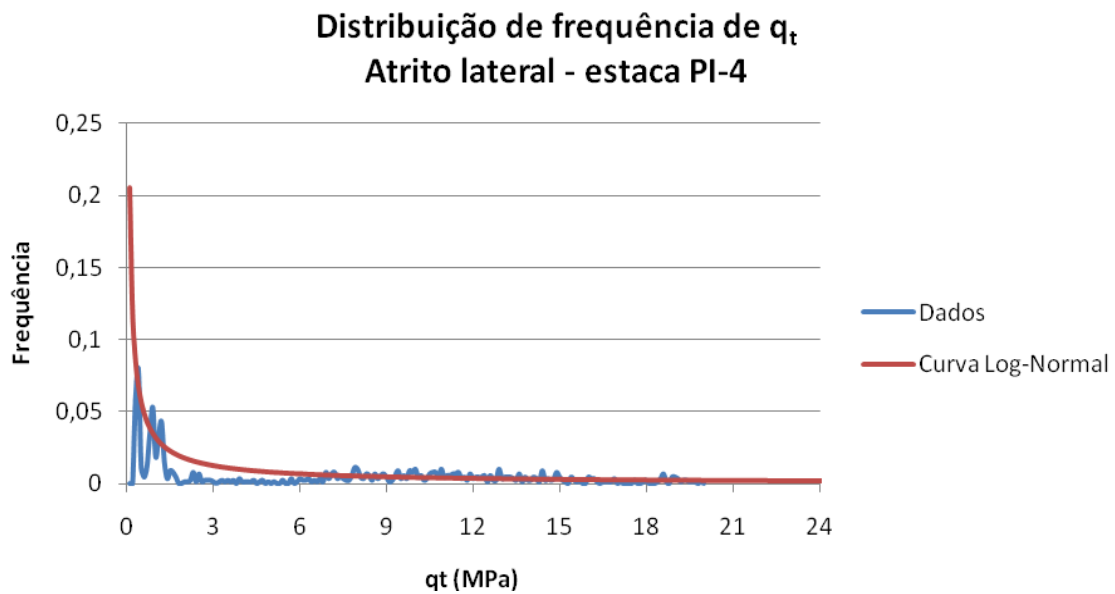
Distribuição de frequência de q_t Atrito lateral - estaca PI-2a



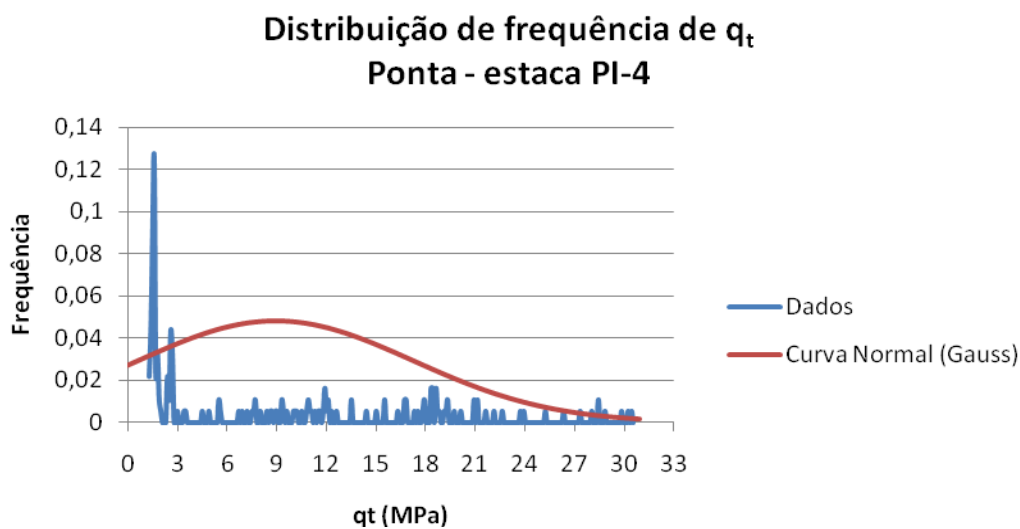
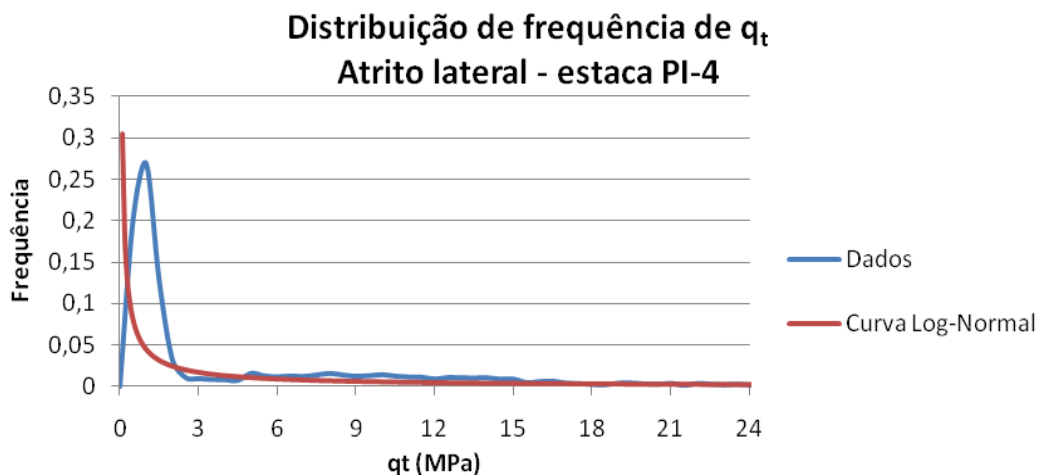
E.4 ESTACA PI-4

Para a distribuição de probabilidade da ponta, foram utilizados 03 ensaios CPT para 100 m e 08 ensaios para 200 m.

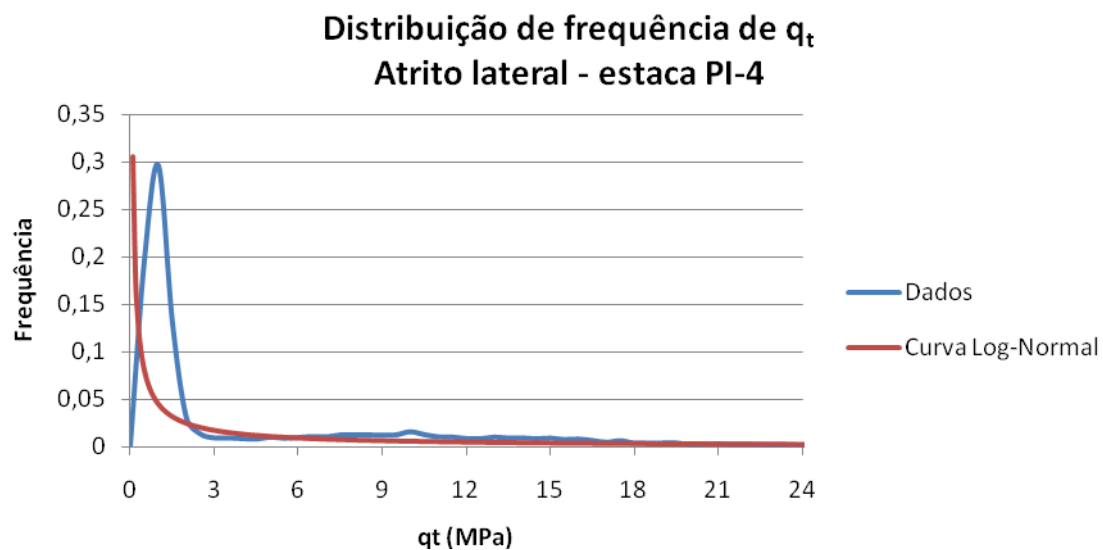
Dados do ensaio mais próximo (CPT-152)



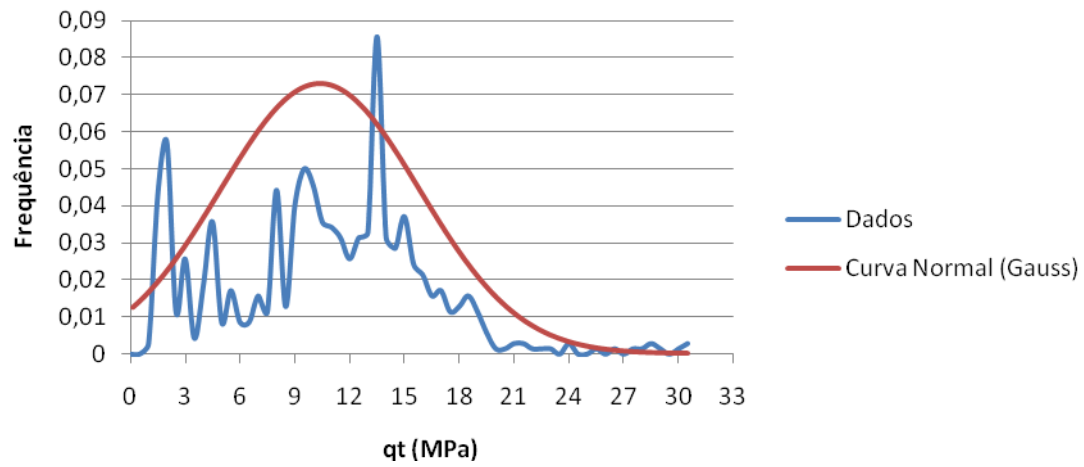
Dados dos ensaios a 100 m



Dados dos ensaios a 200 m



Distribuição de frequência de q_t Ponta - estaca PI-4

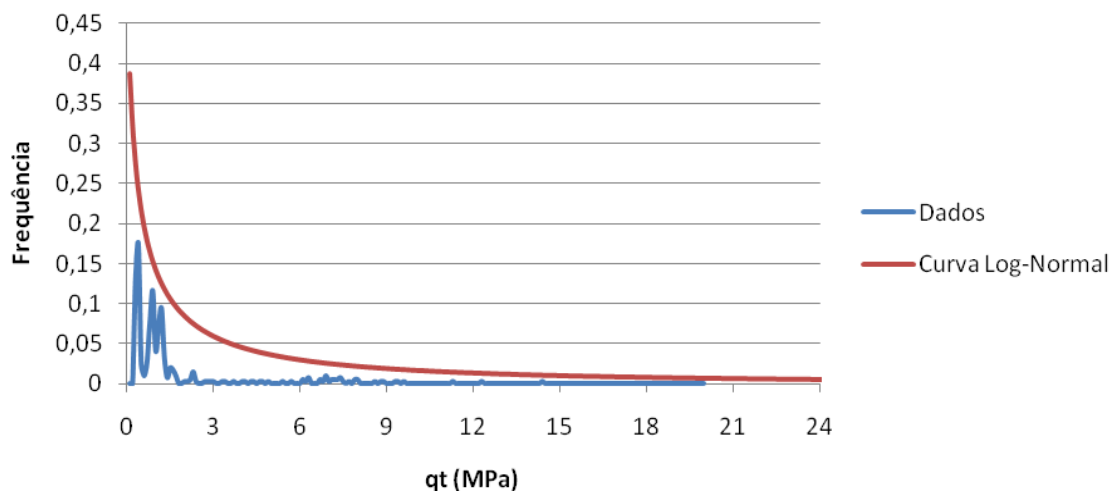


E.5 ESTACA PI-5

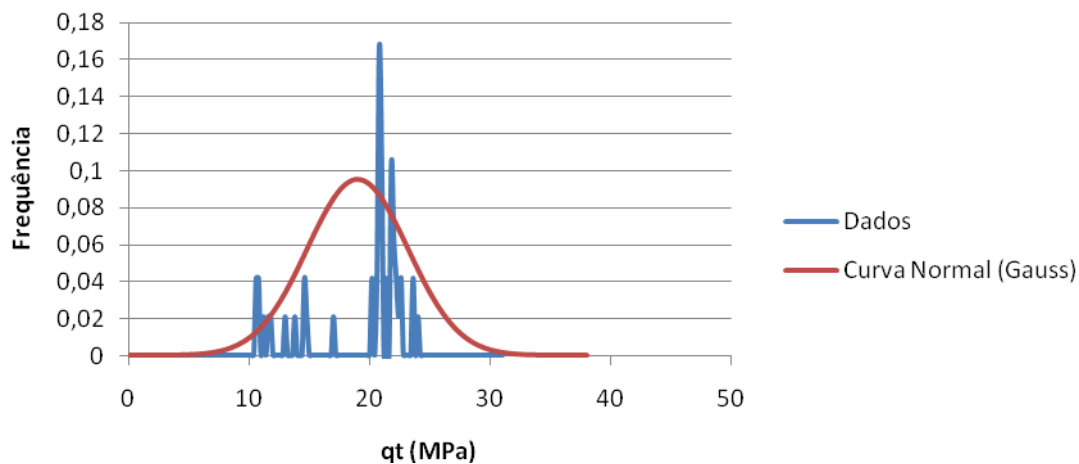
Para a distribuição de probabilidade da ponta, foram utilizados 08 ensaios CPT para 100 m e 21 ensaios para 200 m.

Dados do ensaio mais próximo (CPT-152)

