



NURIAN BIBIANA MUNÉVAR PÉREZ

**ANÁLISE DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM
ESTACAS ESCAVADAS EM SOLO DA REGIÃO DE
CAMPINAS/SP**

**Campinas - SP
2014**



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

NURIAN BIBIANA MUNÉVAR PÉREZ

**ANÁLISE DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM
ESTACAS ESCAVADAS EM SOLO DA REGIÃO DE
CAMPINAS/SP**

Orientador: Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque.

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Geotécnica.

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELA ALUNA NURIAN BIBIANA MUNÉVAR PÉREZ E ORIENTADA PELO PROF. DR. PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE.

ASSINATURA DO ORIENTADOR

**Campinas - SP
2014**

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Rose Meire da Silva - CRB 8/5974

M929a Munévar Pérez Nurian Bibiana, 1984-
Análise de transferência de cargas em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP / Nurian Bibiana Munévar Pérez. – Campinas, SP : [s.n.], 2014.

Orientador: Paulo José Rocha de Albuquerque.

Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Prova de carga. 2. Instrumentação. 3. Capacidade de carga. 4. Estacas de concreto. I. Albuquerque, Paulo José Rocha de, 1964-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Analysis of load transfer in bored piles in soil on the region of Campinas/SP

Palavras-chave em inglês:

Load tests

Instrumentation

Concrete piles

Bearing capacity

Área de concentração: Geotecnia

Titulação: Mestra em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Paulo José Rocha de Albuquerque [Orientador]

Gregório Luis Silva Araujo

David de Carvalho

Data de defesa: 11-04-2014

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO.

**ANÁLISE DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM
ESTACAS ESCAVADAS EM SOLO DA REGIÃO DE
CAMPINAS/SP**

Nurian Bibiana Munévar Pérez

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída
por:


Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque.
Presidente e Orientador/UNICAMP


Prof. Dr. Gregório Luis Silva Araujo
UnB


Prof. Dr. David de Carvalho
FEAGRI

Campinas, 11 de Abril de 2014.

RESUMO

PEREZ, N. B. M. Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas - Unicamp, 2014, 171p.

Esta Dissertação teve por objetivo analisar o comportamento de estacas escavadas à trado com três diferentes diâmetros, instrumentadas, submetidas a provas de carga estática. Para isto, foram executadas três estacas com diâmetros de 0.25 m; 0.30 m e 0.40 m, com comprimento de 5.0 m, no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – FEC-UNICAMP. A primeira parte da pesquisa consistiu em uma compilação da teoria da transferência de carga e dos métodos teóricos e semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga; em que se utilizou o banco de dados geotécnicos de resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, SPT-T) e resultados de laboratórios realizados no local. A segunda parte consistiu no desenvolvimento experimental da pesquisa, em que foram realizadas três provas de carga estáticas do tipo lentas, instrumentadas com extensômetros elétricos no topo e na ponta de maneira a se obter os dados do mecanismo de transferência de carga em profundidade. A partir da realização das provas de carga verificou-se que os ensaios forneceram um valor de carga de ruptura de 180 kN, 210 kN e 240 kN, para as estacas de 0.25m, 0.30m e 0.40m, respectivamente. De acordo aos resultados da instrumentação, as estacas trabalharam preponderantemente por atrito lateral. Observou-se que os métodos semi-empíricos e teóricos, superestimaram a carga de ponta e subestimaram a carga de atrito lateral. Verificou-se que o método Décourt e Quaresma (1996) com a utilização do coeficiente $\beta=2$, foi o que melhor se aproximou e adequou ao local em estudo.

Palavras-chave: Prova de carga, Instrumentação, Estacas de Concreto, Capacidade de Carga.

ABSTRACT

PEREZ, N. B. M. Analysis of load transfer in bored piles in soil on the region of Campinas – SP. Thesis (Master of Science) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas - Unicamp, 2014, 171p.

The objective of this dissertation is analyze the behavior of three bored piles with different diameters, instrumented, subjected to static load tests. For this, it were executed three piles with diameters of 0.25 m; 0.30 m and 0.40 m, with 5.0 m of length at the Experimental Site of School of Civil Engineering, Architecture and Urban Design at University of Campinas – Unicamp. The first part of this research consisted in a compilation of load transfer theory and the study of theoretical and semi-empirical methods for the calculation of load capacity, which used the geotechnical data results of in situ tests (SPT, CPT, SPT-T) and laboratory results performed on site. The second part consisted in the development of experimental research, where three slow static load tests were performed, instrumented in depth with strain gages on top and at the tip in order to obtain information on the load transfer mechanism in depth. After performed the load tests it was found that the tests provide a value of rupture load of 180 kN, 210 kN and 240 kN, for piles of 0.25 m, 0.30 m and 0.40 m, respectively. According to the results of the instrumentation, the pile's behavior were predominantly by skin friction. It was observed that the semi-empirical and theoretical methods overestimated the load of tip e underestimated the load skin friction. It was found that the Décourt and Quaresma (1996) method using the coefficient $\beta = 2$, which was approached and best suited to the site under consideration.

Keywords: Load Test, Instrumentation, Concrete Piles, Bearing Capacity.

RESUMEN

PEREZ, N. B. M. Análisis de la transferencia de carga en pilotes pre excavados en suelo de la región de Campinas/SP Disertación (Maestria en Geotecnia) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas - Unicamp, 2014, 171p.

Esta investigación tuvo por objetivo analizar el comportamiento de pilotes pre excavados de diámetros variados, sometidos a pruebas de carga estática. Para esto, fueron ejecutadas tres estacas con diámetros de 0.25 m; 0.30 m y 0.40 m, y longitud de 5.0 m; en el Campo Experimental de la Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Urbanismo – FEC-UNICAMP. La primera parte de la investigación consistió en recopilar información de la teoría de transferencia de carga, métodos teóricos y semi-empíricos para el cálculo de capacidad de carga; para dicho calculo fue utilizado un banco de datos geotécnicos de resultados de ensayos de campo (SPT, CPT, SPT-T) y resultados de laboratorios realizados en el lugar de estudio. La segunda parte consistió en el desenvolvimiento experimental de la investigación, en que fueron realizadas tres pruebas de carga estáticas lentas, instrumentadas con extensómetros eléctricos; con la información de los extensómetros eléctricos, instalados en cada cabeza y punta de los pilotes, se obtuvo el mecanismo de transferencia de carga en toda la longitud del pilote. A partir de los resultados de las pruebas de carga se obtuvo los valores de carga de ruptura: 180 kNm, 210 kN y 240 kN, para los pilotes de 0.25 m. 0.30 m y 0.40 m respectivamente. De acuerdo con los resultados de la instrumentación, la resistencia lateral aporta la mayor parte de la capacidad del pilote. Se observó que los métodos semi-empíricos y teóricos, sobrestiman la resistencia por punta y subestiman la resistencia por fricción lateral. Se verifico que el método de Décourt y Quaresma (1996) con la utilización del coeficiente $\beta=2$, fue el que mejor se aproximó y adecuo al lugar en estudio.

Palabras-clave: Prueba de carga, Instrumentación, Pilotes de Concreto, Capacidad de Carga.

SUMÁRIO

RESUMO.....	vii
ABSTRACT	ix
RESUMEN	xi
SUMÁRIO.....	xiii
AGRADECIMENTOS	xix
LISTA DE FIGURAS	xxi
LISTA DE TABELAS	xxvii
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xxxix
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos.....	3
1.1.1 Objetivo Geral.....	3
1.1.2Objetivos Específicos	3
2. FUNDAÇÕES.....	5
2.1 Fundações Superficiais	5
2.2 Fundações Profundas	6
2.2.1 Estacas Escavadas com pequeno diâmetro com Trado Mecanizado	11
3. CAPACIDADE DE CARGA	13
3.1 Métodos Teóricos	16
3.1.1 Resistência de ponta	17
a) Método de Meyerhof (1951)	19
b) Método de Vesic (1975)	22
3.1.2 Resistência lateral	23
a) Método de λ	25
b) Método α	26

c) Método Meyerhof (solos granulares).....	27
3.2 Métodos Semi-Empíricos.....	28
3.2.1 Métodos Semi-empíricos baseados no ensaio SPT	29
a) Aoki e Velloso (1975)	30
b) Método Laprovitera (1998) e Benegas (1993).....	32
c) Método Décourt e Quaresma (1978), modificado por Décourt (1996).	34
d) Método de Pedro Paulo Costa Velloso (1981)	35
e) Método Milititsky e Alves (1985).....	37
f) Método de Teixeira (1996):	38
g) Método Vorcaro (2000-a) e Vorcaro & Velloso (2000-b)	39
h) Método da UFRGS (Lobo, 2005):	40
3.2.2 Métodos semi-empíricos baseados no ensaio CPT	42
a) Método de Aoki e Velloso (1975)	43
b) Método de Schmertmann e Nottingham (1978)	44
c) Método de DeRuiter e Beringen ou Método Holandês (1979).....	49
d) Método Pedro Paulo Costa Velloso (1981)	50
e) Método de Philipponat (1980)	51
f) Método Bustamante e Gianceselli (1982)	52
3.2.3 Métodos Semi-empíricos baseados no ensaio SPT-T.....	54
a) Método Alonso (1996)	55
b) Método de Décourt (1996)	56
c) Método de Camapum de Carvalho <i>et al</i> (1998)	56
d) Método Ranzini (2000)	58
e) Método de Peixoto (2001)	60
3.3 Provas de Carga.....	61

3.4 Métodos de Interpretação da Curva Carga vs Recalque:.....	66
3.4.1 Critério de Van Der Veen (1953)	71
3.4.2 Método da Rigidez Décourt (1996).....	73
4. TRANSFERÊNCIA DE CARGA	77
4.1 Leis de Cambefort	81
4.1.1 Equação Básica para a interação estaca-solo	83
4.1.2 Comportamento das estacas.....	84
4.1.3 Curvas de Carga vs Recalque Teóricas	86
5. MATERIAIS E MÉTODOS	89
5.1 Campo Experimental	89
5.1.1 Geologia Local.....	90
5.1.2 Características Geotécnicas.....	90
a) Ensaios de Campo	92
b) Ensaios de Laboratório	95
5.2 Instrumentação	98
a) Preparo da Superfície	99
b) Locação do Extensômetro e aplicação de desengordurante.....	99
c) Aplicação do adesivo	100
d) Montagem do circuito	101
e) Proteção do Circuito.....	102
5.3 Execução das Estacas	103
5.4 Sistema de Reação	106
5.5 Execução das provas de carga	108
6. RESULTADOS E ANÁLISES	111
6.1 Comportamento das Curvas Carga vs Recalque	111

6.2 Instrumentação	115
6.3 Capacidade de Carga	127
6.3.1 Métodos Teóricos	128
6.3.2 Métodos Semi-Empíricos	137
6.4 Comentários sob os métodos teóricos e semi-empíricos	148
6.5 Comparações com estacas escavadas em solo da Unicamp.....	152
7. CONCLUSÕES	155
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	159

Aprendi que todo mundo quer viver no topo da
montanha, sem saber que a verdadeira felicidade
está na forma como ela é escalada.
(Gabriel Garcia Marquez)

AGRADECIMENTOS

A minha mãe pelo apoio, incentivo e amor incondicional no desenvolvimento de meus sonos.

Ao Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque, orientador dessa dissertação, pela confiança apostada em mim, pela paciência, incentivo, orientações, conhecimento transmitidos nas disciplinas cursadas. E pela compreensão e apoio nos momentos difíceis. Fica a minha gratidão pela oportunidade.

Ao Prof. Dr. David de Carvalho, pelo tempo dedicado à análise dessa dissertação, pela contribuição prestada no exame de qualificação e conhecimentos transmitidos durante as disciplinas cursadas no programa de mestrado.

Ao Prof. Dr. Pérsio Leister de Almeida Barros pelos ensinamentos transmitidos durante as disciplinas cursadas.

À Universidade Estadual de Campinas (Unicamp), pela oportunidade de estudar na instituição.

À CAPES pela concessão da bolsa de mestrado.

A Emanuelle Donadon, Jean Rodrigo Garcia, Osvaldo Freitas Neto; por ter me permitido fazer parte da realização das provas de carga.

À FAPESP e CNPq pelo financiamento e apoio a essa pesquisa.

Aos Funcionários do Laboratório do Departamento de Geotecnia e Transportes Cipriano, Reinaldo, Anderson e Wagner pelo conhecimentos transmitidos durante a disciplina de Laboratório de Mecânica de Solos e pela amizade.

Aos funcionários da secretaria de pós-graduação, por toda atenção dedicada.

Ao Eng. Julio Cesar Torres Camargo pelo apoio, confiança, amor e amizade incondicional.

Às amigas e colegas de mestrado Julie Katherine, Daphne, Miriam, Marisol, Gabriela, Sheila, Tami, Cida, Renata, Denise, Vanessa, Bianca, Raquel pela amizade, conhecimentos transmitidos, companhia e apoio nos momentos difíceis ao longo do mestrado.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Condições para uso de estacas (DAS, 2006).	8
Figura 2.2 - Estaca de ponta e estaca de atrito.....	10
Figura 3.1 - Estaca submetida à carga de ruptura de compressão.....	14
Figura 3.2 - Mecanismo de ruptura de base da estaca propostas por diversos autores.	17
Figura 3.3 - Variação de N_q * com ϕ . (MEYERHOF, 1976 <i>apud</i> DAS, 2006).....	21
Figura 3.4 - Variação de λ com o comprimento da cravação da (McCLELLAND, 1974 <i>apud</i> DAS, 2006).....	25
Figura 3.5 - Variação de α com $c/\sigma'0$ RANDOLPH e MURPHY (1985) <i>apud</i> DAS (2006).	26
Figura 3.6 - Coeficiente de adesão α TOMLINSON (1957) <i>apud</i> CINTRA e AOKI (1999).	27
Figura 3.7 - Zona de influência da resistência de ponta (SCHMERTMANN, 1978 <i>apud</i> FELLENIOUS, 2006).....	45
Figura 3.8 - Coeficiente (K_f) em função de (f_s) para argilas (FELLENIOUS, 2006).....	47
Figura 3.9 - Valores de K_f em função de embutimento (LD) para estacas em solo arenoso; CPT mecânico (SCHMERTMANN, 1978 <i>apud</i> DAS, 2006).	48
Figura 3.10 - Média da resistência do cone de acordo com o método (BUSTAMANTE e GIANSELLI, 1982 <i>apud</i> SCHNAID e ODEBRECHT, 2006).	53
Figura 3.11 - Resultado de transferência de carga em estaca instrumentada (NIYAMA, AOKI e CHAMECKI, 1998).....	65
Figura 3.12 - Curva vs Recalque (VARGAS, 1977 <i>apud</i> MELO 2009).....	67

Figura 3.13 - Alternativas de curvas carga vs recalque em provas de carga (MAGALHÃES, 2005).....	68
Figura 3.14 - Interpretação da curva carga vs recalque (VELLOSO e LOPES, 2010). ..	71
Figura 3.15 - Definição da carga de ajuste, Método de Van der Veen.	73
Figura 3.16 - Ruptura convencional e física numa estaca pré-moldada (DÉCOURT, 2008).	74
Figura 3.17 - Gráfico de rigidez para fundação direta sapata (DÉCOURT, 2008).	74
Figura 3.18 - Gráfico de rigidez para fundação direta sapata (DÉCOURT, 2008).	75
Figura 4.1 - Discretização do Método da transferência de carga. (FERNANDES, 2010).	78
Figura 4.2 - Distribuição do atrito lateral em estacas num meio semi-infinito (POULOS e DAVIS, 1980).	79
Figura 4.3 - Deslocamentos devidos às parcelas de atrito lateral e resistência de ponta (COSTA BRANCO 2006).	80
Figura 4.4 – Primeira e segunda Leis de Cambeftort (MASSAD, 1995).....	81
Figura 4.5 - Leis de Cambeftort Modificadas (MASSAD & LAZO, 1998).....	83
Figura 4.6 - Forças atuando em um elemento em equilíbrio (MASSAD 1991-c).....	83
Figura 4.7 - Curvas teóricas de carga vs recalque no topo (MASSAD & LAZO, 1998). ..	86
Figura 5.1 - Localização do Campo Experimental no Campus da UNICAMP.	89
Figura 5.2 - Mapa geológico de Campinas-SP (INSTITUTO DE GEOLOGIA UNICAMP).	91
Figura 5.3 - Localização do poço e ensaios de campo.	92

Figura 5.4 - Resumo das sondagens SPT realizadas no campo experimental da FEC-UNICAMP (RODRIGUEZ, 2013).....	93
Figura 5.5 - Resumo das sondagens SPT-T realizadas no campo experimental da FEC-UNICAMP (RODRIGUEZ, 2013)	93
Figura 5.6 - Resumo do ensaio CPT - Mecânico (q_s) realizado no campo experimental da FEC-UNICAMP (RODRIGUEZ, 2013).....	94
Figura 5.7 - Resumo do ensaio CPT - Mecânico (f_s) realizado no campo experimental da FEC-UNICAMP (RODRIGUEZ, 2013).....	94
Figura 5.8 - Características geotécnicas médias.....	97
Figura 5.9 - Detalhe do posicionamento dos <i>strain gages</i> nas estacas instrumentadas.	98
Figura 5.10 - Eliminação de partículas.....	99
Figura 5.11 - Procedimento de limpeza.....	100
Figura 5.12 - Aplicação do adesivo no extensômetro.....	100
Figura 5.13 - Colagem dos terminais sobre a fita isolante.	101
Figura 5.14 - Ligações do circuito.	101
Figura 5.15 - Proteção do extensômetros com resina.....	102
Figura 5.16 - Calibração das estacas através do ensaio de tração.....	102
Figura 5.17 - Localização das estacas testes e estacas de reação.	103
Figura 5.18 - Equipamento de perfuração.....	104
Figura 5.19 - Barras instrumentadas instaladas nas armaduras.	104
Figura 5.20 - Colocação da armadura das estacas de reação.....	105
Figura 5.21 - Concretagem das estacas testes.....	105

Figura 5.22 - Corte esquemático do sistema de reação.....	106
Figura 5.23 - Instalação dos tirantes.	107
Figura 5.24 - Estaca de reação concretada.	107
Figura 5.25 - Posicionamento das vigas com caminhão munck.....	107
Figura 5.26 - Macaco hidráulico, célula de carga e bomba manual mecânica.	108
Figura 5.27 - Medidores de deslocamento.	109
Figura 5.28 - Detalhe do sistema de aquisição HBM 840X	109
Figura 6.1 - Curvas carga vs recalque estaca C25.	111
Figura 6.2 - Curvas carga vs recalque estaca C30.	112
Figura 6.3 - Curvas carga vs recalque estaca C40.	113
Figura 6.4 - Curvas carga vs recalque de todas as provas de carga.	114
Figura 6.5 - Curva carga vs deformação específica do topo da estaca C25.....	116
Figura 6.6 - Curva carga vs deformação específica do topo da estaca C30.....	116
Figura 6.7 - Curva carga vs deformação específica do topo da estaca C40.....	117
Figura 6.8 - Gráfico de transferência de carga estaca C25.....	119
Figura 6.9 - Gráfico de transferência de carga estaca C30.....	120
Figura 6.10 - Gráfico de transferência de carga estaca C40.....	120
Figura 6.11 - Atrito lateral ao longo da profundidade. - Estaca C25.....	121
Figura 6.12 - Atrito lateral ao longo da profundidade. - Estaca C30.....	122
Figura 6.13 - Atrito lateral ao longo da profundidade. Estaca C40.....	123
Figura 6.14 - Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste para a estaca C25.....	124
Figura 6.15 - Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste para a estaca C30.....	125
Figura 6.16 - Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste para a estaca C40.....	125

Figura 6.17 - Reação de ponta vs deslocamento acumulado da ponta estaca C30.....	126
Figura 6.18 - Reação de ponta vs deslocamento acumulado da ponta estaca C40.....	126
Figura 6.19 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos teóricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C25.	130
Figura 6.20 - Relação entre a carga de atrito lateral calculada pelos métodos teóricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C25.	130
Figura 6.21 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos teóricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C30.	132
Figura 6.22 - Relação entre a carga de ponta calculada pelos métodos teóricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C30.	132
Figura 6.23 - Relação entre a carga de atrito lateral calculada pelos métodos teóricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C30.	133
Figura 6.24 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos teóricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C40.	135
Figura 6.25 - Relação entre a carga de ponta calculada pelos métodos teóricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C40.	135
Figura 6.26 - Relação entre a carga de atrito lateral calculada pelos métodos teóricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C40.	136
Figura 6.27 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio SPT e a obtida da prova de carga. - Estaca C25.....	139
Figura 6.28 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio CPT e a obtida da prova de carga. - Estaca C25.....	139

Figura 6.29 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio SPT-T e a obtida da prova de carga. - Estaca C25. ...	140
Figura 6.30 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio SPT e a obtida da prova de carga. - Estaca C30.....	143
Figura 6.31 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio CPT e a obtida da prova de carga. - Estaca C30.....	143
Figura 6.32 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio SPT-T e a obtida da prova de carga. - Estaca C30. ...	144
Figura 6.33 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio SPT e a obtida da prova de carga. - Estaca C40.....	146
Figura 6.34 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio CPT e a obtida da prova de carga. - Estaca C40.....	147
Figura 6.35 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio SPT-T e a obtida da prova de carga. - Estaca C40.....	147
Figura 6.36 - Carga de ruptura total dos métodos semi-empíricos. - Estacas C25, C30 e C40.....	151
Figura 6.37 - Relação entre a carga de atrito calculada pelos métodos semi-empíricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C25, C30 e C40.....	151

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Tipos de estaca (VELLOSO & LOPES, 2010).....	9
Tabela 2.2 - Tipo de controles em execução de estacas escavadas com trado mecânico (GUSMÃO, 2008).	12
Tabela 3.1 - Coeficientes de empuxo k e ângulo atrito de interface (δ) (BROMS, 1966 <i>apud</i> CINTRA e AOKI, 2010).	20
Tabela 3.2 - Valores de (I_r) para diferentes tipos do solo (DAS, 2006).	23
Tabela 3.3 - Classificação de solos segundo a NBR 6484/2001.....	30
Tabela 3.4 - Fatores de correção de F_1 e F_2 (CINTRA e AOKI, 2010).....	32
Tabela 3.5 - Coeficientes K e razão α_{AV} (CINTRA e AOKI, 2010).....	32
Tabela 3.6 - Valores de K_{LB} e α_{LB} (LAPROVITERA, 1998 <i>apud</i> VELLOSO e LOPES, 2010).....	33
Tabela 3.7 - Valores de F_1 e F_2 (LAPROVITERA, 1998 e BENEGAS, 1993 <i>apud</i> VELLOSO e LOPES, 2010).....	33
Tabela 3.8 - Coeficiente característica do solo C_{DEC} (DÉCOURT, 1978).....	35
Tabela 3.9 - Valores do fator α_{DEC} e β_{DEC} em função do tipo de estaca e do tipo do solo. (DÉCOURT, 1996 <i>apud</i> CINTRA e AOKI, 2010).	35
Tabela 3.10 - Valores aproximados de a, b, a', b' (VELLOSO, 1981 <i>apud</i> CINTRA e AOKI, 1996).....	37
Tabela 3.11 - Valores para os coeficientes M_1, M_2 (MILITITSKY e ALVES, 1985).....	37
Tabela 3.12 - Valores do parâmetro α_{tex} (TEIXEIRA, 1996).	38
Tabela 3.13 - Valores do parâmetro β_{tex} (TEXEIRA, 1996).	39

Tabela 3.14 - Grupo de solos e equações para previsão da carga de ruptura de estaca escavadas (adaptado de VELLOSO e LOPES, 2010).	40
Tabela 3.15 - Coeficientes α_{UFRGS} e β_{UFRGS} (LOBO, 2005).	41
Tabela 3.16 - Valor de C correspondente ao RSA (DERUITER e BERINGEN (1979) <i>apud</i> DAS, 2006).	46
Tabela 3.17 - Valores de R_1 para solo coesivo não drenado (SCHMERTMANN, 1978 <i>apud</i> DAS, 2006).	47
Tabela 3.18 - Valores de α_p em função do tipo de solo (PHILIPPONAT, 1980 <i>apud</i> DÉCOURT, 1998).	51
Tabela 3.19 - Valores de α_f em função do tipo de solo (PHILIPPONAT, 1980 <i>apud</i> DÉCOURT, 1998).	52
Tabela 3.20 - Valores de α_s em função do tipo de solo (PHILIPPONAT, 1980 <i>apud</i> DÉCOURT, 1998).	52
Tabela 3.21 - Valores de C_{LCPC} (CFEM, 1922 <i>apud</i> FELLENIUS, 2006).	53
Tabela 3.22 - Valores de K_{LCPC} e J (CFEM, 1922 <i>apud</i> FELLENIUS, 2006).	54
Tabela 3.23 - Coeficiente α_t (CAMAPUM de CARVALHO <i>et al</i> 1998).	57
Tabela 3.24 - Coeficientes propostos por Rodriguez <i>et al</i> (1998) (CAMAPUM de CARVALHO <i>et al</i> 1998).	57
Tabela 3.25 - Valores dos coeficientes empíricos s_λ e s_p (RANZINI, 2000 <i>apud</i> PEIXOTO, 2001).	59
Tabela 3.26 - Valores dos coeficientes s_λ e F_λ (PEIXOTO, 2001).	61
Tabela 4.1 Tipos de estacas em função rigidez relativa do solo fuste-ponta-estaca “m”: (ALBUQUERQUE, 1996).	86

Tabela 5.1 - Índices Físicos (GON, 2011).	95
Tabela 5.2 - Limites de consistência (GON, 2011).....	96
Tabela 6.1 - Valores de carga de ruptura a partir da análise da curva vs recalque.....	114
Tabela 6.2 - Valores de carga de topo e de ponta da estaca instrumentada C25.....	117
Tabela 6.3 - Valores de carga de topo e de ponta da estaca instrumentada C30.....	118
Tabela 6.4 - Valores de carga de topo e de ponta da estaca instrumentada C40.....	118
Tabela 6.5 - Valores de carga de Atrito lateral máximo e reação de ponta na ruptura.	127
Tabela 6.6 - Combinações dos métodos teóricos.	128
Tabela 6.7 - Resultados da carga de ponta (Q_P), carga lateral (Q_L) e carga total (Q_T); obtidos pelos métodos teóricos estaca C25.	129
Tabela 6.8 - Resultados da carga de ponta (Q_P), carga lateral (Q_L) e carga total (Q_T); obtidos pelos métodos teóricos estaca C30.	131
Tabela 6.9 - Resultados da carga de ponta (Q_P), carga lateral (Q_L) e carga total (Q_T); obtidos pelos métodos teóricos estaca C40.	134
Tabela 6.10 - Resultados da carga de ponta (Q_P), carga lateral (Q_L) e carga total (Q_T); obtidos pelos métodos semi-empíricos estaca C25.	138
Tabela 6.11 - Resultados da carga de ponta (Q_P), carga lateral (Q_L) e carga total (Q_T); obtidos pelos métodos semi-empíricos estaca C30.	142
Tabela 6.12 - Resultados da carga de ponta (Q_P), carga lateral (Q_L) e carga total (Q_T); obtidos pelos métodos semi-empíricos estaca C40.	145
Tabela 6.13 - Desvio padrão e coeficiente de variação.....	149
Tabela 6.14 - Comparativo com estacas escavadas em solo da Unicamp.	153

LISTA DE SÍMBOLOS

Q_T = capacidade de carga da estaca ou carga de ruptura.

Q_L = resistência última lateral.

Q_P = resistência última de ponta ou base.

w = peso próprio da estaca.

q_u = tensão limite no nível da ponta.

f_u = tensão limite de cisalhamento ao longo do fuste.

A_p = área da secção transversal da ponta da estaca.

U = perímetro.

c = coesão do solo.

c' = coesão efetiva.

γ = peso específico do solo.

D = diâmetro da estaca.

σ_{vp} = tensão vertical do solo na cota de apoio da fundação.

σ'_{vp} = tensão vertical efectiva do solo na cota de apoio.

N_c^*, N_q^*, N_γ^* = coeficientes de capacidade de carga, em função do ângulo de atrito e da geometria da estaca.

z = profundidade total da camada de solo.

L = comprimento da estaca.

k = coeficiente de empuxo.

k_o = coeficiente de empuxo no repouso.

τ = resistência ao cisalhamento.

δ = ângulo de atrito entre solo-estaca

ϕ = ângulo de atrito.

ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo.

I_{rr} = índice de rigidez reduzida para o solo.

E_s = módulo de elasticidade de solo.

E_e = módulo de elasticidade da estaca.

I_r = índice de rigidez.

μ_s = relação de Poisson.

Δ = deformação unitária média.

G_s = módulo de cisalhamento do solo.

σ'_h = tensão efetiva horizontal.

ca = coeficiente de adesão efetiva entre estaca e solo.

K = coeficiente que depende do tipo de solo.

α = fator empírico de adesão entre o solo e a estaca.

α_{AV} = razão de atrito (Aoki e Velloso, 1975).

α_{LB} = razão de atrito (Lavopriter e Banegas, 1993).

α_{DEC} = fator aplicado à parcela de ponta; de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca; (Décourt e Quaresma, 1976;1996).

α_{ppv} = fator de execução da estaca (P.P.D Velloso, 1981).

α_{tex} = Parâmetro adotado em função do tipo do solo e do tipo da estaca do método de (Texeira, 1996).

α_{UFRGS} = coeficiente de ajuste aplicado para resistência lateral do método da UFRGS.

N_l = índice médio de resistência à penetração na cota de apoio da estaca.

N_p = índice médio de resistência à penetração na camada de solo de espessura Δ_l .

F_1 e F_2 = fatores de correção.

β_{DEC} = fator aplicado à parcela de atrito lateral de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca. (Décourt e Quaresma, 1996).

β_{ppv} = fator de carga de ponta em função da dimensão da ponta da estaca (P.P.D Velloso, 1981).

β_{tex} = Parâmetro adotado em função do tipo da estaca do método de (Texeira, 1996)

β_{UFRGS} = coeficiente de ponta do método da UFRGS.

C_{DEC} = coeficiente característico do solo.

λ = fator de carregamento da estaca.

a, b, a', b' = parâmetros de correlação entre o SPT e o CPT.

d_c = diâmetro da ponta do cone utilizado no ensaio CPT, Método P.P.C. Velloso.

N_1 = valor médio de N_{SPT} , calculado desde a cota da ponta da estaca até dois diâmetros acima da mesma.

N_2 = valor médio de N_{SPT} calculado desde a cota da ponta da estaca até um diâmetro abaixo da mesma.

N_i = valor de N_{SPT} correspondente à camada i .

M_1, M_2 = coeficientes de proporcionalidade.

a_p = área de ponta do amostrador SPT (20,4cm²).

α = coeficiente de ajuste aplicado para resistência lateral.

a_l = área lateral total do amostrador SPT (externa + interna = 810,5cm²).

Δl = espessura de cada camada de solo considerado.

η_1 = eficiência do golpe = 0,764.

η_2 = eficiência das hastes = 1.

η_3 = eficiência do sistema.

z = comprimento da haste que penetrou no solo.

M_m = massa do martelo.

M_h = massa da haste.

g = aceleração da gravidade.

Δp = penetração do golpe.

f_s = atrito lateral médio do CPT para cada ΔL .

q_c = resistência de ponta no ensaio CPT.

XP = coeficiente para determinação da parcela da resistência lateral da estaca, pelo método Vorcaro-Velloso.

XF = coeficiente para determinação da parcela da resistência da ponta da estaca, pelo método Vorcaro-Velloso.

C = coeficiente de correlação influenciado pela RSA.

P_a = pressão atmosférica.

K_f = coeficiente adimensional.

K_c = coeficiente adimensional em função do tipo de estaca.

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada.

N_k = coeficiente adimensional.

R = fator de redução.

α_p = coeficiente função do tipo de estaca.

α_f = coeficiente função do tipo de estaca.

α_s = coeficiente função do tipo de solo.

C_{LCPC} = fator de capacidade de carga.

K_{LCPC} = coeficiente adimensional.

J = valor Máximo permitido para resistência lateral unitária.

f_T = adesão solo-amostrador.

T = torque medido no ensaio .

h = comprimento de cravação do amostrador.

N_{eq} = média dos valores N_{eq} .

α_t = coeficiente de adesão.

s_p = coeficiente empírico.

f_p = tensão na ponta da estaca.

s_λ = coeficiente empírico.

f_λ = tensão de atrito lateral no fuste da estaca.

A_λ = área da superfie lateral, enterrada da estaca.

$f_{Tm\acute{a}x(i-1)}$ = tensão máxima obtida do torquímetro 1 metro acima da cota da base.

$f_{Tm\acute{a}x(i)}$ = tensão máxima obtida do torquímetro na cota da base.

$f_{Tm\acute{a}x(i-1)}$ = tensão máxima obtida do torquímetro 1 metro abaixo da cota da base.

$f_{Tres(i)}$ = tensão de atrito lateral residual medida pelo torquímetro no trecho (i) do fuste da estaca.

1. INTRODUÇÃO

Toda estrutura necessariamente é apoiada no solo que pode ser considerado como um material mais da estrutura, com a diferença de que ao fazer a comparação com outros materiais como o aço e o concreto existem a desvantagem de que o solo resiste menos e é mais deformável. O comportamento do material solo depende das condições geológicas de cada região e o comportamento das fundações está ligado com o que acontece com o solo quando é submetido a determinado carregamento.

Um dos principais aspectos do projeto de fundações em estacas é a previsão de sua capacidade de carga, desta forma o entendimento e cálculo da capacidade de carga torna-se o principal foco de um projeto, especialmente quando se faz necessária a implementação das fundações profundas como alternativa em projetos com cargas elevadas ou em solos de pouca resistência. De acordo com Lobo (2005) a previsão da capacidade de carga de estacas requer a estimativa das propriedades do solo, suas alterações pelos processos construtivos, da sua seção transversal, de seu comprimento e do conhecimento do mecanismo de interação solo/estaca.

Prever o comportamento ou o desempenho de uma fundação profunda não é fácil. Ao longo dos anos, diversos autores propuseram muitos métodos teóricos, empíricos e semi-empíricos para a avaliação da capacidade de carga, para diferentes tipos de estacas e diferentes tipos de solos.

As metodologias da análise tradicional de acordo com diferentes autores são baseadas na teoria de plasticidade onde são utilizados para o cálculo os parâmetros do solo como a coesão e o ângulo de atrito, embora existam grandes discrepâncias nas considerações feitas pelos autores devido à variação dos fatores de capacidade de carga, de acordo com a forma da superfície de ruptura. Além disso, Cintra e Aoki (2010) citam a limitação que tem o modelo teórico que considera o solo sendo coesivo ou granular; porém, na realidade, a maioria dos solos encontram-se com comportamentos mecânicos tanto coesivos como granulares simultaneamente. Ressaltam ainda que na

prática de projetos de fundações com estacas, há o uso restrito de formulas teóricas para previsão da capacidade de carga.

No caso dos métodos semi-empíricos utilizados no Brasil, eles são baseados em parâmetros de resistência do solo obtidos em ensaios *in situ*, CPT, SPT, SPT-T destacando-se os ensaios CPT e SPT. Pesquisadores, como Amman (2010), ressaltam que estes métodos foram criados a partir de ensaios específicos das regiões de experiência de seus autores e não são universais. Na maioria dos casos podem arrojar incertezas em solos distintos das regiões originais.

Tendo em conta o acima citado a experiência acumulada de pesquisa realizadas o modo mais confiável para prever a capacidade de carga e comportamento real de uma estaca em determinado tipo de solo é por meio das provas de carga. Para obter melhores resultados sobre o comportamento das fundações profundas, as provas de carga podem ser instrumentadas o que permite avaliar o mecanismo de transferência de carga em profundidade nas estacas, porém é rara a sua utilização pelo custo do ensaio, nível de complexidade e necessidade de técnicos especializados.