Distribuição de frequência de q_t Atrito lateral - estaca PI-5

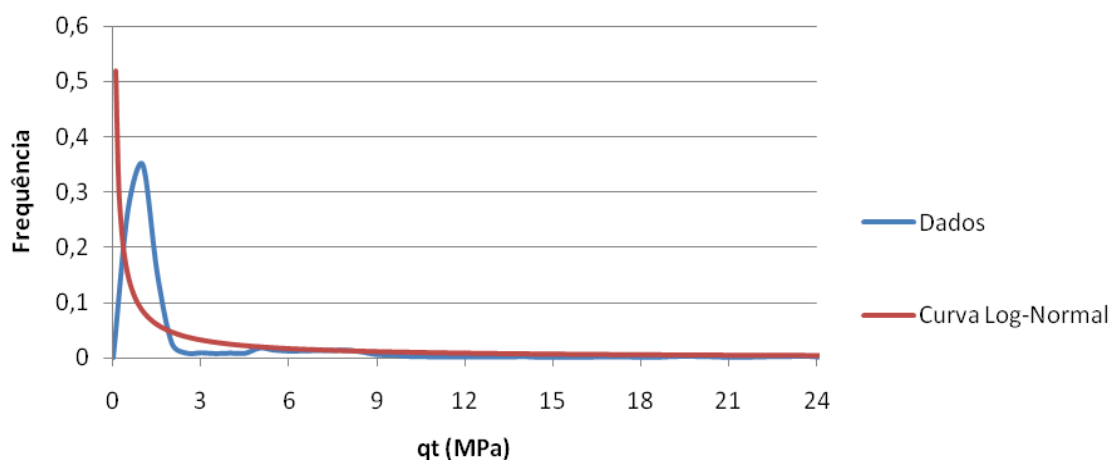


**Distribuição de frequência de q_t
Ponta - estaca PI-5**

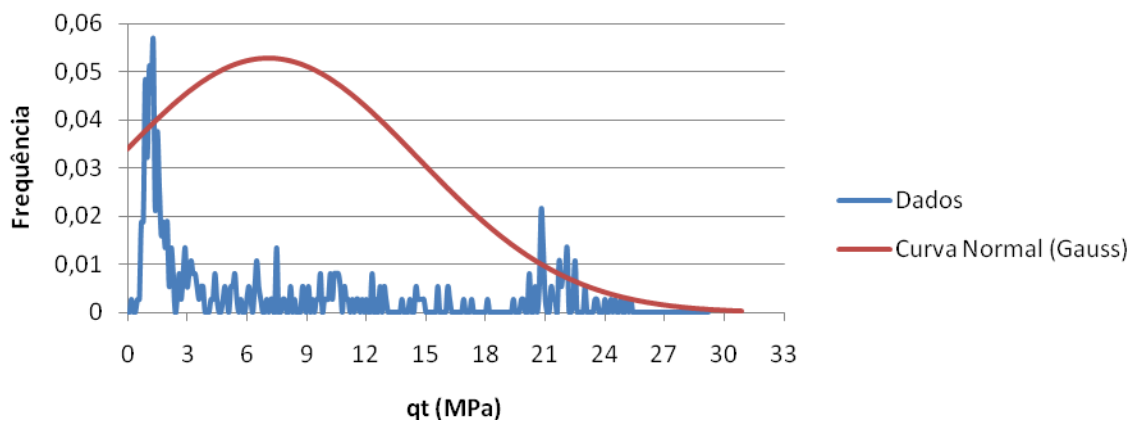


Dados dos ensaios a 100 m

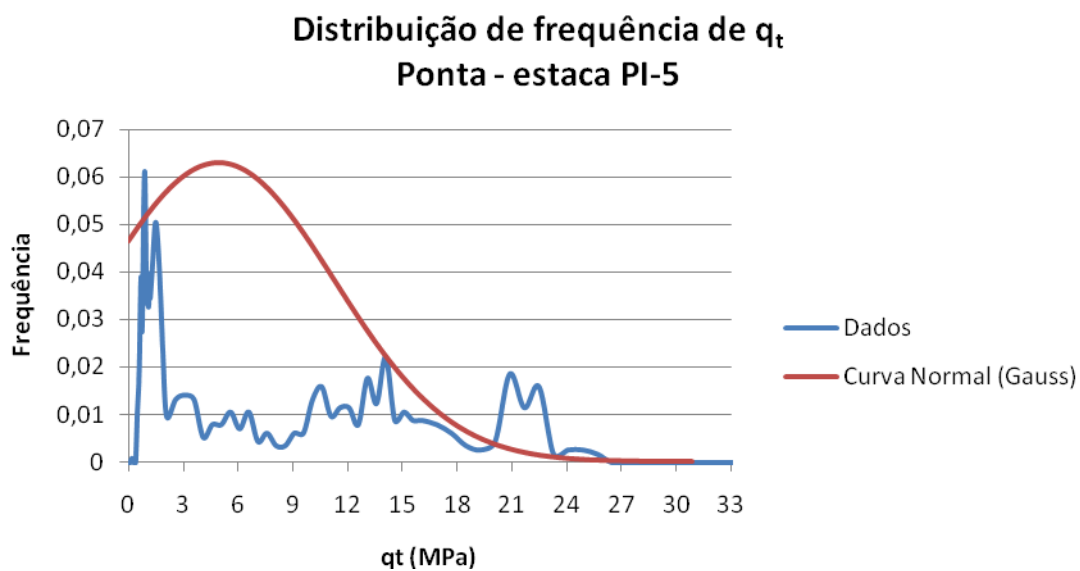
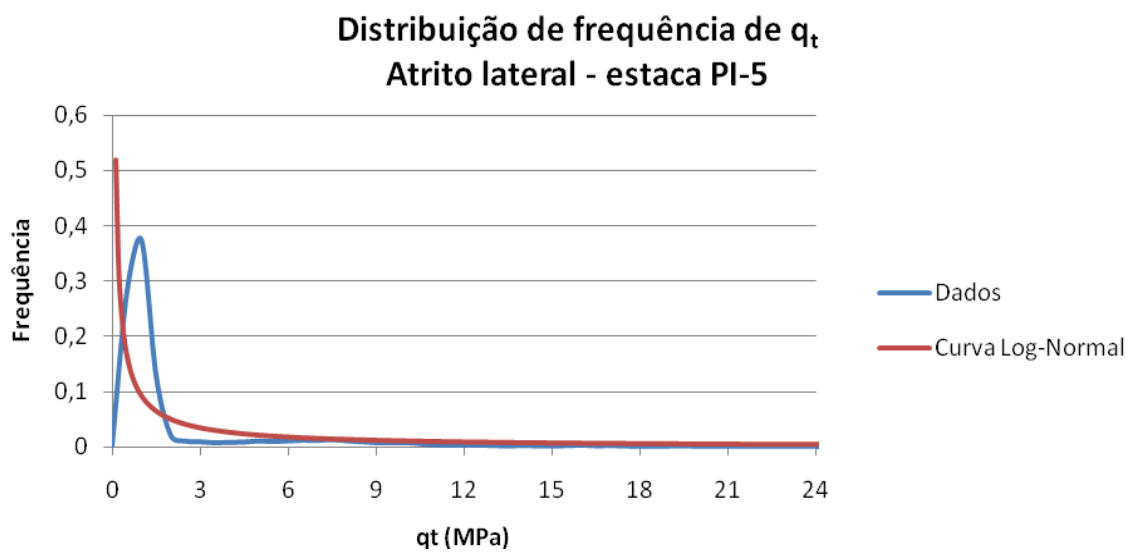
**Distribuição de frequência de q_t
Atrito lateral - estaca PI-5**



**Distribuição de frequência de q_t
Ponta - estaca PI-5**



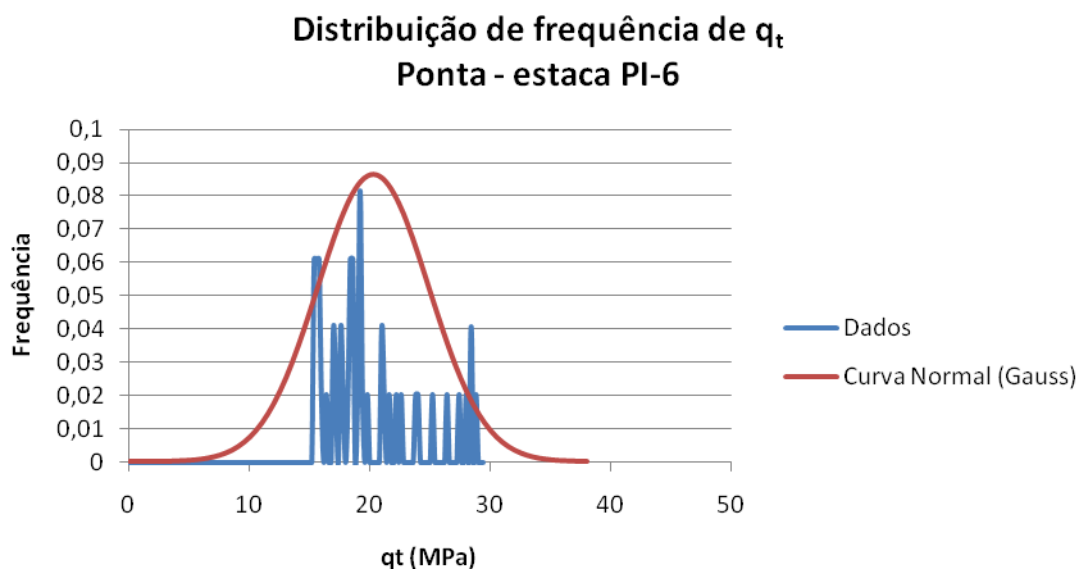
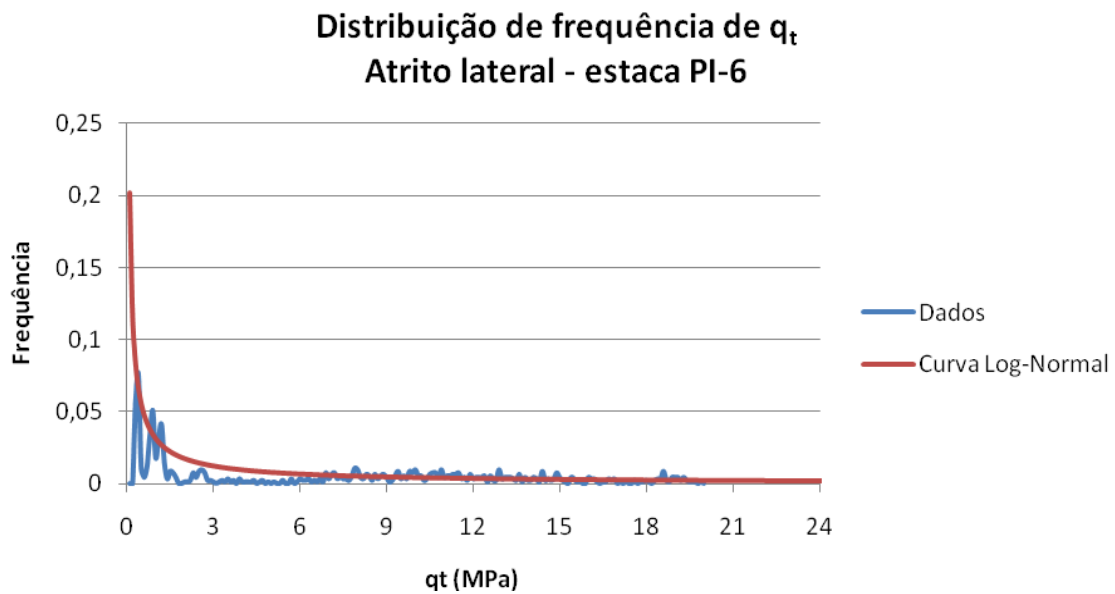
Dados dos ensaios a 200 m



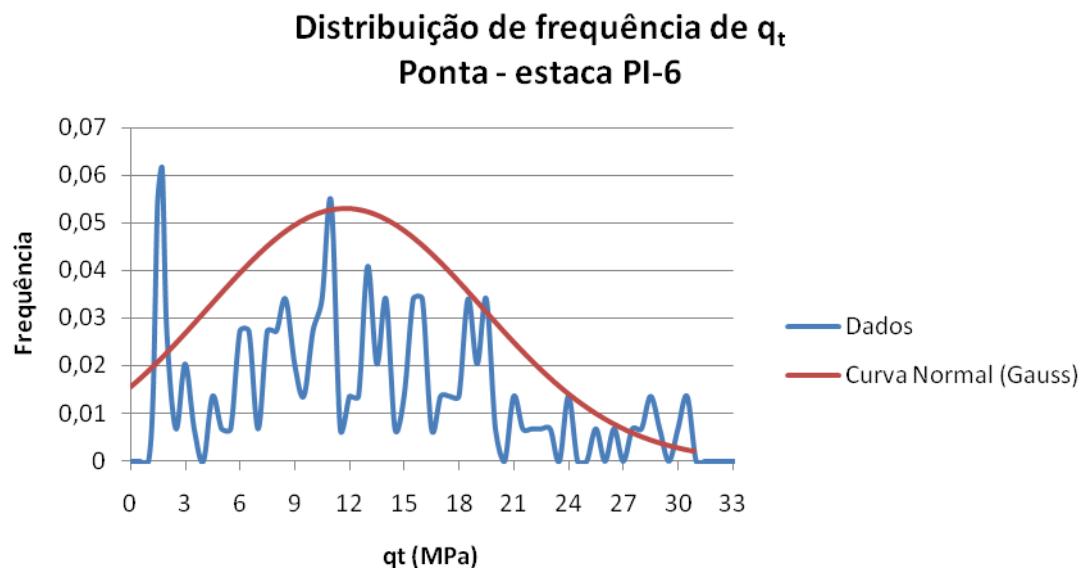
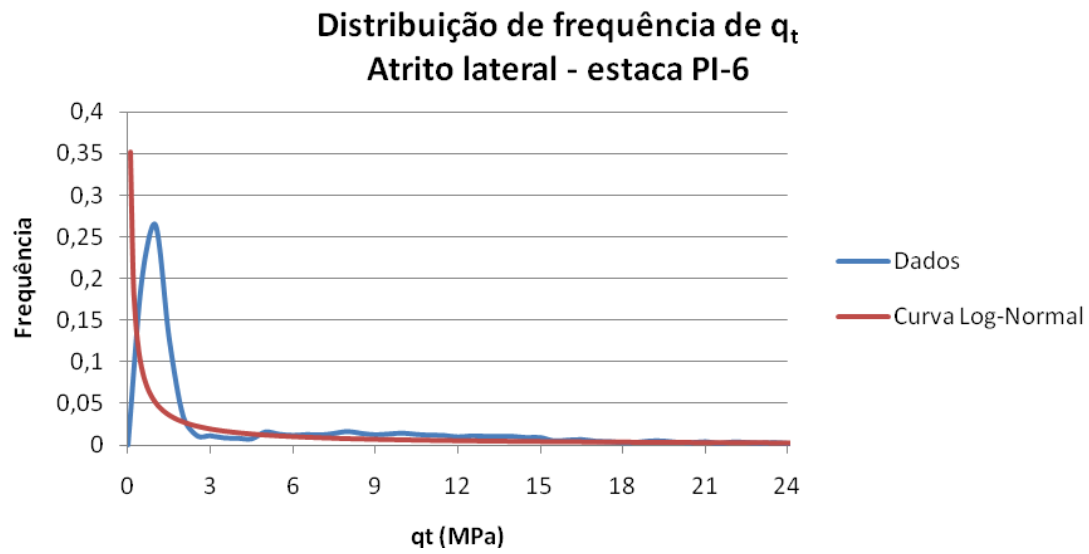
E.6 ESTACA PI-6a

Para a distribuição de probabilidade da ponta, foram utilizados 03 ensaios CPT para 100 m e 08 ensaios para 200 m.

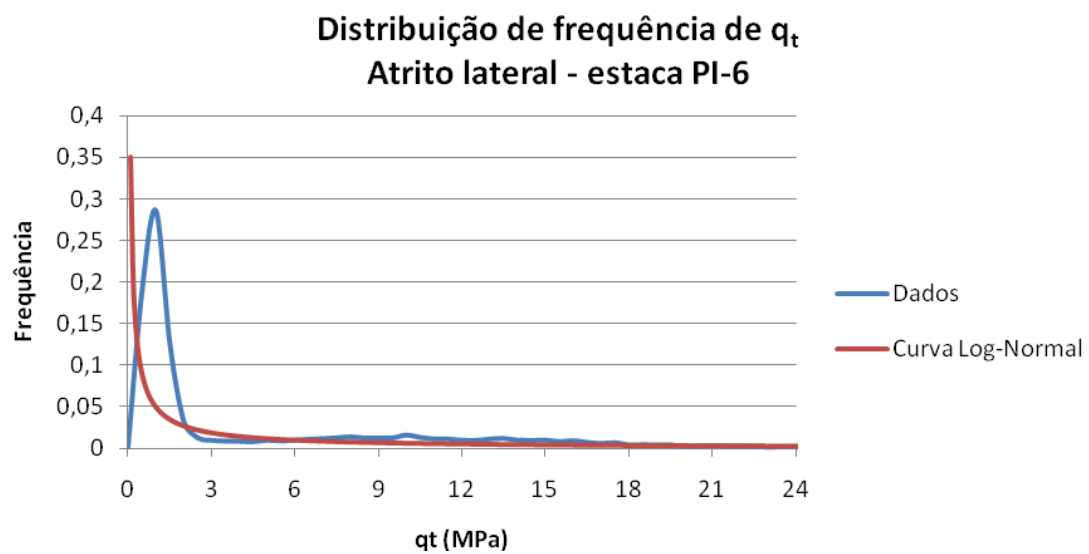
Dados do ensaio mais próximo (CPT-152)



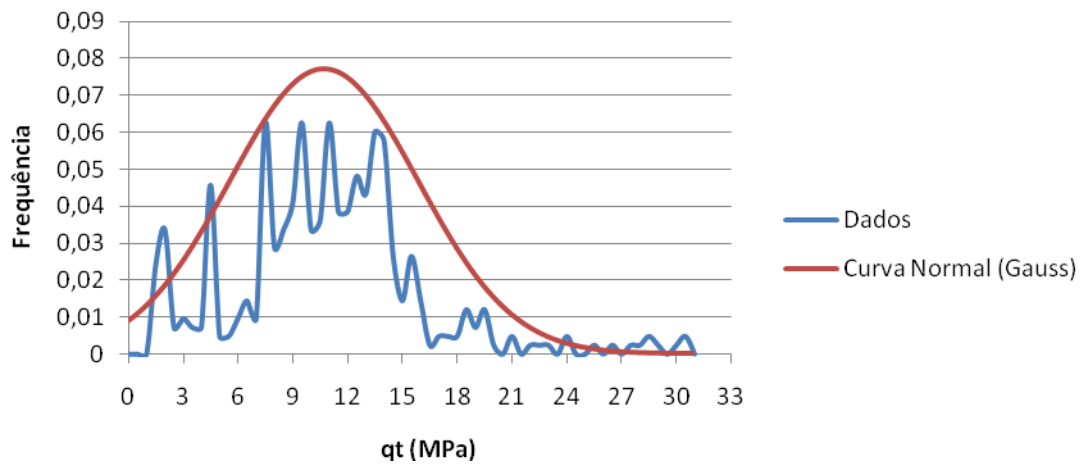
Dados dos ensaios a 100 m



Dados dos ensaios a 200 m



Distribuição de frequência de q_t Ponta - estaca PI-6

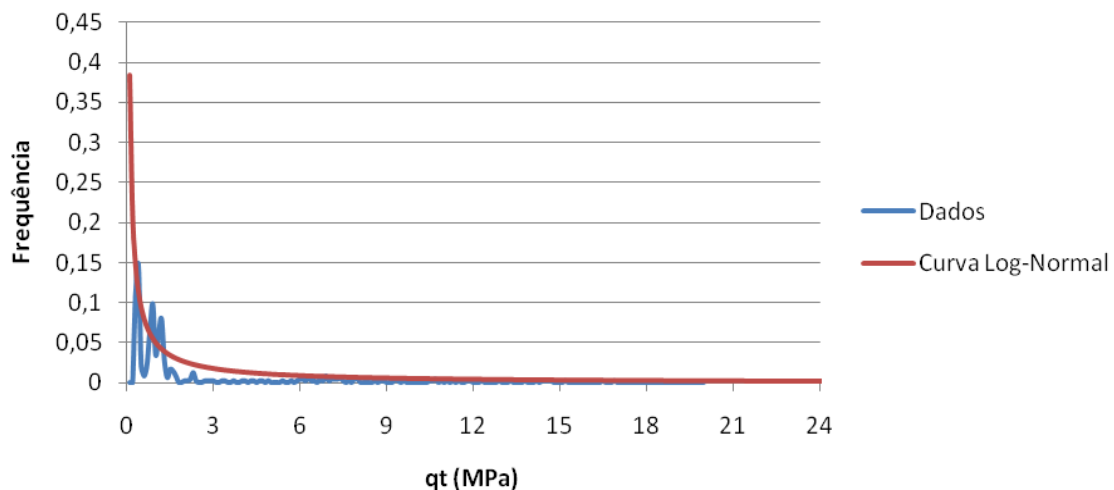


E.7 ESTACA PI-7a

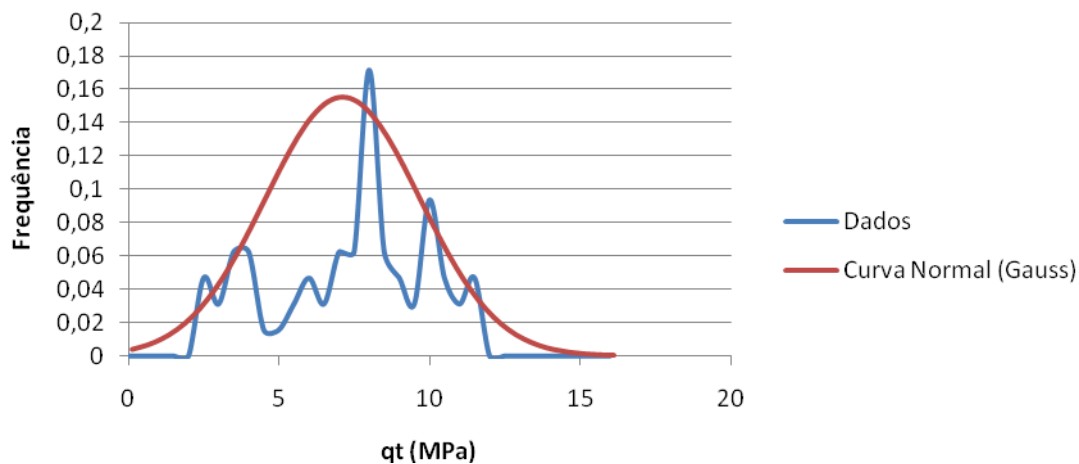
Para a distribuição de probabilidade da ponta, foram utilizados 04 ensaios CPT para 100 m e 17 ensaios para 200 m.

Dados do ensaio mais próximo (CPT-152)

Distribuição de frequência de q_t Atrito lateral - estaca PI-7a

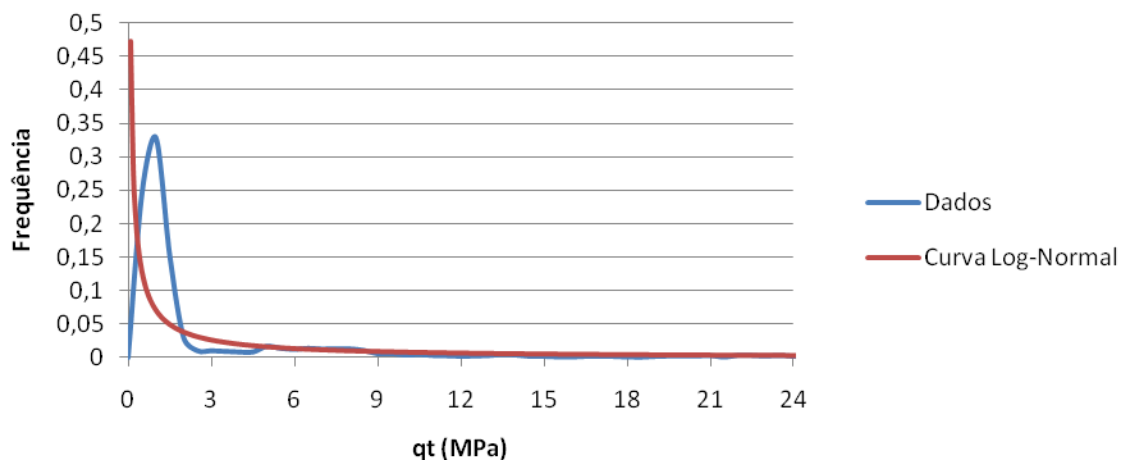


**Distribuição de frequência de q_t
Ponta - estaca PI-7a**

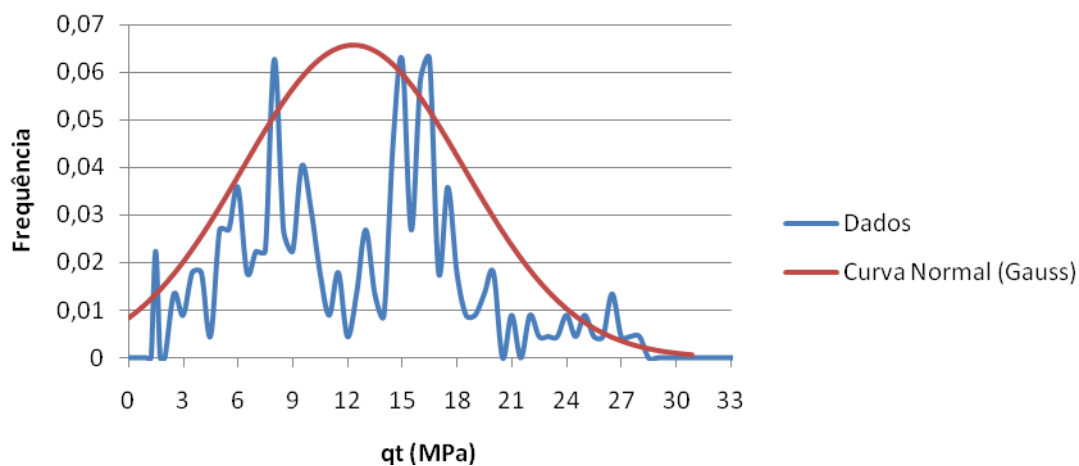


Dados dos ensaios a 100 m

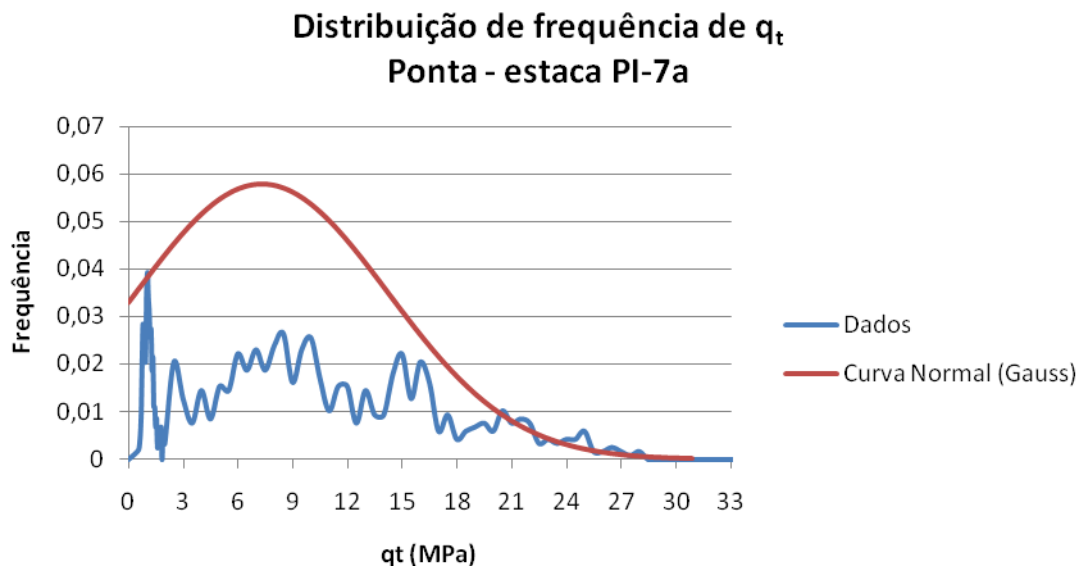
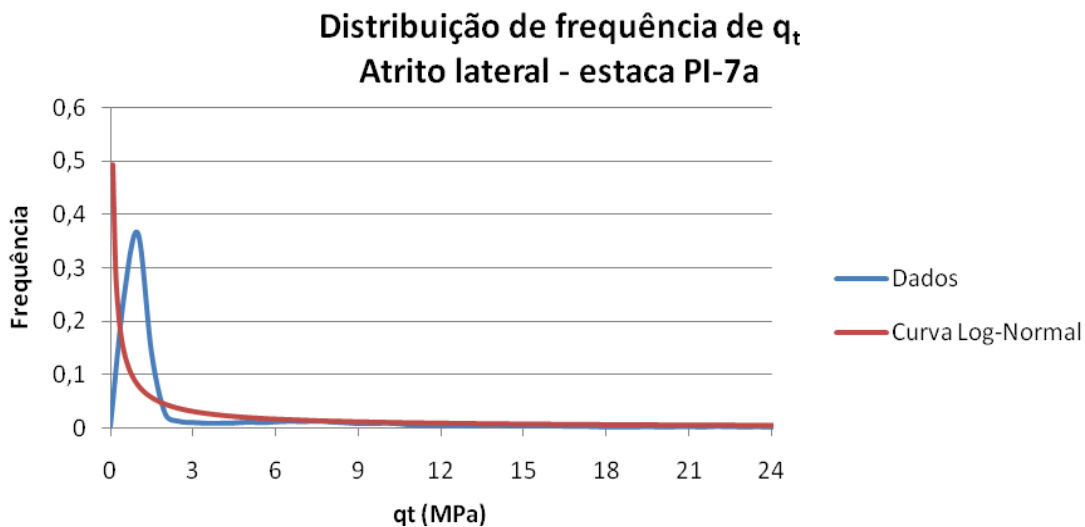
**Distribuição de frequência de q_t
Atrito lateral - estaca PI-7a**



**Distribuição de frequência de q_t
Ponta - estaca PI-7a**



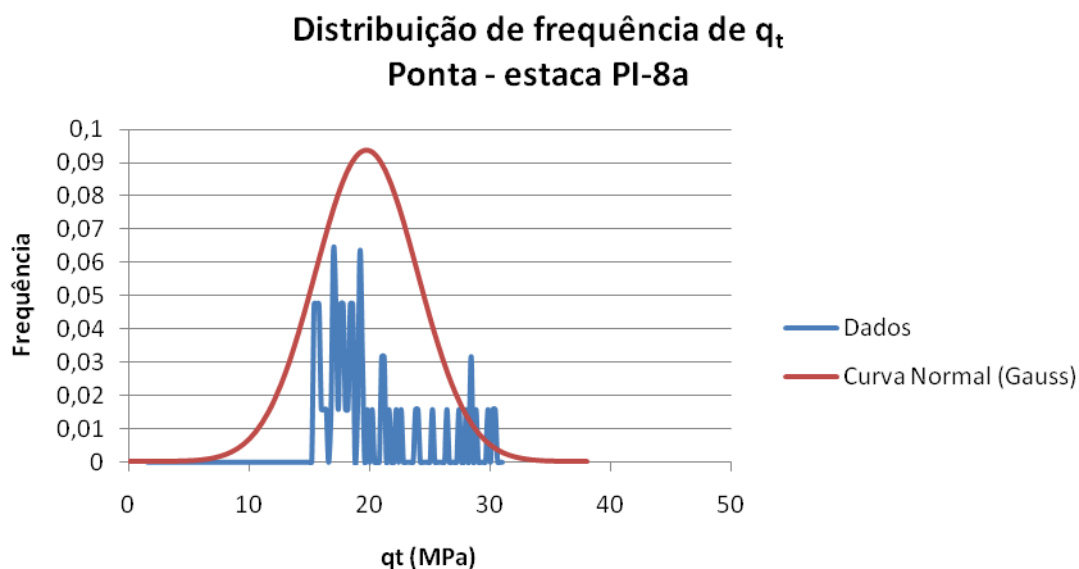
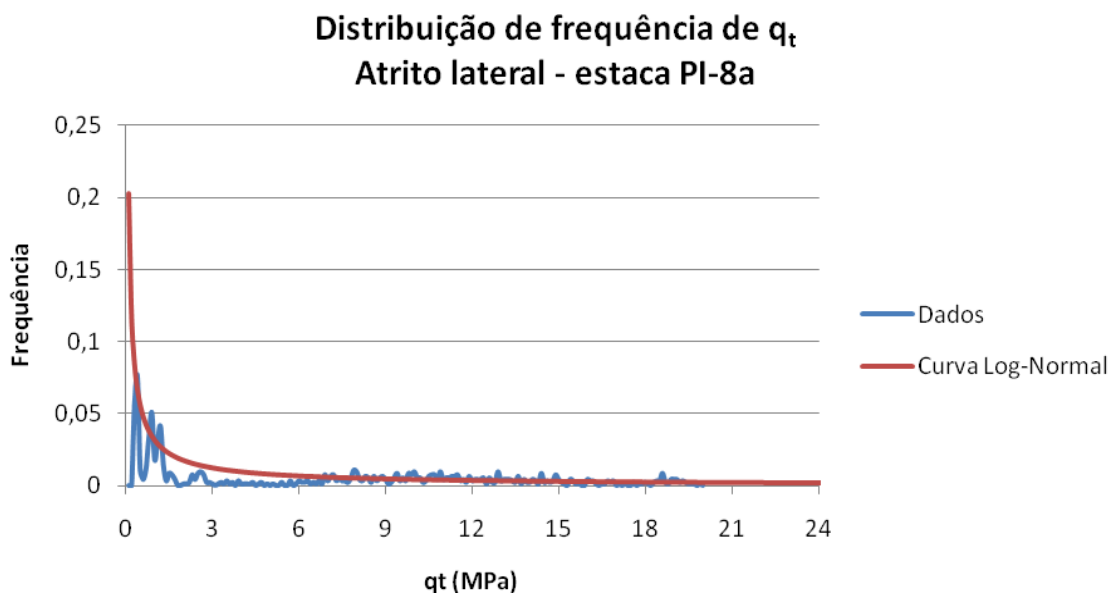
Dados dos ensaios a 200 m



E.8 ESTACA PI-8a

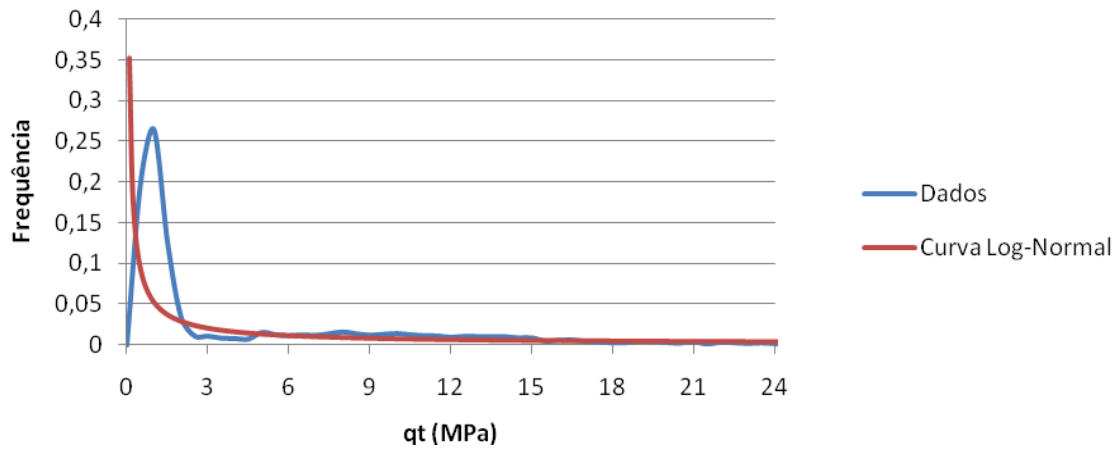
Para a distribuição de probabilidade da ponta, foram utilizados 03 ensaios CPT para 100 m e 08 ensaios para 200 m.