Nesta pesquisa será estudado o comportamento de três estacas instrumentadas, escavadas com trado mecânico executadas no solo de tipo laterítico colapsível na região de Campinas-SP. Sendo esse tipo de fundação o mais comum para obras de pequeno e médio porte na região e onde as condições geotécnicas são satisfeitas. A capacidade de carga será calculada e analisada por uma recopilação dos principais métodos teóricos e semi-empíricos verificando seu desempenho com o funcionamento real de acordo com as provas de carga. A divisão de cargas entre atrito lateral e reação de ponta da estaca será analisada por meio da transferência de carga (Leis de Cambeft).

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo desta pesquisa é avaliar o comportamento à compressão de três estacas escavadas de diferentes diâmetros (0,25 m; 0,30 m; e 0,40 m) e comprimento constante (5m), empregando-se métodos de capacidade de carga teóricos e semi-empíricos, e resultados de provas de carga instrumentadas realizadas em solo laterítico da região de Campinas SP.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Calcular a capacidade de carga pelos métodos teóricos e semi-empíricos citados na revisão bibliográfica;
- Análises dos resultados de provas de carga;
- Comparação da carga de ruptura nas provas de carga em relação ao estimado inicialmente pelos métodos teóricos e semi-empíricos;
- Análises da influência do diâmetro no cálculo da capacidade de carga pelos métodos semi-empíricos;
- Análise do mecanismo de transferência de carga das estacas;
- Identificação das parcelas de resistência lateral e de ponta através de instrumentação ao longo do fuste.

2. FUNDAÇÕES

Toda estrutura necessariamente é apoiada no solo, que pode ser considerado como um material mais da estrutura, com a diferença de que ao fazer a comparação com outros materiais como o aço e o concreto tem a desvantagem do que o solo resiste menos e é mais deformável. Um solo não resiste a mesmas tensões, devido a isso surge a necessidade de apoiar as estruturas em fundações que repartam e transfiram as pressões que sejam compatíveis com a sua resistência e a sua deformabilidade.

Segundo Cintra e Aoki (2010), *“Uma fundação é um sistema composto pelo elemento estrutural e pelo maciço de solo que a envolve”*, e este sistema é destinado a absorver e transmitir ao maciço as cargas aplicadas e garantir as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade. As fundações de acordo com a sua forma de transmissão de cargas são classificadas em: Superficiais e Profundas.

2.1 Fundações Superficiais

As fundações superficiais transmitem a carga ao terreno pela pressão distribuída na sua base sem atrito lateral de nenhum tipo. Segundo Terzaghi e Peck (1980) uma fundação é superficial quando sua largura é igual ou maior que a sua profundidade. A norma NBR 6122 /2010 cita que as fundações superficiais são aquelas que transmitem a sua carga ao terreno, pelas tensões distribuídas na base da fundação e sua profundidade de assentamento em relação com o terreno adjacente é inferior duas vezes à menor dimensão do elemento estrutural da fundação.

Segundo Jopper (2007), os diversos tipos de fundações rasas existentes são: Bloco de fundação, Sapatas isoladas, Sapata associada, Sapata corrida, Radier.

2.2 Fundações Profundas

Quando o solo é pouco resistente ou compressível, normalmente pode resultar inadequado proporcionar um suporte através de uma fundação superficial. Por outro lado, apesar do solo ser resistente pode ser comum a existência de cargas muito elevadas. Nestes casos é difícil obter um coeficiente de segurança adequado e a fundação superficial não é a solução mais apropriada.

Para estes casos as cargas devem ser transmitidas a uma camada mais adequada e em maior profundidade e são as fundações profundas as estruturas utilizadas para transmitir as cargas a níveis mais profundos e mais resistentes.

Segundo a NBR 6122/2010, as fundações profundas são aquelas que transmitem a carga ao terreno, através da sua base que é a resistência de ponta e possui a contribuição da sua superfície lateral resistência de fuste ou por uma combinação das duas. Sua base está implantada a uma profundidade superior ao dobro da sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3m. Entre os tipos de fundação profunda podemos citar as seguintes: estaca, tubulão e caixão.

Conforme a NBR 6122 (2010), as estacas são definidas como: *“elemento de fundação profunda executada inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de operário”*.

As estacas são elementos estruturais esbeltos com seção transversal geralmente pequena comparadas com o seu comprimento, instaladas no solo por cravação ou perfuração. As estacas são utilizadas quando as fundações superficiais não proporcionam um suporte adequado e sua função é suportar e transmitir as cargas da estrutura até chegar a uma camada adequada.

Economicamente o custo de uma fundação profunda é muito maior que uma fundação superficial, apesar disso é necessária para dar segurança às estruturas.

De acordo com Vesic (1977) estas são algumas das condições que requerem estacas (Figura 2.1).

- a) Quando as camadas do solo são demasiado fracas ou compressíveis para suportar a carga transmitida pela estrutura. São utilizadas estacas até chegar a uma camada mais resistente preferivelmente rocha (Figura 2.1.a).
- b) No caso não seja encontrada uma camada forte ou rochosa, a estaca gradualmente transfere as cargas por atrito lateral na interface solo/estaca (Figura 2.1.b).
- c) Quando existem elevadas forças horizontais (aterros, ventos, sismo) é recomendável utilizar estacas por que resistem a esforços de flexão e suportam também a carga vertical transmitida pela estrutura (Figura 2.1. c).
- d) No caso de ter solos expansivos e colapsáveis (Figura 2.1.d).
- e) Em situações onde o solo ao redor da estaca se movimenta para baixo, isto é chamado “atrito negativo”, este atrito tende a afundar a estaca no terreno. (Figura 2.1.e).
- f) Para Atingir profundidades que não estão sujeitas à erosão, escavação ou outros efeitos. Geralmente quando são executados estribos e estacas de pontes (Figura 2.1.f)

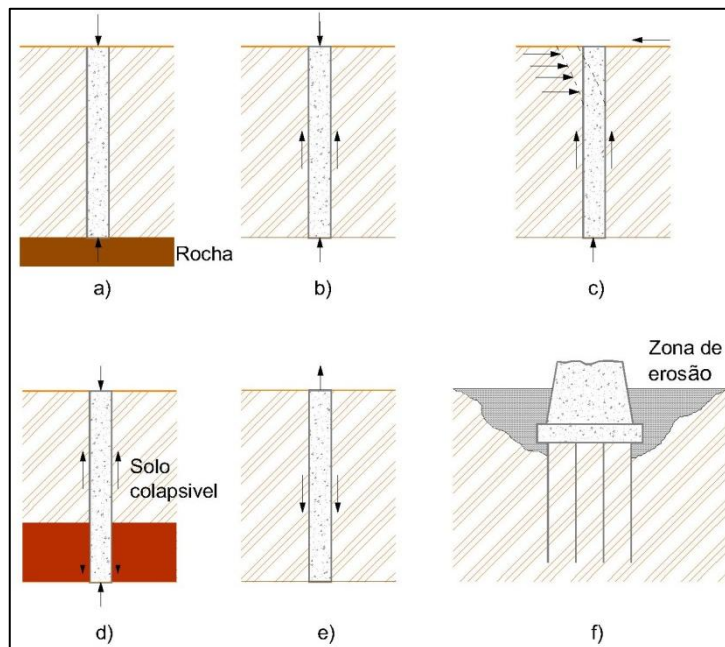


Figura 2.1 - Condições para uso de estacas (DAS, 2006).

As estacas são classificadas de acordo com vários critérios:

- a) De acordo com o material: Podem ser classificados em estacas de madeira, concreto, aço e mistas.
- b) De acordo com o processo executivo:
 - Estacas de deslocamento: estas são introduzidas no terreno através de um processo sem a retirada do solo. Por cravação de um elemento rígido através do solo.
 - Estacas de Substituição: estas são aquelas executadas "in loco" através da remoção do terreno por um processo qualquer, com remoção de material, com ou sem revestimento, com ou sem a utilização de fluido estabilizante. (DÉCOURT *et al* 1998).

- Estacas sem deslocamento: De acordo com Velloso & Lopes (2010), as estacas “sem deslocamento” são aquelas onde não há praticamente remoção do solo.

As anteriores definições são apresentadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Tipos de estaca (VELLOSO & LOPES, 2010).

Tipo de Execução		Estaca
De deslocamento	Grande	Madeira.
		Pré-moldadas de concreto.
		Tubos de aço de ponta fechada.
		Tipo Franki.
		Microestacas Injetadas.
	Pequeno	Perfis de aço.
		Tubos de aço de ponta aberta (sem embuchamento na cravação).
		Estacas hélices especiais (deslocamento).
Sem deslocamento		Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação.
		Estaca raiz.
De substituição		Escavadas sem revestimento ou com uso de lama.
		Strauss.
		Estaca hélice continua em geral.

Costa Branco (2006) afirma que a diferença básica entre as estacas de substituição e de deslocamento está no deslocamento provocado no solo pelas segundas, com a melhoria das características do solo e do seu contato com a estaca ao longo do fuste e da área da ponta.

c) De acordo a seu funcionamento:

Segundo seu mecanismo de transferência de carga no solo, as estacas se classificam em:

- A estaca de ponta: É aquela que toda ou a maior parte do carregamento que recebe no seu topo se transmite completamente à ponta, sendo muito pequena a carga que transmite por fuste (Figura 2.2.a). Das (2006) cita pelo exemplo no caso de uma estaca que em seus registros de perfuração estabelecem a presença de material rochoso ou uma camada resistente num sitio com profundidade razoável. As estacas são prolongadas até uma superfície resistente, neste caso a estaca trabalha pela ponta. A resistência por atrito é depreciável.
- A estaca de atrito: É aquela que a maior parte do carregamento aplicado é transmitida através do atrito lateral ao longo de seu fuste (Figura 2.2.b). Neste caso a maior porcentagem da resistência ao carregamento será fornecida pelo atrito entre o fuste da estaca e o solo. São utilizadas quando não há camadas de rocha ou material resistente a uma profundidade considerável in situ (DAS, 2006).

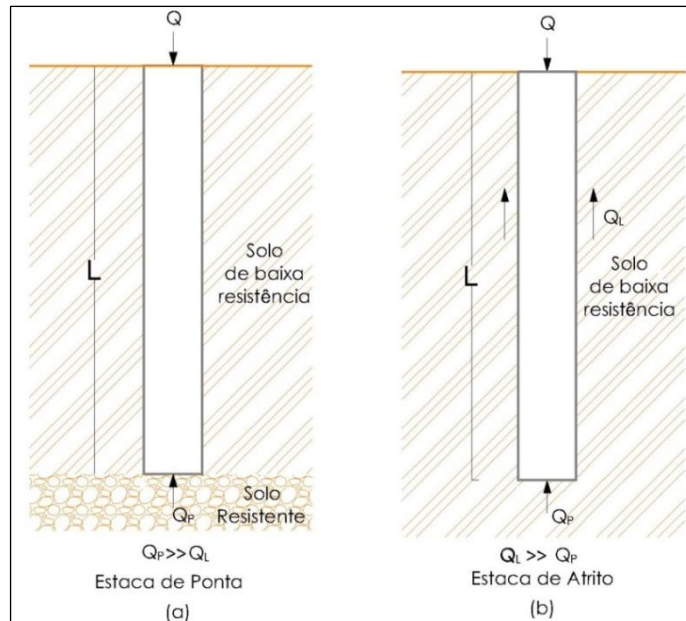


Figura 2.2 - Estaca de ponta e estaca de atrito.

Os casos anteriores são extremos, normalmente se dão situações intermediárias onde a estaca trabalha simultaneamente por ponta e atrito.

De acordo com Terzaghi & Peck (1967) as estacas de atrito são classificadas dependendo do tipo de solo: granulares muito permeáveis também chamadas de compactação e estacas de atrito em solos finos de baixa permeabilidade comumente conhecidas como estacas flutuantes.

2.2.1 Estacas Escavadas com pequeno diâmetro com Trado Mecanizado

Segundo a NBR-6122/2010, “*são moldadas in loco, por meio da concretagem de um furo executado por trado espiral, sendo empregadas onde o solo se mantém estável sem necessidade de revestimento ou de fluido estabilizante. O uso desse tipo de estaca está limitado a terrenos porosos, coesivos, situados em camadas acima do nível d’água*”.

A perfuração é feita com trado curto acoplado a uma haste até a profundidade especificada em projeto. A concretagem é feita através de um funil que tenha comprimento mínimo de 1,5 m, (a finalidade de este funil é orientar o fluxo de concreto). Dependendo se as estacas são submetidas a tração ou a flexão, a colocação da armadura pode ser antes ou depois do concretagem.

No seu processo executivo, as estacas escavadas são sujeitas à redução de confinamento do solo, o que piora as características de rigidez e resistência do solo, devido ao trado não conseguir retirar totalmente o solo escavado. Esses depósitos de solo no furo impedem o contato da estaca com o terreno natural proporcionando uma diminuição da resistência de ponta dessas estacas, fazendo que a sua capacidade de carga seja garantida apenas pela parcela do atrito lateral (COSTA BRANCO, 2010).

Gusmão (2008) recomenda os principais controles da execução das estacas antes, durante e depois, entre elas as estacas escavadas com trado mecânico conforme a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Tipo de controles em execução de estacas escavadas com trado mecânico (GUSMÃO, 2008).

Tipo de estaca	Tipo de Controles		
	Antes de Execução	Durante a Execução	Após a Execução
Escavada com trado Mecânico	Controle dos materiais (cimento, areia, brita aço).	Controle do concreto traço, slump.	Ensaio de integridade do fuste.
	Verificação da armadura da estaca.	Limpeza do fundo da estaca.	Ensaio de prova de carga.
	Verificação do equipamento de execução.	Volume do fuste.	

Camapum de Carvalho, Guimarães e Pereira (2008), recomendam para solos colapsáveis o uso de estacas de pequeno diâmetro substituindo na grande maioria das vezes as fundações superficiais para obras de pequeno e médio porte.

Lorenzi (2012) concluiu que as estacas escavadas com trado mecanizado são as mais utilizadas na região Oeste do Paraná pelo baixo custo e a sua facilidade na execução, fazendo com que esta técnica seja a mais utilizada. Além disso, estas estacas apresentam uma melhoria da ordem de 20% na capacidade de carga total quando na sua execução é aplicado o método de alargamento de fuste.

Segundo suas experiências na execução de estacas com trado mecânico Fonseca, Costa e Santos (2004), afirmam que induzem baixos deslocamentos ao solo e são as mais utilizadas em solos residuais no Norte de Portugal.

Scallet, Gonçalves e Balbas (2010), indicam que este tipo de fundação é o mais utilizado para obras de pequeno e intermediário porte em parte da região de Campinas/SP, onde as condições geológico-geotécnicas são satisfeitas.

Das estacas escavadas com trado mecanizado pode-se concluir que o baixo custo e a facilidade da sua execução em solos porosos, coesivos, situados acima do nível d'água, são os fatores predominantes para que esta seja a técnica de fundação mais utilizada no Estado de São Paulo.

3. CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga do elemento isolado de fundação segundo Cintra & Aoki (2010) corresponde à máxima resistência que o sistema pode oferecer ou a carga que provoca a ruptura do sistema composto pelo elemento estrutural e o maciço de solo que o envolve. A capacidade de carga de uma fundação profunda submetida a um carregamento vertical é composta de duas parcelas: a parcela da resistência lateral que atua ao longo do fuste da estaca e a resistência da ponta. Por tanto a capacidade de carga é definida como a soma das cargas máximas que podem ser suportadas por essas resistências.

A equação que descreve o cálculo da carga de ruptura é a seguinte:

$$Q_T = Q_L + Q_P - w \quad (3.1)$$

Onde,

Q_T = capacidade de carga da estaca;

Q_L = resistência última lateral;

Q_P = resistência última de ponta ou base;

w = peso próprio da estaca;

Na maioria dos casos o peso próprio da estaca é desprezado e a equação pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$Q_T = Q_L + Q_P \quad (3.2)$$

Para obter a parcela da ponta (Q_P) basta multiplicar a resistência de ponta em unidades de tensão (q_p), pela área da seção transversal da ponta ou base da estaca, e para a parcela de atrito (Q_L) é a somatória das forças resistentes por atrito lateral (f_u), ao longo nos segmentos da estaca (CINTRA e AOKI, 2010). Na figura 3.1 se pode

observar as cargas que atua numa estaca quando é submetida a um carregamento axial.

Logo a equação da capacidade é a seguinte:

$$Q_T = Q_L + Q_P = f_u A_t + q_p A_p = U \sum (f_u \Delta l) + q_p A_p \quad (3.3)$$

Onde,

q_u = tensão limite no nível da ponta

f_u = tensão limite de cisalhamento ao longo do fuste;

A_p = área da secção transversal da ponta da estaca;

U = perímetro;

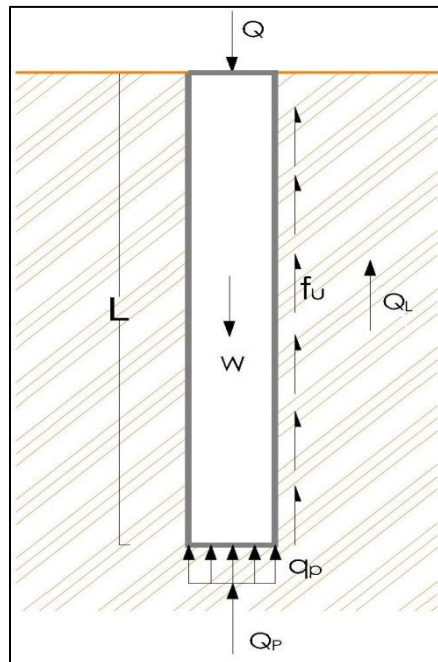


Figura 3.1 - Estaca submetida à carga de ruptura de compressão.

A capacidade de carga de um sistema solo/estaca depende do tipo de solo onde a estaca está instalada, do tipo de sua execução, da sua seção transversal e de seu comprimento.

Experiências com estacas escavadas de diversos pesquisadores estabeleceram que essas duas parcelas são completamente mobilizadas a diferentes níveis de recalque (Whiaker e Cooke, 1966 *apud* Simons e Menezies, 1977).

A resistência devida ao atrito no fuste desenvolve-se para valores da ordem de 5 e 10 mm, independente do tipo de estaca e do diâmetro do fuste. Para recalques maiores ela se mantém relativamente constante ou em alguns casos podem apresentar uma pequena redução. Por outro lado, a resistência na base da estaca é completamente mobilizada quando o recalque atinge valores da ordem de 10% do diâmetro da base para estacas cravadas e para estacas escavadas da ordem de 30% do diâmetro da base; independente do tipo de solo (BOWLES, 1996).

De acordo a Meyerhof (1951), a capacidade de ponta da estaca em areia, aumenta com a profundidade de embutimento da camada de suporte. Costa Branco (2006) cita que De Beer (1963) mediante o ensaio CPT e a formulação de Meyerhof (1951) verificou que a resistência de ponta cresce linearmente com a profundidade até atingir a penetração que mobiliza o mecanismo completo de ruptura para aquele diâmetro.

Segundo Alonso (2004), para projetar uma fundação devem-se garantir três condições básicas: segurança, funcionalidade e durabilidade. De acordo a segurança todos os elementos solo/estrutura devem garantir os coeficientes de segurança contra ruptura fixada pelas normas técnicas. As fundações devem ser funcionais para que as deformações e os deslocamentos sejam compatíveis com o tipo e a finalidade que se destina a estrutura e por último devem garantir durabilidade em relação aos materiais empregados que deverão ser suficientemente duráveis para atender no mínimo a vida útil da obra.

Para a determinação da capacidade de carga foram desenvolvidos fórmulas e critérios baseados em experiências locais ou estudos detalhados, que pode ser obtida por meio de:

- Métodos Estáticos
- Métodos Dinâmicos
- Provas de Carga

Os métodos estáticos por sua vez são divididos em dois processos, direto e indireto. Nos processos, diretos a capacidade de carga é determinada através de correlações empíricas ou semi-empíricas utilizando ensaios de campo (SPT, CPT, SPT-T e DMT); e nos processos indiretos baseia-se em fundamentos na análise estática de carga com base em parâmetros de resistência (c e ϕ) obtidos através de ensaios de campo ou laboratórios.

Camapum de Carvalho, *et al* (2010), concluem que a variabilidade das previsões obtidas com a aplicação dos diversos métodos de previsão da capacidade de suporte de estacas sob carregamento axial é em geral alta, sendo difícil recomendar o melhor critério uma vez que esta escolha depende fortemente da experiência do engenheiro com as propriedades do solo local.

3.1 Métodos Teóricos

Um método teórico pode ser definido como aquele que se origina exclusivamente do intelecto humano quando se propõe a investigar um fenômeno observado e avaliar quais as variáveis a serem consideradas na sua explicação (NIELSEN NETO, 1991 *apud* AMAN, 2010).

Existem várias fórmulas teóricas desenvolvidas na mecânica do solo para estimar a capacidade de carga, considerando o solo argiloso ou granular. Segundo Décourt *et al* (1996) a maioria destas metodologias se constitui de extensões dos trabalhos clássicos de Prandtl (1921) e Reissner (1924) que foram adaptados ao comportamento dos solos e as primeiras aplicações prática relacionadas com solos

foram efetuadas por Caquot (1934), Buisman (1935), Terzaghi (1943) e Meyerhof (1951).

Devido à limitação do modelo teórico que considera o solo como coesivo ou granular, e, além disso, o fato de que as fórmulas teóricas de capacidade de carga de fundação profunda normalmente não fornecem previsões confiáveis, autores como Cintra e Aoki (2010) recomendam na prática de projetos de fundações por estacas, o uso restrito de formulas teórico para previsão de capacidade de carga.

3.1.1 Resistência de ponta

As teorias clássicas existentes para determinação da capacidade de carga de ponta são baseadas na teoria da plasticidade e soluções que supõem diferentes mecanismos de ruptura desenvolvida na base da estaca. Existem várias propostas buscando reproduzir as superfícies de ruptura das estacas. Na figura 3.2 são apresentados alguns dos principais modelos de acordo com diversos autores.

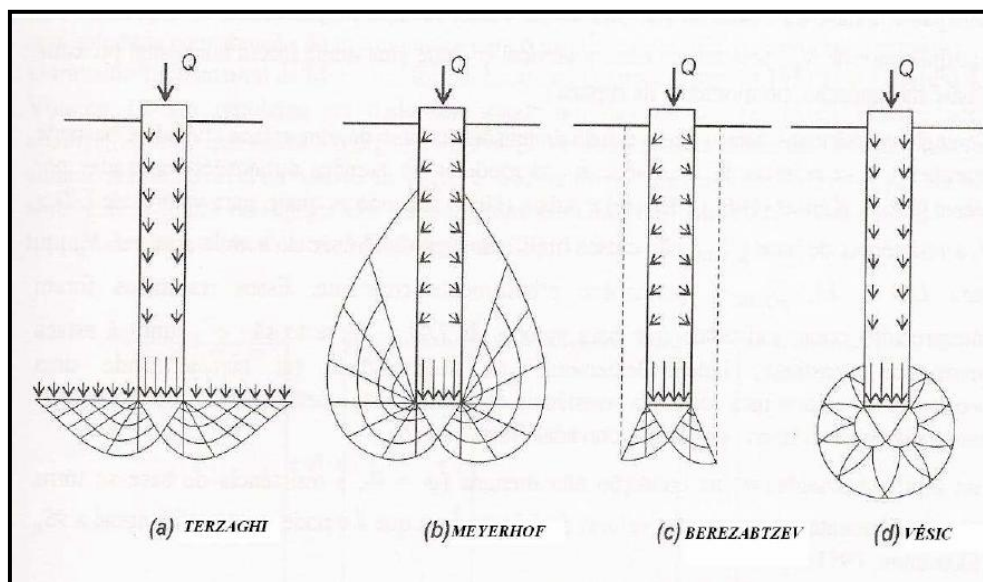


Figura 3.2 - Mecanismo de ruptura de base da estaca propostas por diversos autores.

A teoria de Terzaghi (1943) não tem em conta a contribuição dos esforços cisalhantes ao longo do fuste por considerar o solo acima da ponta mais compressível em relação ao solo da abaixo da ponta. A ruptura da base da estaca ocorre com o deslocamento do solo para os lados e para cima conforme mostra na figura 3.2.a.

A teoria de Meyerhof (1951, 1953) aperfeiçoa a clássica teoria de Terzaghi considerando a contribuição da resistência ao cisalhamento do solo acima da ponta da estaca.

Vesic (1975) baseando-se na teoria da expansão da cavidade esférica e em sua análise de resultados de provas de carga mostrou que as deformações ao redor da ponta das estacas podem ser divididas em duas grandes zonas principais. A zona próxima à ponta é caracterizada por grandes deformações plásticas, enquanto que a zona concêntrica seguinte é caracterizada por pequenas deformações elásticas.

A expressão geral para obter a capacidade de carga de ponta de uma estaca é semelhante a que proporciona a capacidade de carga em fundações superficiais proposta por Terzaghi (1943):

$$Q_P = A_p \left(c N_c^* + \sigma_{vp} N_q^* + \frac{1}{2} \gamma D N_\gamma^* \right) \quad (3.4)$$

Onde,

A_p = área da seção transversal da ponta da estaca;

c = coesão do solo;

γ = peso específico do solo;

D = menor lado da fundação, ou o diâmetro da estaca;

σ_{vp} = tensão vertical do solo na cota de apoio da fundação;

N_c^* , N_q^* , N_γ^* = coeficientes de capacidade de carga, em função do ângulo de atrito e da geometria da estaca;

Para fundações profundas, a parcela devido ao fator (N_q^*) pode ser considerada desprezível, pois é muito pequena em relação às outras parcelas.

-No caso de solos não coesivos ($c=0$), a equação passa a ser escrita:

$$Q_p = A_p (\sigma'_{vp} N_q^*) \quad (3.5)$$

-E para solos coesivos ($\phi=0$), a equação passa a ser escrita:

$$Q_p = A_p \left(c + N_c^* \sigma'_{vp} N_q^* \right) \quad (3.6)$$

A forma da superfície de ruptura assumida toma especial importância na determinação do valor de (N_q^*) , parâmetro que é função do ângulo de atrito e do método de execução da estaca.

Os parâmetros (σ'_{vp}) para solos coesivos não drenados devem ser em termos de tensões totais e para solos não coesivos drenados normalmente são aqueles termos de tensão efetiva.

a) Método de Meyerhof (1951)

Com base na teoria da plasticidade e paralelamente no trabalho de Terzaghi (1943), Meyerhof desenvolveu um método de previsão de carga de ruptura para fundações profundas em solo homogêneo. A resistência de ponta é dada por:

$$q_p = c N_c + K \gamma L N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (3.7)$$

k = coeficiente de empuxo do solo contra o fuste na zona de ruptura próxima à ponta;

A capacidade de carga de ponta para estacas em solos granulares está dada pela seguinte equação:

$$Q_P = (k \gamma L N_q^*) A_P \quad (3.8)$$

O coeficiente k depende principalmente do estado de tensões iniciais do solo e do método de execução da estaca. Para o cálculo de k , Broms (1966) recomenda os valores de k apresentados na tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Coeficientes de empuxo k e ângulo atrito de interface (δ) (BROMS, 1966 *apud* CINTRA e AOKI, 2010).

Estacas	k		δ
	Areia fofa	Areia compacta	
Metálica	0,5	1,0	20
Pré- moldada de concreto	1,0	2,0	$3/4 \phi$
Madeira	1,5	4,0	$2/3 \phi$

Segundo Velloso e Lopes (2010) em estacas escavadas o coeficiente k é igual ou menor que o coeficiente de empuxo no repouso, posto que numa execução ideal de uma estaca escavada, em que o processo é rápido e o solo não sofre grande desconfinamento o k permanece próximo do coeficiente de empuxo no repouso.

Caso contraria ficara abaixo. Broms (1966) *apud* Aoki e Lopes (2010) recomenda que o valor de k devera corresponder no máximo ao recomendado para estacas metálicas. De acordo ao anterior para o calculo da capacidade de ponta nesta pesquisa será assumido o $k= 0,5$ que corresponde a estacas metálicas para areias fofas. A variação de (N_q^*) com o ângulo de atrito do solo se mostra na figura 3.3.

A capacidade de carga de ponta para estacas em solos argilosos saturados $\phi = 0$; pode ser escrita:

$$Q_P = (N_c^* c + \sigma_{vp}) A_P \quad (3.9)$$

Onde,

N_c^* = fator de capacidade de carga, que pode ser considerado 9.5 de acordo com os resultados de laboratório Meyerhof (1976).

c = valor médio da coesão não drenada da camada de apoio da ponta ou base da estaca;

σ_{vp} = tensão vertical do solo na cota de apoio da fundação (γL);

Skempton (1951) após da realização de vários estudos analíticos e experimentais, concluiu que para a maior parte dos problemas o valor de 9 para N_c era adequado, confirmando desta forma o valor já proposto por outros autores.

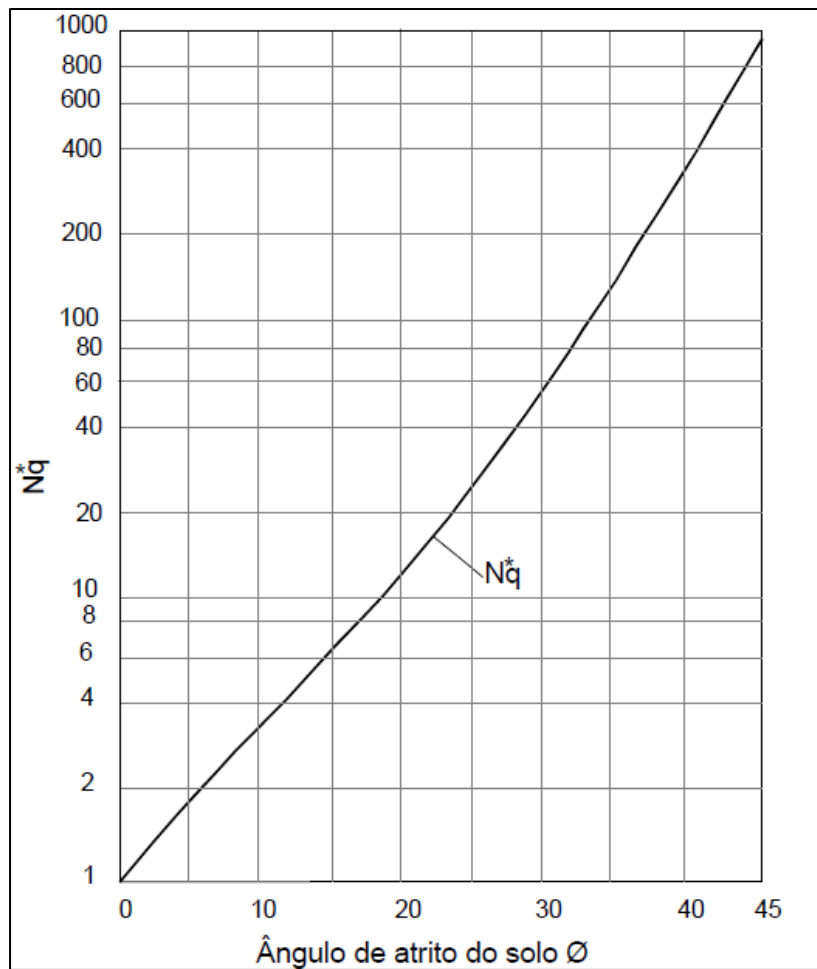


Figura 3.3 - Variação de N_q^* com ϕ . (MEYERHOF, 1976 *apud*. DAS, 2006).

b) Método de Vesic (1975)

O autor com base na teoria de expansão de cavidades e tendo em conta a rigidez do material propôs um método para estimar a capacidade por ponta. De acordo a este teoria baseada em parâmetros de esforço efetivo sugere a seguinte equação:

$$Q_p = q_u * A_p = (cN_c + \sigma'_0 N_\sigma) A_p \quad (3.10)$$

Onde σ'_0 é o esforço efetivo normal médio do solo ao nível da ponta da estaca;

$$\sigma_o = \left(\frac{1+2K_o}{3}\right) \sigma'_{vp} \quad (3.11)$$

$$K_o = (1 - \sin \phi') \quad (3.12)$$

K_o = coeficiente de empuxo no repouso.

σ'_{vp} = tensão efetiva vertical no nível da ponta da estaca.

A_p = área transversal da estaca.

De acordo com a teoria de Vesic,

$$N_\sigma = f(I_{rr}) \quad (3.13)$$

Onde,

I_{rr} = Índice de rigidez reduzida para o solo.

$$I_{rr} = \frac{(I_r)}{1+I_r \Delta} \quad (3.14)$$

Onde I_r é igual ao índice de rigidez, E_s é o módulo de elasticidade do solo, μ_s é a relação de Poisson do solo e Δ é a deformação unitária média na zona plástica.

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)(c' + \sigma' \tan \phi)} = \frac{G_s}{c' + \sigma' \tan \phi} \quad (3.15)$$

Para condições sem mudança de volume (areia densa ou argila saturada) $\Delta=0$, portanto:

$$I_r = I_{rr} \quad (3.16)$$

Para condições não drenadas onde $\phi = 0$, a equação pode se reescrever:

$$N_c = \frac{4}{3}(\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (3.17)$$

Das (2006), expõe que os valores de (I_r) são obtidos por ensaios provas de laboratórios de adensamento e triaxiais correspondentes aos níveis apropriados do esforço. No entanto para uso preliminar recomendam-se os valores da tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Valores de (I_r) para diferentes tipos do solo (DAS, 2006).

Tipo de solo	I_r
Areia	70-150
Siltes e Argila	50-100
Argila	100-200

3.1.2 Resistência lateral

Citando Velloso e Lopes (2010) o tratamento teórico para a determinação da resistência última lateral unitária (τ) é análogo ao utilizado para analisar a resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo. O modelo de ruptura geralmente adotado para o solo do fuste é do Mohr-Coulomb. Desta forma, o seu valor é, usualmente, considerado como a soma de duas parcelas:

$$\tau = ca + \sigma'_h \tan \delta \quad (3.18)$$

Onde,

σ'_h = tensão efetiva horizontal;
 ca = adesão efetiva entre estaca e solo;
 δ = ângulo de atrito entre estaca e solo;

Considerando que:

$$\sigma'_h = k \sigma'_v \quad (3.19) \quad \sigma'_v = \gamma z \quad (3.20)$$

A resistência lateral pode ser definida como o resultado da integral das tensões do sistema solo/estaca ao longo de toda a longitude do fuste:

$$Q_L = \int_0^L \pi D (c + k \sigma'_v \tan \delta) dz \quad (3.21)$$

No caso de solos granulares ou não coesivos ($c=0$), a equação passa a ser escrita:

$$Q_L = \int_0^L \pi D (k \sigma'_v \tan \delta) dz \quad (3.22)$$

No caso de solos coesivos ($\phi=0$), a equação passa a ser escrita:

$$Q_L = \int_0^L \pi D (c + k \sigma'_v \tan \delta) dz \quad (3.23)$$

Os parâmetros σ'_v para solos coesivos não drenados devem ser em termos de tensões totais e para solos não coesivos drenados normalmente são aqueles termos de tensão efetiva.

A seguir será apresentada uma breve descrição de alguns métodos, para o cálculo da resistência lateral.

a) Método de λ

O método foi proposto por Vijayvergiya e Focht (1972) e se baseou na hipótese de deslocamentos dos solos causado por a cravação de estacas o que conduz a uma pressão passiva a qualquer profundidade. (DAS, 2006)

A tensão lateral unitária media é:

$$f_u = \lambda(\sigma'_v + 2c) \quad (3.24)$$

Onde,

σ'_v = tensão efetiva vertical do solo,

c = coesão;

λ = fator empírico entre o solo e a estaca;

O valor de λ vai variando com a profundidade (figura 3.4) da penetração da estaca.

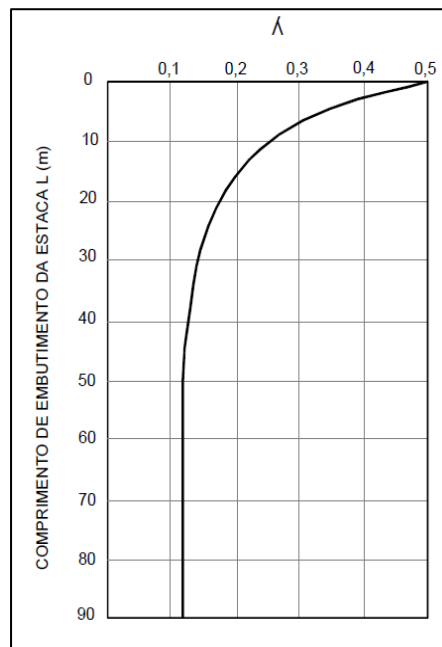


Figura 3.4 - Variação de λ com o comprimento da cravação da (McCLELLAND, 1974 *apud*. DAS, 2006).

A resistência total por atrito é calculada pela seguinte expressão:

$$Q_L = pL f_{\text{média}} \quad (3.25)$$

b) Método α

De acordo com este método a tensão de adesão do solo ao longo do fuste em solos argilosos é representada pela seguinte equação:

$$f_u = \alpha c \quad (3.26)$$

Onde,

α = fator empírico de adesão entre o solo e a estaca;

c = coesão;

A variação aproximada do valor de α se mostra na figura 3.5 pelo ábaco de Randolph e Murphy (1985). Tomlinson (1957) também apresenta um ábaco (Figura 3.6) onde mostra que o valor de α diminui com o aumento de coesão. A resistência pelo atrito é calculada por meio da equação:

$$Q_L = U \Sigma c f_u \Delta L \quad (3.27)$$

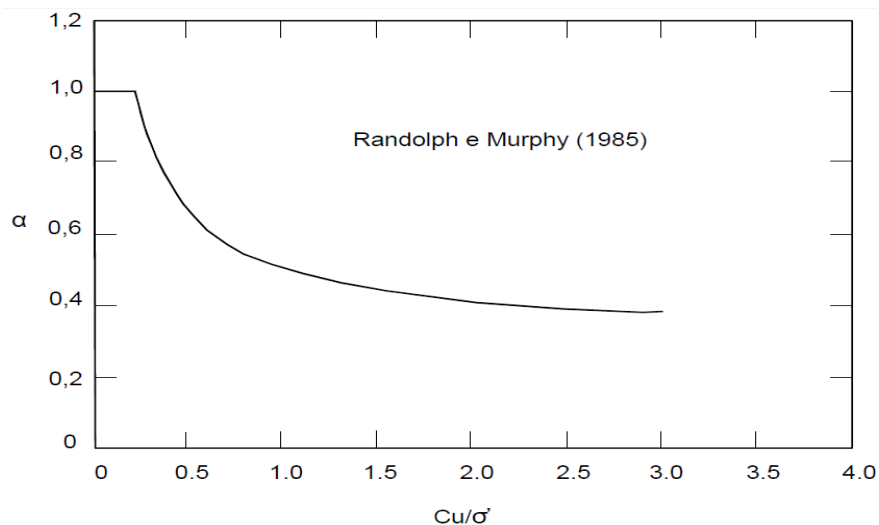


Figura 3.5 - Variação de α com c/σ'_0 RANDOLPH e MURPHY (1985) *apud* DAS (2006).

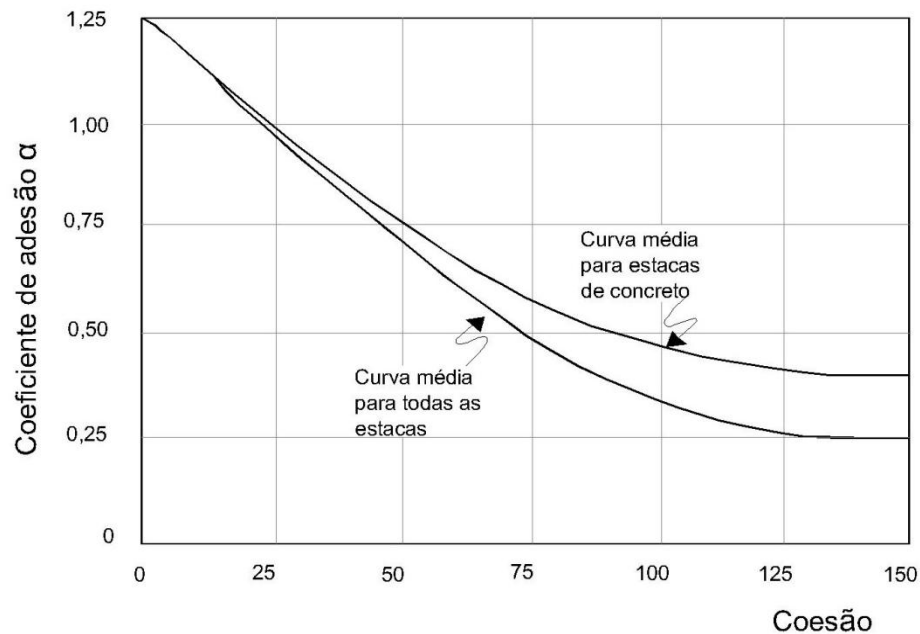


Figura 3.6 - Coeficiente de adesão α TOMLINSON (1957) *apud* CINTRA e AOKI (1999).

c) Método Meyerhof (solos granulares)

De acordo com Albuquerque (1996), por meio de estudos com modelos Meyerhof (1976, 1977), desenvolveu um método de previsão de carga ruptura para estacas embutidas em solo homogêneo. A tensão lateral é dada por:

$$f_u = \sigma_h \tan \delta = k \sigma_v \tan \delta = k \gamma z \tan \delta \quad (3.28)$$

Onde,

σ'_h = tensão horizontal efetiva;

δ = ângulo de atrito entre o solo e o elemento estrutural de fundação

σ_v = tensão vertical efetiva

γ = peso específico da areia

k = coeficiente de empuxo horizontal

De acordo o item 3.1.1 (a) para o calculo da capacidade de ponta nesta pesquisa será assumido o $k = 0.5$ que corresponde a estacas metálicas para areias fofas e para a obtenção de δ será utilizado o proposto por Potyondy, 1961 *apud* Cintra e Aoki (1999), com um valor de $\delta=0.88$. A capacidade de carga lateral para estacas em solos granulares é:

$$Q_L = U(k\gamma z \tan \delta) \quad (3.29)$$

3.2 Métodos Semi-Empíricos

No Brasil, nos meados da década de 70, ainda não se tinha uma estimativa própria para o cálculo da capacidade de carga de uma estaca a compressão. Estas estimativas eram feitas mediante as fórmulas teóricas que conduziam a valores discrepantes entre si (ALONSO, 2004).

De acordo com Cintra e Aoki (2010) às formulas teóricas geralmente não são confiáveis na previsão de capacidade de carga de fundações profundas, e devido a isso muitos autores têm proposto métodos baseados em correlações empíricas com base nos resultados de ensaio in situ e ajustados por meio de resultados de provas de carga. No ano 1975 surgiu o primeiro método semi-empírico nacional para obter a estimativa da capacidade de carga a compressão pelos engenheiros Nelson Aoki e Dirceu de Alencar Velloso e são atualmente no Brasil os métodos semi-empíricos os mais utilizados para a previsão da capacidade de carga de estacas, sendo o SPT o mais divulgado.

De acordo com Nievov (2006), os métodos semi-empíricos ajustam suas equações aos mais diversos tipos de solo que as estacas atravessam, assim como ao processo executivo da estaca já que altera as condições iniciais do terreno como: o ângulo de atrito da interface solo-estaca, a tensão horizontal que age sobre a estaca, a adesão solo-estaca e a dimensão da área de contato. Os métodos semi-empíricos tem em conta essas características através dos coeficientes empíricos tanto para os diferentes tipos de solo como para os processos executivos das estacas. A seguir será

apresentada uma abordagem resumida dos principais métodos baseados em ensaios de campo SPT, CPT e SPT-T, extraídos de diversos autores. Estes métodos se aplicam para o cálculo da capacidade de carga de estacas e seu desempenho pode ser avaliado através de provas de carga.

3.2.1 Métodos Semi-empíricos baseados no ensaio SPT

Em praticamente todo o mundo o ensaio do SPT é a ferramenta de investigação geotécnica mais empregada, devido ao baixo custo além, da facilidade em seu equipamento, procedimento e experiência empírica. O ensaio fornece a identificação da consistência dos solos (coesivos e rochas brandas) assim mesmo indicadores da densidade dos solos granulares.

Os equipamentos e procedimentos são normatizados no Brasil pela NBR 6484/2001. De acordo com Schnaid e Odebrecht, (2012) é comum à utilização de diferentes procedimentos e equipamentos diferentes do padrão internacional. O equipamento do ensaio é composto por seis partes: amostrador, hastes, martelo, torre ou tripé de sondagem, cabeça de bater e conjunto de perfuração.

O ensaio consiste na cravação do amostrador no fundo usando a queda de peso de 65 kg, caindo de uma altura de 750 mm. São anotados o número de golpes para cravar 15 cm, 30 cm e 45 cm, o resultado do ensaio SPT é o número de golpes necessários para cravar os 30 cm finais. As amostras são retiradas com o amostrador cada metro para ensaios de laboratório. A perfuração é obtida através de um trado e circulação de água.

O resultado do ensaio SPT fornece características do solo, a profundidade do nível freático e o número de golpes necessários para a penetração do amostrador a cada profundidade. Este último resultado é utilizado na classificação de solos segundo a NBR 6484/2001 (Tabela 3.3), assim como a obtenção de parâmetros representativos do

comportamento do solo e na previsão de capacidade de carga e recalques em fundações.

Tabela 3.3 - Classificação de solos segundo a NBR 6484/2001.

Solo	N _{SPT} pela NBR 6484	Classificação
Areia	<4	Fofa
	5-8	Pouco compacta
	9-18	Medianamente compacta
	19-40	Compacta
	>40	Muito compacta
Argila	<2	Muito mole
	3-5	Mole
	6-10	Média
	11-19	Rija
	>19	Duro

No Brasil o ensaio SPT é mais difundido e disponível em campo, tem grande utilização prática para o cálculo da capacidade de carga de estacas através de métodos desenvolvidos por autores como Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1996) entre outros, com base em correlações com provas de carga. De acordo com Schnaid, (2000) *“estes métodos são uma ferramenta valiosa na engenharia de fundações e recomenda a importância em reconhecer que devido a sua natureza estatística a validade esta limitada a prática construtiva regional e as condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento”*. A continuação será apresentados os principais métodos utilizados no Brasil para o cálculo da capacidade de carga em fundações profundas.

a) Aoki e Velloso (1975)

Este método foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre os resultados de provas de carga em estacas com o ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT). Após para que o método pudesse ser aplicado com resultados de ensaio de SPT, buscou-se desenvolver um fator de conversão (K), que transforma a resistência da

ponta do cone para N_{SPT} (LOBO, 2005). A capacidade de carga da estaca pode ser calculada pela seguinte equação:

$$Q_T = Q_P + Q_L = q_u A_p + U \sum f_u \Delta_l \quad (3.30)$$

Onde,

Q_P = parcela de resistência de ponta;

Q_L = parcela de resistência por atrito lateral ao longo do fuste;

q_u = Tensão limite normal no nível da ponta;

A_p = área da seção transversal na ponta da estaca;

U = perímetro da seção transversal do fuste;

f_u = Tensão limite de cisalhamento ao longo do fuste;

Os valores de (q_u) e (f_u) são calculados a partir de N do ensaio SPT:

$$q_u = \frac{KN_p}{F_1} \quad (3.31)$$

$$f_u = \frac{\alpha KN_l}{F_2} \quad (3.32)$$

Onde,

F_1 e F_2 = fatores de correção;

K = coeficiente que depende do tipo de solo;

α_{AV} = razão de atrito;

N_p = índice médio de resistência à penetração na cota de apoio da estaca;

N_l = índice médio de resistência à penetração na camada de solo de espessura Δ_l ;

Segundo o anterior a capacidade de carga pode ser estimada pela fórmula semi-empírica:

$$Q_T = \frac{K \cdot N_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha_{AV} * K * N_l * \Delta_l) \quad (3.33)$$

Os coeficientes F_1 e F_2 são fatores de correção. Eles foram ajustados com 63 provas de carga realizadas em vários estados do Brasil, são determinados em função do tipo de estaca, seus valores são mostrados na tabela 3.4. K e α_{AV} foram propostos

com base na experiência e em valores da literatura, são determinados em função do tipo de solo os valores se encontram na tabela 3.5.

Tabela 3.4 - Fatores de correção de F_1 e F_2 (CINTRA e AOKI, 2010).

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	2 F_1
Metálica	1,75	2 F_1
Pré-moldada de concreto	1+(D/0,8)	2 F_1
Escavada	3,0	2 F_1
Raiz, Hélice contínua e Ômega.	2,0	2 F_1

Tabela 3.5 - Coeficientes K e razão α_{AV} (CINTRA e AOKI, 2010).

Solo	K (MPa)	α_{AV} (%)
Areia	1,00	1,40
Areia Siltosa	0,80	2,00
Areia siltoargilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilossiltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte arenoargiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argiloarenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila arenosiltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila siltoarenosa	0,33	3,00

b) Método Laprovitera (1998) e Benegas (1993)

A partir de um banco de dados de provas de carga pela COPPE-UFRJ os autores em suas dissertações de mestrado fizeram avaliações para o cálculo de capacidade de carga utilizando a mesma formulação de Aoki-Velloso (1975). Eles propõem novos valores para α , K, F_1 e F_2 .

Para os coeficientes F_1 e F_2 os autores não mantêm a relação $F_2=2F_1$, utilizam outras relações para melhorar a previsão. Os coeficientes α_{LB} e K_{LB} foram avaliados por Laprovitera (1988) com base nos valores modificados por Danziger (1982). Na tabela 3.6 e 3.7 apresentam-se os valores α_{LB} , K_{LB} , F_1 e F_2 , respectivamente.

Tabela 3.6 - Valores de K_{LB} e α_{LB} (LAPROVITERA, 1998 *apud* VELLOSO e LOPES, 2010).

Tipo de solo	K_{LB} (MPa)	α_{LB} (%)
Areia	0,60	1,40
Areia Siltosa	0,53	2,00
Areia siltoargilosa	0,53	2,40
Areia argilossiltosa	0,53	2,80
Areia argilosa	0,53	3,00
Silte arenoso	0,48	3,00
Silte arenoargiloso	0,38	3,00
Silte	0,48	3,00
Silte argiloarenoso	0,38	3,00
Silte argiloso	0,30	3,40
Argila arenosa	0,48	4,00
Argila arenosiltosa	0,30	4,50
Argila siltoarenosa	0,30	5,00
Argila siltosa	0,25	5,50
Argila	0,25	6,00

Tabela 3.7 - Valores de F_1 e F_2 (LAPROVITERA, 1998 e BENEGAS, 1993 *apud* VELLOSO e LOPES, 2010).

Tipo de solo	F_1	F_2
Franki	2,50	3,00
Metálica	2,40	3,40
Pré-moldada de concreto	2,00	3,50
Escavada	4,50	4,50

c) Método Décourt e Quaresma (1978), modificado por Décourt (1996).

Este método baseia-se nos resultados obtidos pelo ensaio de penetração (SPT), e foi desenvolvido inicialmente para estacas pré-moldadas de concreto cravadas. Décourt (1996) introduz dois fatores de ajuste da equação da capacidade de carga “ α_{DEC} ” e “ β_{DEC} ”, para abranger outros tipos de estaca. A carga de ruptura da estaca pode ser calculada pela seguinte equação:

$$Q_T = \alpha_{DEC} Q_P + \beta_{DEC} Q_L = \alpha_{DEC} q_u A_p + \beta_{DEC} f_u UL \quad (3.34)$$

E a equação (3.34) pode ser reescrita:

$$Q_T = \alpha_{DEC} C_{DEC} N_p A_p + \beta_{DEC} 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) UL \quad (3.35)$$

Onde,

N_p = valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

C_{DEC} = coeficiente característico do solo ajustado por meio de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto.

α_{DEC} = fator aplicado à parcela de ponta; de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca.

N_L = índice médio de resistência à penetração ao longo do fuste.

β_{DEC} = fator aplicado à parcela de atrito lateral de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca.

N_L é obtido com o valor médio de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste da estaca, sem considerar os valores que serão utilizados na resistência de ponta. No cálculo de N_L adotam os limites: para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentônica $3 \leq N_L \leq 50$ e para estacas Strauss e tubulões a céu aberto $3 \leq N_L \leq 15$. Na tabela 3.8 e 3.9 são apresentados os valores de C_{DEC} e os valores de α_{DEC} e β_{DEC} respectivamente.

Tabela 3.8 - Coeficiente característica do solo C_{DEC} (DÉCOURT, 1978).

Tipo de Solo	Tipo de Estaca	
	Deslocamento	Escavada
Argila	120	100
Siltes argilosos (alteração de rocha)	200	200
Siltes arenosos (alteração de rocha)	250	140
Areias	100	200

Tabela 3.9 - Valores do fator α_{DEC} e β_{DEC} em função do tipo de estaca e do tipo do solo. (DÉCOURT, 1996 *apud* CINTRA e AOKI, 2010).

Tipo de Solo	Escavada em geral		Escavada (bentonita)		Hélice contínua		Raiz		Injetadas sob altas pressões	
	α	β	α	β	A	β	α	β	α	β
Argila	0,85	0,8*	0,85	0,9*	0,30*	1,0*	0,85*	1,5*	1,0*	3,0*
Solos intermediários	0,6	0,65*	0,6	0,75*	0,3*	1,0*	0,6*	1,5*	1,0*	3,0*
Areias	0,5	0,5*	0,5	0,60*	0,3*	1,0*	0,5*	1,5*	1,0*	3,0*

d) Método de Pedro Paulo Costa Velloso (1981)

O autor no ano 1981 desenvolve o método para uso dos resultados do CPT na estimativa da capacidade de carga. Embora o método pudesse ser aplicado com resultados de ensaio de SPT, através de parâmetros de correlação entre o SPT e o CPT. A capacidade de carga da estaca pode ser calculada pela seguinte equação:

$$Q_T = \alpha_{ppv} \beta_{ppv} q_u A_p + \alpha_{ppv} \lambda U \sum f_u \Delta_i \quad (3.36)$$

Onde,

α_{ppv} = fator de execução da estaca (1,0 para estaca escavada e 0,5 para estaca cravada);

β_{ppv} = fator de carga de ponta em função da dimensão da ponta da estaca, que relaciona o modelo do cone ao comportamento da estaca. Para estaca comprimida β_{ppv} é dado pela equação: $\beta_{ppv} = 1,016 - 0,016 \frac{D}{d}$. Onde: d = diâmetro da ponta do cone CPT (3,6 cm no cone padrão); D = diâmetro do fuste.

q_u = resistência média de ponta;

λ = fator de carregamento da estaca (1,0 para estaca compressão e 0,7 para tração);

U = perímetro;

f_u = atrito lateral médio;

Δ_i = comprimento da estaca;

Os valores de (q_u) e (f_u) são calculados a partir de N do ensaio SPT:

$$q_u = \frac{aN_1^b + aN_2^b}{2} \quad (3.37)$$

$$f_u = a'\Delta N_i^{b'} \quad (3.38)$$

a, b, a', b' = parâmetros de correlação entre o SPT e o CPT, os valores encontram-se na tabela 3.10.

N_1 = valor médio de N_{SPT} , calculado desde a cota da ponta da estaca até dois diâmetros acima da mesma;

N_2 = valor médio de N_{SPT} , calculado desde a cota da ponta da estaca até um diâmetro abaixo da mesma;

N_i = valor de N_{SPT} correspondente à camada i;

Tabela 3.10 - Valores aproximados de a, b, a', b' (VELLOSO, 1981 *apud* CINTRA e AOKI, 1996).

Tipo do Solo	Ponta		Atrito	
	a (kPa)	b	a'(kPa)	b'
Areias sedimentares submersas ⁽¹⁾	600	1	5	1
Argilas sedimentares submersas ⁽¹⁾	250	1	6,3	1
Solos residuais de ganisse arenoso-siltosos submerso ⁽¹⁾	500	1	8,5	1
Solos residuais de gnise siltosos-arenosos submerso	400 ⁽¹⁾	1 ⁽¹⁾	8 ⁽¹⁾	1 ⁽¹⁾
	470 ⁽²⁾	0,96 ⁽²⁾	12,1 ⁽²⁾	0,74 ⁽²⁾

⁽¹⁾ Dados obtidos na obra na refinaria de Duque Caixas RJ; ⁽²⁾ Dados obtidos na obra de AÇO – MINAS GR.

e) Método Milititsky e Alves (1985)

Os autores apresentaram uma formulação empírica a partir de estudos estatísticos de quinze provas de carga realizadas em estacas escavadas no estado do Rio Grande do Sul. A capacidade de carga é determinada pela equação a seguir:

$$Q_T = M_2 N_p A_p + M_1 N_L UL \quad (3.39)$$

Onde,

M_1, M_2 = coeficientes de proporcionalidade, descritos na tabela 3.11;

N_p = média do N_{SPT} na profundidade da ponta da estaca, desde o valor imediatamente acima até o valor imediatamente abaixo da cota da ponta da estaca;

N_L = média dos valores da resistência à penetração N_{SPT} ao longo do fuste da estaca, exceto o último valor acima da ponta da estaca;

Tabela 3.11 - Valores para os coeficientes M_1, M_2 (MILITITSKY e ALVES, 1985).

Tipo de Escavação	M1	M2
Perfuração mecânica	2,45	60
Tipo Strauss	2,35	90

f) Método de Teixeira (1996):

O autor propõe uma equação em função dos parâmetros α_{tex} e β_{tex} para obter a capacidade de carga à compressão de uma estaca:

$$Q_T = Q_p + Q_l = \alpha_{tex} N_p A_p + \beta_{tex} N_l U L \quad (3.40)$$

Onde,

N_p = valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo;

α_{tex} = parâmetro adotado em função do tipo do solo e do tipo da estaca;

N_l = valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca;

β_{tex} = parâmetro adotado em função do tipo da estaca;

U = perímetro da estaca;

L = comprimento da estaca;

Este método não se aplica as estacas pré - moldadas de concreto flutuantes em espessas camadas de argila mole, com N_{SPT} inferior a três (CINTRA e AOKI, 2010).

Nas tabelas 3.12 e 3.13 mostram-se os valores dos parâmetros α_{tex} e β_{tex} .

Tabela 3.12 - Valores do parâmetro α_{tex} (TEIXEIRA, 1996).

Tipo de Solo	Tipo de estaca - α_{tex} (kPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
4<Nspt<40				
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Tabela 3.13 - Valores do parâmetro β_{tex} (TEXEIRA, 1996).

Tipo de estacas	β_{tex}
Pré-moldada e Perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

g) Método Vorcaro (2000-a) e Vorcaro & Velloso (2000-b)

Vorcaro (2000) em sua tese de doutorado utilizou a técnica de regressão linear múltipla para obter a capacidade de carga. Os dados utilizados foram de um banco de resultados com 150 provas de carga de UFRJ, com o solo caracterizado pelo SPT. Vorcaro & Velloso (2000-a e b) avaliaram o trabalho aplicando o método às estacas hélices contínua e as escavadas obtendo a equação do valor médio provável de ruptura.

A carga de ruptura para estacas escavadas é determinada pelas equações apresentadas na Tabela 3.14. Os valores XP (resistência de ponta) e XF (resistência lateral de atrito) são determinados pelas equações a seguir:

$$XP = A_p N_{ponta} \quad (3.41)$$

$$XF = U \sum N_{fuste} \Delta_l \quad (3.42)$$

Onde,

A_p = área da ponta da estaca;

U = perímetro do fuste da estaca;

Δ_l = espessura do solo, ao longo da qual N_{SPT} pode ser considerado constante, (Verificou-se que a natureza do solo ao longo do fuste tem pouca importância).

A restrição do uso de tais equações é de acordo com limites de N_{SPT} . Para a ponta da estaca $N \leq 75$ golpes e para o fuste $N \leq 25$ golpes (VORCARO e VELLOSO, 2000).

Tabela 3.14 - Grupo de solos e equações para previsão da carga de ruptura de estaca escavadas (adaptado de VELLOSO e LOPES, 2010).

Grupo	Tipos de Solo	Carga de ruptura (kN)
1	Areia	$Q_T = e^{(7,32 \ln XP + 7,38 \ln XF)^{1/2}}$
2	Areia siltosa, areia silto-argilosa, areia argilosa, areia argilo-siltosa.	$Q_T = e^{(6,23 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{1/2}}$
3	Silte, silte arenoso, argila arenosa.	$Q_T = e^{(4,92 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{1/2}}$
4	Silte arenoso-argiloso, silte argilo-arenoso, argila areno-siltosa, argila silto-arenosa.	$Q_T = e^{(6,96 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{1/2}}$
5	Silte argiloso, argila, argila siltosa.	$Q_T = e^{(7,32 \ln XP + 7,38 \ln XF)^{1/2}}$

h) Método da UFRGS (Lobo, 2005):

Lobo (2005) apresenta um novo método baseado em resultados de ensaio SPT. O método propõe equações desenvolvidas a partir de conceitos físicos e consiste em uma nova interpretação do ensaio, sugerida por Odebrecht (2003), onde se calcula uma força de reação dinâmica do solo à cravação do amostrador SPT.

A capacidade de carga da estaca é expressa pela seguinte equação:

$$Q_T = \beta_{UFRGS} 0,7 F_d \frac{A_p}{a_p} + \alpha_{UFRGS} \frac{0,2 U}{a_l} \sum F_d \Delta_l \quad (3.43)$$

Onde,

β_{UFRGS} = coeficiente de ajuste aplicado para resistência de ponta;

A_p = área da ponta ou base da estaca;

a_p = área de ponta do amostrador SPT (20,4cm²);

α_{UFRGS} = coeficiente de ajuste aplicado para resistência lateral;

a_l = área lateral total do amostrador SPT (externa + interna = 810,5cm²).

Δ_l = espessura de cada camada de solo considerado;

Para o cálculo da variação da energia potencial (F_d), o autor sugere a seguinte equação:

$$F_d = \frac{\eta_3[\eta_1(0,75+\Delta\rho)M_mg+\eta_2\Delta\rho M_hg]}{\Delta\rho} \quad (3.44)$$

Onde,

η_1 = eficiência do golpe = 0,764;

η_2 = eficiência das hastes = 1;

η_3 = eficiência do sistema = 0,0907-0,0066z;

z = comprimento da haste que penetrou no solo (m);

M_m = massa do martelo (kg);

M_h = massa da haste (3,23 kg/m)

g = aceleração da gravidade (m/s²);

$\Delta\rho$ = penetração do golpe = 30/N_{spt} (m/golpes)

Os coeficientes α_{UFRGS} e β_{UFRGS} são obtidos através de correlações estatísticas, entre os valores previstos pelo método proposto e valores medidos em provas de carga estática. Para análise foi utilizado um banco de dados composto de 324 provas de carga à compressão e 43 provas de carga à tração, feitas a diferentes tipos de estaca como: cravadas metálicas, cravadas pré-moldadas, hélice continua e escavadas. Na tabela 3.15 apresentam-se os valores dos coeficientes α_{UFRGS} e β_{UFRGS} .

Tabela 3.15 - Coeficientes α_{UFRGS} e β_{UFRGS} (LOBO, 2005).

Tipo de Estaca	α_{UFRGS}	β_{UFRGS}
Cravada pré-moldada	1,50	1,10
Cravada metálica	1,00	1,00
Hélice continua	1,00	0,60
Escavada	0,70	0,50

3.2.2 Métodos semi-empíricos baseados no ensaio CPT

O CPT é considerado como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica internacionalmente, foi normatizado no Brasil por meio da ABNT – NBR 12069/1991 e tem um procedimento simples e consiste na cravação de uma ponteira cônica 60° de ápice a uma velocidade constante de 20 mm/s $\pm$ 5 mm/s, a secção transversal varia de 5 a 15 cm² dependendo das condições do terreno. De acordo ao equipamento utilizado pode ser classificado em três categorias cone mecânico, elétrico e piezocone.

Os parâmetros obtidos do ensaio CPT mecânico e elétrico são: q_c (resistência de ponta), f_s (atrito lateral), R_f (razão de atrito), que é a relação entre a resistência de ponta e o atrito lateral (f_s/q_c). O piezocone além de obter os parâmetros anteriores permite a continua monitoração das pressões neutras (μ), e B_q (parâmetro de poro pressão).

O comportamento característico das argilas moles apresenta baixa resistência de ponta e elevadas razão de atrito, no caso das areias fornece resistência de ponta elevadas e baixa razão de atrito. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) as areias podem ser identificadas por valores de (q_c) entre (10 a 20 MPa) e com valores de (R_f) da ordem de 1%. Enquanto as camadas de argilas apresentam baixos valores de (q_c) e (R_f) acima de 5%. Com relação ao parâmetro B_q os valores quando tendem (1) e apresentam valores baixos de q_c significa um excesso de poro-pressão.

O ensaio CPT não coleta as amostras para identificação e classificação das distintas camadas que compõe o solo, mas diversos autores como Robertson e Campanella (1983), Eslami e Fellenius (1997) entre outros apresentam propostas de classificação de solos na forma de ábacos com base na resistência do solo á cravação na ponteira.

Ressalta-se que este ensaio permite um registro continuo da resistência de penetração fornecendo uma descrição detalhada da estratigrafia do solo e a pouca

influência em fatores humanos na coleta. As leituras obtidas com o ensaio devem ser realizadas, no mínimo a cada 20 mm para melhor resolução das medidas.

Os resultados do ensaio CPT podem ser utilizados além da determinação estratigráfica de perfil do solo, na previsão da capacidade de carga nas fundações profundas. Amam (2010) cita que o ensaio CPT é o mais apropriado para indicar a resistência do solo solicitado pelas ações da estaca.

O ensaio CPT é acertado enquanto á determinação da capacidade de suporte dos solos, sobre todo quando é utilização para estacas cravadas, devido a sua semelhança física. Vesic (1963, 1965) de acordo com seus estudos com o ensaio CPT em solos arenosos conclui que o melhor meio para a previsão da capacidade de carga e de recalque de fundações profundas.

A continuação será descritos seis dos métodos mais utilizados internacionalmente e nacionalmente para o calculo da capacidade de carga.

a) Método de Aoki e Velloso (1975)

Este método foi desenvolvido com base nos resultados obtidos pelo ensaio de penetração estática do cone (CPT), a capacidade de carga se expressa pela seguinte equação:

$$Q_T = q_u A_p + U \sum f_u \Delta_l \quad (3.45)$$

Os termos q_u e f_u são incógnitas geotécnicas que são correlacionas com os valores de ensaios de penetração estática CPT, por meio dos valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário na luva (f_s). As incógnitas geotécnicas são determinadas pelas equações a seguir:

$$q_u = \frac{q_c}{F_1} \quad (3.46)$$

$$f_u = \frac{f_s}{F_2} \quad (3.47)$$

F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em conta as diferenças de comportamento da estaca e do cone de penetração estática, sendo esses relativos ao processo executivo, os valores de F_1 e F_2 são obtidos na tabela 3.16.

Substituído os valores de F_1 (Tabela 3.4) na equação 3.53 pode-se concluir que a resistência de ponta (q_u) da qualquer estaca sempre vai ser menor que a resistência de ponta do ensaio do cone (q_c), caso contrario ocorre na resistência lateral (f_u) por efeitos da geometria da luva de Begemann (cone mecânico) acrescenta consideravelmente a medida do atrito lateral (f_s), para corrigir esse erro de leitura, utiliza-se a relação $F_2 = 2F_1$. No caso de utilizar o cone elétrico e no piezocone, se considera a relação $F_2 = F_1$ porque o equipamento não gera o mesmo erro do cone mecânico (CINTRA e AOKI, 2010).

b) Método de Schmertmann e Nottingham (1978)

O método baseia-se numa análise dos resultados de modelos de estacas de grande escala apresentados por Nottingham (1975) e Schmertmann (1978). A resistência de ponta da estaca para solos arenosos e argilosos é determinada de acordo a seguinte equação:

$$Q_P = C q_{ca} A_p \quad (3.48)$$

Onde,

C = coeficiente de correlação influenciado pela RSA (razão de sobreadensamento do solo).

q_{ca} = valor filtrado q_c obtido na zona de influência.

A_p = área transversal da estaca

Os autores avaliaram a resistência de ponta da estaca através da resistência do solo a partir dos valores de resistência de ponta de cone (q_c), numa zona de influência que se estende a partir de 8D acima da ponta da estaca e 0,7D ou 4D abaixo da mesma como é ilustrado na figura 3.7.

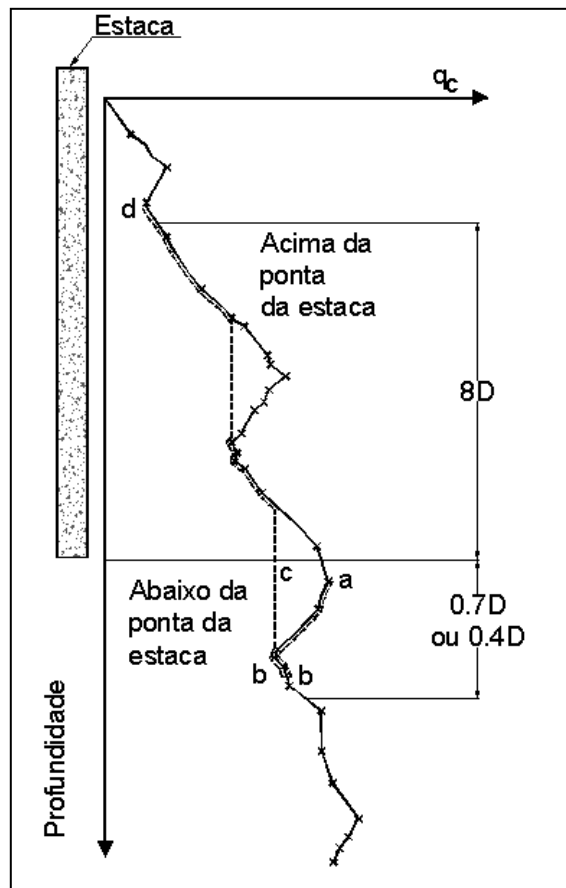


Figura 3.7 - Zona de influência da resistência de ponta (SCHMERTMANN, 1978 *apud* FELLENIUS, 2006).

De acordo com Fellenius (2006) os valores de (q_c) utilizados no método são filtrados, o procedimento consiste em cinco etapas:

- 1) Calcula-se duas médias dos valores da resistência de cone (q_c), uma até a profundidade de $0,7 D$ e outra até $4 D$ (figura 3.7). Adota-se o menor valor dentre as duas médias.
- 2) Escolhe-se o menor valor da resistência de cone (q_c), dentro da zona de influência escolhida no passo 1.
- 3) Calcula-se a média dos valores para a resistência de cone (q_c) obtidos nos passo 1 e 2.

- 4) Calcula-se a média dos valores de (q_c) , acima da ponta da estaca, de acordo com o caminho mais curto d-c mostrado na figura 3.7.
- 5) Finalmente é determinado da média dos valores de (q_c) , obtidos nos passos 3 e 4, este valor obtido será denominado resistência de cone médio (q_{ca}) .

A tabela 3.16 sugerida por DeRuiter e Beringen (1979) apresenta valores de C para solos arenosos, por sua simplicidade as relações são normalmente também aplicada à resistência de ponta nos solos argilosos (FELLENIOUS, 2006).

Tabela 3.16 - Valor de C correspondente ao RSA (DERUITER e BERINGEN (1979) *apud* DAS, 2006).