Dados do ensaio mais próximo (CPT-152)

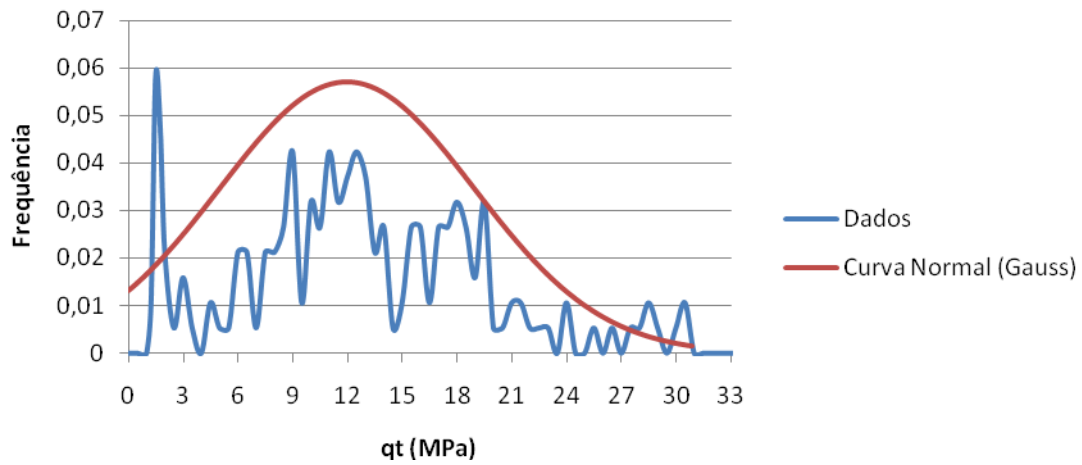


Dados dos ensaios a 100 m

**Distribuição de frequência de q_t
Atrito lateral - estaca PI-8a**

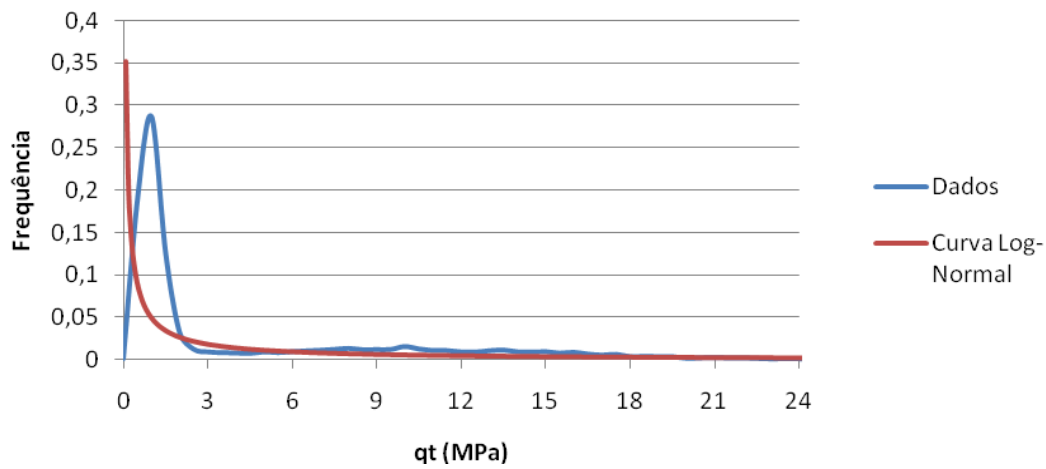


**Distribuição de frequência de q_t
Ponta - estaca PI-8a**

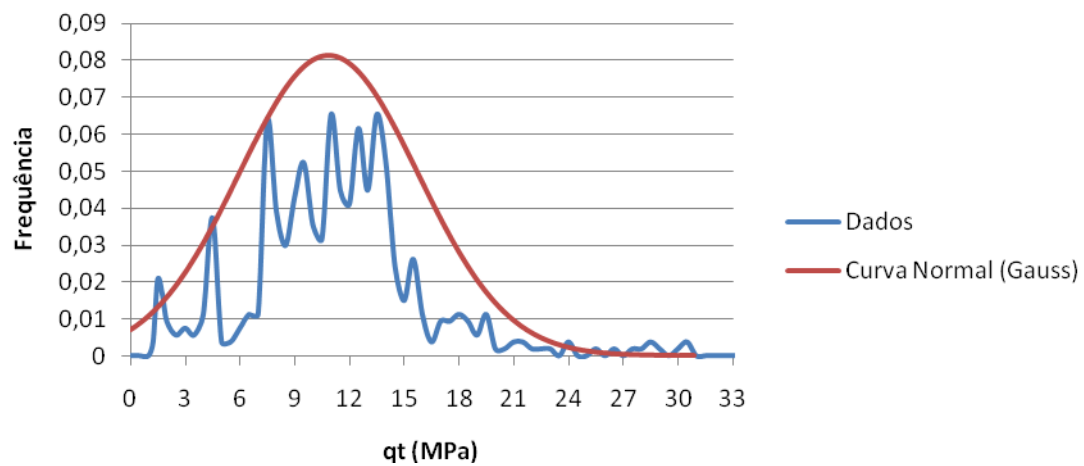


Dados dos ensaios a 200 m

Distribuição de frequência de q_t Atrito lateral - estaca PI-8a



Distribuição de frequência de q_t Ponta - estaca PI-8a

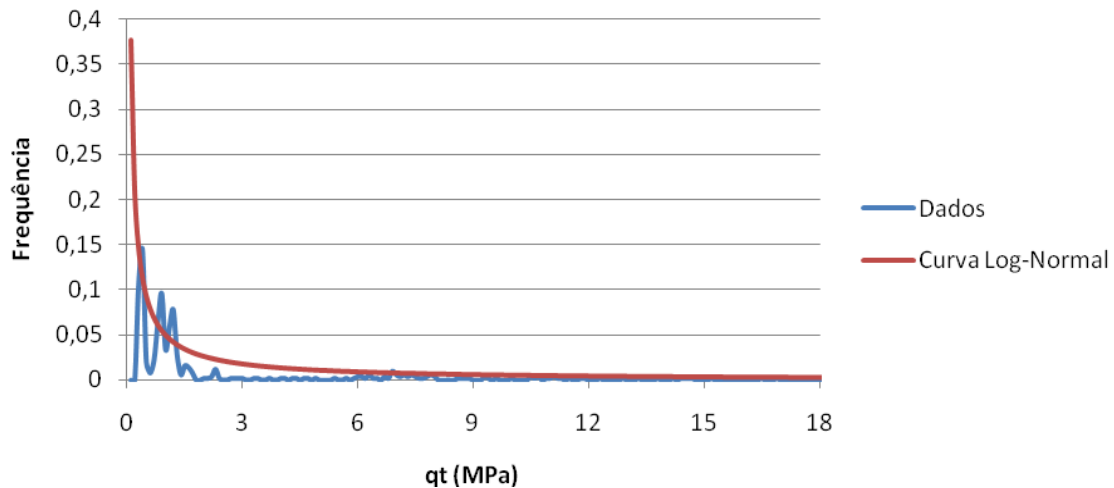


E.9 ESTACA PI-9a

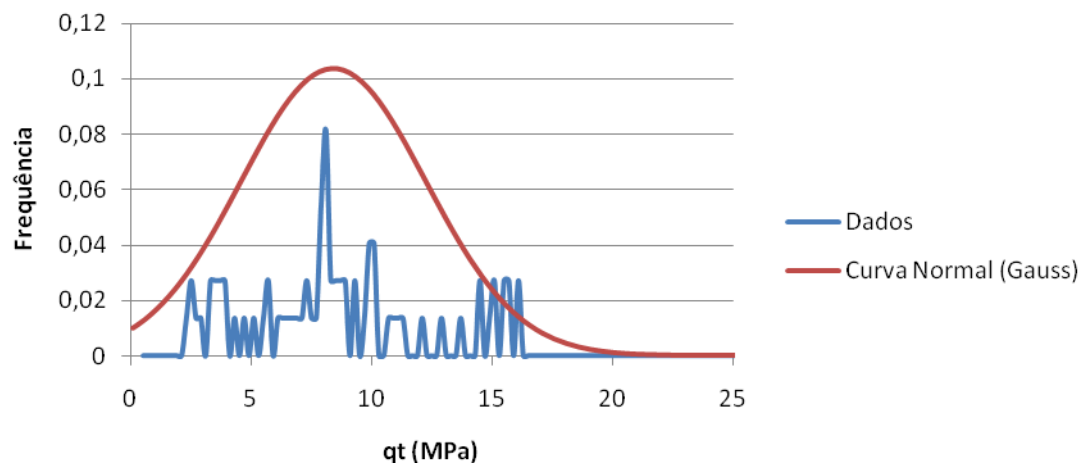
Para a distribuição de probabilidade da ponta, foram utilizados 04 ensaios CPT para 100 m e 17 ensaios para 200 m.

Dados do ensaio mais próximo (CPT-152)

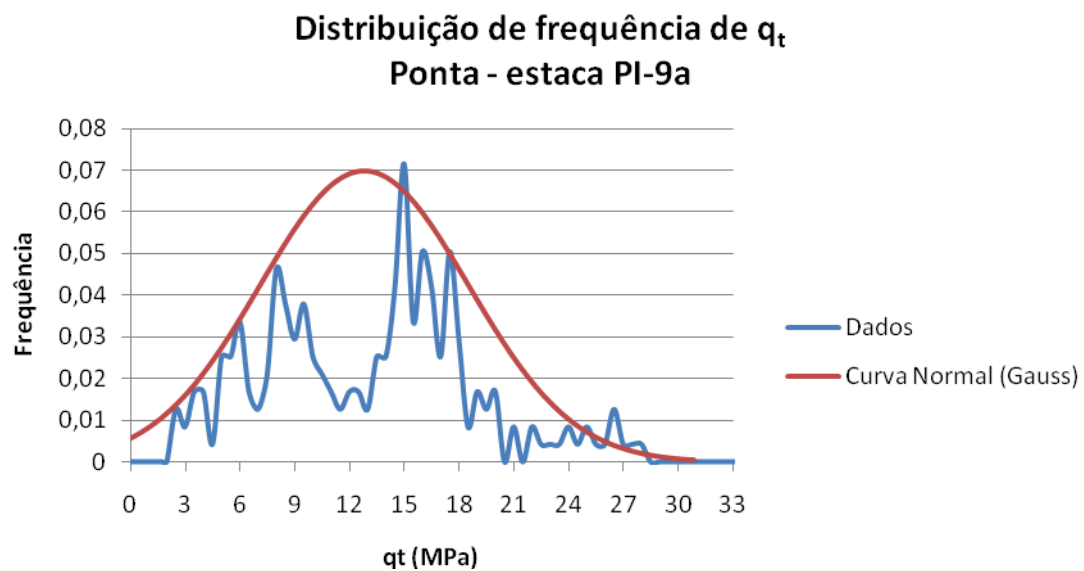
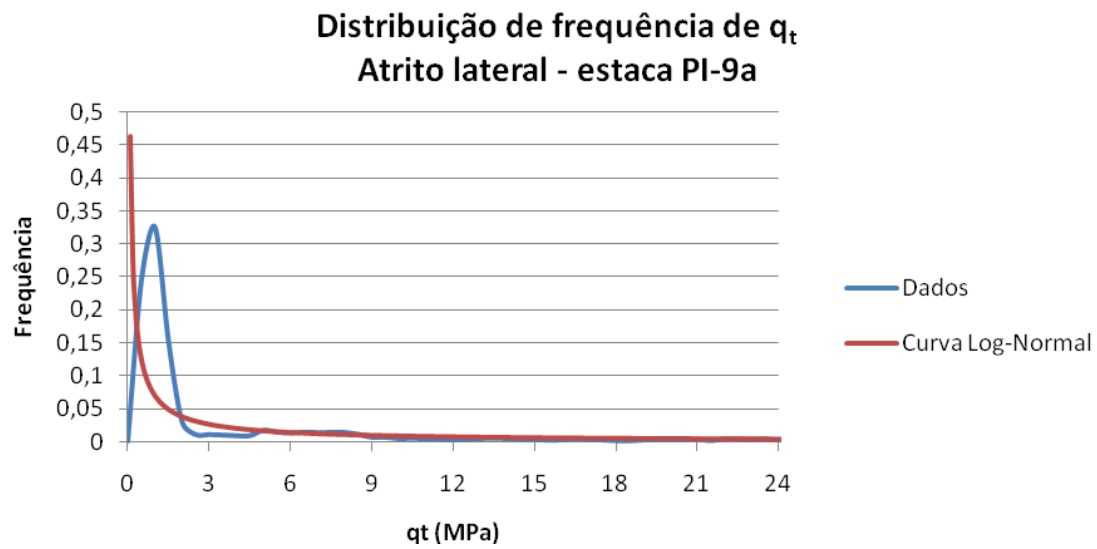
**Distribuição de frequência de q_t
Atrito lateral - estaca PI-9a**



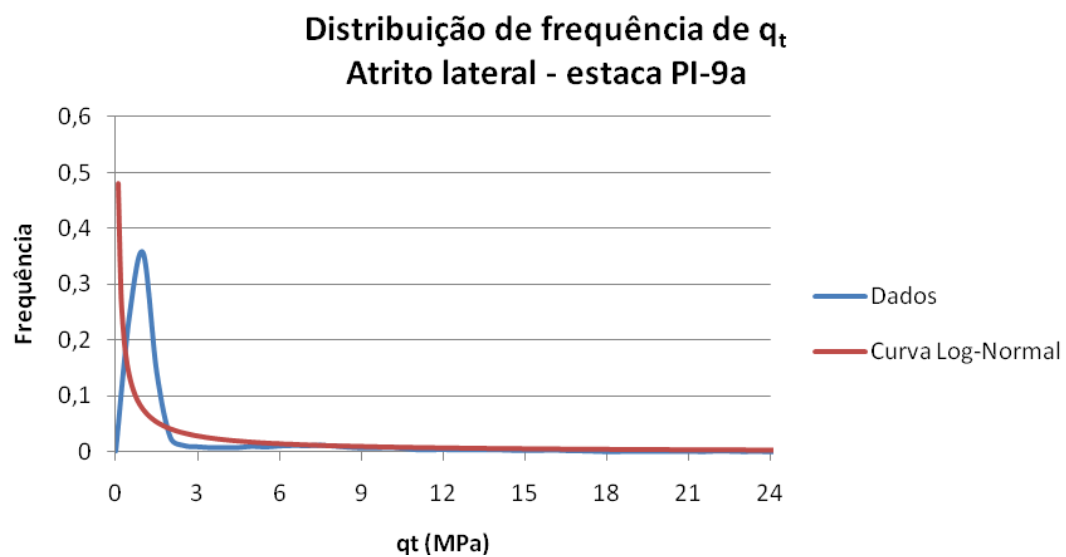
**Distribuição de frequência de q_t
Ponta - estaca PI-9a**