RSA	C
1	1,00
2 a 4	0,67
6 a 10	0,50

Nottingham e Schmertmann (1975) e Schmertmann (1978) recomendam a seguinte relação para Q_P em argilas:

$$Q_P = R_1 R_2 q_{ca} C \leq 150 \text{ Pa} \quad (3.49)$$

Onde,

P_a = pressão atmosférica ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$, o 2000 lb/pie^2)

R_1 = fator de redução, que é uma função da resistência ao cisalhamento não drenado C_u .

$R_2 = 1$ para cone elétrico e 0,6 para cone mecânico.

Os valores interpolados de R_1 com C_u , obtidos por Schmertmann (1978) são apresentados na tabela 3.17.

Tabela 3.17 - Valores de R_1 para solo coesivo não drenado (SCHMERTMANN, 1978 *apud* DAS, 2006).

Cu/Ps	R1
0,50	1,00
0,75	0,64
1,00	0,53
1,25	0,42
1,50	0,36
1,75	0,33
2,00	0,30

A determinação por atrito lateral é dada pela seguinte equação:

$$Q_L = K_f f_s A_l \quad (3.50)$$

Onde,

K_f = coeficiente adimensional;

f_s = resistência de atrito lateral obtido no CPT;

A_l = área lateral;

Para as argilas os valores (K_f) estão em função de (f_s) obtido no CPT; o (K_f) varia de 0,2 até 1,25. No gráfico da figura 3.8 encontram-se os valores adotados para solo argiloso.

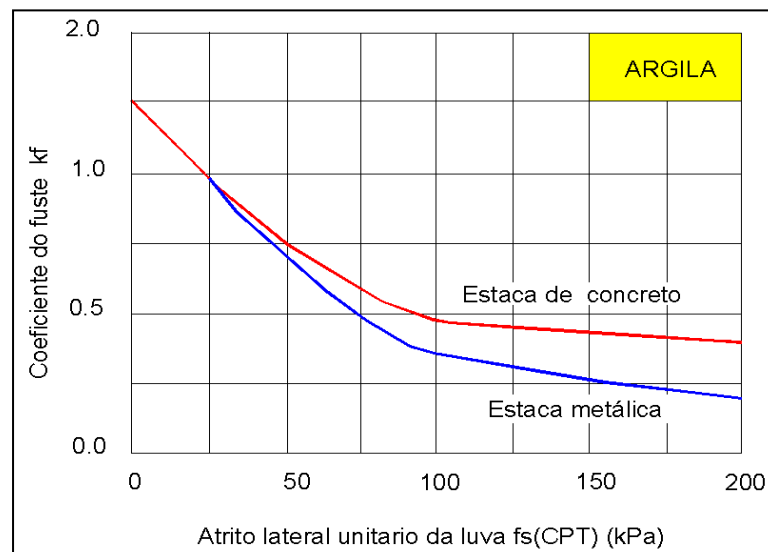


Figura 3.8 - Coeficiente (K_f) em função de (f_s) para argilas (FELLENIOUS, 2006).

Para as areias, o (K_f) é uma função da razão de embutimento da estaca ($\frac{L}{D}$), figura 3.9.

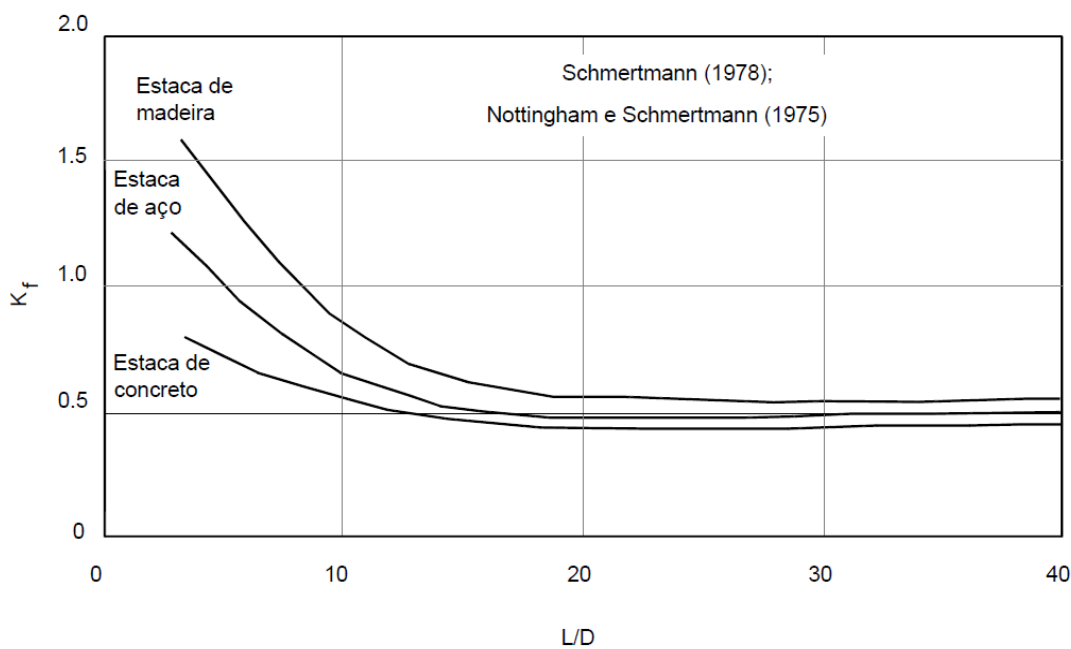


Figura 3.9 - Valores de K_f em função de embutimento ($\frac{L}{D}$) para estacas em solo arenoso; CPT mecânico (SCHMERTMANN, 1978 *apud* DAS, 2006).

De acordo com Fellenius (2006) para a determinação da resistência de atrito lateral em estacas, em solos arenosos a partir da resistência do cone (q_c) é a seguinte:

$$Q_L = K_c q_c A_l \quad (3.51)$$

Onde,

q_c = resistência de ponta (CPT)

K_c = coeficiente adimensional em função do tipo de estaca:

Para estaca metálica de ponta aberta $K_c = 0,8\%$

Para estaca tubular de ponta aberta $K_c = 1,8 \%$

Estaca de concreto $K_c = 1,2\%$;

c) Método de DeRuiter e Beringen ou Método Holandês (1979)

Também chamado o método holandês foi apresentado por DeRuiter e Beringen (1979). O cálculo para a capacidade de ponta num solo arenoso tem o mesmo procedimento utilizado por Schmertmann e Nottingham. Para o cálculo da resistência de ponta em solos argilosos a análise se faz a partir das tensões totais de acordo à teoria convencional. (FELLENIOUS, 2006).

A capacidade de ponta da estaca para solos argilosos pode ser calculada pela seguinte equação:

$$Q_p = 5S_u A_p \quad (3.52)$$

$$S_u = \frac{q_c}{N_k} \quad (3.53)$$

Onde,

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada;

N_k = coeficiente adimensional cujo valor é de 15 a 20, usualmente é utilizado $N_k=20$.

Para o cálculo da resistência por atrito lateral em solos arenosos é utilizada a equação (3.51) citada no método anterior, onde o valor (q_c) é substituído pelo menor dos valores entre f_c (CPT) e $(\frac{q_c}{300})$.

Para o cálculo da resistência por atrito lateral em solos argiloso é utilizada a seguinte equação:

$$Q_L = \alpha_{RB} S_u A_p = \alpha_{RB} \frac{q_c}{N_k} = 0.05 \alpha_{RB} q_c \quad (3.54)$$

Onde,

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada;

α_{RB} = fator adesão, 1 para argilas normalmente adensadas e 0,5 para argilas sobre adensadas;

d) Método Pedro Paulo Costa Velloso (1981)

O autor para obter a capacidade de carga considera o tipo de estaca (cravada ou escavada) e o tipo de carregamento (tração ou compressão). Para o cálculo são considerados dados obtidos pelo ensaio de penetração contínua (CPT).

A capacidade de carga da estaca é expressa pela seguinte equação:

$$Q_T = \alpha_{ppv} \beta_{ppv} q_u A_p + \alpha_{ppv} \lambda U \sum f_u \Delta_l \quad (3.55)$$

Onde,

α_{ppv} = fator de execução da estaca (1,0 para estaca escavada e 0,5 para estaca cravada);

λ = fator de carregamento da estaca (1,0 para estaca compressão e 0,7 para tração);

q_u = resistência de ponta;

f_u = resistência lateral;

β_{ppv} = fator de carga de ponta em função da dimensão da ponta da estaca, que relaciona o modelo do cone ao comportamento da estaca; Para estaca comprimida β_{ppv} é dado pela equação:

$$\beta_{ppv} = 1,016 - 0,016 \frac{D}{d} \quad (3.56)$$

Onde,

d = diâmetro da ponta do cone CPT (3,6 cm no cone padrão).

D = diâmetro do fuste

Os valores de (q_u) e (f_u) são calculados a partir da resistência de ponta (q_c) e do atrito lateral unitário (f_s) medidos pelo ensaio de penetração estática CPT:

$$q_u = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (3.57)$$

$$f_u = f_s \quad (3.58)$$

Onde,

q_{c1} = Média dos valores medidos da resistência de ponta (q_c) no ensaio de cone, numa espessura igual a 8D acima do nível da ponta da estaca (kPa);

q_{c2} = Média dos valores medidos da resistência de ponta (q_c) no ensaio de cone, numa espessura igual a 3,5 D abaixo do nível da ponta da estaca (kPa);

f_s = atrito lateral médio medido na haste do CPT (kPa);

e) Método de Philipponat (1980)

O método de Philipponat (1980), a partir de correlações com o ensaio CPT, apresenta a seguinte expressão para o cálculo da resistência última de ponta unitária:

$$Q_P = q_c \alpha_p A_p \quad (3.59)$$

Onde,

α_p = coeficiente função do tipo de estaca. (Tabela 3.18)

q_c = média dos valores (q_c), numa região três diâmetros acima e três diâmetros abaixo da ponta da estaca dos valores de q_c obtidos no ensaio CPT.

Tabela 3.18 - Valores de α_p em função do tipo de solo (PHILIPPONAT, 1980 *apud* DÉCOURT, 1998).

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

Para o cálculo da resistência por atrito lateral o autor propõe a equação:

$$Q_L = A_l \frac{\alpha_f q_c}{\alpha_s} \quad (3.60)$$

α_f = coeficiente função do tipo de estaca; (Tabela 3.19)

α_s = coeficiente função do tipo de solo; (Tabela 3.20)

q_c = média dos valores (q_c) que não se tiveram em conta para a carga de ponta;

Tabela 3.19 - Valores de α_f em função do tipo de solo (PHILIPPONAT, 1980 *apud* DÉCOURT, 1998).

Tipo de Estaca	α_f	q_c
Pré-moldada, Franki Injetada.	1,25	120
Escavada D < 1,5 m	0,85	100
Escavada D > 1,5 m e Estaca barrete	0,75	80
Perfil H ou I (Considerar perímetro externo)	1,10	120

Tabela 3.20 - Valores de α_s em função do tipo de solo (PHILIPPONAT, 1980 *apud* DÉCOURT, 1998).

Tipo de Solo	α_s
Areia $q_c < 0,8$ Mpa	100
Areia $8 < q_c < 12$ Mpa	150
Areia $q_c > 12$ Mpa	200
Silte	60
Argila	50

f) Método Bustamante e Gianeselli (1982)

O método LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), foi desenvolvido pelo departamento de estradas francês por Bustamante e Gianeselli (1982) (FELLENIOUS, 2006). A determinação da resistência de ponta é dada pela seguinte equação:

$$Q_P = C_{LCPC} q_{caa} A_p \quad (3.61)$$

Onde,

C_{LCPC} = fator de capacidade de carga;

A_p = área transversal da estaca;

q_{caa} = resistência de ponta média do cone no nível da ponta da estaca;

De acordo com Fellenius (2006) a resistência de ponta é determinada através de (q_{caa}), que é obtida pela média dos valores medidos da resistência de ponta (q_c) no ensaio de cone numa espessura igual a 1,5 diâmetros acima da cota da estaca até 1,5

diâmetros abaixo como é ilustrada na figura 3.10. A média obtida é denominada (q_{ca}). Após calcula-se outra média com os valores de (q_{ca}), entre o rango horizontal $0.7 (q_{ca})$ até $1,3 (q_{ca})$., obtendo-se o valor médio (q_{caa}). Os valores de C_{LCPC} são apresentados na tabela 3.21.

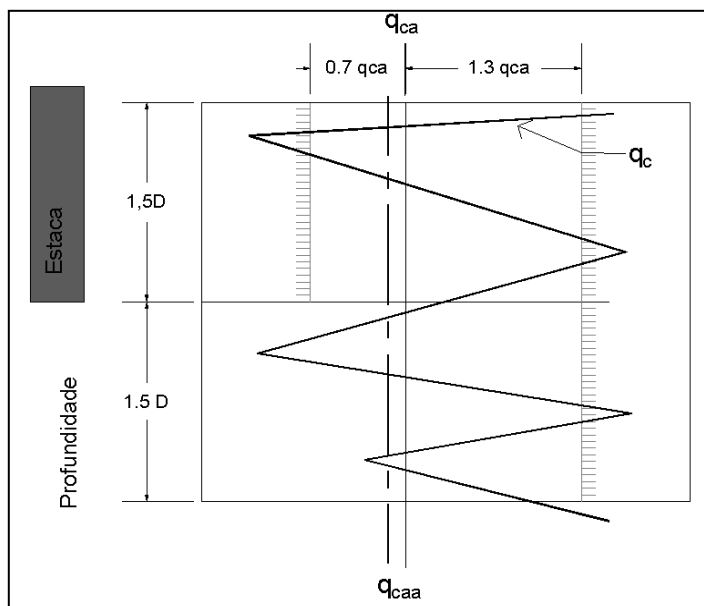


Figura 3.10 - Média da resistência do cone de acordo com o método (BUSTAMANTE e GIANSELLI, 1982 *apud* SCHNAID e ODEBRECHT, 2006).

Tabela 3.21 - Valores de C_{LCPC} (CFEM, 1922 *apud* FELLENIUS, 2006).

Tipo de Solo	Resistência de Cone (q_c) (MPa)	Estaca Escavada C_{LCPC}	Estaca Cravada C_{LCPC}
Argilas	$q_c < 1$	0,040	0,04
	$1 < q_c < 5$	0,350	0,35
	$5 < q_c$	0,450	0,45
Areia	$q_c > 12$	0,400	0,40
	$12 > q_c$	0,300	0,30

A determinação da resistência por atrito lateral é dada pela seguinte equação:

$$Q_L = K_{LCPC} q_c A_l \leq J \quad (3.62)$$

Onde,

K_{LCPC} = coeficiente adimensional, que depende do tipo de solo, tipo de estaca e método de execução;

q_c = resistência de ponta média do cone na camada de consideração;

J = valor Máximo permitido para resistência lateral unitária;

A_l = área lateral da estaca;

Os valores de K_{LCPC} e J são apresentados na tabela 3.22.

Tabela 3.22 - Valores de K_{LCPC} e J (CFEM, 1922 *apud* FELLENIUS, 2006).

Tipo de Solo	Resistência de Cone (q_c) (MPa)	Estaca Escavada K_{LCPC}	Estaca Cravada K_{LCPC}	Valor máximo J (kPa)
Argilas	$q < 1$	0,011 (1/90)	0,033 (1/30)	15
	$1 < q < 5$	0,025 (1/40)	0,011 (1/80)	35
	$5 < q$	0,017 (1/60)	0,008 (1/120)	35
Areia	$q < 5$	0,017 (1/60)	0,008 (1/120)	35
	$5 < q < 12$	0,010 (1/100)	0,005 (1/120)	80
	$12 < q$	0,007 (1/150)	0,005 (1/120)	120

3.2.3 Métodos Semi-empíricos baseados no ensaio SPT-T

Os métodos baseados no ensaio SPT podem-se considerar relativamente novos no Brasil. No ano 1988 Ranzini sugere a leitura de torque a partir de ensaio SPT-T com o fim da obtenção de um valor de atrito lateral. O ensaio tem o mesmo procedimento que o ensaio SPT, com a variação de que depois da cravação de amostrador aplica-se uma torção à haste em determinado comprimento, com o aparelho chamado Torquímetro, onde se obtém dois valores: torque Máximo ($T_{máx}$) e o torque residual (T_{res}) medido depois da ruptura da ligação solo - amostrador.

O objetivo deste ensaio é obter a medida que se requer para romper a adesão do solo - amostrador. Ranzini (1994) buscou o emprego exclusivo do torque (T) sem utilização do N do ensaio SPT e sem a descrição do tipo de solo (PEIXOTO 2001).

O autor sugere que este torque seja utilizado na obtenção da resistência lateral, mediante a seguinte equação:

$$f_T = \frac{100xT}{(0,41336h-0.032)} \quad (3.63)$$

Onde,

f_T = adesão solo-amostrador (kPa)

T = torque medido no ensaio (kgf.m)

h = comprimento de cravação do amostrador (cm)

Pesquisadores como Décourt (1996), Alonso (1996), Camapum de Carvalho *et al* (1998), Peixoto (2001) entre outros, mediante a metodologia de Ranzini 1988, 1996, 2000 desenvolveram novos métodos que serão citados a continuação.

a) Método Alonso (1996)

No método proposto por Alonso (1996), a resistência de atrito lateral é determinada dependendo do tipo de estaca. A determinação da resistência lateral para uma estaca escavada é dada pela seguinte equação:

$$Q_L = ULf_T \quad (3.64)$$

Onde,

f_T = adesão média ao longo do fuste da estaca (kPa) ; $f_T = 0,65f_T \leq 200\text{kPa}$

U = perímetro transversal da estaca;

L = comprimento da estaca;

A resistência de ponta de acordo com Alonso (1996a) pode ser obtida, tanto pelo método de Aoki e Velloso (1975), como pelo método de Décourt e Quaresma (1996)

exceto para estaca do tipo hélice contínua. O autor recomenda usar fator de segurança global no valor de 2 para o cálculo da carga admissível, empregado a carga última.

b) Método de Décourt (1996)

Décourt (1996) propôs uma modificação do método de Décourt e Quaresma (1978), Introduz os coeficientes α_{DEC} e β_{DEC} na função do tipo de solo e de estaca (Tabela 3.9), além disso, o autor sugere a utilização do $N_{eq}=T(\text{kgf.m})/1,2$ para substituir o N do SPT quando os solos estiverem fora da Bacia Sedimentar Terciária de São Paulo. A equação proposta para o calculo da capacidade de carga é a seguinte:

$$Q = \alpha_{DEC} (C_{DEC} \bar{N}_{eq}) A_p + \beta_{DEC} 10 \left(\frac{\bar{N}_{eq}}{3} + 1 \right) A_s \quad (3.65)$$

Onde,

C = coeficiente empírico que depende do tipo de solo (Tabela 3.8);

N_{eq} = média dos valores N_{eq} , calculados desde 1 m acima da cota da ponta da estaca e 1 m abaixo da mesma;

L_i = comprimento da camada de solo considerada;

α_{DEC} = fator aplicado à parcela de ponta; de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca; (Tabela 3.9);

β_{DEC} = fator aplicado à parcela de atrito lateral de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca; (Tabela 3.9);

c) Método de Camapum de Carvalho *et al* (1998)

Os autores apresentaram uma equação para obter a resistência de atrito lateral, para argilas porosas do Distrito Federal de Brasil, com base em análises onde comparam a adesão-atrito lateral obtida da equação de Ranzini com os métodos Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) (PEIXOTO 2001). A equação para o calculo da resistência de atrito lateral é a seguinte:

$$Q_L = U f_T \alpha_t L \quad (3.66)$$

Onde,

U = perímetro transversal da estaca;

f_T = adesão média ao longo do comprimento da estaca;

α_t = Coeficiente de adesão;

L = comprimento da estaca;

O coeficiente de adesão α_t está em função do tipo de estaca e do método para o cálculo da resistência de ponta os valores são apresentados na tabela 3.23

Tabela 3.23 - Coeficiente α_t (CAMAPUM de CARVALHO *et al* 1998).

Tipo de Estaca	Aoki e Velloso (1975)	Décourt e Quaresma (1978)
Strauss	0,85	1,10
Pré-moldada	0,85	0,90
Escavada mecanicamente	1,30	1,35
Escavada manualmente	0,90	0,95

Para o cálculo da resistência de ponta, pode ser calculada através dos métodos de Aoki e Velloso (1975) ou Décourt e Quaresma (1978). Camapum de Carvalho *et al* (1998) sugere os coeficientes propostos por Rodriguez *et al* (1998), que se encontram na tabela 3.24.

Tabela 3.24 - Coeficientes propostos por Rodriguez *et al* (1998) (CAMAPUM de CARVALHO *et al* 1998).

Estacas	Aoki e Velloso		Décourt e Quaresma	
	F_1	F_2	α	β
Strauss	1,70	3,40	1,15	1,10
Pré-moldada	2,70	5,50	0,55	0,55
Escavada Mecanicamente	1,70	3,35	0,90	0,85
Escavada Manualmente	2,35	4,40	0,65	0,60

d) Método Ranzini (2000)

Ranzini (1988) propôs a medida do torque (T) necessário para romper a adesão solo-amostrador logo após a realização do ensaio SPT. Esta metodologia foi desenvolvida para estacas tipo hélices continua. O autor sugere que pode ser aplicada a outros tipos de estacas. A Capacidade de carga é obtida pela equação:

$$Q_T = A_p f_p s_p + A_\lambda f_\lambda s_\lambda \quad (3.67)$$

Onde,

s_p = coeficiente empírico;

f_p = tensão na ponta da estaca;

A_p = área da seção transversal da ponta da estaca;

s_λ = coeficiente empírico;

f_λ = tensão de atrito lateral no fuste da estaca;

A_λ = área da superfície lateral, enterrada da estaca;

De acordo com Ranzini (2000), os coeficientes empíricos s_p e s_λ devem ser obtidos através da comparação com provas de carga instrumentadas levadas à ruptura. A tabela 3.25 mostra os coeficientes empíricos sugeridos por Ranzini (2000).

Para o cálculo da tensão na ponta (f_p), o autor considerou os valores de torque máximo, que atuam numa zona abrangendo uma altura de apenas 1 metro para cima e 1 metro para baixo da base da estaca; é calculada pela seguinte equação:

$$f_p = \frac{f_{Tm\acute{a}x(i-1)} + 2f_{Tm\acute{a}x(i)} + f_{Tm\acute{a}x(i+1)}}{4} \quad (3.68)$$

$f_{Tm\acute{a}x(i-1)}$ = tensão máxima obtida do torquímetro 1 metro acima da cota da base;

$f_{Tm\acute{a}x(i)}$ = tensão máxima obtida do torquímetro na cota da base;

$f_{Tm\acute{a}x(i-1)}$ = tensão máxima obtida do torquímetro 1 metro abaixo da cota da base;

Tabela 3.25 - Valores dos coeficientes empíricos s_λ e s_p (RANZINI, 2000 *apud* PEIXOTO, 2001).

Estaca	Cidade do campo Experimental	Parâmetros Empíricos		Média		Coeficiente de variação		Valores sugeridos	
		s_λ	s_λ	s_λ	s_p	$s_\lambda(\%)$	$s_p(\%)$	s_λ	s_p
Pré-Moldada	Campinas	1,9	29,8	2,1	68,3	32	41,9	2,0	60,0
	Ilha Solteira	2,6	63,2						
		2,7	88,2						
		1,3	92						
Escavada	Campinas	2,5	0,3	2,2	12,1	7,8	96,9	2,0	12,0
		2,3	1,4						
		2,3	2,8						
	São Carlos	2,0	20,5						
		2,1	22,2						
		2,2	25,2						
Hélice Contínua	Campinas	3,4	13,5	3,2	8,7	14,6	59,6	3,0	9,0
		3,6	9,4						
		2,7	3,2						
Ômega	Campinas	5,6	24,9	5,0	29,3	10,6	40,4	5,0	30,0
		4,6	42,7						
		4,8	20,3						
Apiolada	Bauru	14,9	42,9	11,5	21,6	74,3	74,9	11	22
		11,6	128						
		9,7	114						
		9,6	12,2						
Barrete	São Paulo	0,8	14,7	-	-	-	-	1,0	15
Raiz	São Carlos	2,6	19,5	-	-	-	-	3,0	19,0
Metálica	São Paulo	0,4	31,5	-	-	-	-	0,5	30,0
Broca	-	-	-	-	-	-	-	2,0	12,0
Injetada	-	-	-	-	-	-	-	3,0	20,0
Franki	-	-	-	-	-	-	-	2,0	12,0
Strauss	-	-	-	-	-	-	-	2,0	12,0

Para o calculo da tensão do atrito lateral f_{λ} , o autor utilizou o valor medido pelo torque residual, o qual reproduz uma condição similar ao deslizamento do fuste contra o solo (PEIXOTO, 2001).

$$f_{\lambda} = \frac{\sum \Delta\lambda_i * f_{Tres(i)}}{\sum \Delta\lambda_i} \quad (3.69)$$

Onde,

$\Delta\lambda_i$ = comprimento de um trecho (i) considerado do fuste da estaca;

$f_{Tres(i)}$ = tensão de atrito lateral residual medida pelo torquímetro no trecho (i) do fuste da estaca.

e) Método de Peixoto (2001)

O método de Peixoto (2001) segue a metodologia no método de Ranzini (2000) para obter o valor da resistência de atrito lateral, mas com duas modificações: usando-se $f_{Tmáx}$, e multiplicando-se pelo o fator de correção F_{λ} em função do tipo da estaca e da relação de $T_{máx}/N$. A tabela 3.26 apresentam-se os valores de F_{λ} e s_{λ}

$$Q_L = F_{\lambda} s_{\lambda} A_{\lambda} f_{\lambda máx} \quad (3.70)$$

Onde,

F_{λ} = fator de correção em função do tipo de estaca e da relação $T_{máx}/N$;

s_{λ} = coeficiente em função do tipo da estaca;

$$f_{\lambda máx} = \frac{\sum \Delta\lambda_i * f_{Tmáx(i)}}{\sum \Delta\lambda_i} \quad (3.71)$$

Onde,

$\Delta\lambda_i$ = comprimento de um trecho (i) do fuste da estaca;

$f_{Tmáx(i)}$ = tensão de atrito lateral máxima medida pelo torquímetro no trecho (i) do fuste da estaca;

A_{λ} = área da superfície lateral da estaca;

Para o calculo da parcela de resistência de ponta, (Q_P), a autora sugere que se utilize a proposta de Décourt (1996) utilizando-se sempre o índice de resistência do N

do ensaio SPT, e não o N_{eq} para solos fora da Bacia terciária de São Paulo ou adotar aquele com que o calculista tenha maior confiança.

Tabela 3.26 - Valores dos coeficientes s_λ e F_λ (PEIXOTO, 2001).

Tipo de estaca	s_λ	F_λ	
		$T_{m\acute{a}x}/N < 1$	$T_{m\acute{a}x}/N > 1$
Pré-moldada de pequeno diâmetro	0,80	1,00	1,00
Omega	3,00		
Metálica	0,30		
Injetada de pequeno diâmetro	2,00		
Raiz	1,50		
Strauss	0,80	1,30	0,70
Franki	0,80	0,70	0,50
Apiloadada	3,50	0,70	0,50
Hélice-Continua	2,00	1,00	0,30
Escavada e Broca	1,40	1,30	0,70
Barrete	0,70	1,00	1,00

3.3 Provas de Carga

Em geral, as estimativas de capacidade de carga em projetos de fundações são feitas tomando-se como base as teorias já consagradas pela literatura, métodos teóricos, empíricos e semi-empíricos, que fazem uso de modelos de previsão de comportamento quando estes são submetidos a um dado carregamento ou deslocamento imposto.

De acordo com Camapum de Carvalho *et al.* (2010) o estudo e determinação do comportamento das fundações profundas requerem maior controle, tecnologia e análise. Na prática, este comportamento de fundações é obtido a partir da execução de provas de carga convencional ou provas de carga instrumentadas.

Segundo Milititsky (1991) a prova de carga é a técnica mais adequada e confiável para a determinação do comportamento de fundações profundas sob

carregamento axial. As provas de carga estáticas representam o complexo comportamento de interação solo-estaca, reproduzindo de forma muito próxima às condições de funcionamento a que será submetida.

Alladí e Polido (2008), também ressaltam que a prova de carga é o método mais confiável para avaliar a capacidade de carga apesar da evolução das últimas décadas dos métodos semi-empíricos no Brasil.

Segundo Camapum de Carvalho *et al* (2010), estas provas de carga são necessárias porque os seus custos são muito menores do que aqueles correspondentes aos seus riscos. As provas de carga estáticas foram introduzidas no Brasil por volta de 1928. Atualmente a prova de carga é o ensaio mais preciso para obter a carga de ruptura, podendo ser estática ou dinâmica. As provas de carga estática tem uma execução lenta e seu custo é mais elevado, apesar disso permitem uma análise detalhada da interação solo/estrutura, embora as provas dinâmicas tenham um menor custo e sejam mais rápidas.

Segundo Décourt (2008), o ensaio dinâmico pode oferecer avaliações satisfatórias de capacidade de carga em estacas de deslocamento embora para estacas escavadas possam produzir resultados falsos e não recomenda sua utilização.

De acordo com Albuquerque (2001), as finalidades da execução de uma prova de carga são as seguintes:

- Assegurar que não irá ocorrer ruptura para certa carga de trabalho.
- Avaliar a integridade estrutural do elemento da fundação.
- Determinar qual é a carga de ruptura, realizando verificação das estimativas; determinando o comportamento carga vs deslocamento de um elemento da fundação, especialmente na região da carga de trabalho.

A metodologia da prova de carga estática está normatizada pela NBR 12131/2006. Consiste na aplicação de esforços estáticos em sucessivos estágios onde são registrados os deslocamentos correspondentes. Aplicam-se a todos os tipos de estaca; podem ser feitas com cargas verticais ou inclinadas, compressão, tração ou cargas horizontais.

As provas de carga estáticas podem ser executadas através de carregamento lento, rápido, misto e cíclico. A estaca deve ser carregada até à ruptura, ou até duas vezes o valor da carga de trabalho. No presente trabalho são usados resultados de provas de carga estáticas à compressão executadas com carregamento lento. A metodologia empregada está descrita abaixo:

- a) O carregamento aplicado em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho, deve ser executado em estágios iguais e em cada estágio manter até a estabilização dos deslocamentos no tempo mínimo de 30 minutos.
- b) Em todos os estágios depois de cada aplicação de carga, os deslocamentos devem ser lidos realizando a sua leitura nos tempos de 2 min, 4 min, 8 min, 15 min e 30 min; 1 h, 2 h, 3 h até se atingir a estabilização.
- c) A estabilização dos deslocamentos ocorre quando a diferença entre duas leituras (anterior e atual) correspondem a no máximo 5% do deslocamento ocorrido no mesmo estágio.
- d) Quando não se atinge a carga máxima do ensaio, este deve ser mantido durante 12 h entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento.

- e) O descarregamento deve ser efetuado em quatro estágios, cada estágio é mantido até sua estabilização segundo os pontos (b e c). O tempo mínimo de cada estágio deve ser de 15 minutos.
- f) Após o descarregamento total, as leituras devem continuar até a sua estabilização.

As provas de carga estáticas sobre elementos de fundação profunda são analisadas quase sempre apenas por meio do gráfico carga vs recalque. Quando a ruptura não é atingida, utilizam-se os métodos de estimativa da capacidade de carga, sendo o de Van der Veen (1953), um dos mais utilizados. Nas provas de carga, dificilmente chega-se à ruptura estrutural das estacas e sim a uma ruptura geotécnica.

Para obterem-se melhores resultados sobre o comportamento das fundações as provas estáticas podem ser instrumentadas, porém é rara a sua utilização pelo maior custo do ensaio, complexidade do aparelho e necessidade de técnicos especializados.

O objetivo da instrumentação é ter maior conhecimento da distribuição de tensões e deformações do fuste e da ponta da fundação. Para medir os deslocamentos e deformações, os tipos mais utilizados são os extensômetros elétricos, medidores de deslocamento em profundidade ou extensômetros recuperáveis. Os extensômetros elétricos foram adotados no presente trabalho.

Albuquerque (2001), afirma que no Brasil as técnicas mais empregadas de instrumentação são os medidores de deformação *tell-tale* e extensômetros elétricos *strain gage*, sendo estes mais empregados pela comunidade acadêmica por fornecer valores mais confiáveis. A carga em qualquer ponto da estaca submetida a um determinado carregamento pode ser obtida com base na Lei de Hook por meio da equação:

$$F = E_s * \varepsilon * A_p \quad (3.72)$$

Onde,

E = Modulo de elasticidade

ϵ = Deformação

A_p = Área secção transversal da estaca

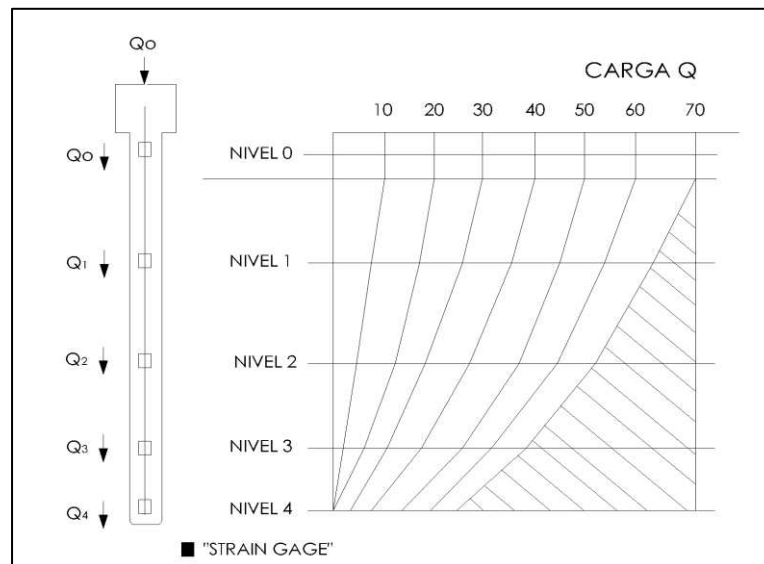


Figura 3.11 - Resultado de transferência de carga em estaca instrumentada (NIYAMA, AOKI e CHAMECKI, 1998).

Camapum de Carvalho *et al.* (2010), citam que as provas de carga estática com instrumentação mostram análises mais completas que os resultados das provas de carga estáticas e permitem avaliações mais confiáveis e precisas do comportamento da fundação.

Lorenzi (2012) destaca que atualmente, há uma boa previsão de comportamento de fundações para os mais diversos tipos de solos e estacas, assim, as provas de carga no Brasil são feitas principalmente para conferência do que já foi dimensionado em projeto.

Fonseca (2006) determina três parâmetros para definir o numero de ensaios de prova de carga adequado para determinado projeto de fundações, deve-se considerar:

- Variabilidade do terreno de fundação (em planta);
- Experiências documentadas do comportamento do mesmo tipo de estaca em situações semelhantes;
- Número total de estacas e dos tipos de fundação a dimensionar;

A atual versão da norma brasileira NBR 6122/2010 prevê um mínimo de ensaios de provas de carga dependendo do tipo de estaca. Para o caso de estacas com diâmetro menor de 70 cm é obrigatória por cada 100 estacas uma prova de carga. A norma recomenda que deve ser executado um número de provas de carga igual a no mínimo 1% da quantidade total de estacas arredondando-se sempre para mais.

De acordo como Scallet (2010), a prova de carga estática é considerada a forma mais confiável de prever a capacidade de carga. Devido a seu custo elevado proporciona um número muito limitado de ensaios, gerando pouca representatividade

3.4 Métodos de Interpretação da Curva Carga vs Recalque:

Ao realizar uma prova de carga, convencionou-se apresentar os resultados na forma de uma curva carga vs recalque que mostra o valor da carga medido na cabeça da estaca, determinado assim o comportamento de uma fundação.

Niyama, Aoki e Chamecki (1998), divide a curva carga vs recalque obtida em uma prova de carga em estacas isoladas, em três regiões, representadas na figura 3.12

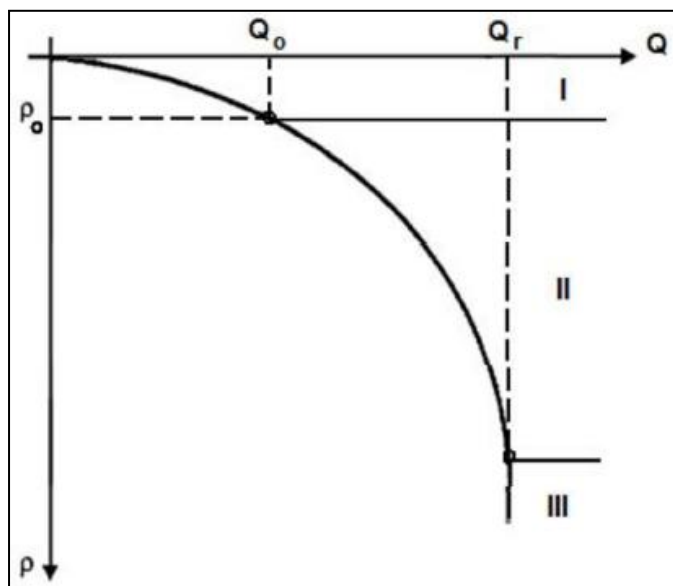


Figura 3.12 - Curva vs Recalque (VARGAS, 1977 *apud* MELO 2009).

- 1) A primeira região 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.
- 2) A segunda é a de deformação viscoplástica. Nesta região, a velocidade de carregamento influi muito sobre os recalques.
- 3) A terceira corresponde à região de ruptura. É a parte da curva que define a carga de ruptura. Quando o recalque aumenta indefinidamente com pequenos ou nenhum acréscimo de carga.

Magalhães (2005), mostra na figura 3.13, três alternativas de curva carga vs recalque numa prova de carga, onde a sua interpretação pode ser em certos casos limitada para estimar a sua carga de ruptura.

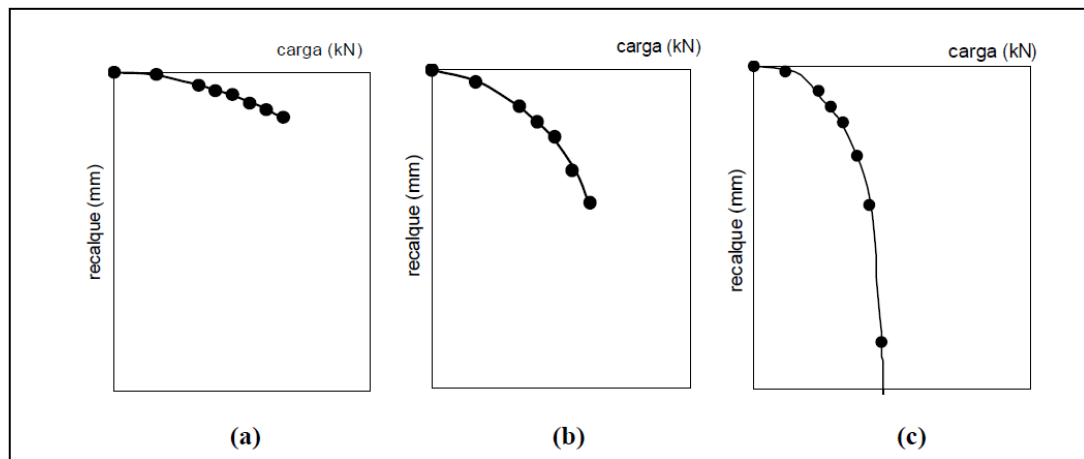


Figura 3.13 - Alternativas de curvas carga vs recalque em provas de carga (MAGALHÃES, 2005).

- Quando se interrompe a prova de carga no trecho elástico, o valor da carga última fica difícil de determinar corretamente (Figura. 3.13.a).
- A figura (3.13.b) mostra a interrupção na prova de carga até esta atingir o início da plastificação do sistema estaca-solo. A estimativa da carga última é possível de ser realizada.
- Na figura (3.13.c) mostra que para um pequeno acréscimo de carga resultam grandes deformações. A carga última fica claramente evidenciada. Não necessita de métodos de extrapolação.

Segundo a NBR 6122/2010 em provas de carga feitas, as fundações profundas podem não apresentar ruptura nítida nas seguintes situações:

- Não se pretende levar as fundações profundas à ruptura.
- Estas tem capacidade de resistir uma carga maior que aquela a ser aplicada na prova.

- A fundação profunda é carregada até apresentar um recalque considerável, mas a curva carga vs recalque não indica uma carga de ruptura, e sim um crescimento contínuo de recalque com a carga.

Nestes casos, deve-se extrapolar a curva carga vs recalque para avaliar a carga de ruptura através dos critérios consagrados na mecânica de solos. Segundo Velloso e Lopes (2010) quando a prova de carga não é levada até a ruptura ou a um nível de recalque que caracterize a ruptura, pode-se tentar uma extrapolação da curva carga-recalque.

De Beer (1988), ao analisar o comportamento das estacas distingue dois tipos de ruptura, ruptura física e ruptura convencional.

A ruptura física definida por:

$$\frac{\Delta S_p}{\Delta Q} = \infty \quad (3.73)$$

A ruptura física segundo Décourt (1996) é caracterizada pela diminuição da rigidez à medida que os recalques aumentam e é definida como o ponto de rigidez nula, o que seria uma deformação infinita para uma determinada carga aplicada, o que na prática da engenharia é impossível.

A ruptura convencional é definida como a carga correspondente a uma deformação da ponta da estaca de 10% do seu diâmetro.

De acordo a Vesic (1977) a carga de ruptura raramente é bem definida na curva carga vs recalque e, em geral não existe nenhuma carga de pico ou colapso claramente definida.

Velloso e Lopes (2010) citam que segundo Van der Veen (1953), se a mesma curva carga vs recalque de uma prova de carga tem uma mudança de escalas, pode dar uma expressão diferente do comportamento da estaca.

De acordo a Fellenius (1980), a carga de ruptura deve ser baseada em regras matemáticas e, deve gerar um valor que não dependa da variação da escala do gráfico e da interpretação individual; afirma ainda que considerar a ruptura através de recalques excessivos pode não ser adequado.

Há um grande número de critérios na literatura para a interpretação de provas de carga e a definição da carga de ruptura. Hirany e Kulhawy (1989) agrupam esses critérios em três tipos: limitação do recalque, construções gráficas e modelos matemáticos (VELLOSO E LOPES, 2010)

De acordo aos critérios de Vesic (1975), Fellenius (1975), Godoy (1893) Velloso e Lopes (2010), agrupam esses critérios em quatro grupos (Figura 3.14):

- 1) Critérios baseados num valor absoluto de recalque (pode ser total, plástico ou residual obtido após o descarregamento) ou num valor relativo ao diâmetro da estaca. Desta categoria fazem parte normas de algumas cidades americanas como Nova Iorque e Boston.
- 2) Critérios baseados na aplicação de uma regra geométrica à curva. Destacam-se os Métodos De Beer (1967) e De Beer e Wallys (1972), Método de inclinação de tangentes e de interceptação de tangentes.
- 3) Critérios que procuram uma assíntota vertical. Neste grupo destacam-se os Métodos de Van der Veen (1953), Décourt (1996), Chin – Kondner (1970,1971), Mazurkiewichz (1953).
- 4) Critérios que caracterizam a ruptura por encurtamento elástico da estaca somando a uma percentagem do diâmetro da base. Enquadra-se neste grupo, o Método de Davisson (1972) e o Método da NBR 6122/2010.

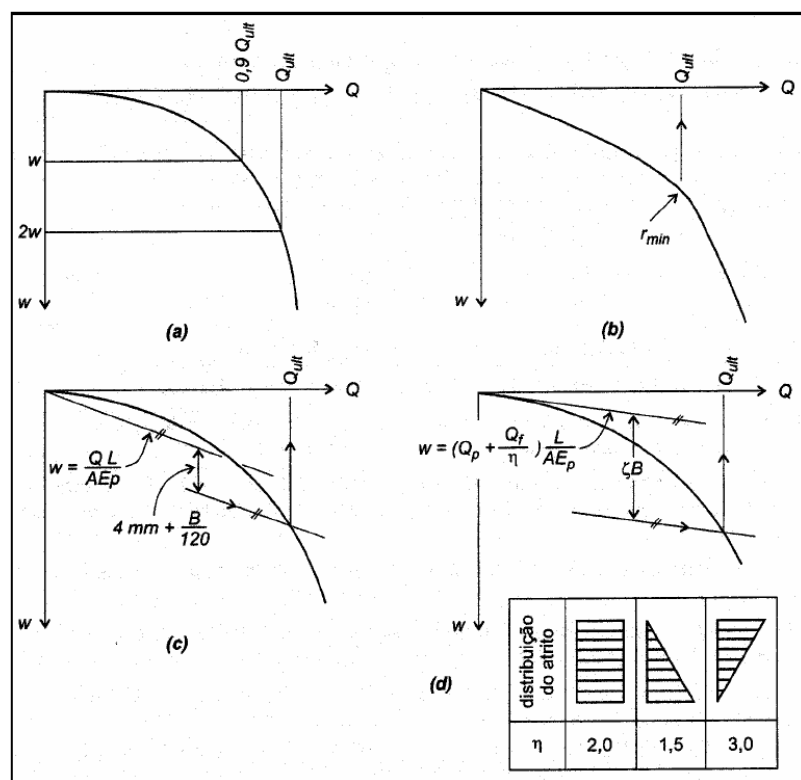


Figura 3.14 - Interpretação da curva carga vs recalque (VELLOSO e LOPES, 2010).

Neste trabalho, foram utilizados dos métodos do grupo três que procuram uma assíntota vertical: Van de Veen (1953) e Décourt (1996). Eles são os mais empregados para a determinação da capacidade de carga. A continuação será apresentada uma breve descrição de seus procedimentos.

3.4.1 Critério de Van Der Veen (1953)

Um dos métodos mais utilizados para extrapolar a curva carga-recalque é o de Van der Veen (1953) em que a curva é representada através de uma função exponencial, a equação que define a curva é:

$$Q = Q_u(1 - e^{-\alpha \cdot r}) \quad (3.74)$$

Onde,

Q = carga aplicada no topo da estaca;

Q_u = carga última correspondente à assíntota vertical da curva;

α = coeficiente que define a forma da curva;

r = recalque correspondente à carga aplicada [L];

Com base na equação anterior e após algumas transformações, aplicando a propriedade dos logaritmos, é obtida a equação:

$$\alpha r = -\ln \left(1 - \frac{Q}{Q_R} \right) \quad (3.75)$$

Aoki (1976), observando que na maioria dos casos, o trecho inicial da curva poderia ser desprezado na determinação da capacidade de carga, sugeriu uma modificação da equação, a equação foi reescrita resultando na seguinte expressão:

$$-\ln \left(1 - \frac{Q}{Q_R} \right) = \alpha r + b \quad (3.76)$$

Em que “b” representa o intercepto no eixo dos recalques da reta obtida na escala semilogarítmica.

A partir da equação anterior é possível deduzir uma relação linear entre o valor $\ln(1-Q/Q_R)$ e o recalque r ; partindo de um valor de Q_R qualquer calculam-se os valores correspondentes de $\ln(1-Q/Q_R)$. Estes valores são plotados em função do recalque; são feitas várias tentativas com outros valores de Q_R até que o gráfico resulte linear quando os pontos aproximam-se a uma reta, a carga arbitrada para Q_R representa a carga de ruptura da estaca (Figura 3.19). A curva que apresente o melhor coeficiente de correlação R^2 , proporcionará a carga de ruptura do ensaio.

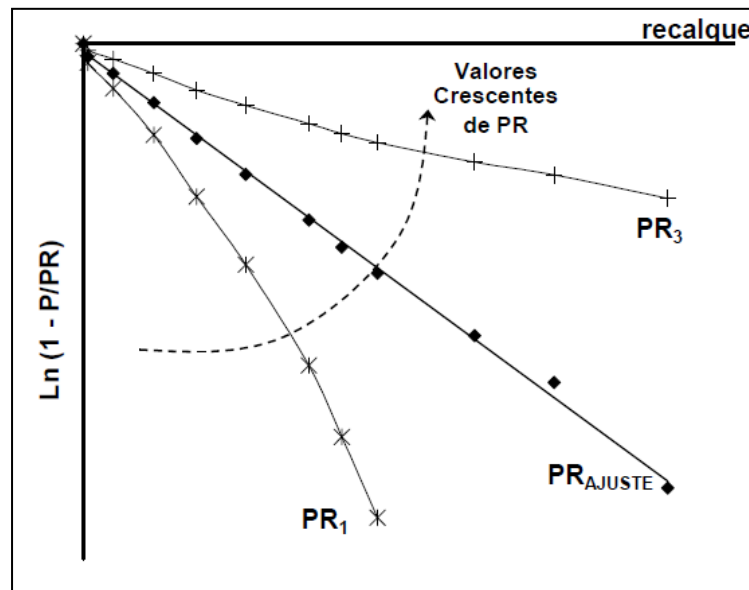


Figura 3.15 - Definição da carga de ajuste, Método de Van der Veen.

3.4.2 Método da Rigidez Décourt (1996)

Décourt (1996) propôs o método da Rigidez, que é a relação entre a carga aplicada no topo da estaca e o respectivo recalque. Com isso pode-se elaborar um gráfico, no qual a abscissa representa a carga aplicada e a ordenada a rigidez. Do gráfico construído é possível obter dois tipos de ruptura: ruptura física e ruptura convencional.

Da análise do gráfico de rigidez de diferentes tipos de fundações Décourt (1996) concluiu que podem apresentar-se duas situações distintas:

- Para fundações como as estacas pré-moldadas ou de deslocamento, a rigidez decresce com o aumento da carga aplicada e é bastante usual alcançar a ruptura física ou, pelo menos chegar muito próximo da mesma. Isto pode ser observado na figura 3.16.

- Para fundações como: sapatas, bases de tubulões e estacas escavadas em geral; não é possível notar ruptura física, pois, no gráfico tende a uma assíntota horizontal e não assume rigidez nula. Isto pode ser observado na figura 3.17.

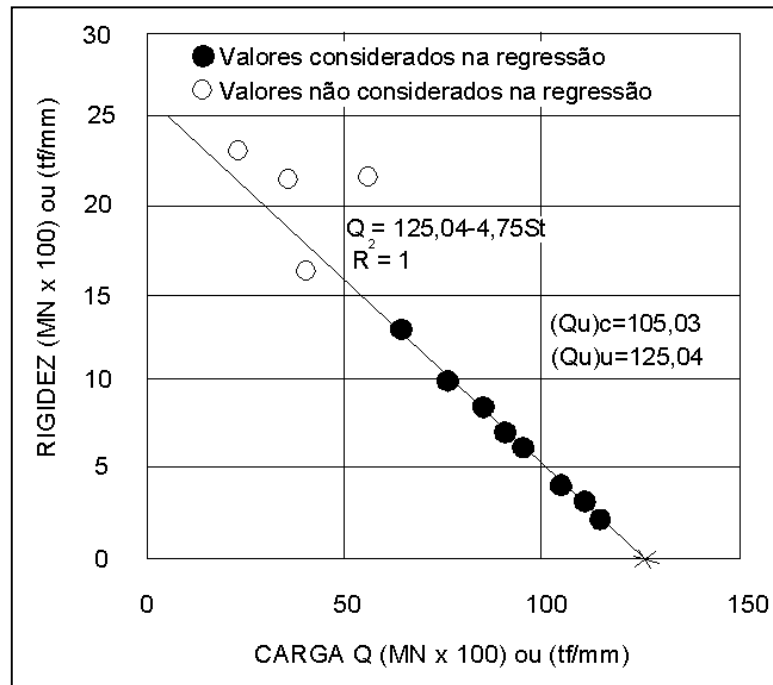


Figura 3.16 - Ruptura convencional e física numa estaca pré-moldada (DÉCOURT, 2008).

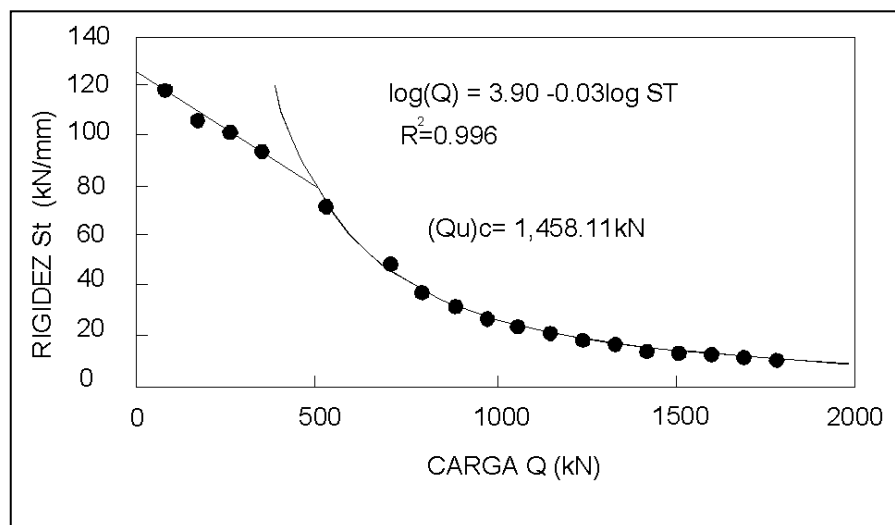


Figura 3.17 - Gráfico de rigidez para fundação direta sapata (DÉCOURT, 2008).

Na maioria das fundações não é possível definir a ruptura física, neste caso mediante extrapolações criteriosas da curva Rigidez vs Carga, é obtido o ponto de rigidez nula.

Décourt (2008) apresentou uma proposta para separar as parcelas da ponta e do atrito lateral. Segundo o autor, em uma prova de carga, na qual os carregamentos foram conduzidos até grandes deformações, serão facilmente identificados os domínios. O autor concluiu que: no trecho onde a transferência por ponta é predominante, a relação entre a carga e a rigidez é uma curva; e no trecho onde a transferência de atrito lateral é predominante o gráfico log vs log tornando-se linear.

Para a obtenção dos domínios são estabelecidas correlações lineares entre $\log(Q)$ e $\log(s)$, começando pelos pontos de carga mais elevados e determinados, os coeficientes de correlação R^2 . A melhor correlação seria aquela com maior número de pontos e o maior valor de R^2 . Dados de boa qualidade apresentam coeficientes de correlação iguais ou superiores a 0,99. Na Figura 3.18 podemos observar o método aplicado.

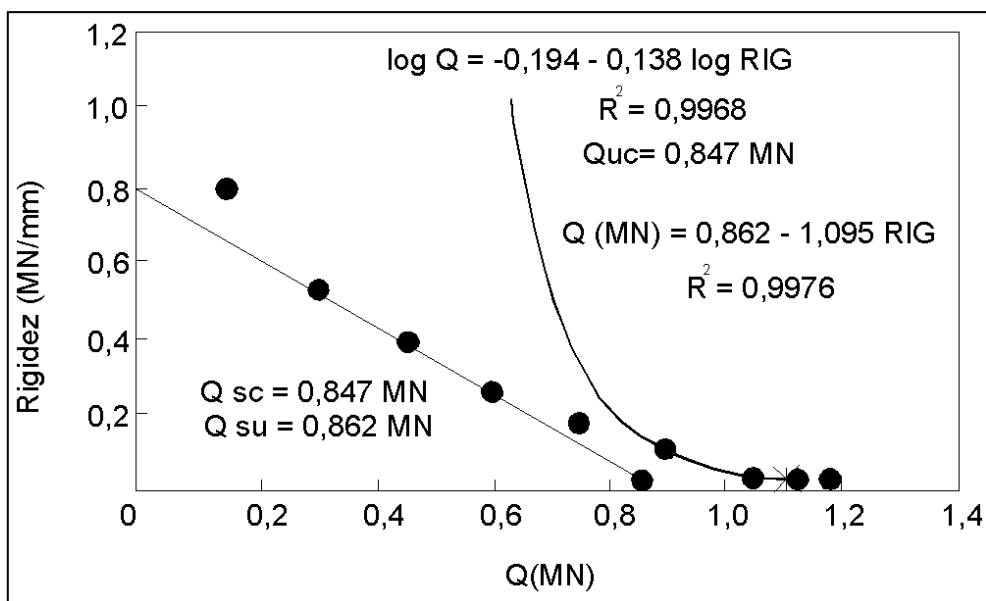


Figura 3.18 - Gráfico de rigidez para fundação direta sapata (DÉCOURT, 2008).

4. TRANSFERÊNCIA DE CARGA

A carga que uma estaca recebe em seu topo é transferida ao solo de duas formas: a primeira forma é pela ponta em compressão que é chamada resistência de ponta, e a segunda forma é pelo esforço cisalhante chamado atrito lateral. Amann (2010) define o fenômeno de transferência de carga como a deformação elástica do material da estaca, que durante o processo de carga e descarga interage por atrito com o solo ao longo do comprimento do fuste.

Segundo Nogueira (2004) a transferência de carga no sistema solo/estaca é o equilíbrio entre as forças solicitantes e resistentes ao longo da estrutura. Parte da força normal atuante na seção da estaca é absorvida pelo solo, esta por sua vez vai diminuindo de intensidade ao longo da profundidade.

Os métodos utilizados para a análises da transferência de carga podem ser classificados em três categorias: Métodos baseados na teoria da elasticidade com o emprego das equações de Mindlin (1936), Métodos de transferência de carga baseados no modelo de Winkler (1867) e métodos numéricos (POULOS e DAVIS, 1980).

O modelo de Mindlin (1936) considera o solo como elástico semi-infinito e homogêneo, onde através de integrações pode-se chegar a valores de tensões e seus respectivos deslocamentos na interação solo/estrutura.

Os métodos de transferência de carga consideram o solo como um meio descontínuo. Seed & Reese (1957) utilizam curvas que expressam a relação entre a resistência desenvolvida no contato solo/estaca e o movimento da estaca em varias posições ao longo do fuste.

Amann (2010) compila os métodos de transferência de carga mais empregados na literatura técnica: Cambefort (1964), Coyle e Reese (1966), Baguelin e Venon (1971), Randolph e Wroth (1978), Frank e Zhao (1982), Massad (1992, 1993, 2000,

2008), Massad e Lazo (1998), Marques e Massad (2004), Fleming (1992), Fonseca, et. al. (2007), Amann (2008c). O autor comenta que: “esses métodos de análise são também chamados na literatura internacional como modelos “t-z” e “q-z”. O ‘z’, é aqui simbolizado por ‘y’, embora internacionalmente ‘y’ se refira aos deslocamentos laterais da estaca, e à tensão de cisalhamento mobilizada (t, aqui simbolizado como τ) no solo, têm sido empregados extensamente na literatura internacional”.

Uma representação gráfica da transferência de carga pode ser observada na figura 4.1, onde se encontra uma estaca isolada submetida a uma carga axial (Q_T) sendo necessário subdividir a estaca em um número de segmentos que estão unidos por molas que representam a rigidez axial da estaca, e a interação desta com o solo.

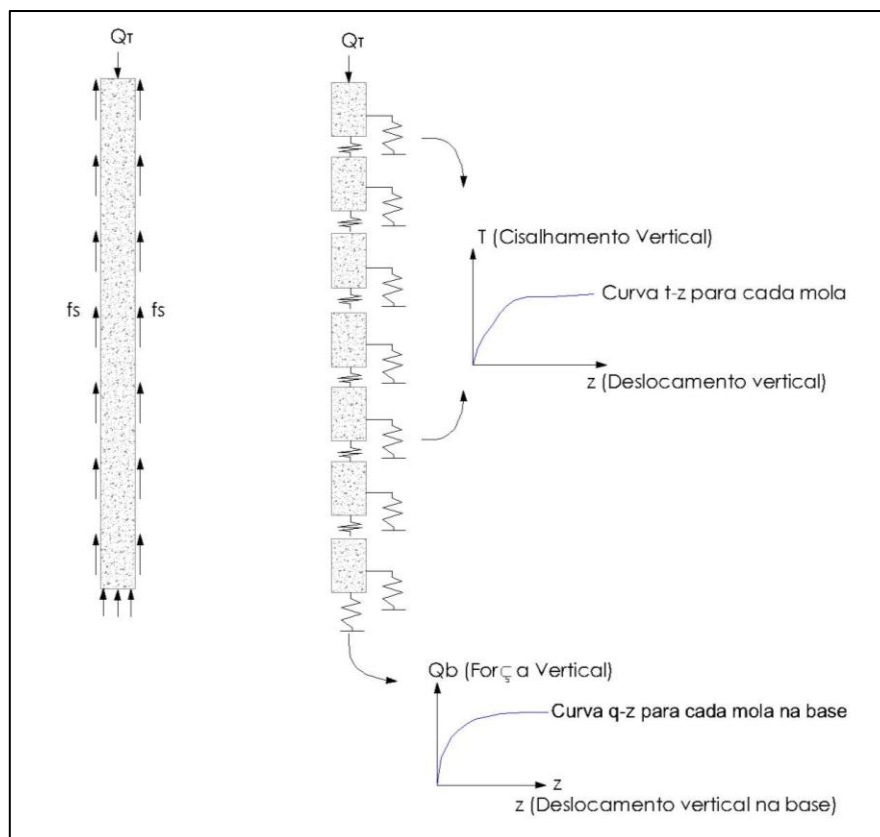


Figura 4.1 - Discretização do Método da transferência de carga. (FERNANDES, 2010).

As molas laterais representam a transferência de carga entre o fuste/solo obtendo-se a curva t-z, onde a resistência ultima da mola é normalmente denominada

de resistência lateral; a mola vertical no fundo representa a resistência de ponta da estaca obtendo-se a curva q-z que interpreta a força na base da estaca em relação ao deslocamento da mesma.

Estas curvas estão em função da carga aplicada, dimensões, processo de instalação, material, rigidez da estaca e características geomecânicas das camadas do solo. O desenvolvimento das resistências pela ponta e atrito da estaca está relacionado com as deformações a serem plenamente mobilizadas.

Nos Métodos numéricos para as análises das curvas de transferência de carga pode-se empregar métodos de elementos finitos como plaxis 2D e 3D

Poulos e Davis (1980) de acordo com os seus estudos concluem que a distribuição do atrito lateral de uma estaca está em função da rigidez, na figura 4.2 é possível visualizar sua conclusão.

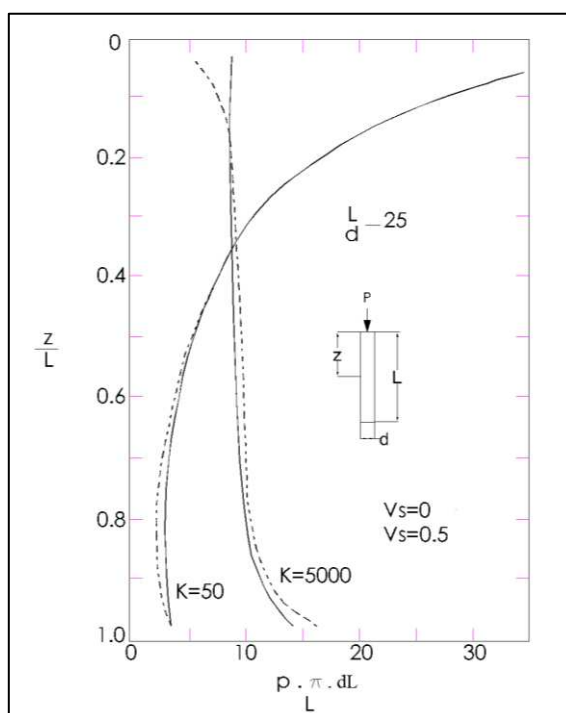


Figura 4.2 - Distribuição do atrito lateral em estacas num meio semi-infinito (POULOS e DAVIS, 1980).

Onde,

$K = E_e/E_s$ é a relação entre o módulo de elasticidade da estaca (E_e) e do solo (E_s).

ν = É Coeficiente de Poisson do solo.

Os autores concluem que a distribuição do atrito lateral é mais constante ao longo da profundidade em estacas rígidas (K elevado); enquanto que para estacas deformáveis (K pequeno) há uma concentração maior do atrito lateral no topo da estaca.

A transferência de carga segundo Branco (2006), não só acontece na interface estaca/solo, mas também numa parcela do volume que se encontra ao longo da estaca. Devido à continuidade do meio, com deslocamentos inversamente proporcionais a distancia da interface, até uma superfície considerada como indeslocável figura 4.3.

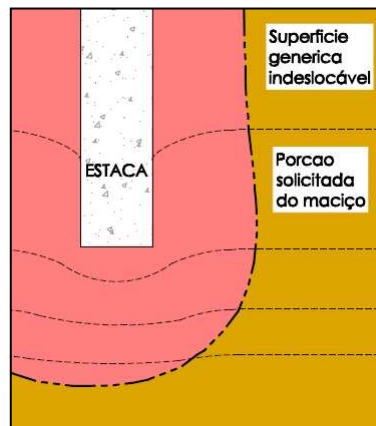


Figura 4.3 - Deslocamentos devidos às parcelas de atrito lateral e resistência de ponta (COSTA BRANCO 2006).

Os modelos que consideram a continuidade do meio baseiam-se em soluções matemáticas de um meio elástico semi-infinito, isótropico e homogêneo, caracterizado por um módulo de elasticidade (E_s) e um coeficiente de Poisson (ν). Existem também soluções obtidas a través de elementos finitos. Conclui-se que a transferência de carga é um método bastante, preciso tanto na previsão de deslocamentos como na análise do comportamento da própria estaca.

4.1 Leis de Cambeft

O fenômeno de transferência de cargas pode ser analisado pelo método matemático baseado em relações ou leis proposto pelo Cambeft (1964), e simplificadas por Cassan (1978) e Baguelin et al. (1971), que baseados nas leis de Cambeft, publicaram um modelo para determinar o comportamento de uma estaca isolada submetida a um carregamento axial. Estas leis adotam relações do tipo rígido-elástico-plástico para a resistência de atrito e para resistência de sua ponta.

Segundo Nogueira (2004) esta análise teórica considera a curva carga-recalque uma série de trechos, cada um correspondendo a uma determinada etapa da transferência de carga da estaca para o solo.

A ilustração gráfica das Leis ou relações, mostra uma estaca compressível em solo homogêneo ao longo da lateral, com resistência e rigidez constantes é mostrada na Figura 4.4.

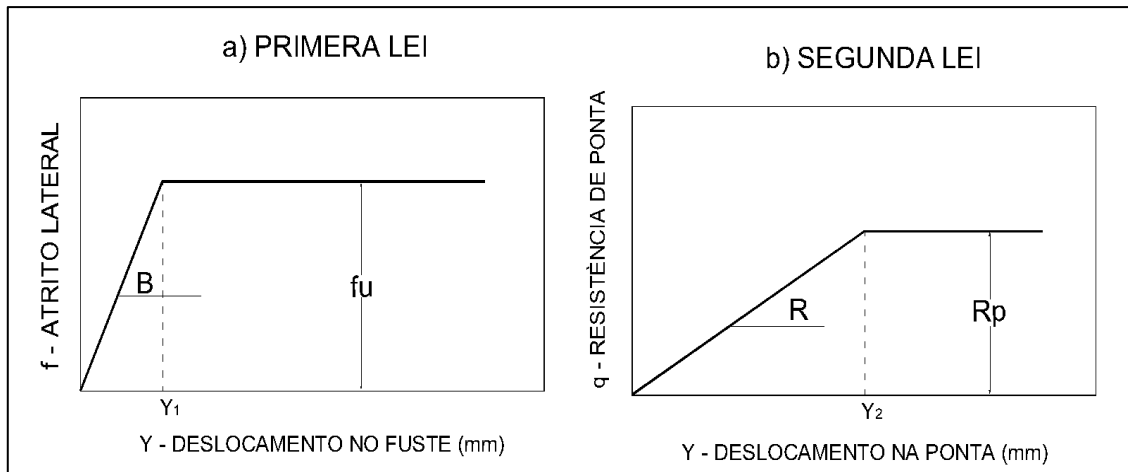


Figura 4.4 – Primeira e segunda Leis de Cambeft (MASSAD, 1995).

Da Primeira Lei tem-se:

y_1 = deslocamento máximo para que o atrito lateral seja plenamente mobilizado.

B = acréscimo linear do atrito lateral respeito ao determinado deslocamento. Até atingir a mobilização máxima do atrito lateral $f_u = f_{m\acute{a}x}$;

f_u = máxima mobilização do atrito lateral;

Da segunda Lei tem-se:

Y_2 = deslocamento máximo para que ocorra ruptura pela ponta;

R = acréscimo linear da resistência pela ponta respeito ao determinado deslocamento. Até atingir a resistência máxima pela ponta;

R_p = Resistência máxima pela ponta;

Pode-se concluir da figura 4.4 que para que o atrito lateral seja mobilizado são necessários pequenos deslocamentos, em relação ao deslocamento necessário à resistência de ponta para sua mobilização, requerendo um deslocamento muito maior.

Massad (1991 b) com base nas leis de Cambefort considerou as cargas residuais, tanto em estacas escavadas como em estacas pré-moldadas. Albuquerque (2001) ressalta que o fenômeno da carga residual é de conhecimento da comunidade geotécnica há muito tempo, mas estava sendo ignorada.

As cargas residuais são resultado da cravação de estacas ou de um segundo carregamento em estacas escavadas que é basicamente uma carga que fica aprisionada (P_h), durante o primeiro carregamento e é refletida durante uma segunda prova de carga.

Massad (1992) elaborou um modelo matemático, válido para o primeiro carregamento de estacas escavadas, e também válido para o segundo carregamento, onde se incorpora a carga residual na ponta da estaca. A figura 4.5 esquematiza o que concluiu o autor.

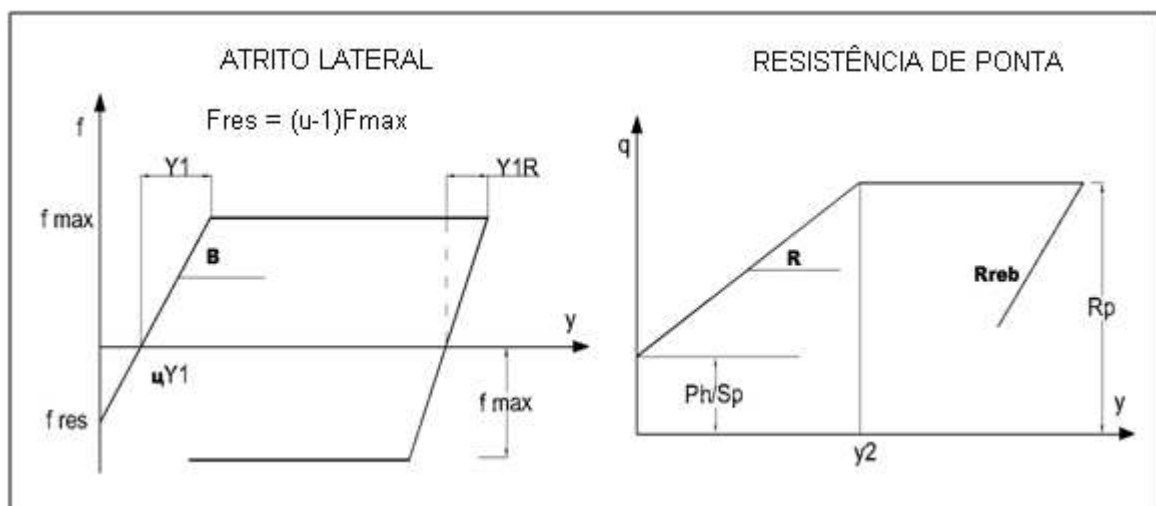


Figura 4.5 - Leis de Camberfort Modificadas (MASSAD & LAZO, 1998).