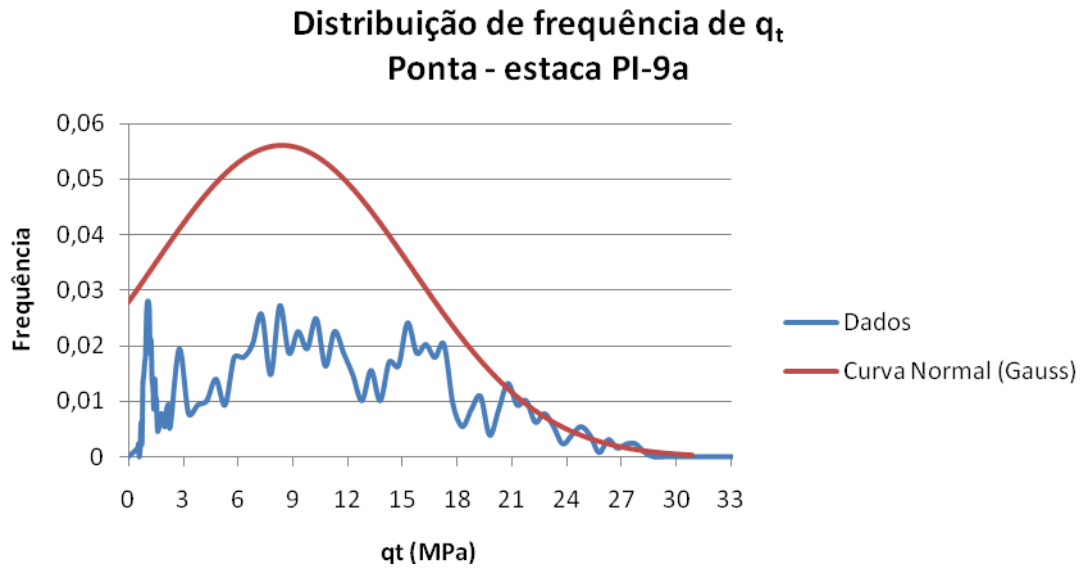


Dados dos ensaios a 100 m



Dados dos ensaios a 200 m

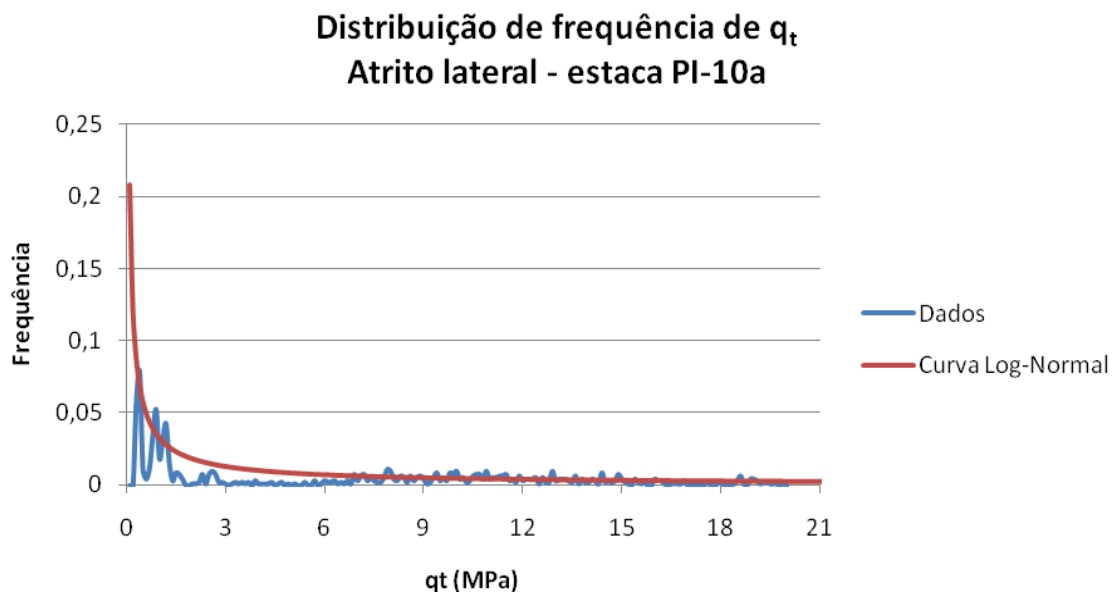




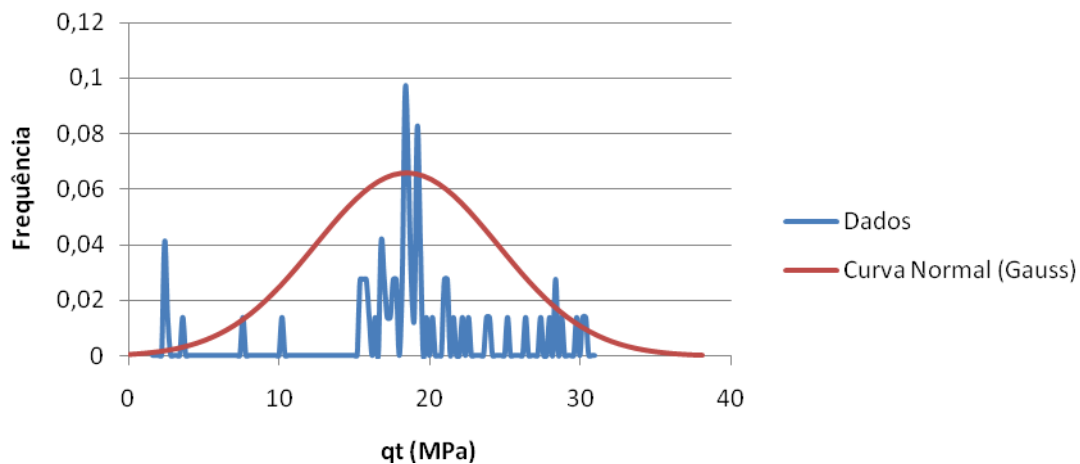
E.10 ESTACA PI-10a

Para a distribuição de probabilidade da ponta, foram utilizados 03 ensaios CPT para 100 m e 08 ensaios para 200 m.

Dados do ensaio mais próximo (CPT-152)

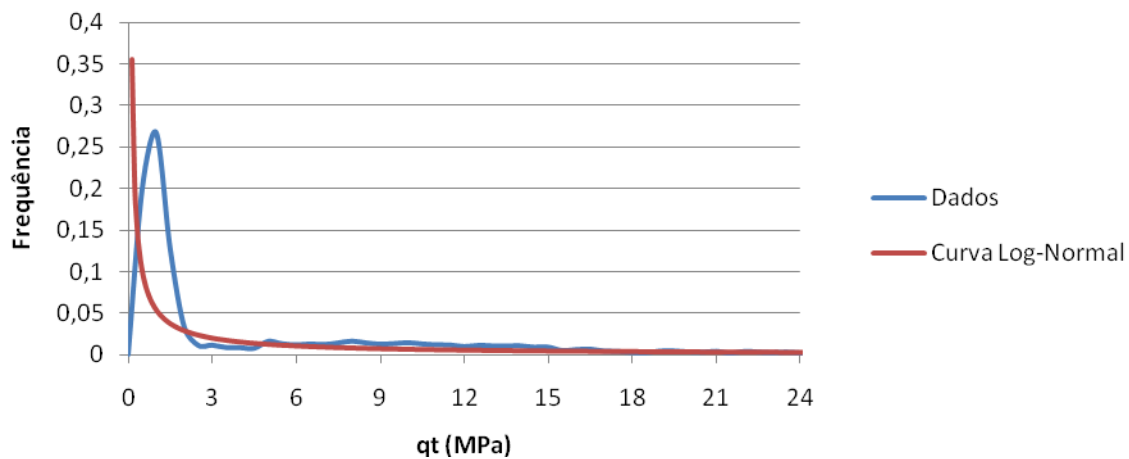


Distribuição de frequência de q_t Ponta - estaca PI-10a

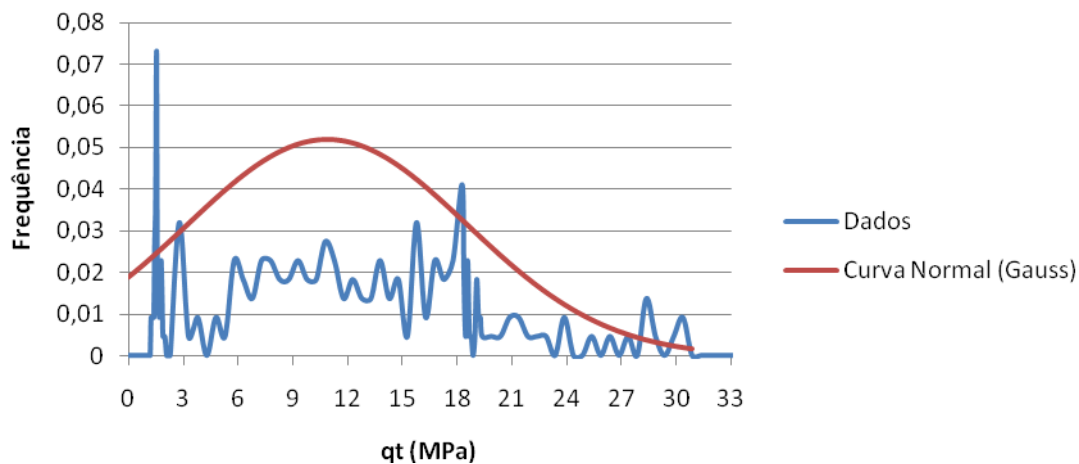


Dados dos ensaios a 100 m

Distribuição de frequência de q_t Atrito lateral - estaca PI-10a

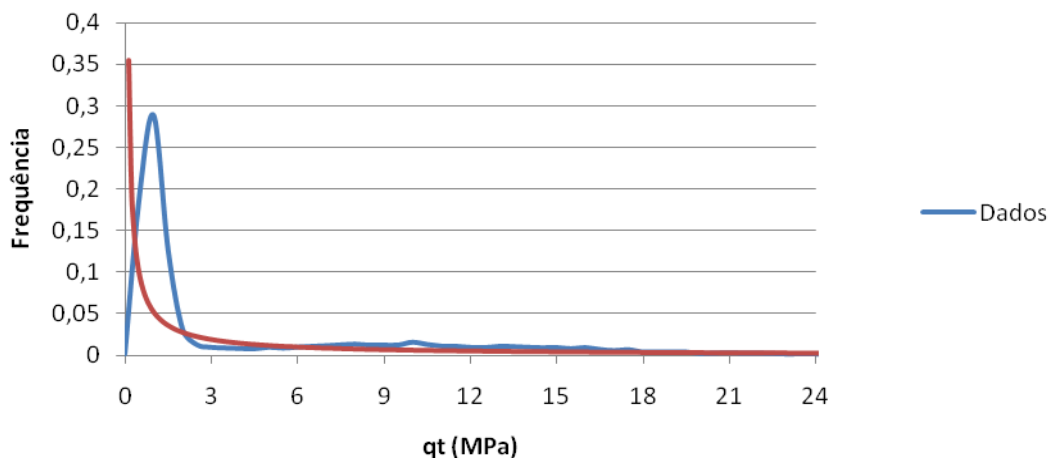


**Distribuição de frequência de q_t
Ponta - estaca PI-10a**

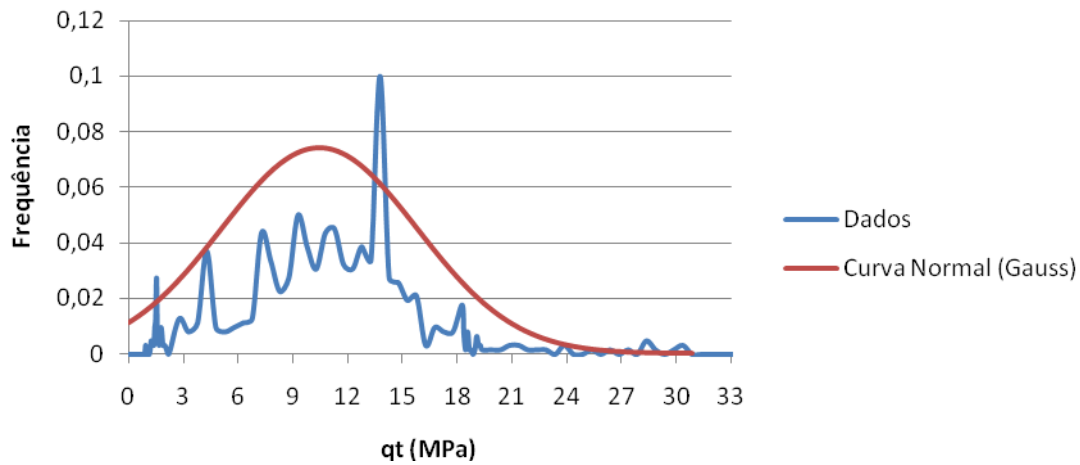


Dados dos ensaios a 200 m

**Distribuição de frequência de q_t
Atrito lateral - estaca PI-10a**



Distribuição de frequência de q_t Ponta - estaca PI-10a

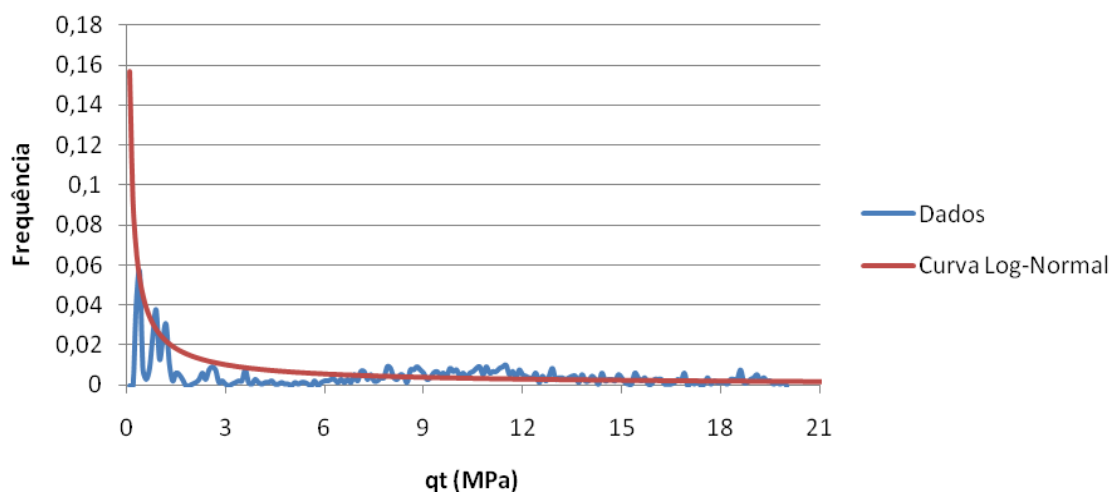


E.11 ESTACA PI-11

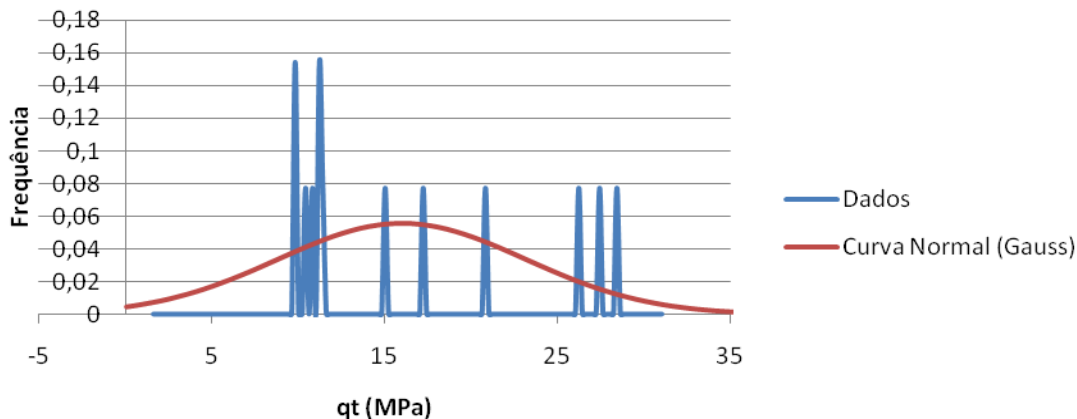
Como a estaca PI-11 é muito comprida, em comparação aos ensaios CPT executados na área, não se obteve distribuição de ponta para o raio de 200 m, já que nesta distância somente os ensaios CPT-152 e CPT-155, que se encontram no raio de 100 m da estaca, puderam ser utilizados.