A inclusão da carga residual (P_h) é feita através do fator μ , definido pelo autor como sendo:

$$\mu = 1 + \frac{P_h}{A l_r} = 1 - \frac{f_{res}}{f_{max}} \quad (4.1)$$

Onde μ varia necessariamente entre ($1 \leq \mu \leq 2$), para o caso de estacas escavadas $\mu=1$.

4.1.1 Equação Básica para a interação estaca-solo

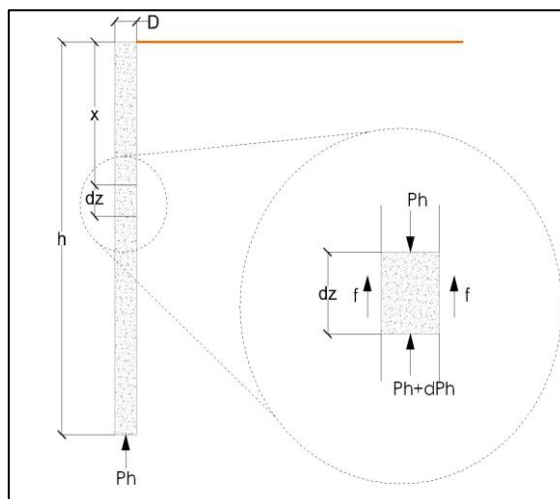


Figura 4.6 - Forças atuando em um elemento em equilíbrio (MASSAD 1991-c).

A Figura 4.6 mostra o diagrama de corpo livre de uma estaca. A equação para um elemento de comprimento $d(z)$ pode ser escrita:

$$P_h = P_h + dP_h + \pi * D * f * dz \quad (4.2) \text{ ou } \frac{dP_h}{dz} = -\pi * D * f \quad (4.3)$$

Da lei de Hooke concluí:

$$\varepsilon = \frac{dy}{dz} = -\frac{P_h}{E_s} \quad (4.4)$$

Das equações (4.3) e (4.4) pode-se escrever a equação (4.5), a qual controla a transferência de carga de estaca para o solo.

$$\varepsilon = \frac{d^2y}{dz^2} = \frac{\pi * D * f}{E_s} \quad (4.5)$$

Estas equações são baseadas na força de equilíbrio e compatibilidade dos deslocamentos, independentemente do tipo de estaca e classificação do solo.

4.1.2 Comportamento das estacas

Para fazer uma análise do comportamento das estacas são considerados dois coeficientes adimensionais:

- 1) Rigidez relativa solo-estaca (k): É uma medida da rigidez do solo e do material da estaca.

$$k = \frac{A_{lr}}{K_r * y_1} \quad (4.6)$$

Onde,

K_r = é a rigidez estrutural da estaca;

y_1 = deslocamento para esgotar o atrito lateral unitário.

A_{lr} = resistência lateral de Atrito na ruptura

Sabe-se que a resistência de atrito lateral é:

$$Alr = \pi * D * h * f_u \quad (4.7)$$

E a rigidez estrutural da estaca é:

$$Kr = \frac{E * S}{h} \quad (4.8)$$

A equação anterior pode ser escrita da seguinte forma:

$$k = \frac{\pi * D * h * B}{Kr} = 4 * \left(\frac{h}{D}\right)^2 * \left(\frac{B * D}{E}\right) \quad (4.9)$$

$$B = \frac{f_u}{y_1} \quad (4.10)$$

Onde: B é a inclinação da reta inicial da primeira lei de Cambeftort (Ver figura 4.4.a). Segundo este coeficiente “k” as estacas podem-se classificar em longas ou curtas:

- a) As estacas são consideradas longas e deformáveis se $k \geq 8$, isto é, a estaca precisa de um incremento de carga para que o atrito lateral seja plenamente mobilizado.
- b) A estaca é considerada curta para valores de $k \leq 2$. Nesse caso, o atrito lateral atinge seu valor máximo quase que instantaneamente, do topo à base da estaca.
- c) Estacas são consideradas intermediárias para valores $(2 \leq k \leq 8)$.

2) Rigidez Relativa do Solo Fuste-Ponta-Estaca “m”: Este coeficiente é a relação de ponta, no momento em que todo o atrito lateral foi mobilizado ao longo do fuste.

$$m = \frac{R * S * y_1}{Alr} \quad (4.11)$$

Onde,

R =inclinação da reta inicial da segunda lei de Cambefort, (Figura 4.4b).

S =área da estaca na ponta.

Segundo este coeficiente “ m ” as estacas podem-se classificar em (Tabela 4.1):

Tabela 4.1 Tipos de estacas em função rigidez relativa do solo fuste-ponta-estaca “ m ”: (ALBUQUERQUE, 1996).

Condição	Caso	Significado
$m < 1$	Elíptico	Deficiência de rigidez de ponta
$m = 1$	Parabólico	Rigidez de ponta "equilibrada"
$m > 1$	Hiperbólico	Excesso de rigidez de ponta

4.1.3 Curvas de Carga vs Recalque Teóricas

Massad (1992), propõe a curva teórica carga vs recalque mediante um modelo matemático utilizando os coeficientes (m , k , μ) para solos homogêneos (figura 4.7).

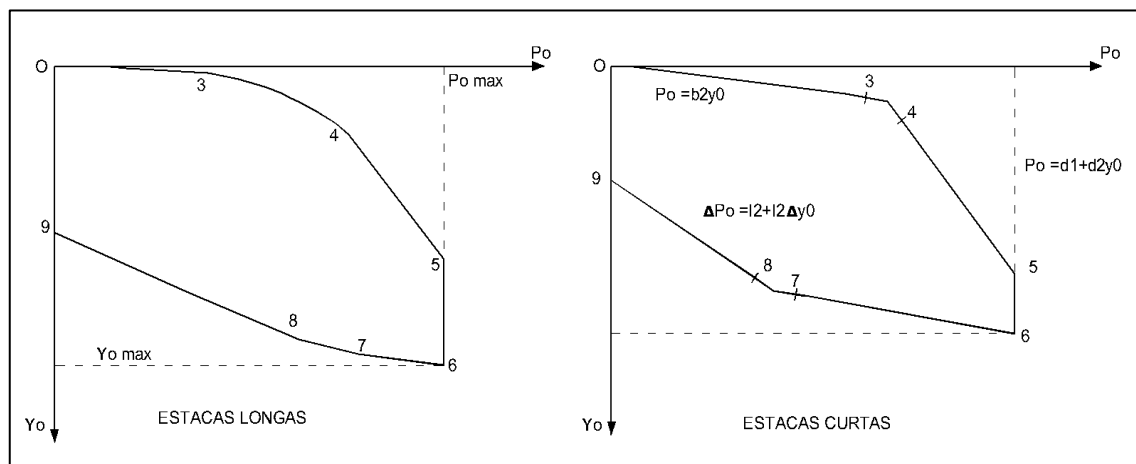


Figura 4.7 - Curvas teóricas de carga vs recalque no topo (MASSAD & LAZO, 1998).

Ghilard (2005) descreve os estágios representados nas curvas:

- a) Tramo 0-3: Trecho retilíneo, que corresponde à fase pseudo-elástica de mobilização do atrito lateral, primeira relação de Cambefort. O ponto três corresponde ao momento em que o atrito lateral atingiu o valor máximo na cabeça da estaca.

$$P_0 = \frac{\mu * Alr}{z} * \left(\frac{tgh(z) + m * z}{1 + m * z * tgh(z)} \right) \quad (4.12)$$

E

$$y_0 = \mu * y_1 \quad (4.13)$$

Onde,

$$z = \sqrt{k} \quad (4.14)$$

- b) Tramo 3-4: Está relacionado com a mobilização progressiva da resistência lateral última, apresenta-se na formula:

$$\frac{y_0}{\mu * y_1} = \left(1 - \frac{\beta'^2}{2} \right) + \frac{k}{y} * \left(\frac{P_0}{\mu * Alr} \right) \quad (4.15)$$

Onde o termo β' depende da rigidez das estacas se:

$k \geq 10 \beta' \approx 1$; os pontos 3-4 se aproximam a uma parábola.

$k \leq 2$; os pontos 3-4 não ocorre trecho curvo.

O trecho 3-4 da curva teórica pode ser ajustado por uma parábola para estacas longas ou intermediárias ($2 \leq k \leq 8$). Para estacas curtas, o trecho curvo não se desenvolve, e seu formato se assemelha a duas retas que se cruzam. Para fins práticos a equação 4.15 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$y_0 = c_1 + c_2 * (p_0)^2 \quad (4.16)$$

Onde:

$$c_1 = \frac{\mu * y_1}{2} \quad e \quad c_2 = \frac{1}{2 * Kr * \mu * Alr} \quad (4.17)$$

- c) Tramo 4-5: Com o aumento de carregamento no topo da estaca, o solo no nível da ponta reage ao longo da parte Pseudo-Elástica (segunda lei de Cambefort), a curva carga vs recalque volta a ser linear.

$$\frac{P_0 - \mu * Alr}{y_0 - \frac{\mu * Alr}{2 * K r}} = \frac{1}{\frac{1}{K r} + \frac{1}{R * S}} \quad (4.18)$$

Para a determinação de y_{04} , vale a relação:

$$y_{04} = \mu * y_1 + \frac{\mu * Alr}{2 * K r} + \frac{R * S * \mu * y_1}{K r} \quad (4.19)$$

- d) Tramo 5-6: Corresponde a ruptura atingida, em que a reação de ponta atinge seu valor máximo. Os tramos 6-7; 7-8; 8-9, correspondem ao descarregamento (Rebound), que é o caminho inverso nas Leis de Cambefort, em que os parâmetros y_1 , B e R, não são necessariamente os do carregamento, pois os solos não são elásticos.

Existem três tramos definidos, o tramo 6-7 que é retilíneo, associado ao tramo pseudo-elástico da volta, o tramo 7-8 que corresponde ao início da plena mobilização do atrito, no sentido reverso e o tramo 8-9 que é associado ao rebound. O trecho curvo 7-8 pode-se representar aproximadamente como uma parábola:

$$Y_{0máx} - y_0 = y_{1R} + \frac{1}{4 * K r * Alr} (P_{0máx} - P_0)^2 \quad (4.20)$$

Onde,

Y_{1R} = Parâmetro de Cambefort no descarregamento (KN)

$P_{0máx}$ = Recalque máximo do carregamento (m)

É necessário que $P_{0máx} \geq Alr$ e que K_{reb} tenha valor elevado

$$K_{reb} = \frac{Alr}{K * y_{1R}} \quad (4.21)$$

5. MATERIAIS E MÉTODOS

O presente capítulo apresenta as informações gerais sobre o Campus da Unicamp em Campinas, destacando-se as características geológicas e geotécnicas do solo, assim como as características e os materiais utilizados na execução das estacas e das provas de carga instrumentadas.

5.1 Campo Experimental

A parte experimental da pesquisa foi realizada na Faculdade de Engenharia, Arquitetura e Urbanismo (FEC), da Universidade Estadual de Campinas SP, em uma área de 600 m². No local para fins de pesquisa, foram realizados diversos ensaios geotécnicos como: SPT-T, CPT, DMT, DPL; e ensaios de laboratório. A figura 5.1 apresenta a localização do campo experimental da FEC.



Figura 5.1 - Localização do Campo Experimental no Campus da UNICAMP.

5.1.1 Geologia Local

A cidade de Campinas abrange três tipos de terrenos geológicos, situando-se a leste rochas pré-cambrianas metamórficas intrudidas por granitos e a oeste rochas sedimentares do Subgrupo Itararé e diabásios. (GON, 2011). De acordo com Zuquete (1987), o subsolo da região da Unicamp é formado por migmatitos básicos, ocorrendo rochas intrusivas básicas da formação Serra Geral (diabásio), perfazendo 98km² da região de Campinas, o que representa aproximadamente 14% de sua área total. Também na região são encontrados corpos de diabásio encaixados na formação Itararé e no complexo cristalino, sob a forma de “sills” e diques. Na figura 5.2 é apresentado o mapa geológico de Campinas.

Os diabásios são rochas ígneas intrusivas básicas, uma das rochas mais comuns do Brasil. Sua textura granular é fina mas possui, muitas vezes, textura granular mais grosseira, de cor cinza escura a preta que ocorrem como diques e, menos comumente, em forma de sills. Os diabásios apresentam-se bastante fraturados, formando pequenos blocos, suas fraturas normalmente estão abertas ou preenchidas por materiais argilosos. De acordo com Zuquete (1987), as argilas que se encontram nas fraturas são classificadas pedologicamente como latossolos vermelhos distroféricos, caracterizados por ser muito permeáveis e altamente intemperizados. Mineralogicamente são constituídos por quartzo, ilmenita, magnetita, caulinita, gipsita, óxidos e hidróxidos de ferro, sendo que as espessuras variam de 5 a 30 m.

5.1.2 Características Geotécnicas

A partir dos ensaios de campo e os ensaios de laboratório foi feita a investigação geotécnica no campo experimental da FEC-Unicamp. A figura 5.3 mostra a planta de localização onde foram realizados os ensaios de campo e o poço de coleta de amostras indeformadas e deformadas para a realização dos determinados ensaios de laboratório.

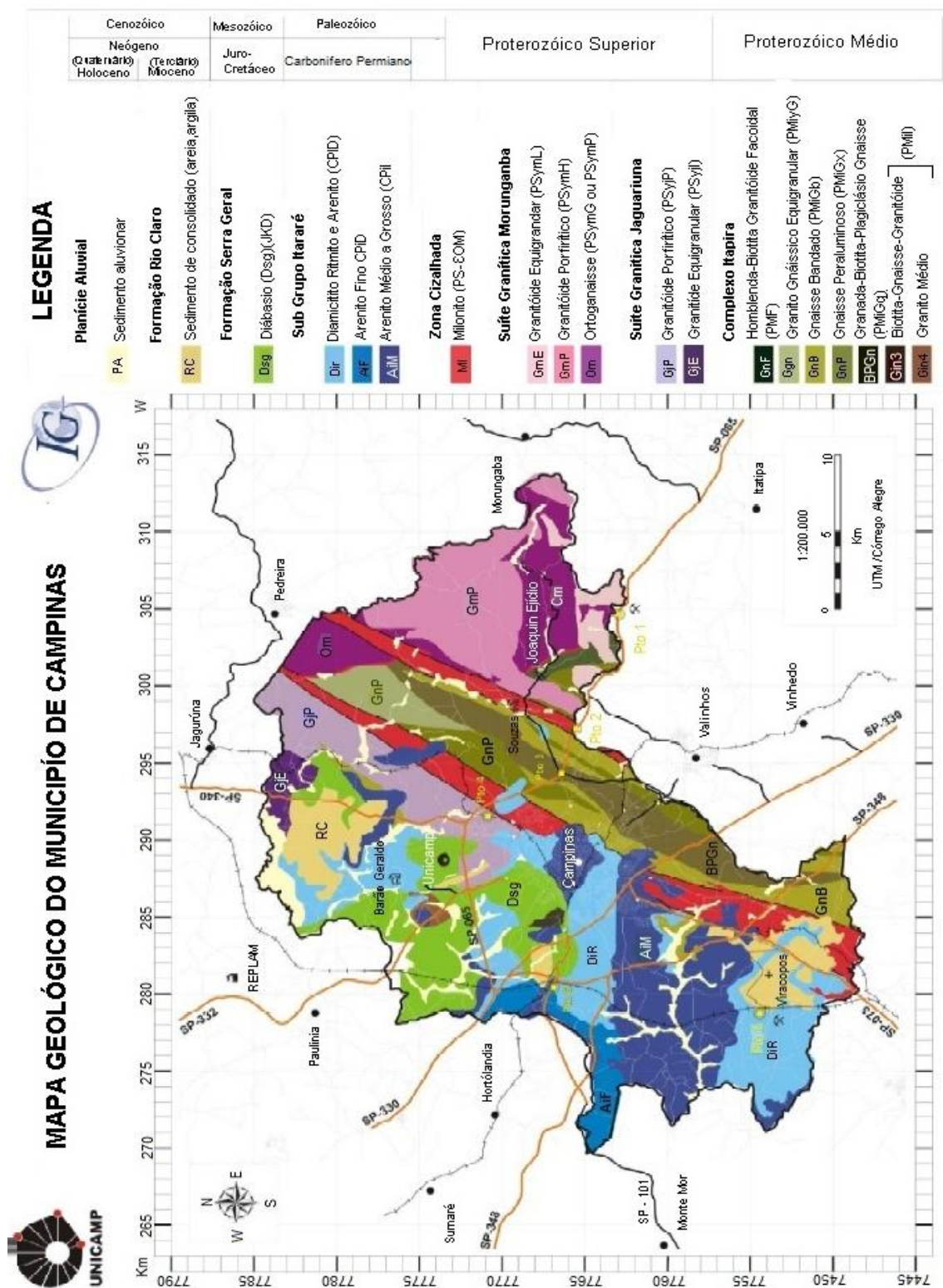


Figura 5.2 - Mapa geológico de Campinas-SP (INSTITUTO DE GEOLOGIA UNICAMP).

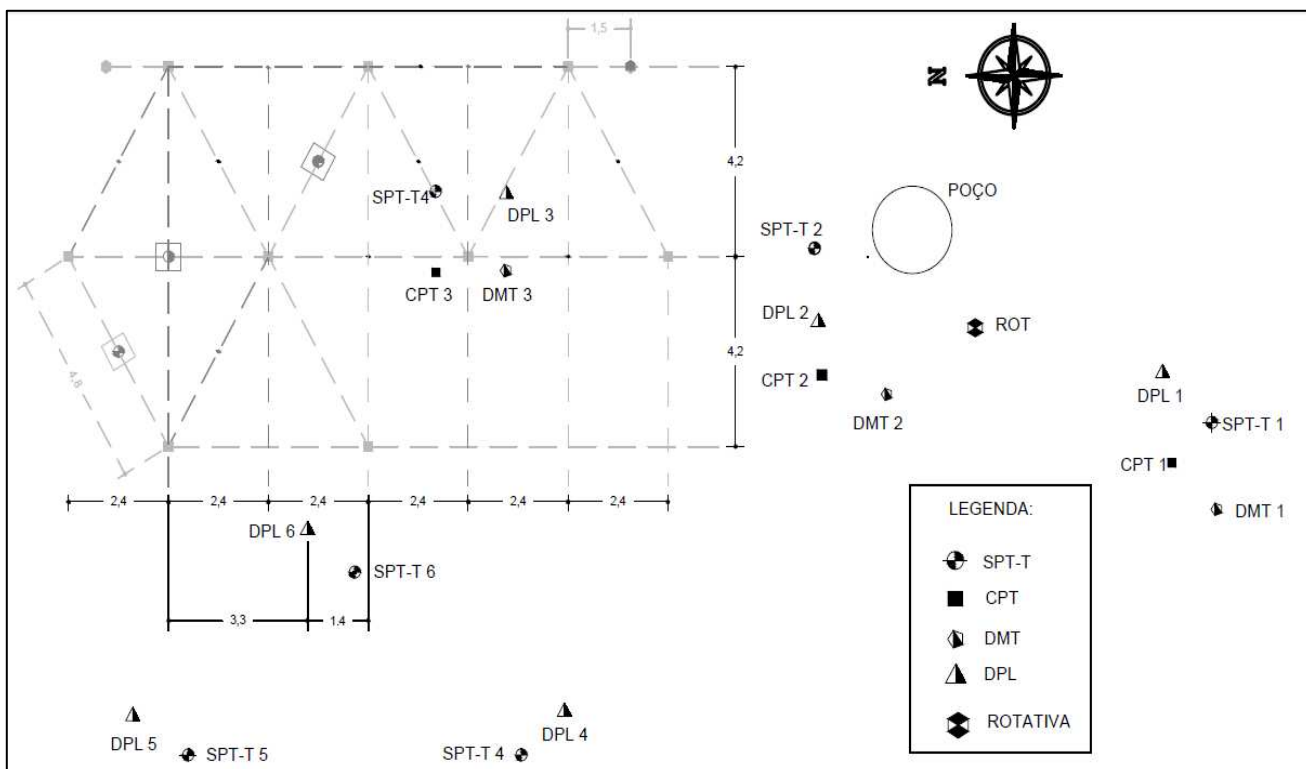


Figura 5.3 - Localização do poço e ensaios de campo.

a) Ensaios de Campo

Para obtenção dos parâmetros de resistência do solo foram realizados diversos ensaios no campo experimental. As figuras 5.4 e 5.5 mostram os valores mínimos, médios e máximos de N_{SPT} e do ensaio SPT-T respectivamente. Obtidos através de 7 ensaios de SPT-T (Figura 5.3) realizados no campo experimental da FEC. Durante a execução do ensaio SPT-T foi feita a análise tátil e visual das amostras extraídas, estas amostras foram enviadas ao laboratório para a identificação do perfil geotécnico, sendo a caracterização do perfil a seguinte: Argila Siltosa até uma profundidade de 7 m e a partir daí Silte Argilo-Arenoso.

Rodriguez (2013) realizou ensaios de CPT Mecânico e o CPT Elétrico. Nas figuras 5.6 e 5.7 são apresentados os valores mínimos, médios, e máximos da

resistência de ponta do cone (q_c) e atrito lateral (f_c), obtidos dos três ensaios de CPT com cone mecânico (CPTM1, CPTM2 e CPTM3).

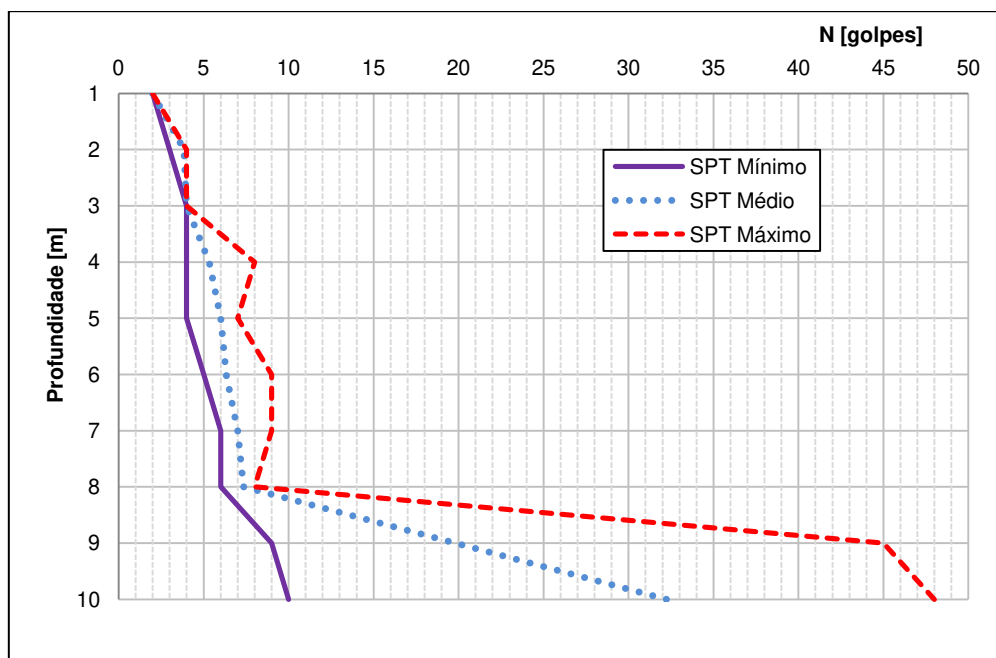


Figura 5.4 - Resumo das sondagens SPT realizadas no campo experimental da FEC-UNICAMP (RODRIGUEZ, 2013).

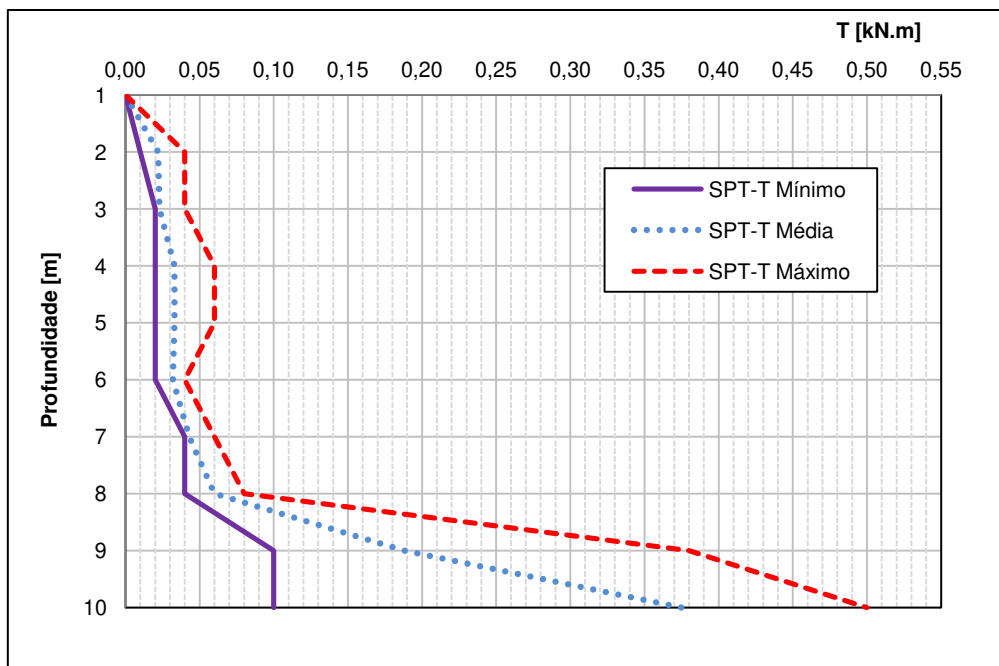


Figura 5.5 - Resumo das sondagens SPT-T realizadas no campo experimental da FEC-UNICAMP (RODRIGUEZ, 2013)

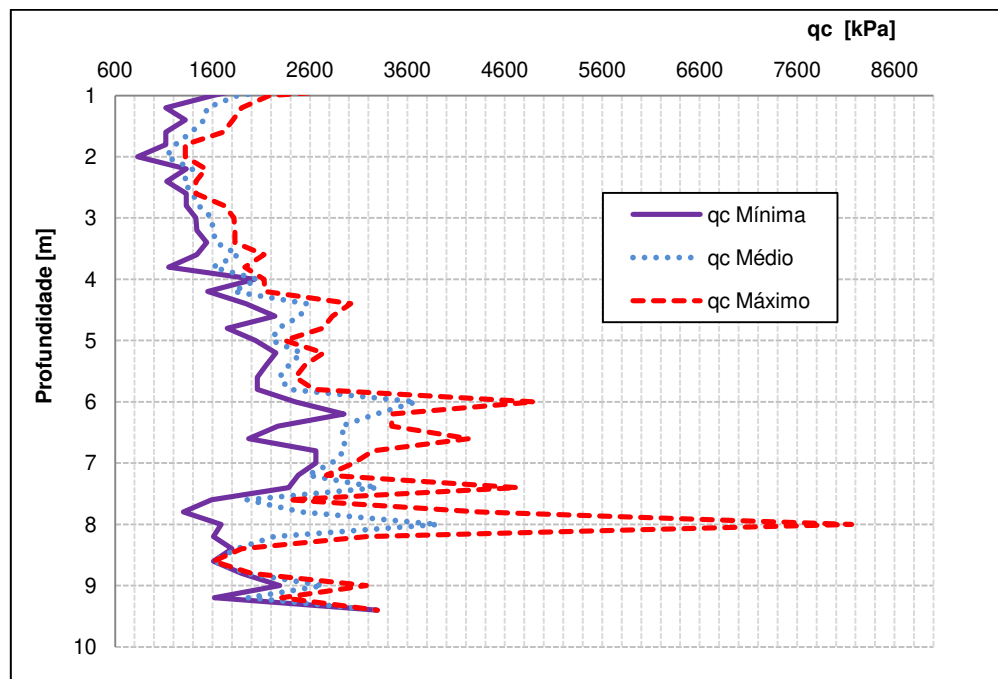


Figura 5.6 - Resumo do ensaio CPT - Mecânico (q_s) realizado no campo experimental da FEC-UNICAMP (RODRIGUEZ, 2013).

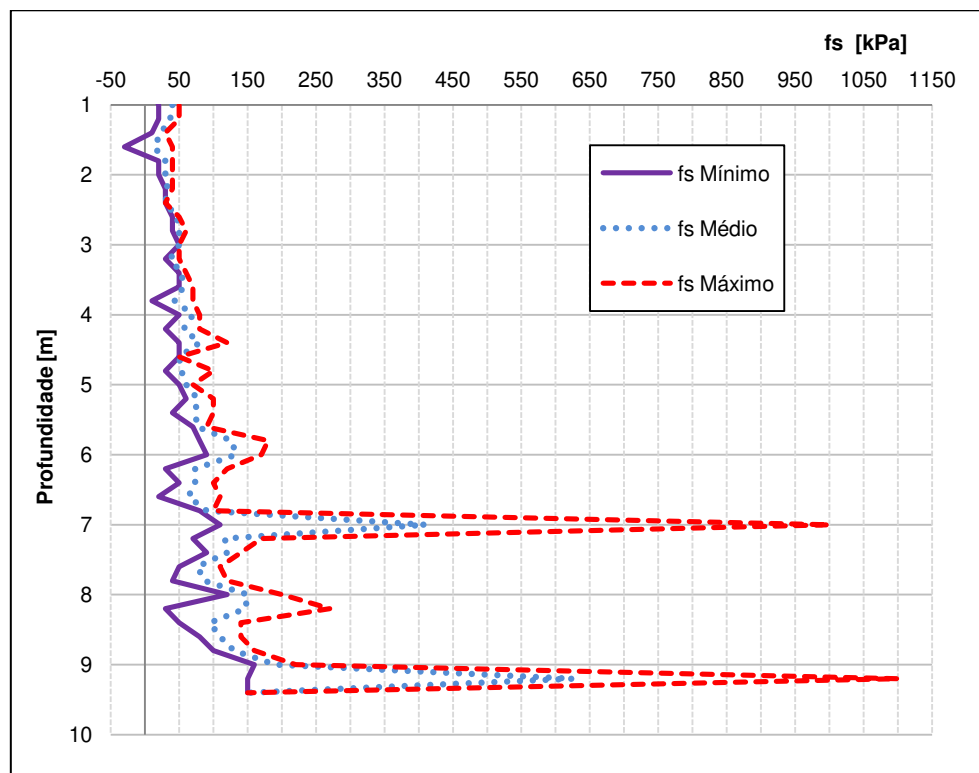


Figura 5.7 - Resumo do ensaio CPT - Mecânico (f_s) realizado no campo experimental da FEC-UNICAMP (RODRIGUEZ, 2013).

b) Ensaios de Laboratório

Gon (2011) realizou no seu trabalho de pesquisa uma campanha de ensaios de laboratório, a partir de amostras deformadas e indeformadas retiradas de um poço de 9 m de profundidade, ao chegar nessa profundidade não foi possível retirar mais amostras devido à presença de matacões. Dentre os ensaios realizados, destacam-se: caracterização física: LL, LP, IP (NBR 6459/84 e NBR 7180/84); massa específica dos grãos (NBR 6508/84); granulométrica conjunta, (NBR 7181/84); ensaios edométricos simples (NBR 12007/90); ensaios triaxiais adensados (CU), ensaios de permeabilidade (NBR 14545/00); e sucção, pelo método do papel filtro.

Na tabela 5.1 é apresentado um resumo dos índices físicos junto aos parâmetros de resistência obtidos por Gon (2011) como: peso específico natural (γ_{nat}), peso específico seco (γ_d), peso específico dos sólidos (γ_s), umidade natural (w), índice de vazios (e), grau de saturação (Sr), porosidade (n), coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ). No momento da coleta das amostras foi determinado o teor de umidade natural por meio do método da estufa, sendo que a coleta ocorreu nos dias 20 e 21 de janeiro de 2010.

Tabela 5.1 - Índices Físicos (GON, 2011).

Profundidade (m)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	e	n (%)	Sr (%)	c (kPa)	ϕ
1	14,1	30,4	11	28,3	1,8	64	48,4	7,4	22
2	14,2	30,8	11,1	27,9	1,8	64	48,4	7,9	21
3	14	30,5	10,9	28	1,8	64	47,5	11,6	22
4	14,4	30,6	11,5	25,5	1,7	63	46,8	5,8	23
5	15,5	30,4	12,3	26,2	1,5	60	53,5	24,0	21
6	15,3	30,4	12,2	26,1	1,5	59	53,5	42,4	22
7	15,4	30,4	12	28,3	1,5	61	56,1	41,9	22
8	15,2	29,8	11,5	32,3	1,6	62	60,4	26,4	22
9	15,2	29,5	10,8	40,6	1,7	63	69,2	-	-

Os parâmetros de coesão e ângulo de atrito foram determinados através de ensaio triaxial adensado não-drenado (CU). As amostras foram retiradas de cada metro

de profundidade desde a superfície do terreno até a profundidade de 8m, totalizando 32 amostras ensaiadas.

Segundo os valores da tabela 5.1, pode-se observar que as amostras possuem elevados índices de vazios e baixos graus de saturação e elevada porosidade, típicos de solos lateríticos.

Gon (2011) realizou dois procedimentos distintos para os ensaios de granulometria conjunta, sendo eles referentes à utilização ou não de defloculante. Assim, a partir destes ensaios, sem o uso de defloculante, verificou que as porcentagens de argila ficaram entre 0% e 30%, de silte entre 25% e 65%, e as de areia entre 26% e 70%. A classificação granulométrica sob a ação do defloculante definiu o perfil do solo em três camadas, sendo a primeira camada de 2 m de profundidade composta por areia argilosa; de 2 a 7 m composta por areia siltosa; e a partir daí silte arenoso.

A Tabela 5.2 apresentam as variações em profundidade dos valores de LL, LP, LC e IP obtidos por Gon (2011).

Tabela 5.2 - Limites de consistência (GON, 2011).

Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	LC (%)	IP (%)
1	50,9	30,2	20,6	20,7
2	44,3	31,18	24,4	12,5
3	44,6	33,0	24,9	11,6
4	44,4	32,6	25,2	11,8
5	44,8	34,2	27,8	10,6
6	44,9	37,4	29,3	7,50
7	46,2	39,0	31,3	7,20
8	51,4	42,4	29,6	9,00
9	52,2	41,3	30,4	10,9

Com base nos índices de plasticidade, o solo foi classificado por meio do Sistema Unificado. Foram encontrados basicamente duas classificações MH e ML, ou

seja, siltes de alta e mediana compressibilidade. A amostra do primeiro metro foi classificada como de alta compressibilidade (MH), as amostras de 2 a 7 m como de media compressibilidade (ML), e as amostras dos dois metros finais, como de alta compressibilidade (MH).

No resumo da figura 5.8, apresentam-se os valores médios dos resultados dos ensaios de laboratório desenvolvidos por Gon (2011) e os valores médios dos resultados de SPT, SPT-T e CPT (mecânico) do trabalho de pesquisa de Rodriguez (2013). Os parâmetros apresentados na figura 5.8 foram utilizados para o cálculo da capacidade de carga dos métodos teóricos e semi-empíricos realizada nesta dissertação. A classificação do solo que forneceu o ensaio SPT-T foi utilizada na escolha dos valores dos coeficientes empíricos dos métodos semi-empíricos.