Dados do ensaio mais próximo (CPT-152)

Distribuição de frequência de q_t Atrito lateral - estaca PI-11

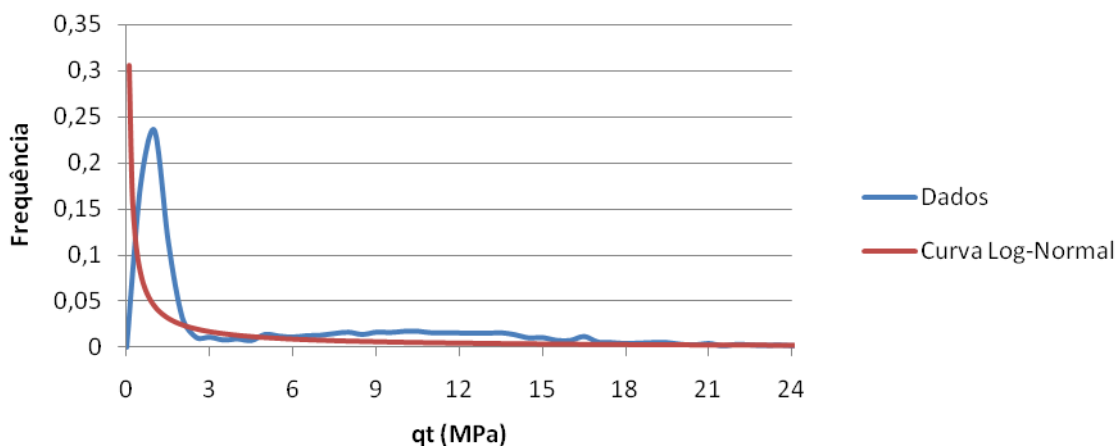


**Distribuição de frequência de q_t
Ponta - estaca PI-11**

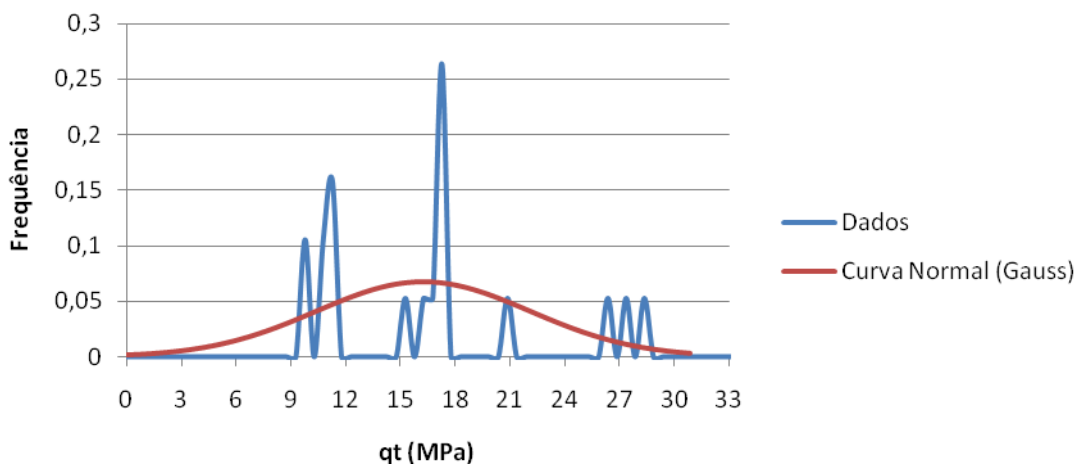


Dados dos ensaios a 100 m

**Distribuição de frequência de q_t
Atrito lateral - estaca PI-11**

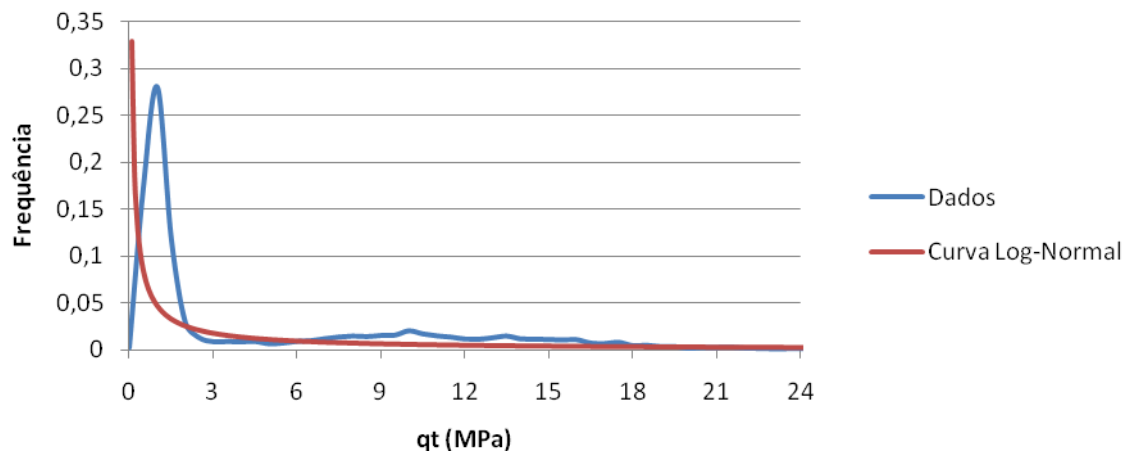


**Distribuição de frequência de q_t
Ponta - estaca PI-11**



Dados dos ensaios a 200 m

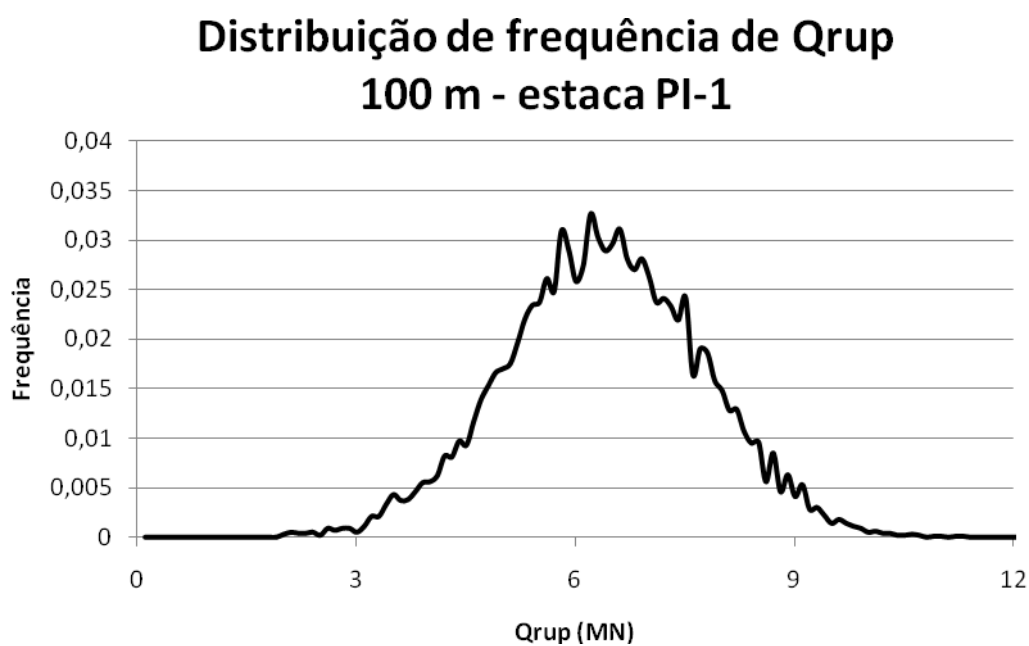
Distribuição de frequência de q_t Atrito lateral - estaca PI-11



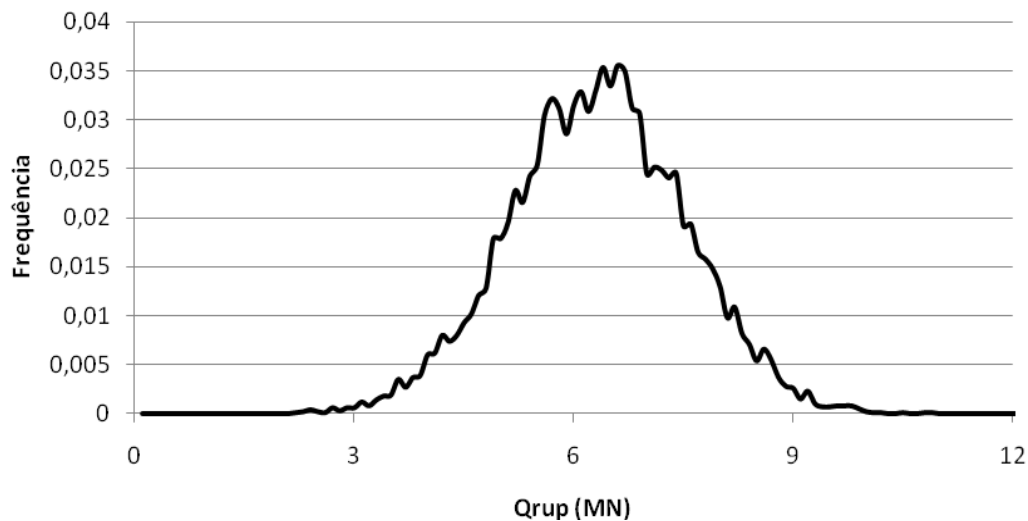
APÊNDICE F. DISTRIBUIÇÕES DE PROBABILIDADE PARA CAPACIDADE DE CARGA

Nas figuras abaixo são apresentados os gráficos com as distribuições de capacidade de carga utilizando-se as distribuições de probabilidade de atrito lateral e ponta de ensaios a um raio de 100 m e a um raio de 200 m.

F.1 ESTACA PI-1

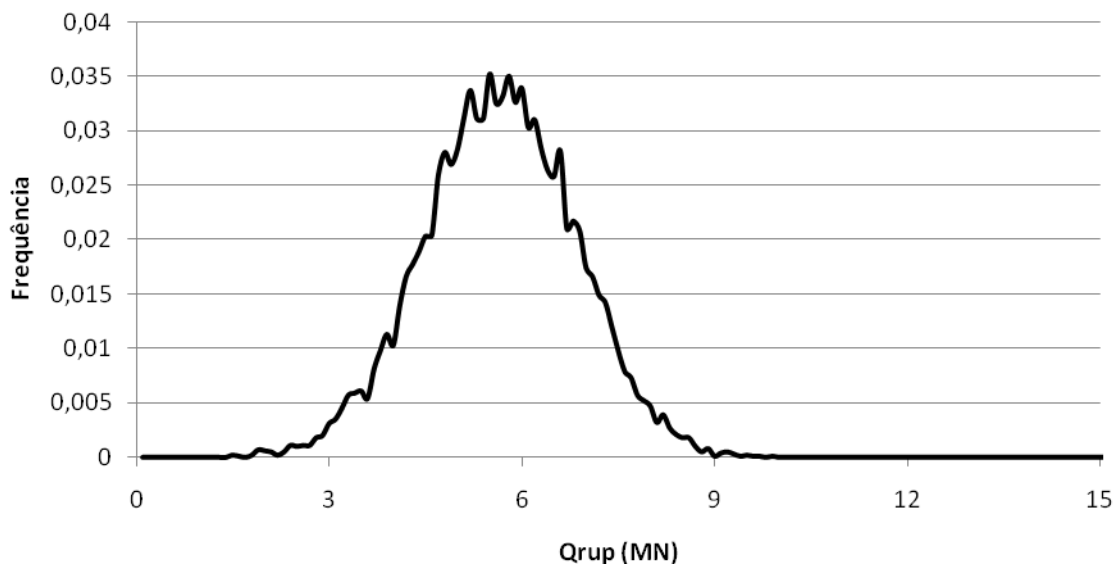


Distribuição de frequência de Qrup 200 m - estaca PI-1

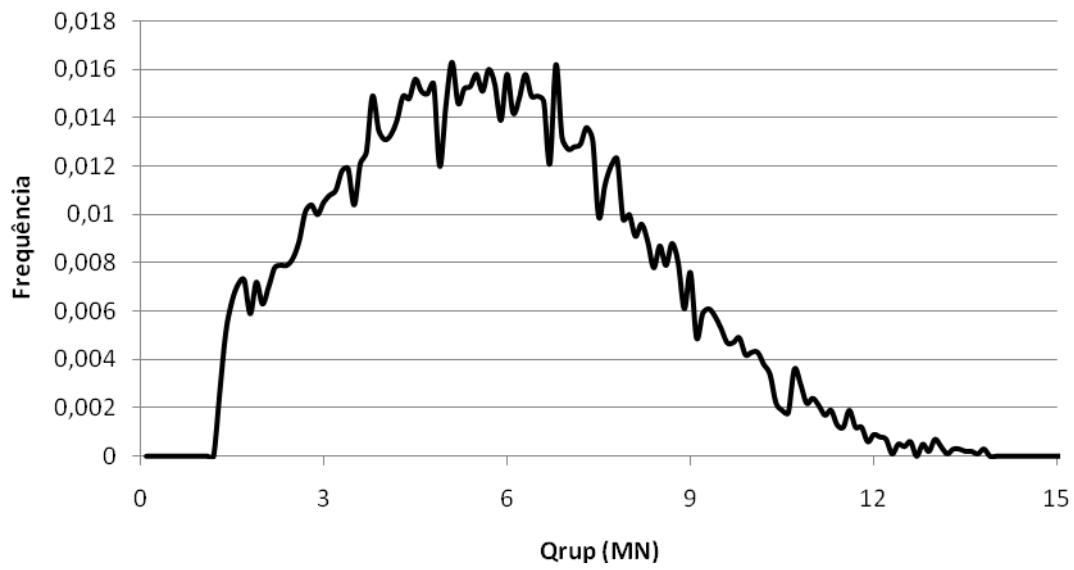


F.2 ESTACA PI-2

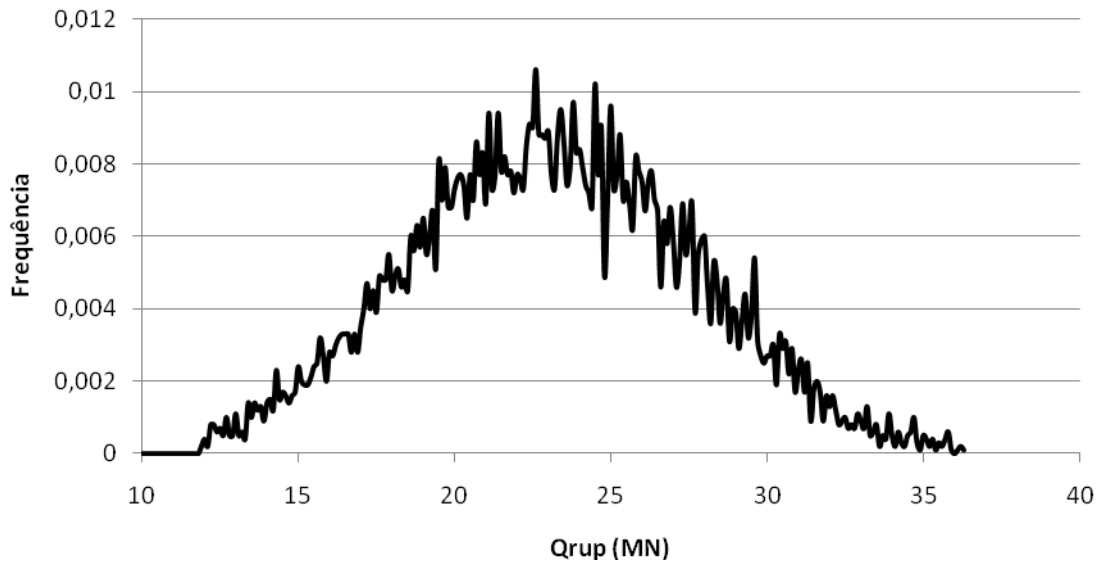
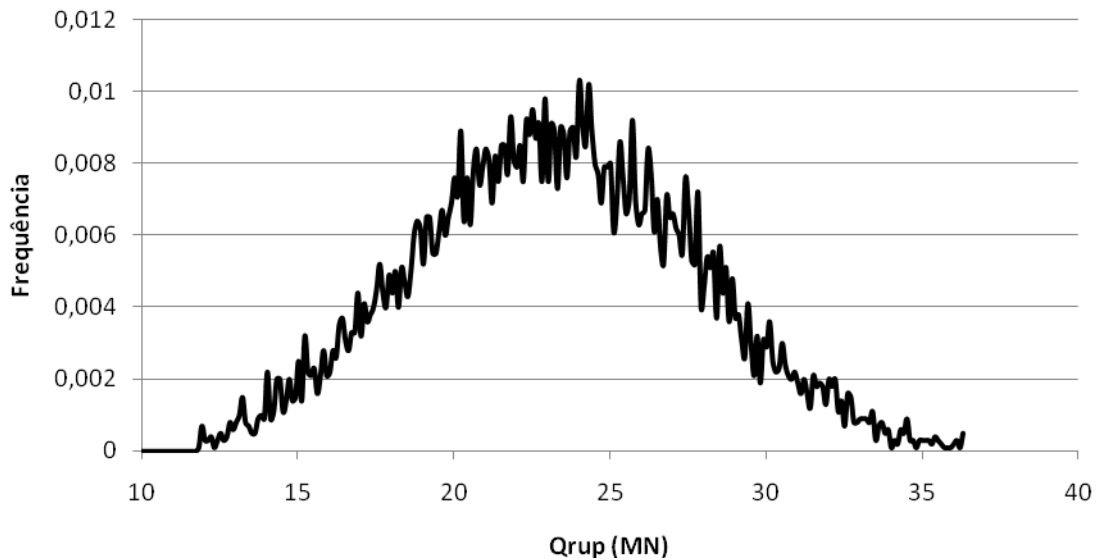
Distribuição de frequência de Qrup 100 m - estaca PI-2a