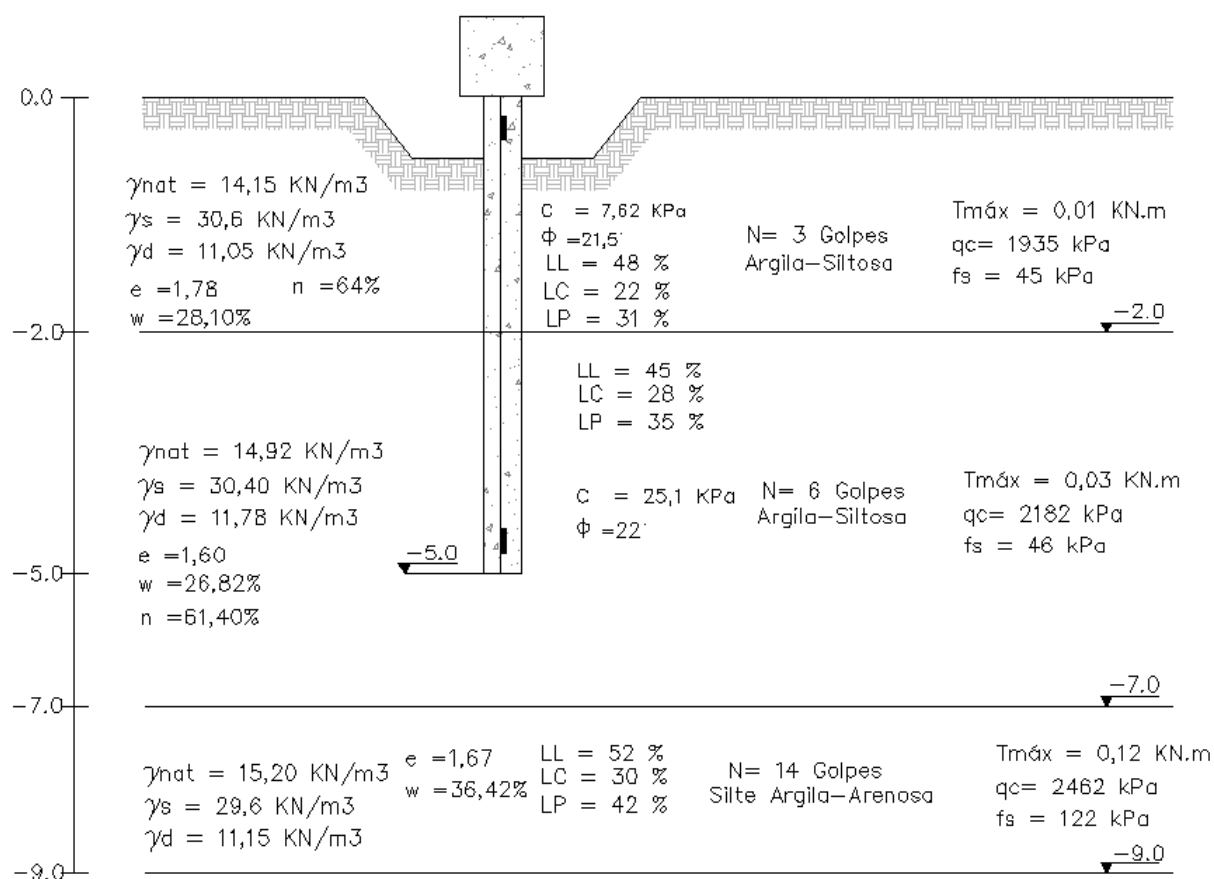


Figura 5.8 - Características geotécnicas médias.

5.2 Instrumentação

Para as três estacas teste foram instaladas barras instrumentadas de aço de diâmetro 12,5 mm CA-50 e comprimento 0,3 m, ao longo do fuste no topo e na ponta da estaca. Neste projeto foram utilizados extensômetros elétricos, ou *strain gage* do tipo biaxiais ($0\pi/90\pi$) de fabricação da Excel Sensores Indústria Comércio e Exportação Ltda., de referência PA-06-125T6-120LEN terminal T (EXCEL T-75) com fator de sensibilidade (K) igual a 2,4. A figura 5.9 mostra o croqui da instrumentação realizada na estaca. Os *strain gage* foram montados em circuitos de ponte de Wheatstone completa, este sistema permite anular o efeito de flexão e temperatura, obtendo-se as deformações específicas causadas pelo carregamento axial.

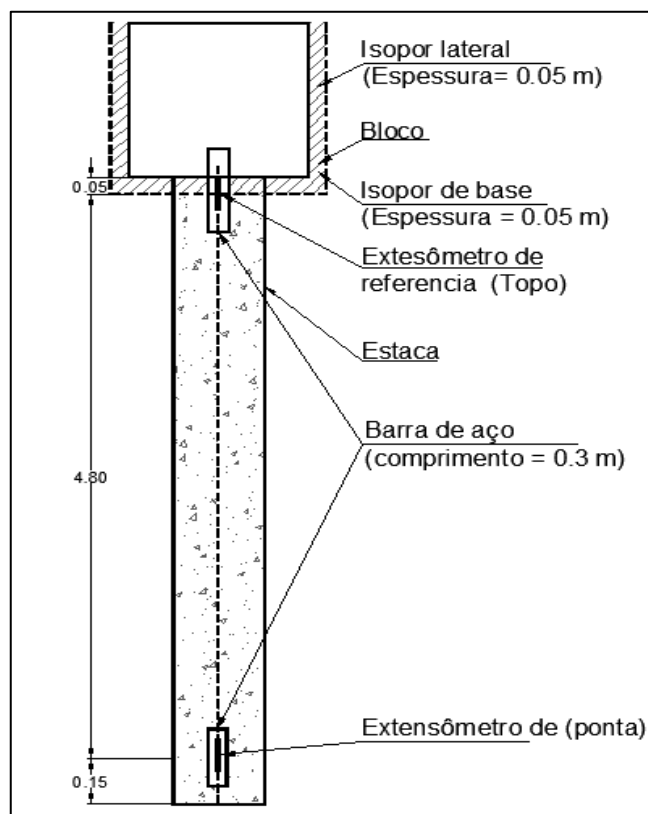


Figura 5.9 - Detalhe do posicionamento dos *strain gages* nas estacas instrumentadas.

Os *strain gages* foram ligados na barra de aço. A técnica de aplicação adotada é divulgada pelo Prof. Dr. Paulo Albuquerque, e descrita a seguir:

a) Preparo da Superfície

As barras CA 50 foram levadas ao torno mecânico para retirada das nervuras na região da colagem do extensômetro. O local de colagem do extensômetro foi lixado com lixa N. 120 (Figura 5.10), para eliminar partículas grosseiras e imperfeições. Posteriormente é feito um acabamento com lixa N. 150, sendo que os acabamentos são ranhuras diagonais que facilitam a aderência do *strain gage* com a barra.



Figura 5.10 - Eliminação de partículas.

b) Locação do Extensômetro e aplicação de desengordurante

O ponto exato foi marcado com um riscador e a marcação foi feita com duas linhas perpendiculares. Este, procedimento foi repetido no outro lado da barra. Posteriormente, foi realizada a limpeza com gaze partindo do centro para as laterais (Figura 5.11).



Figura 5.11 - Procedimento de limpeza.

c) Aplicação do adesivo

O extensômetro foi posicionado no local de aplicação através de uma fita adesiva, um dos lados da fita é fixado na superfície da peça e o outro lado é deixado livre como é mostrado na (Figura 5.12). Aplicou-se o adesivo na parte inferior do *strain gage* que depois foi fixado no lado livre da fita na superfície de colagem. Após este procedimento aplica-se uma pressão manual com uma película de plástico para eliminar o excesso de adesivo, e eventuais bolhas de ar que ocasionalmente se formem sob o extensômetro.



Figura 5.12 - Aplicação do adesivo no extensômetro.

d) Montagem do circuito

A preparação da base com fita isolante ao redor dos extensômetros deve ser feita antes da colocação da ponte para evitar contato dos fios dos *strain gage* com a barra e causar curto circuito no sistema. Acima da fita isolante foram colocados os terminais do tipo T (EXCEL T-75) com adesivo (Figura 5.13).

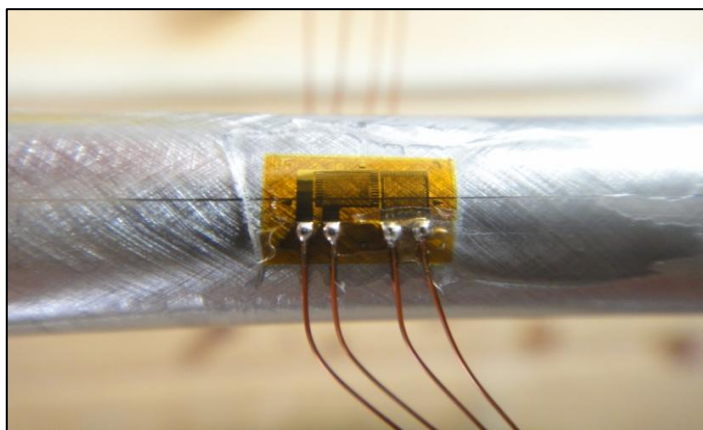


Figura 5.13 - Colagem dos terminais sobre a fita isolante.

Após, soldaram-se os fios entre os *strain gage* de maneira a formar um circuito em ponte completa (Figura 5.14). Os fios utilizados são os mesmos do cabo de transferência de dados.

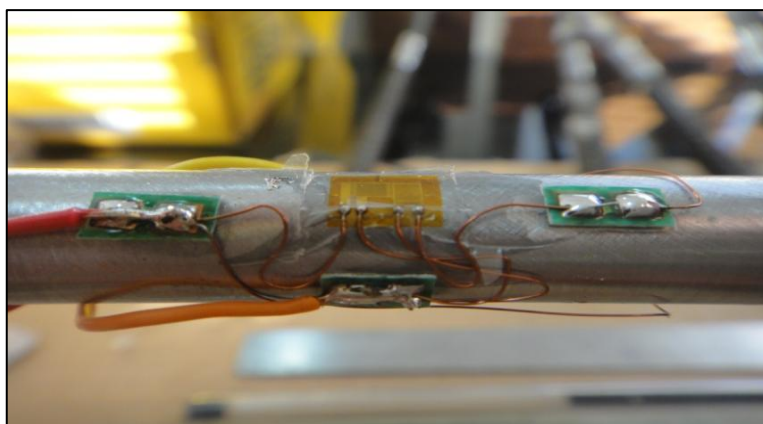


Figura 5.14 - Ligações do circuito.

e) Proteção do Circuito

O circuito foi protegido através da aplicação de resina apropriada e fita de alta fusão para evitar curto circuito, efeitos térmicos e choque mecânico (Figura 5.15).

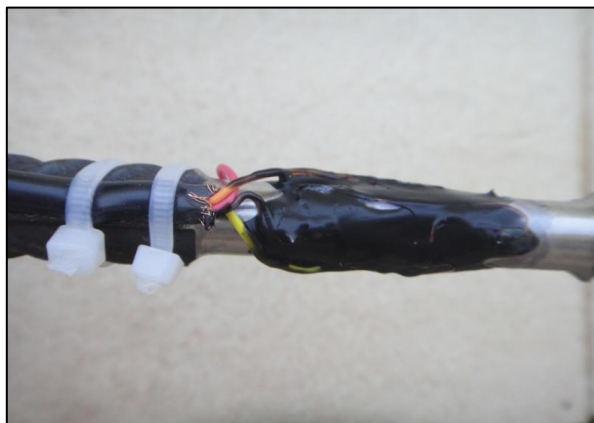


Figura 5.15 - Proteção do extensômetros com resina.

As barras de instrumentação foram calibradas e testadas em laboratório por meio de ensaios de tração (Figura 5.16) com a finalidade de verificar se a instrumentação apresentava falhas. Finalmente as barras instrumentadas são colocadas no eixo da armadura da estaca (topo e ponta).



Figura 5.16 - Calibração das estacas através do ensaio de tração.

5.3 Execução das Estacas

Nessa pesquisa foram executadas três estacas testes de diâmetros variados 0,25 m; 0,30 m; 0,40 m com comprimento de 5 m e quatro estacas de reação escavadas de 0,60 m de diâmetro e 9 m de comprimento, espaçadas uma da outra por 4,8 m. Sua função é resistir a esforços de tração provocados pelo sistema de reação. As estacas foram executadas no Campo experimental da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp. Na figura 5.17 pode-se observar a localização das estacas teste e as estacas de reação utilizadas neste trabalho.

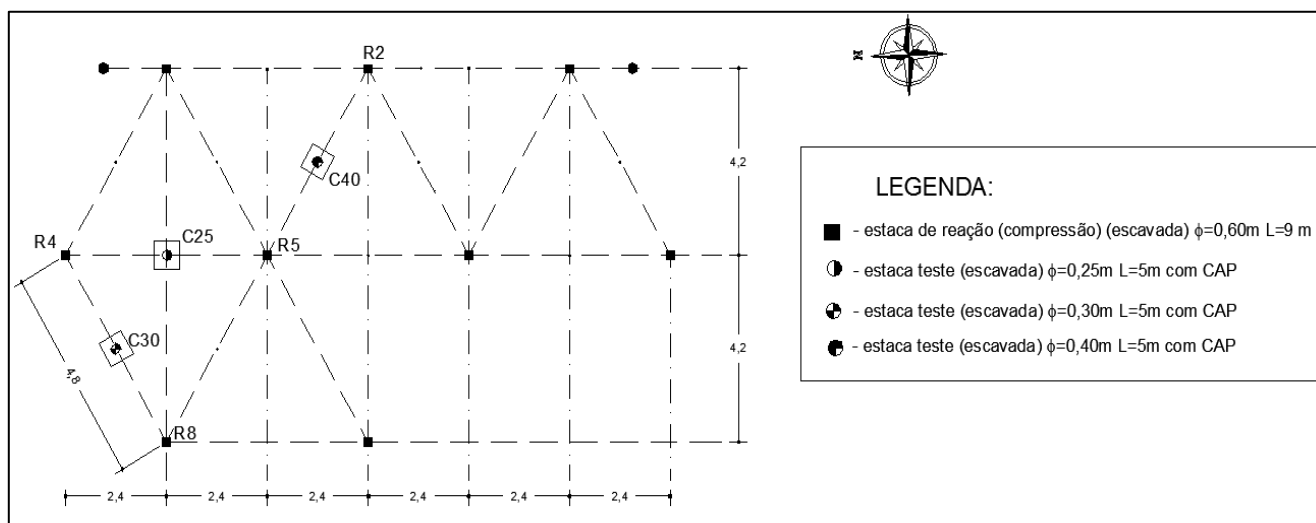


Figura 5.17 - Localização das estacas testes e estacas de reação.

As armaduras das estacas (C25, C30 e C40) são compostas por 4 barras de aço CA50A ($\phi = 10\text{mm}$) e estribo helicoidal de aço CA50 ($\phi = 6,5\text{mm}$); o concreto utilizado na execução das estacas possuía f_{ck} de 25 MPa (28 dias).

A armadura das 4 estacas de reação (R2, R4, R5, R8), são composta por 10 barras de aço CA50A ($\phi = 10\text{mm}$) e estribo helicoidal de aço CA50 ($\phi = 6,5\text{mm}$), e foram armadas somente nos primeiro 2m.

A escavação das estacas foi através de um trado helicoidal conectado a uma haste metálica acoplada a um caminhão, compondo o sistema de perfuração mecânica (Figura 5.18).



Figura 5.18 - Equipamento de perfuração.

Paralelamente a escavação foram fixadas as barras instrumentadas no eixo das armaduras das estacas testes (Figura 5.19). Foram colocadas no topo e na ponta das estacas teste.



Figura 5.19 - Barras instrumentadas instaladas nas armaduras.

Depois da escavação dos furos procedeu-se a colocação das armaduras para as estacas teste e de reação. As estaca de reação foram instaladas com auxílio de um guindaste com uma lança aproximadamente de 15 m (Figura 5.20) e as estacas testes foram instaladas manualmente. Finalmentes foi feito a concretagem para cada uma das estacas, a figura 5.21 se mostra o processo de execução.



Figura 5.20 - Colocação da armadura das estacas de reação.



Figura 5.21 - Concretagem das estacas testes.

5.4 Sistema de Reação

O sistema de reação para as provas de carga é constituído por uma viga de reação, um sistema de atirantamento com um (Dywidag 32 mm de diâmetro) e duas estacas de reação. O esquema de montagem do sistema de reação é mostrado na figura 5.22 para a realização dos ensaios. O tirante Dywidag tem capacidade para 600 kN e foi inserido em todo o comprimento das estacas de reação. Nas figuras 5.23 e 5.24 é mostrada a execução das estacas de reação e instalação dos tirantes.

A viga de reação foi apoiada em dois cavaletes metálicos para garantir estabilidade na montagem e assim evitar quaisquer inclinações nas direções longitudinal ou transversal. A montagem se iniciou com o posicionamento da viga metálica de reação sobre as duas estacas de reação de modo que fosse possível a montagem da prova de carga.

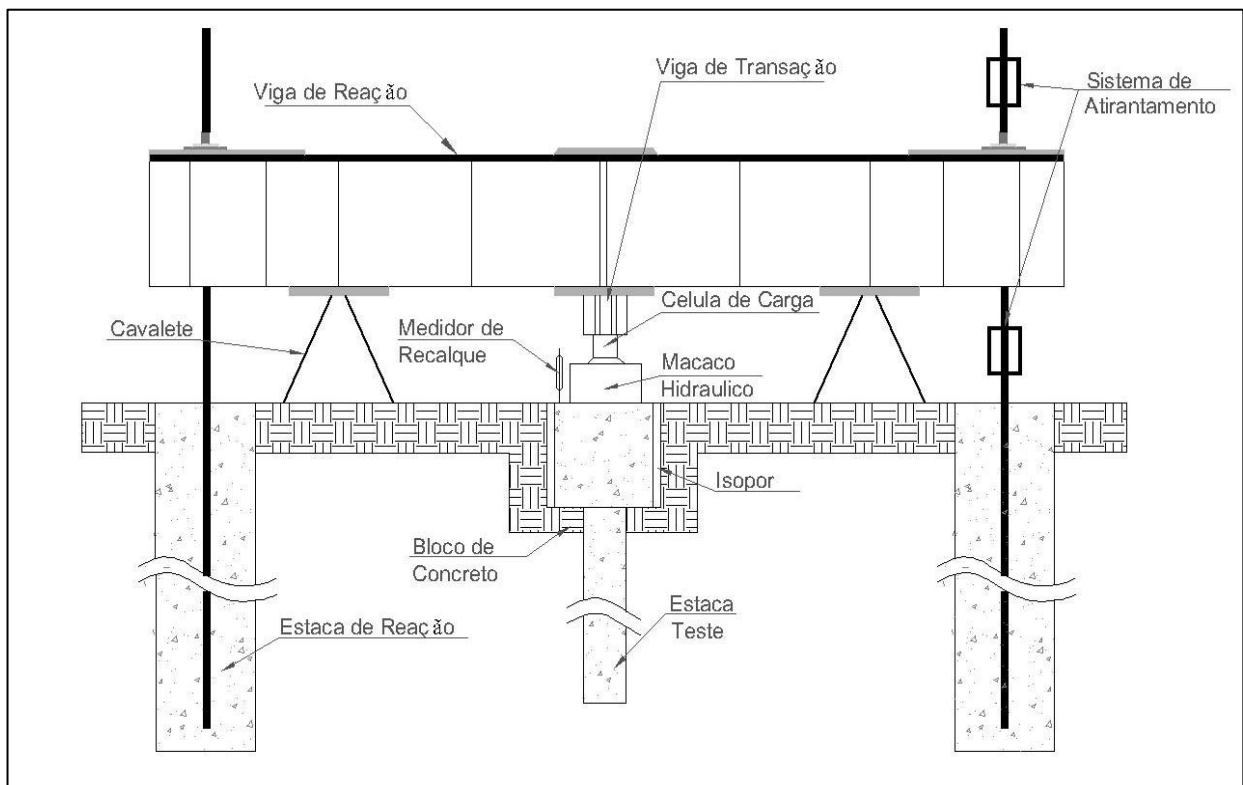


Figura 5.22 - Corte esquemático do sistema de reação.

A viga de reação utilizada é uma estrutura metálica que pesa ao redor de 3100 kg e é formada pela união de dois perfis “I” com uma seção transversal de largura total de 0,80 m, altura de 0,75 m e comprimento de 5,30 m. Devido ao seu peso e às suas dimensões, a viga de reação só pode ser montada com o auxílio de um caminhão munck figura 5.25.



Figura 5.23 - Instalação dos tirantes.



Figura 5.24 - Estaca de reação concretada.



Figura 5.25 - Posicionamento das vigas com caminhão munck.

5.5 Execução das provas de carga

Estes ensaios foram realizados em setembro do ano 2012. Cada uma das três estacas, foi submetida a um ensaio de prova de carga vertical à compressão do tipo lenta (SML) de acordo com a ABNT NBR 12131/2006. Os carregamentos foram feitos em estágios iguais e sucessivos, sendo que a carga empregada em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho da estaca. Em cada um dos estágios a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos ou por no mínimo 30 minutos, a estabilização dos deslocamentos ocorre quando a diferença entre duas leituras (anterior e atual) correspondem a no máximo 5% do deslocamento verificado no mesmo estágio.

O carregamento foi aplicado por meio de um macaco hidráulico acionado por bomba manual mecânica; a célula de carga possui capacidade para 2000 kN na figura 5.26 mostra o sistema.



Figura 5.26 - Macaco hidráulico, célula de carga e bomba manual mecânica.

Para as medições dos deslocamentos no topo da estaca foram usados quatro transdutores de deslocamento (LVDT) colocados em quatro pontos diametralmente opostos do bloco. Além disso, por segurança, utilizou-se um relógio comparador (deflectometro) (Figura 5.27), para aferição dos deslocamentos. As bases magnéticas

foram fixadas às vigas de referência metálicas cravadas paralelamente entre si a uma distância de 1,5 m do bloco.



Figura 5.27 - Medidores de deslocamento.

Todas as leituras de carga, deslocamentos e deformações da instrumentação foram obtidas através do sistema de aquisição de dados denominado Quantum 840X (Figura 5.28) e gerenciadas pelo software de transdução das leituras denominado Catman Easy (versão 3.3.3) da HBM do Brasil. O descarregamento foi realizado em quatro estágios, mantendo-se cada um no mínimo durante 15 minutos de acordo com a ABNT NBR 12131:2006.



Figura 5.28 - Detalhe do sistema de aquisição HBM 840X

6. RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo serão apresentados os resultados das três provas de carga instrumentadas realizadas para este trabalho. Com base nos ensaios foram obtidos: as curvas carga vs recalque, descrição do seu comportamento, critérios de interpretação dos resultados, transferência de carga, análises das leis de Cambeftort, cálculo e comparação entre os métodos estimados para previsão de carga citados no capítulo 3 com relação aos valores da prova de carga.

6.1 Comportamento das Curvas Carga vs Recalque

As figuras 6.1, 6.2 e 6.3 apresentam as curvas carga vs recalque, obtidas nas provas de carga estática realizada em três estacas escavadas com diâmetros 0,25 m; 0,30 m e 0,4m; denominadas C25, C30 e C40 respectivamente; executadas no solo do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp (FEC).

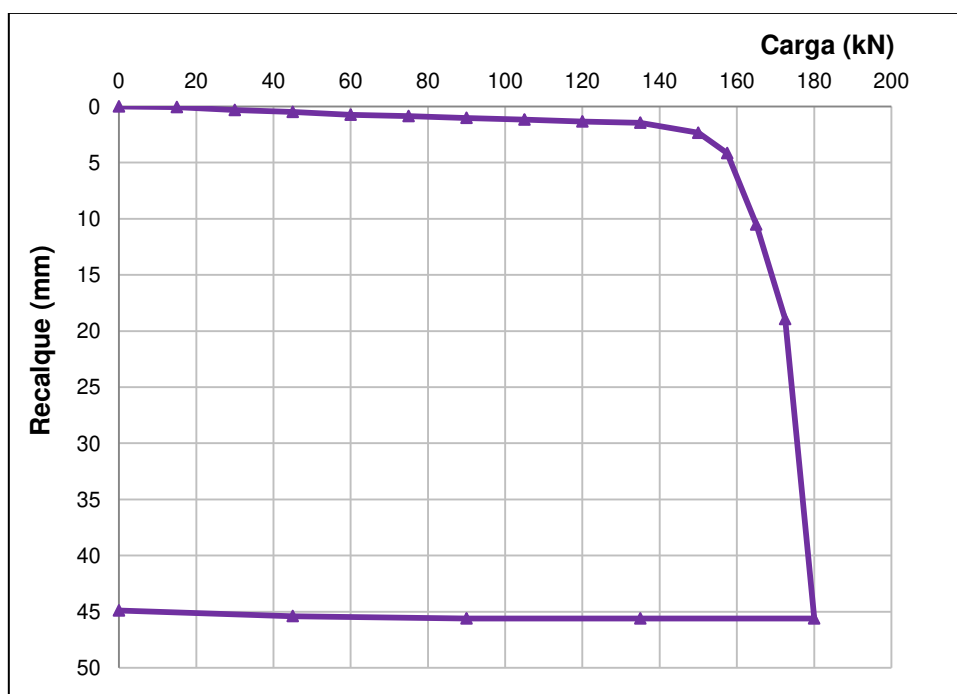


Figura 6.1 - Curvas carga vs recalque estaca C25.

A figura 6.1 apresenta a curva carga vs recalque da estaca C25. Neste ensaio utilizaram-se incrementos de 15 kN. O carregamento máximo aplicado foi de 180 kN e o recalque correspondente foi de 45,61 mm. Nesta figura pode-se verificar que o gráfico é composto por dois segmentos retilíneos ligados por uma curva de transição, no primeiro segmento retilíneo a carga atingiu o valor de 120 kN e um recalque aproximadamente de 1,5 mm o segundo trecho tem início, aproximadamente com deslocamento de 10,5 mm e carga máxima de 165 kN.

A figura 6.2 apresenta a curva carga vs recalque da estaca C30, o carregamento máximo aplicado foi de 210 kN e o recalque correspondente foi de 45,64 mm; o gráfico também é composto por dois segmentos retilíneos ligados por uma curva de transição, no primeiro segmento retilíneo a carga atingiu o valor de 100 kN e um recalque aproximadamente de 1,5 mm o segundo trecho tem início, aproximadamente com deslocamento de 8,5 mm e carga de 160 kN.

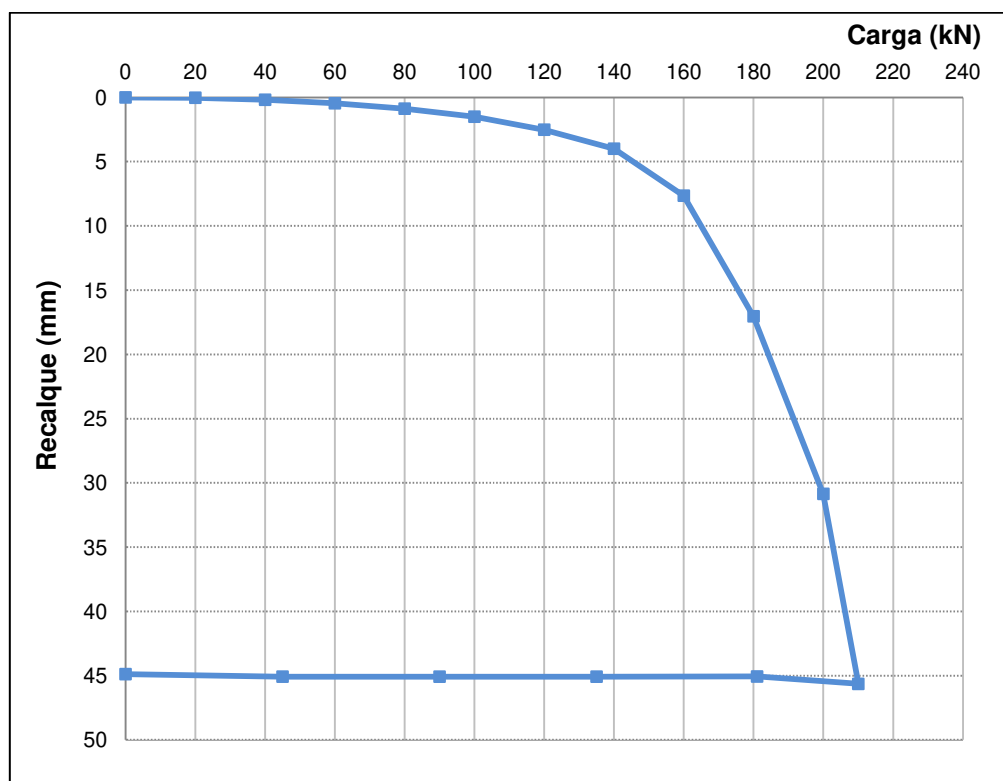


Figura 6.2 - Curvas carga vs recalque estaca C30.

A figura 6.3 apresenta a curva carga vs recalque para a estaca C40, utilizando-se incrementos de 20 kN o carregamento máximo foi de 240 kN e o recalque correspondente foi de 40,67 mm; o gráfico é composto por dois segmento retilíneos no primeiro correspondente a uma carga de 220 kN e um recalque aproximadamente de 5 mm e o segundo trecho tem início onde termina o primeiro segmento.

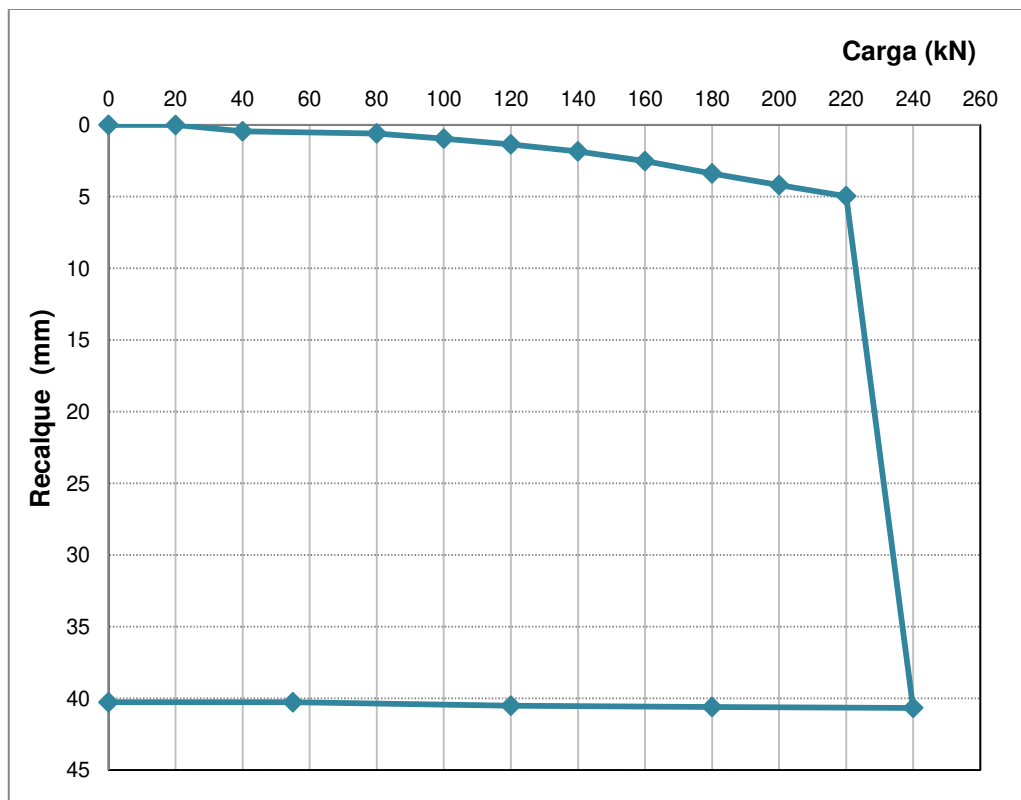


Figura 6.3 - Curvas carga vs recalque estaca C40.

Na figura 6.4 pode-se observar as curvas carga vs recalque de todas as provas de carga.

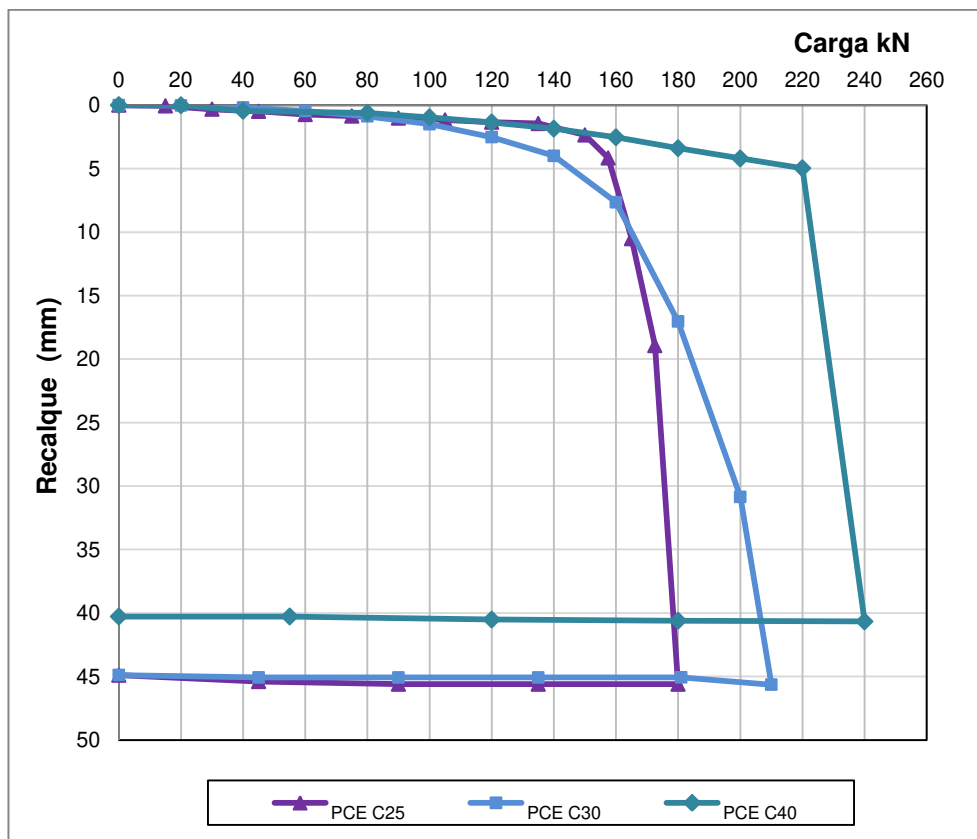


Figura 6.4 - Curvas carga vs recalque de todas as provas de carga.

Na tabela 6.1 estão resumidos os valores de carga de ruptura determinados por meio da utilização dos métodos de extrapolação de Décourt (1998) e Van der Veen (1953) ademais dos valores máximos das prova de carga.

Tabela 6.1 - Valores de carga de ruptura a partir da análise da curva vs recalque.

Método	Carga de ruptura (kN)		
	C25	C30	C40
PCE	180	210	240
Van der Veen (1953)	180	211	281
Décourt (1998)	185	233	243

Analisando a tabela 6.1 pode-se notar que os valores obtidos pelos métodos se situaram em uma faixa de $\pm 20 \%$ quando são comparado aos da prova de carga. Verifica-se que, para a estaca de menor diâmetro, os valores foram da mesma ordem, o

método de Van de Veen forneceu resultados próximos para a estaca C30, enquanto que para estaca C40 o método de Décourt apresentou melhor resultado.

Para análise comparativa entre os resultados dos métodos teóricos e semi-empíricos de cálculo de capacidade de carga, adotou-se como carga de ruptura o valor das provas de carga que é o ideal para a verificação da capacidade de carga das fundações. Sendo que a prova de carga é o modo mais confiável para prever a capacidade de carga e reproduz as condições reais das fundações.

6.2 Instrumentação

Para cada uma das três estacas teste foram instaladas duas barras instrumentadas com *strain gages* de aço CA-50 de diâmetro 12,5 mm e comprimento 0,3 m.

Para obter a carga em uma determinada profundidade é necessário calcular o módulo de elasticidade da estaca. Esta análise se faz com auxílio da instrumentação, com base na lei de Hooke $\varepsilon = \frac{F}{EA}$, ele fornece uma curva força vs deformação figuras 6.5, 6.6 e 6.7; em que sua inclinação é o produto E.A e a partir do diâmetro nominal das estacas, se obter os módulos de elasticidade.