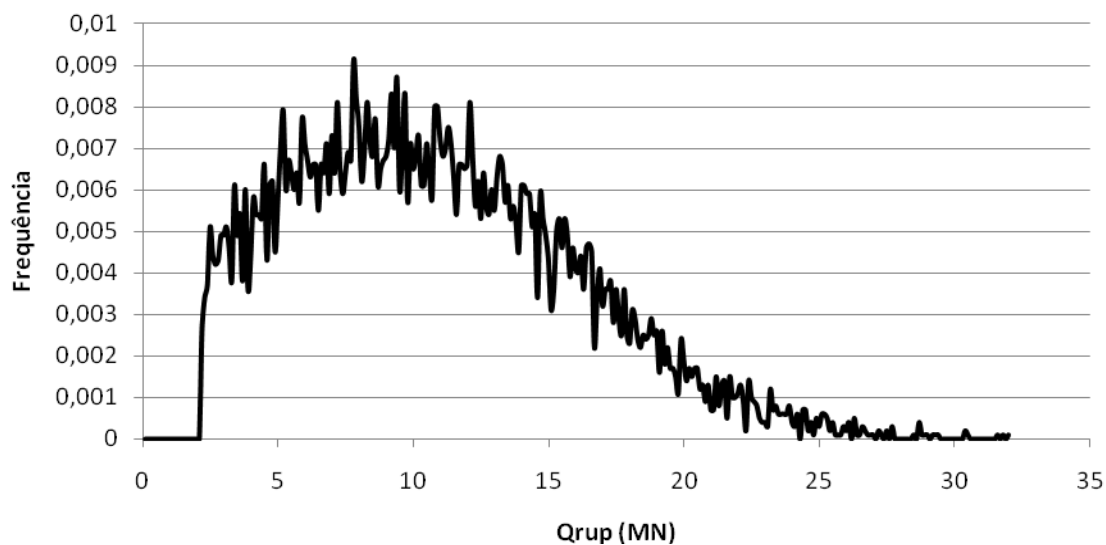
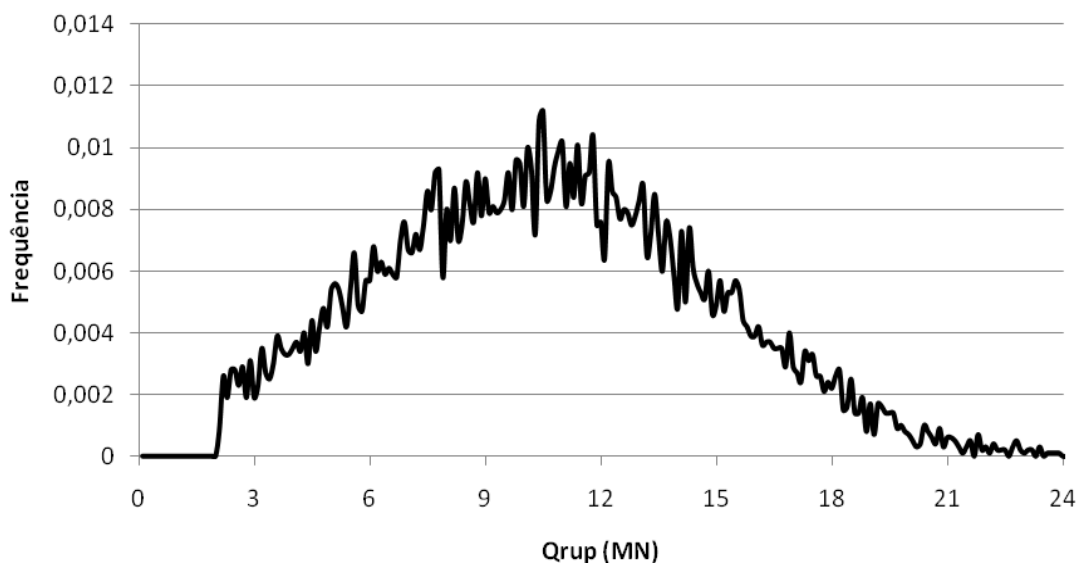
Distribuição de frequência de Qrup 200 m - estaca PI-2a



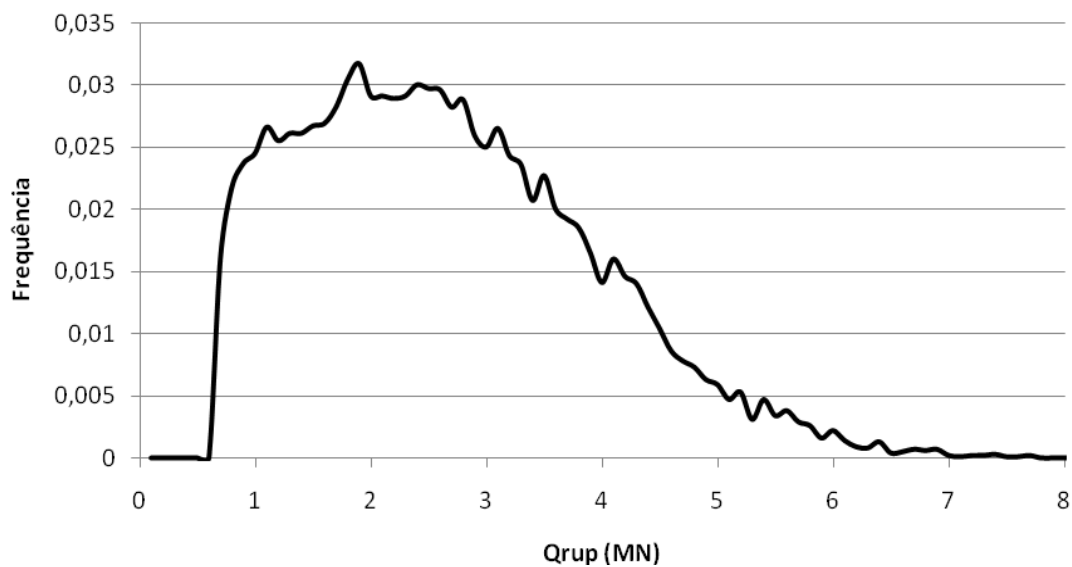
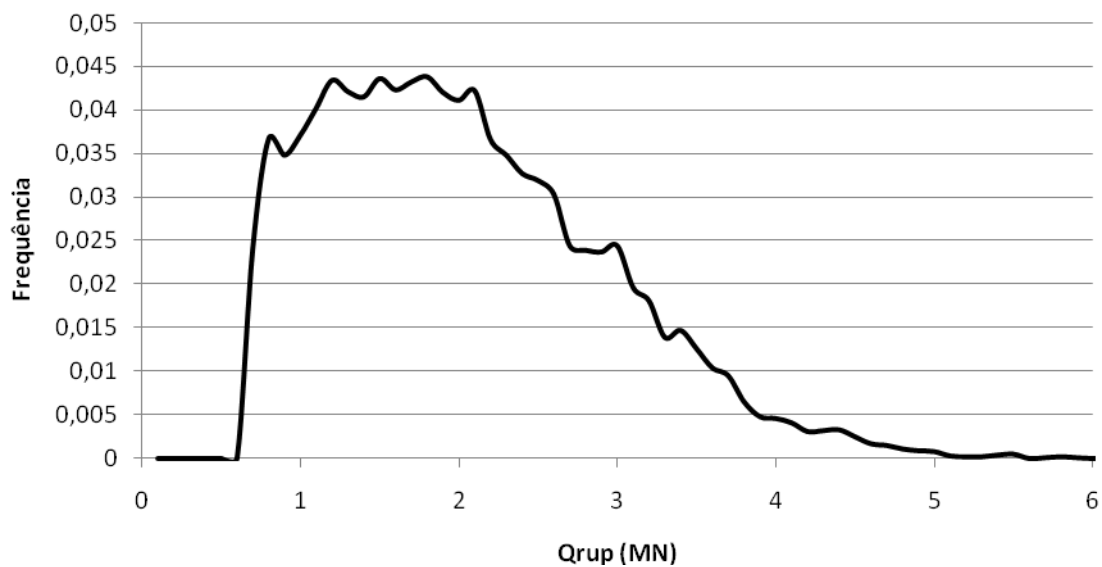
F.3 ESTACA PI-3

**Distribuição de frequência de Qrup
100 m - estaca PI-3****Distribuição de frequência de Qrup
200 m - estaca PI-3**

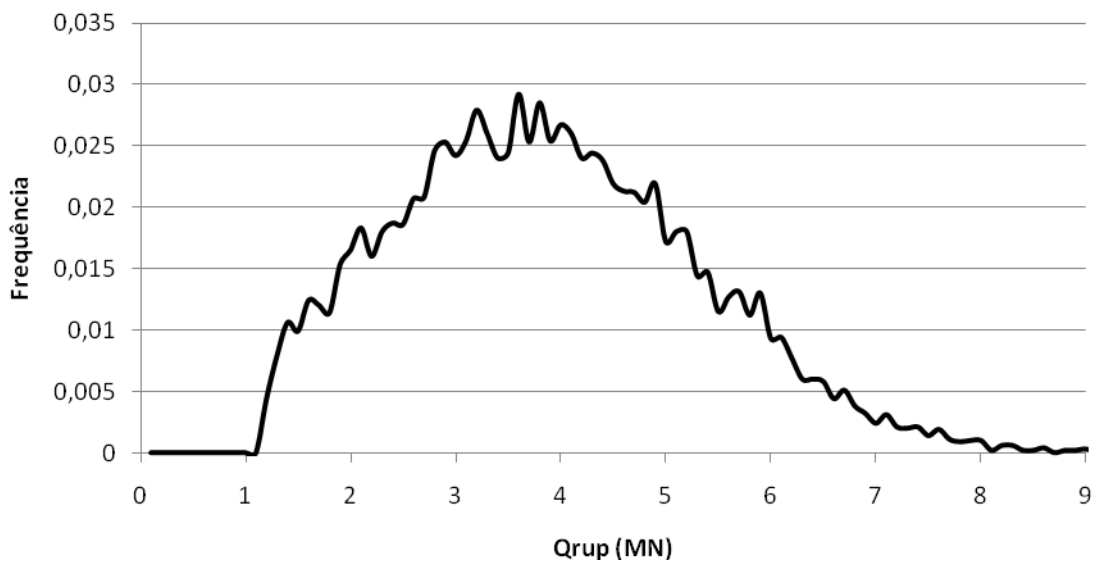
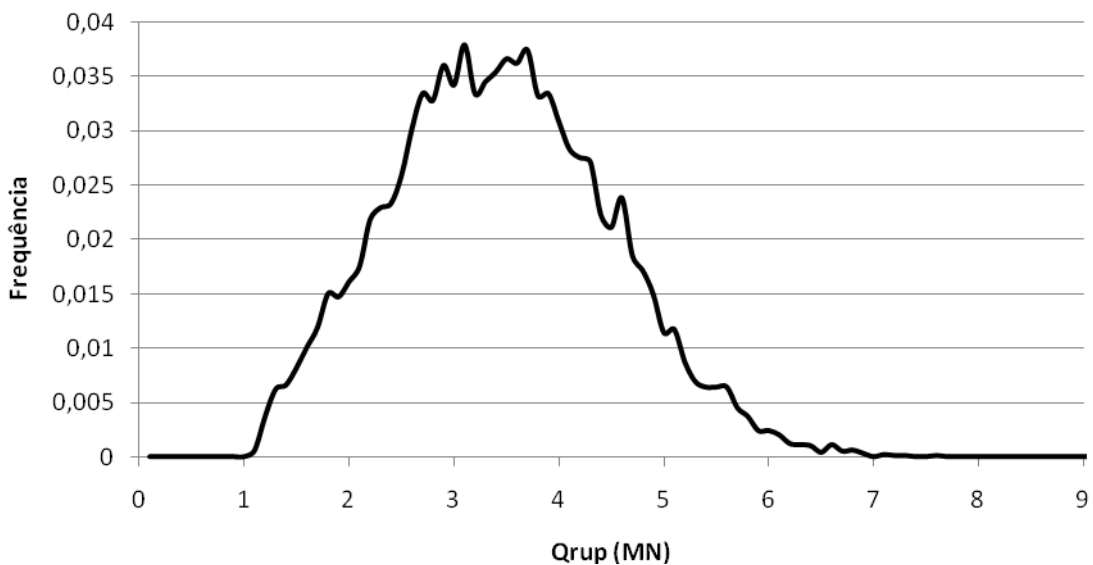
F.4 ESTACA PI-4

**Distribuição de frequência de Qrup
100 m - estaca PI-4****Distribuição de frequência de Qrup
200 m - estaca PI-4**

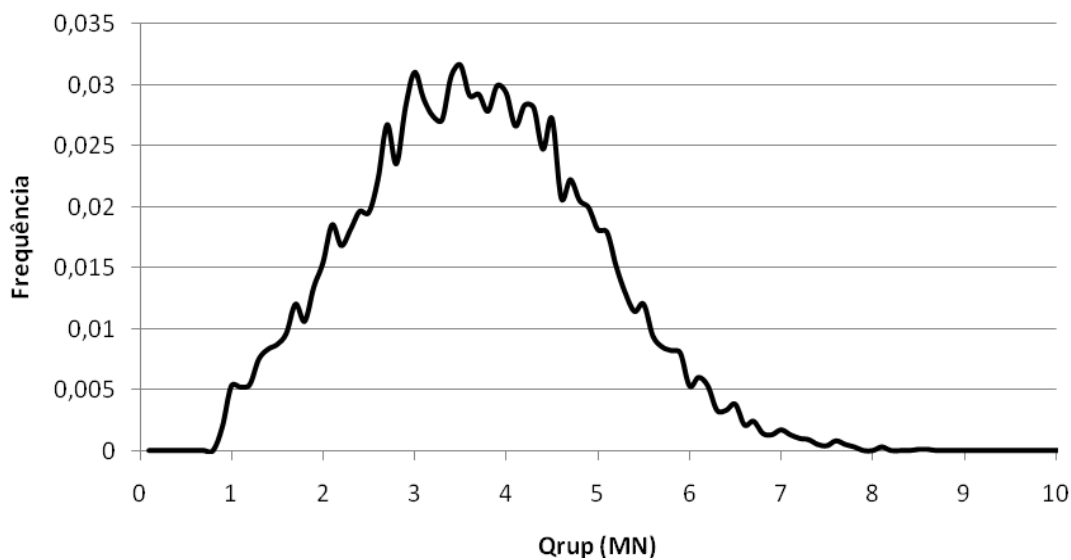
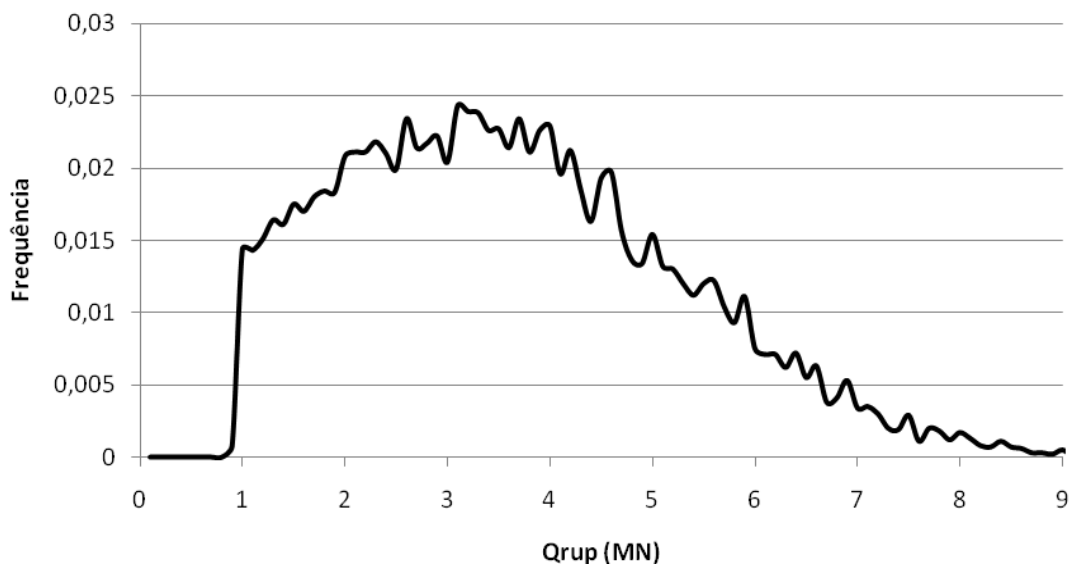
F.5 ESTACA PI-5

**Distribuição de frequência de Qrup
100 m - estaca PI-5****Distribuição de frequência de Qrup
200 m - estaca PI-5**

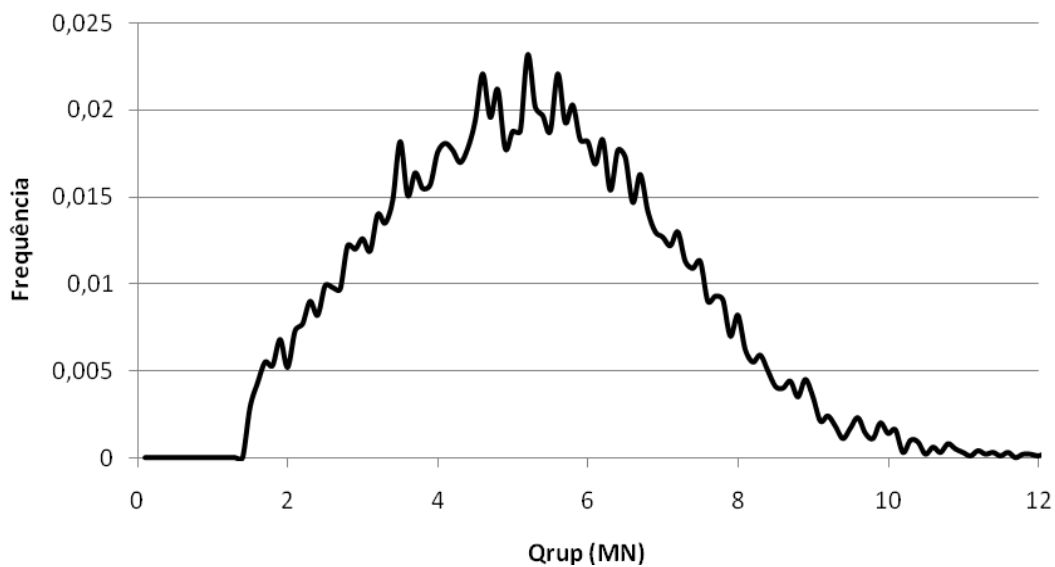
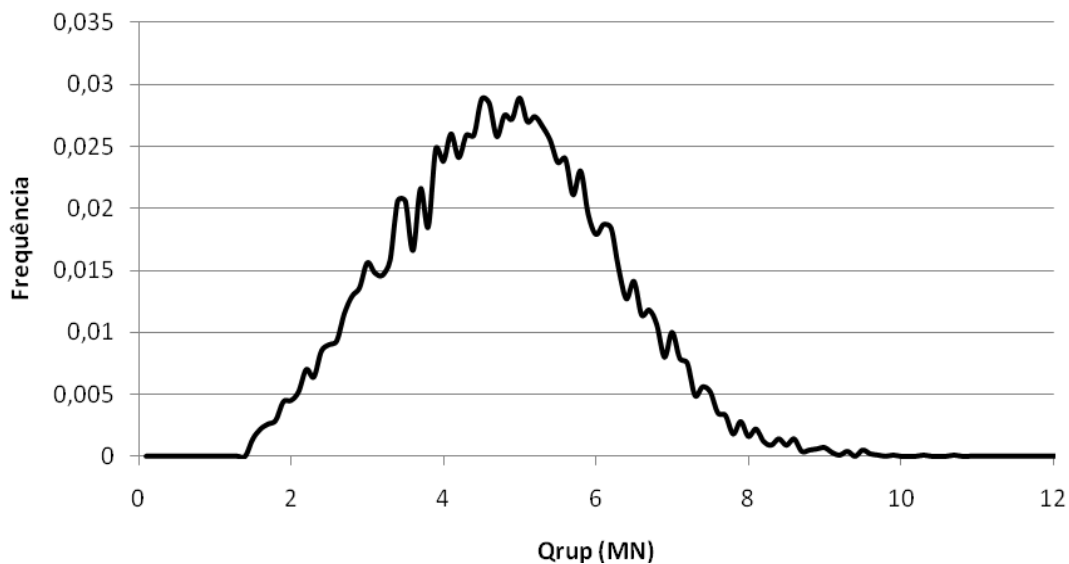
F.6 ESTACA PI-6a

**Distribuição de frequência de Qrup
100 m - estaca PI-6a****Distribuição de frequência de Qrup
200 m - estaca PI-6a**

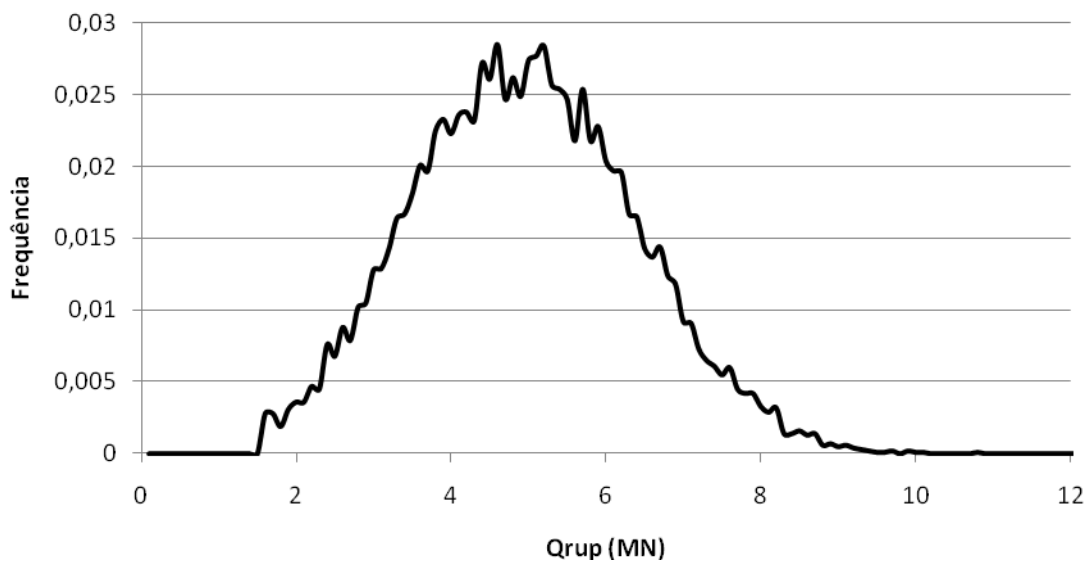
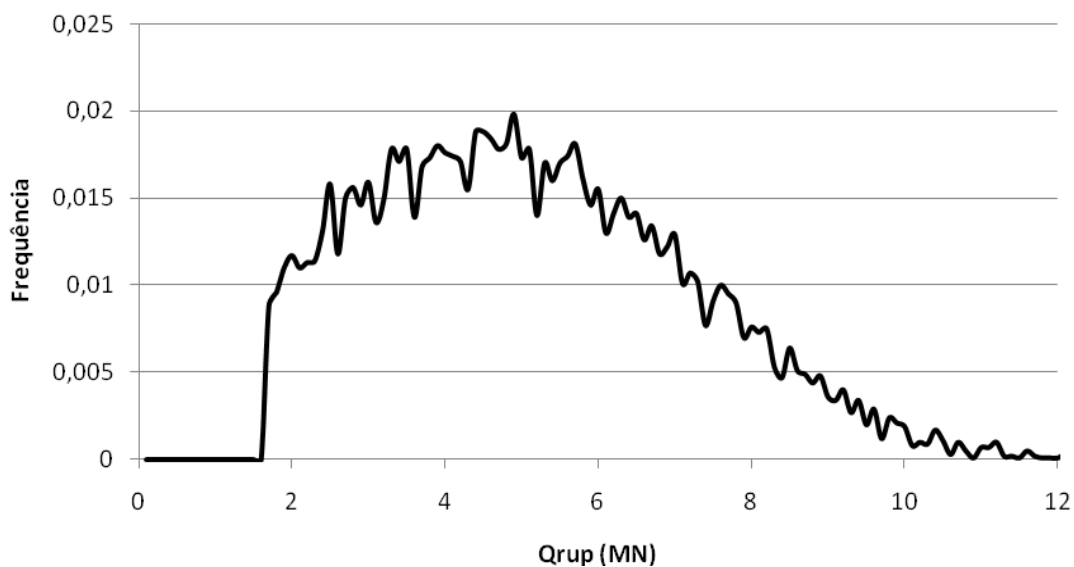
F.7 ESTACA PI-7a

**Distribuição de frequência de Qrup
100 m - estaca PI-7a****Distribuição de frequência de Qrup
200 m - estaca PI-7a**

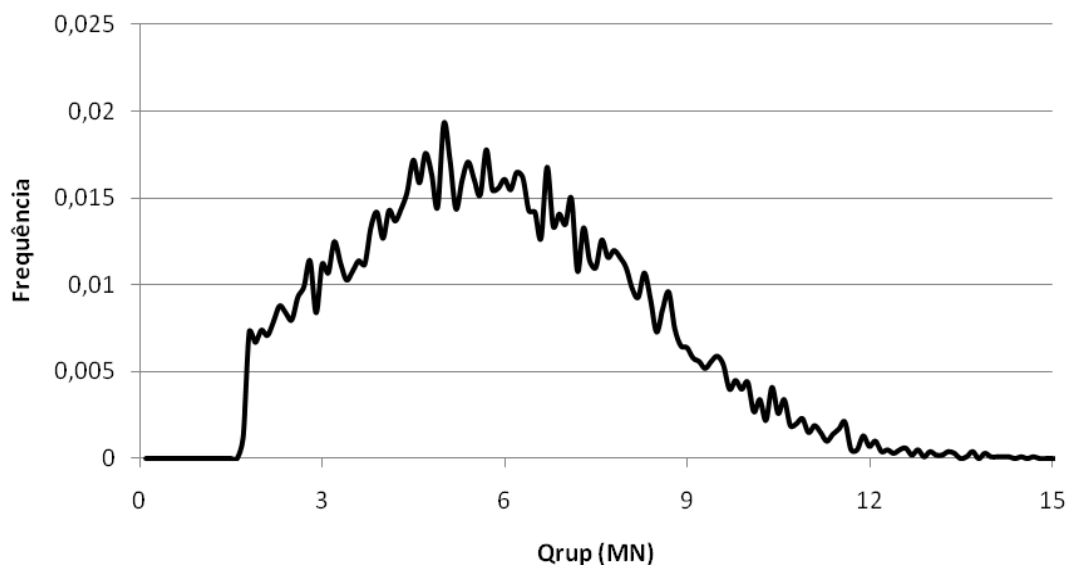
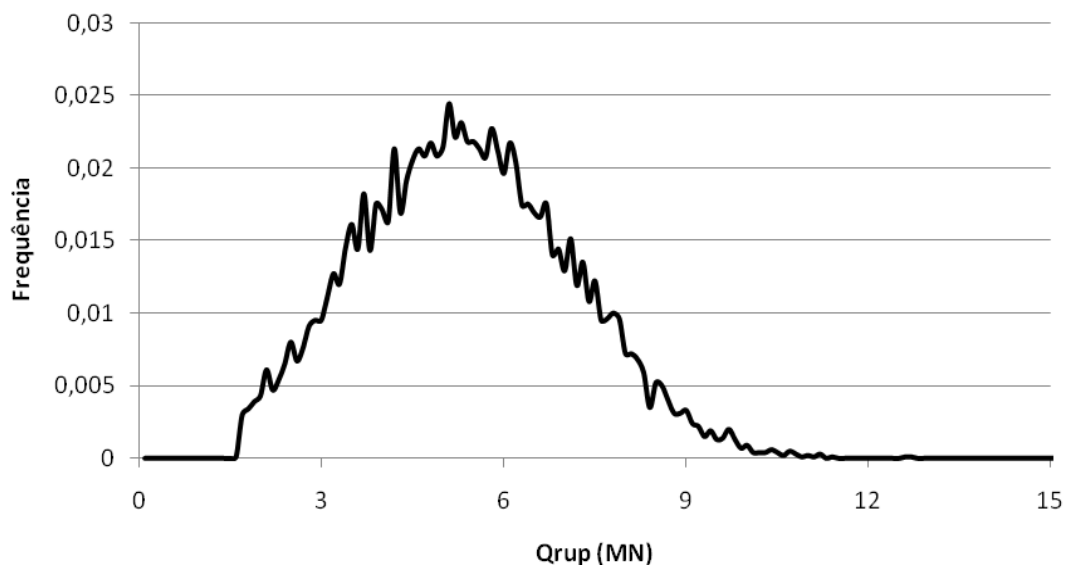
F.8 ESTACA PI-8a

**Distribuição de frequência de Qrup
100 m - estaca PI-8a****Distribuição de frequência de Qrup
200 m - estaca PI-8a**

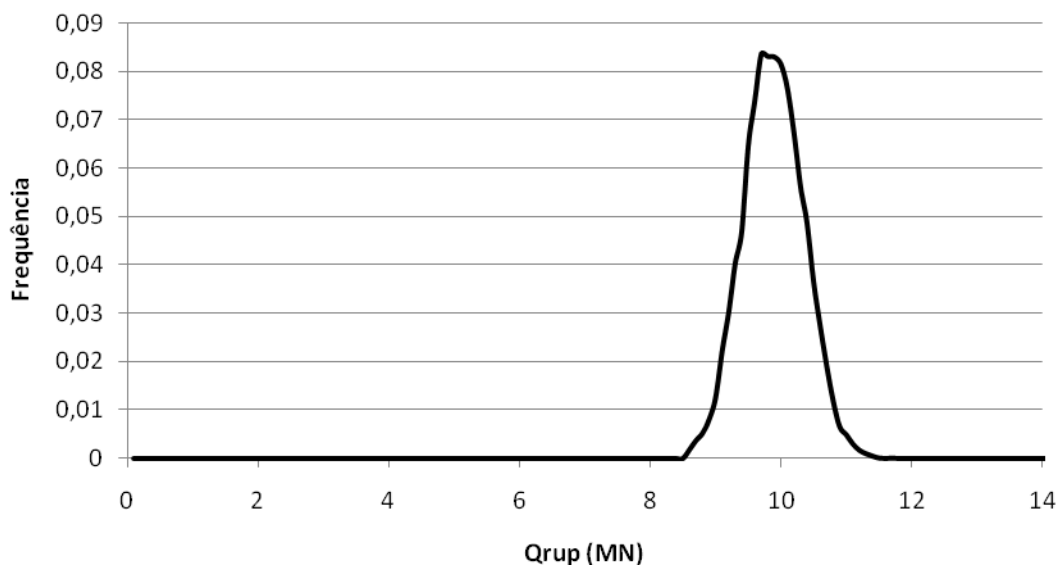
F.9 ESTACA PI-9a

**Distribuição de frequência de Qrup
100 m - estaca PI-9a****Distribuição de frequência de Qrup
200 m - estaca PI-9a**

F.10 ESTACA PI-10a

**Distribuição de frequência de Qrup
100 m - estaca PI-10a****Distribuição de frequência de Qrup
200 m - estaca PI-10a**

F.11 ESTACA PI-11

**Distribuição de frequência de Qrup
100 m - estaca PI-11****Distribuição de frequência de Qrup
200 m - estaca PI-11**