Com o produto E.A determina-se a carga transmitida à ponta da estaca em cada carregamento aplicado. Nas tabelas 6.2, 6.3 e 6.4 estão os valores da carga de ponta obtidos pela instrumentação e sua porcentagem na ponta com relação à carga aplicada no topo. A carga de ponta foi calculada por extrapolação dos valores de carga obtidos nos níveis mais profundos.

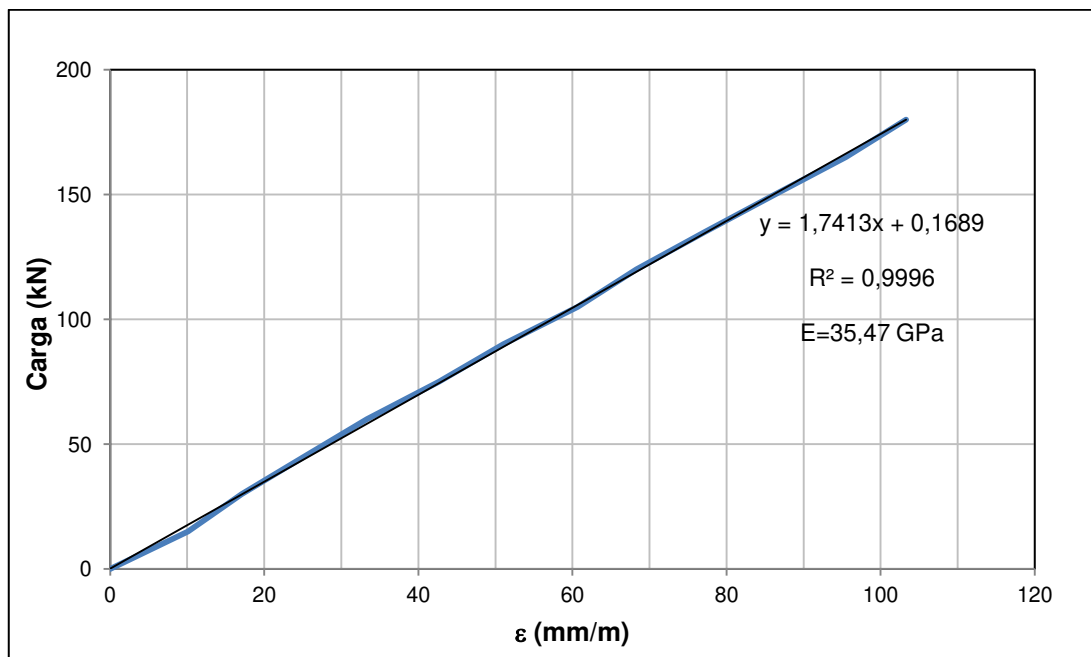


Figura 6.5 - Curva carga vs deformação específica do topo da estaca C25.

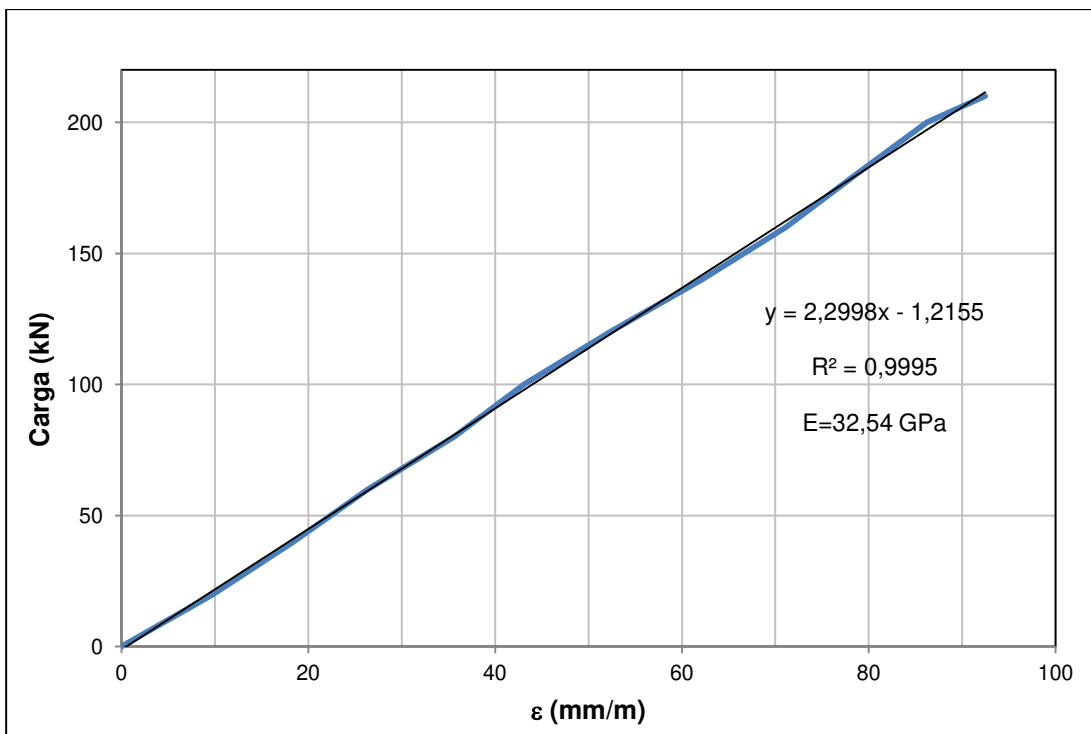


Figura 6.6 - Curva carga vs deformação específica do topo da estaca C30.

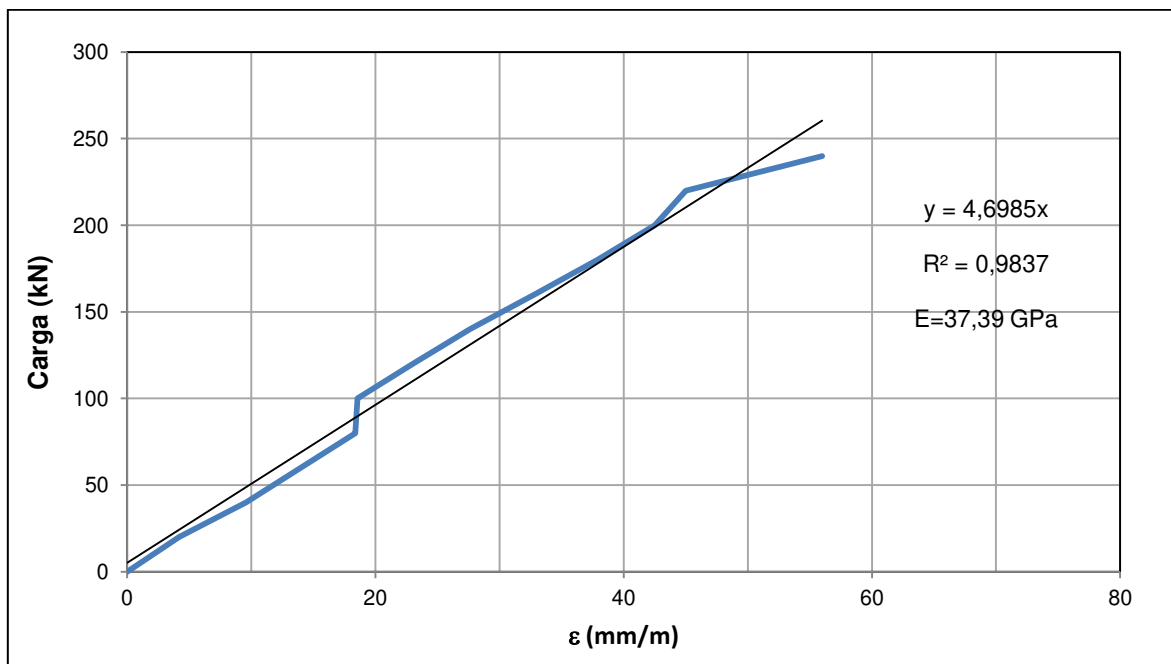


Figura 6.7 - Curva carga vs deformação específica do topo da estaca C40.

Tabela 6.2 - Valores de carga de topo e de ponta da estaca instrumentada C25.

Célula de carga (kN)	Carga no nível		% de ponta
	4,85 m	*Ponta	
0	0,0	0	0
15	0,2	0	0
30	0,8	0	0
45	1,5	0	0
60	1,3	0	0
75	2,0	0	0
90	2,1	0	0
105	2,1	0	0
120	2,6	0	0
135	2,8	0	0
150	3,1	0	0
165	3,0	0	0
180	3,1	0	0

*Valores extrapolados

Tabela 6.3 - Valores de carga de topo e de ponta da estaca instrumentada C30.

Célula de carga (kN)	Carga no nível		% de ponta
	4,85 m	*Ponta	
0	0,0	0,0	0,0
20	0,4	0,0	0,0
40	0,2	0,0	0,0
60	0,3	0,0	0,0
80	0,3	0,0	0,0
100	0,3	0,0	0,0
120	0,6	0,0	0,0
140	0,7	0,0	0,0
160	2,1	0,0	0,0
180	5,4	0,0	0,0
200	10,3	4,0	2,0
210	13,9	8,0	3,8

*Valores extrapolados

Tabela 6.4 - Valores de carga de topo e de ponta da estaca instrumentada C40.

Célula de carga (kN)	Carga no nível		% de ponta
	4,85	*Ponta	
0	0,0	0,0	0
20	0,4	0,0	0,0
40	0,6	0,0	0,0
80	0,7	0,0	0,0
100	0,8	0,0	0,0
120	1,0	0,0	0,0
140	1,6	0,0	0,0
160	1,9	0,0	0,0
180	2,3	0,0	0,0
200	9,3	3,41	1,7
220	13,3	6,95	3,2
240	15,9	9,00	3,7

*Valores extrapolados

Com relação à carga de ponta observa-se na tabela 6.2 para a estaca C25, que não há mobilização em todos os níveis de carregamento. Com base na estaca C30 (Tabela 6.3) verifica-se que nos nove primeiros estágios não houve mobilização, porém nos dois últimos houve uma pequena mobilização da ordem de 3,8 % da carga aplicada no topo.

Analisando os dados da estaca C40 (Tabela 6.4) observa-se que a ponta começou a ser mobilizada nos três últimos estágios, com uma mobilização da ordem de 3.7 % da carga aplicada no topo.

Nas tabelas anteriores verifica-se que o aporte da ponta é pouco e que a maior parte da carga aplicada no topo foi absorvida pelo atrito lateral com um valor porcentual de 100 %, 96 % e 96 % para as estacas C25, C30 e C40, respectivamente. Nas figuras 6.8, 6.9 e 6.10 pode observar os gráficos de transferência de carga.

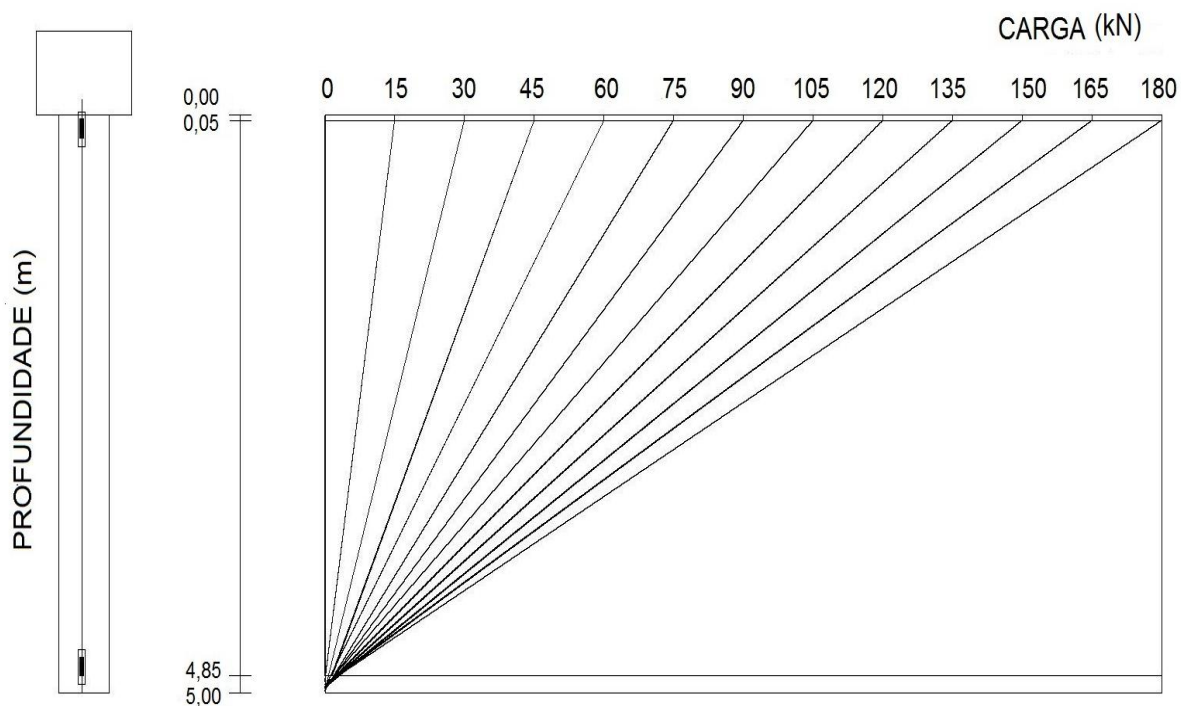


Figura 6.8 - Gráfico de transferência de carga estaca C25.

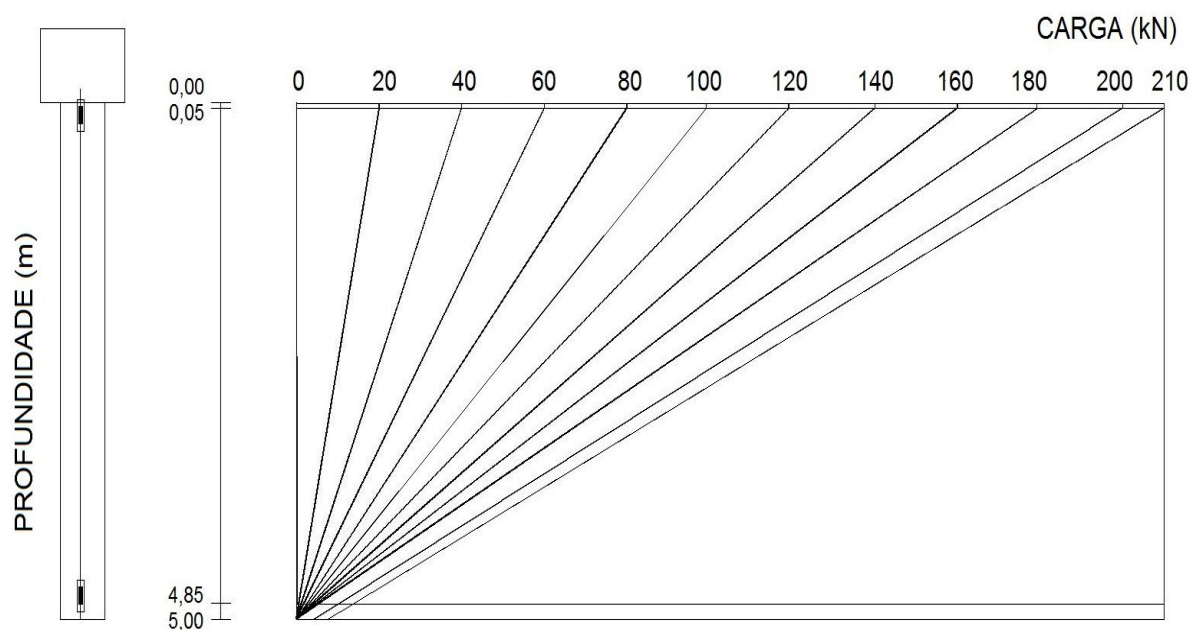


Figura 6.9 - Gráfico de transferência de carga estaca C30.

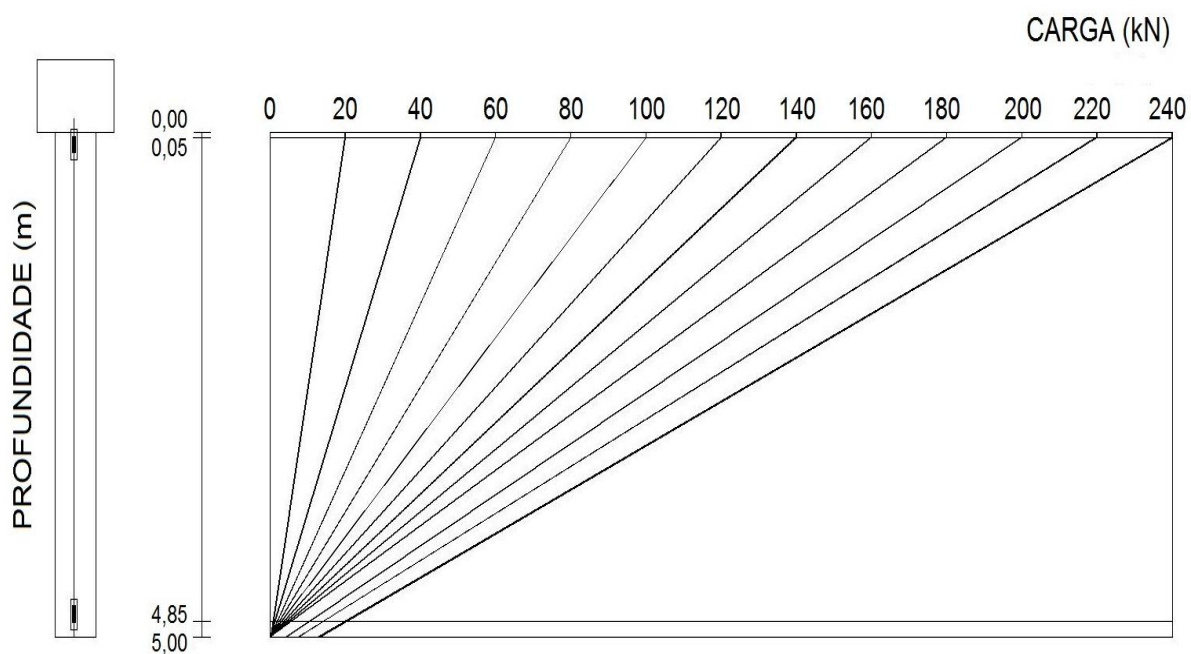


Figura 6.10 - Gráfico de transferência de carga estaca C40.

Utilizando-se os dados das Tabelas 6.3, 6.4, e 6.5 foi possível construir os diagramas de atrito lateral unitário ao longo da profundidade em função de um

determinado carregamento. As figuras 6.11, 6.12 e 6.13 apresentam os gráficos de distribuição do atrito lateral em profundidade.

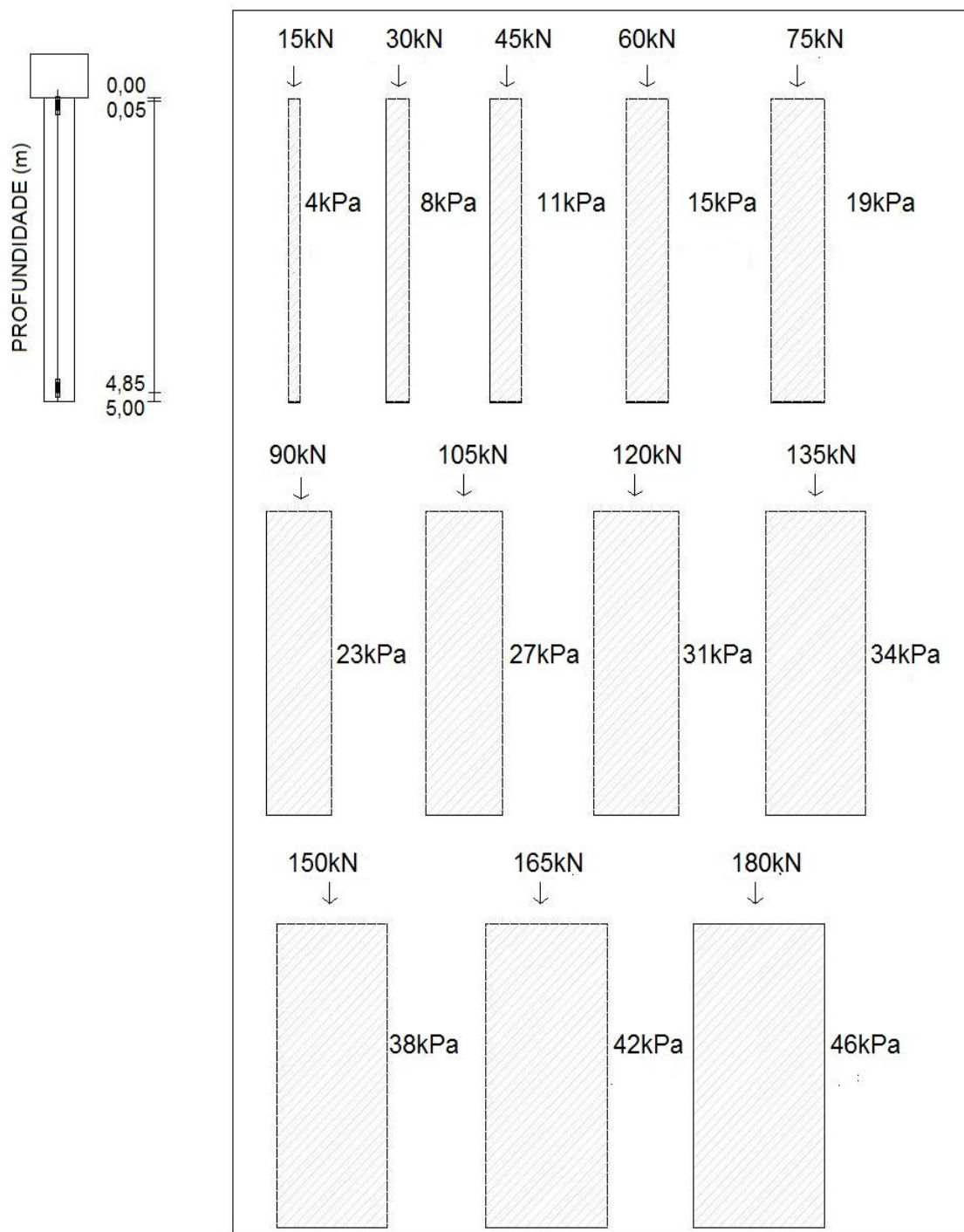


Figura 6.11 - Atrito lateral ao longo da profundidade. - Estaca C25.

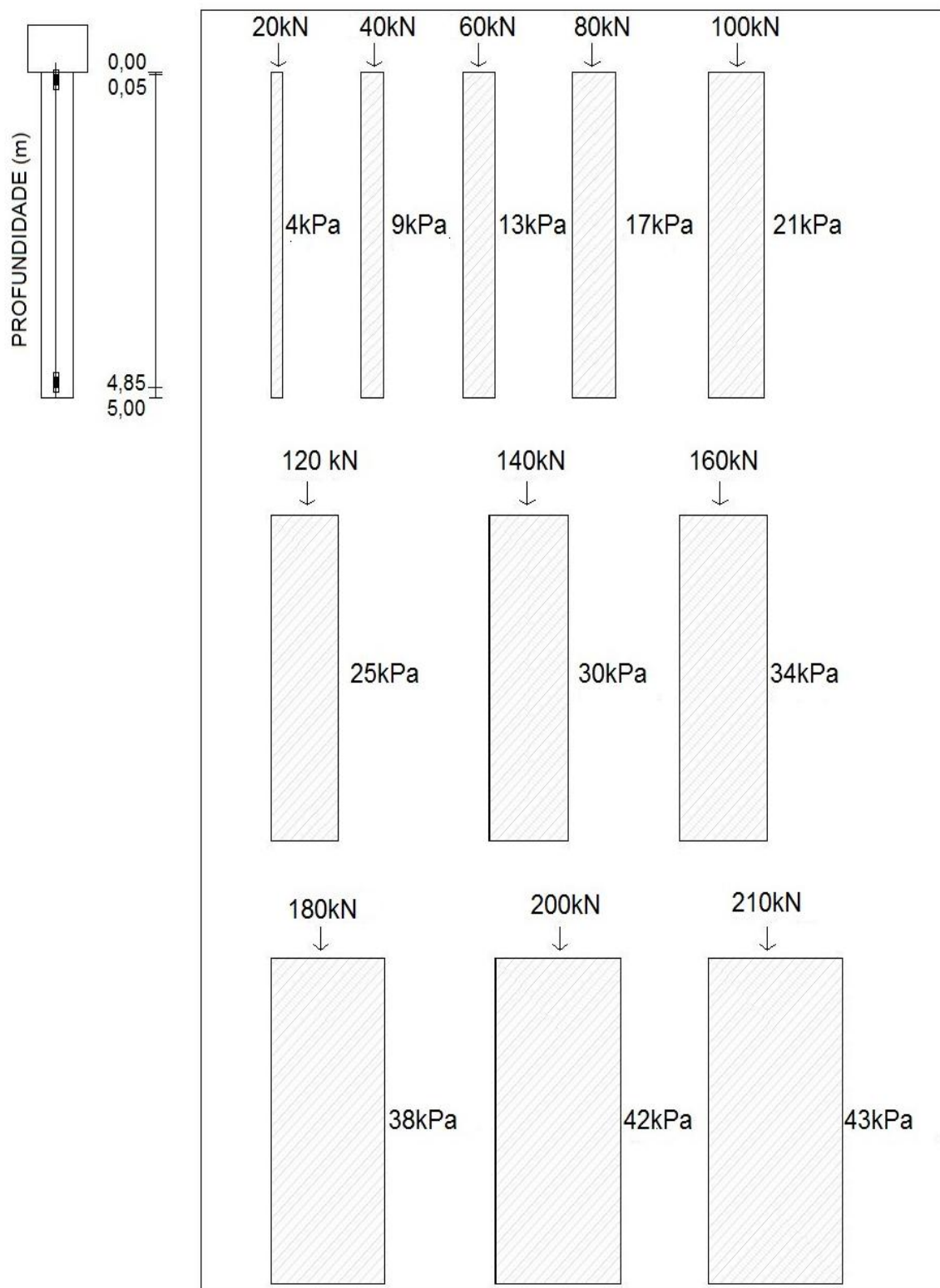


Figura 6.12 - Atrito lateral ao longo da profundidade. - Estaca C30.

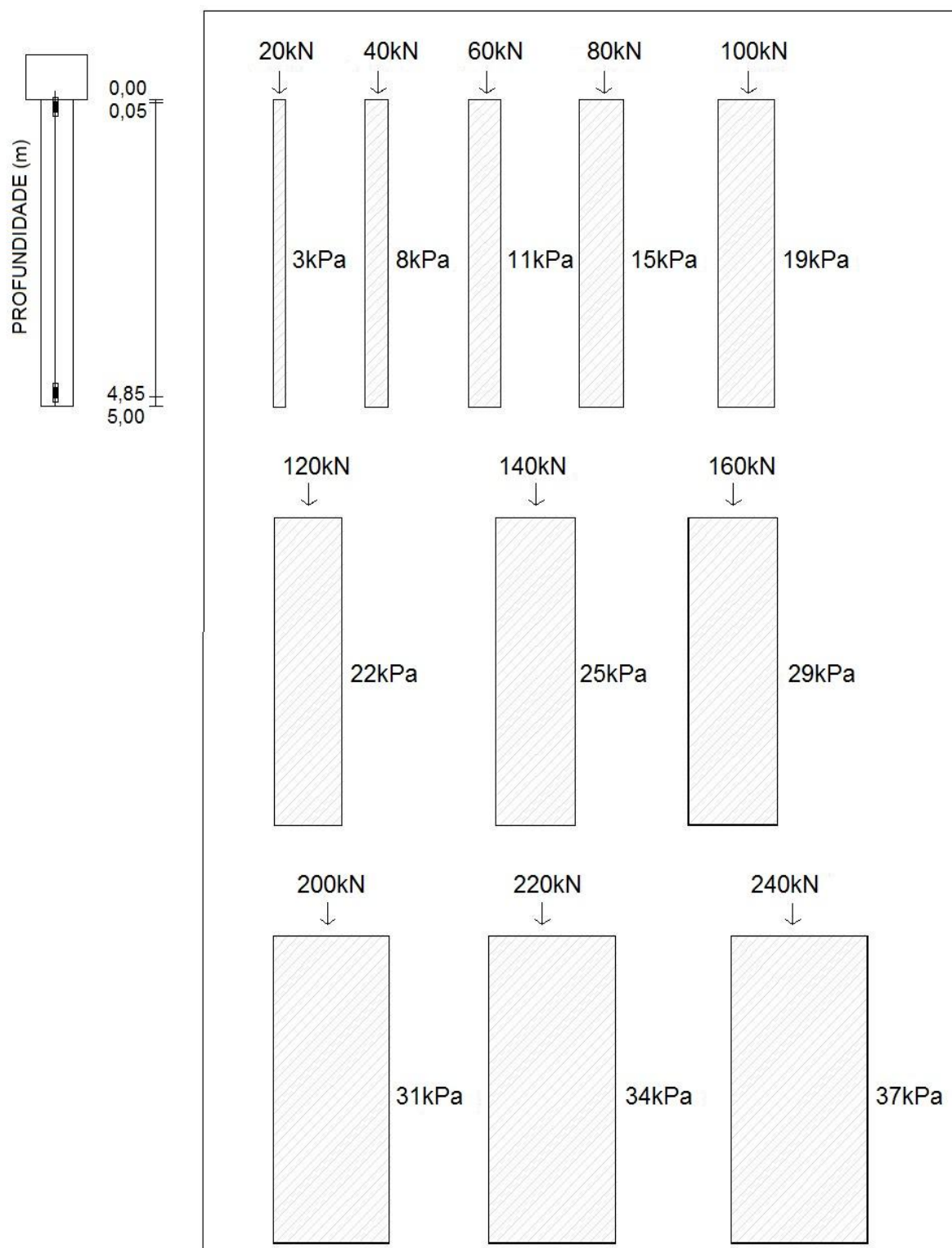


Figura 6.13 - Atrito lateral ao longo da profundidade. Estaca C40.

Pode-se observar que o comportamento da carga de atrito lateral é similar para as três estacas diminuindo o atrito lateral com o aumento de diâmetro.

As figuras 6.14 a 6.18 apresentam os gráficos obtidos nos cálculos da primeira e segunda Leis de Cambeftort. As relações expressam o atrito lateral unitário em função dos deslocamentos ao longo do fuste das estacas e a reação da ponta em função do deslocamento da ponta. Não é apresentado o gráfico da segunda Lei para a estaca C25, pois não houve mobilização da carga de ponta em todos os estágios de carregamento.

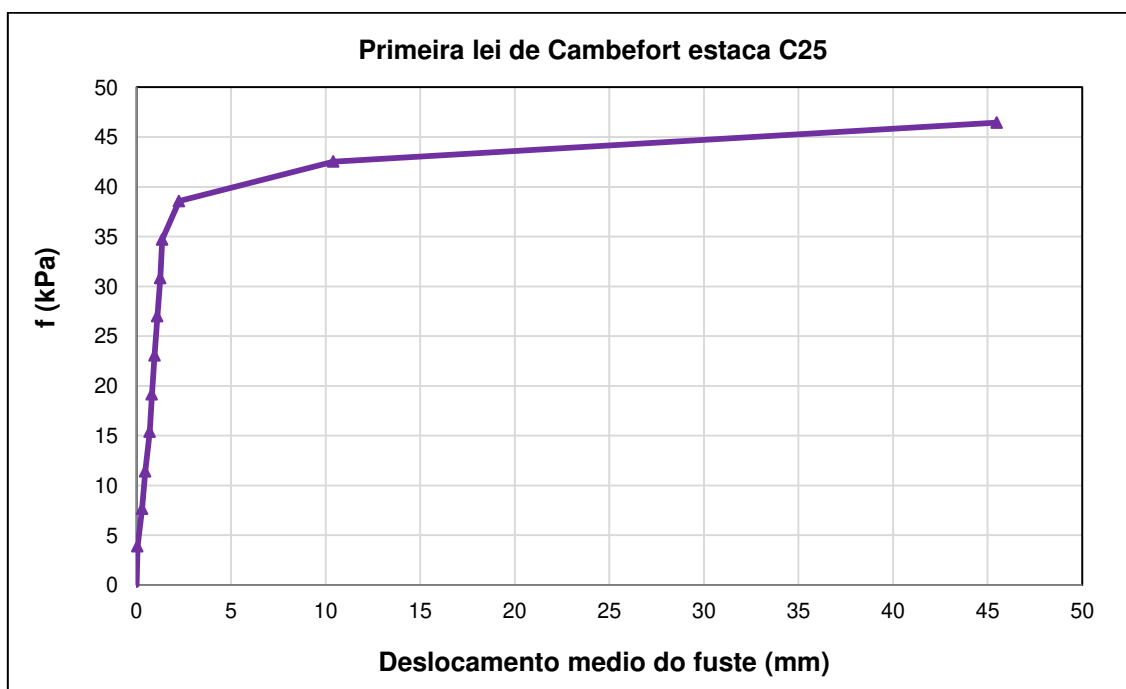


Figura 6.14 - Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste para a estaca C25.

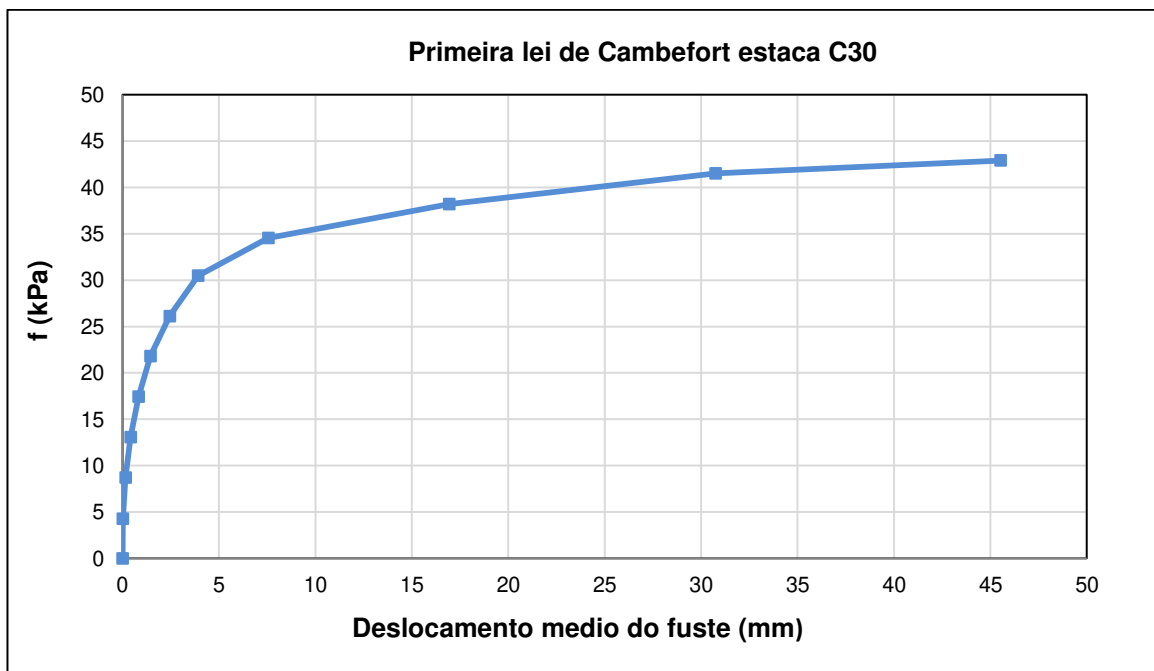


Figura 6.15 - Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste para a estaca C30.

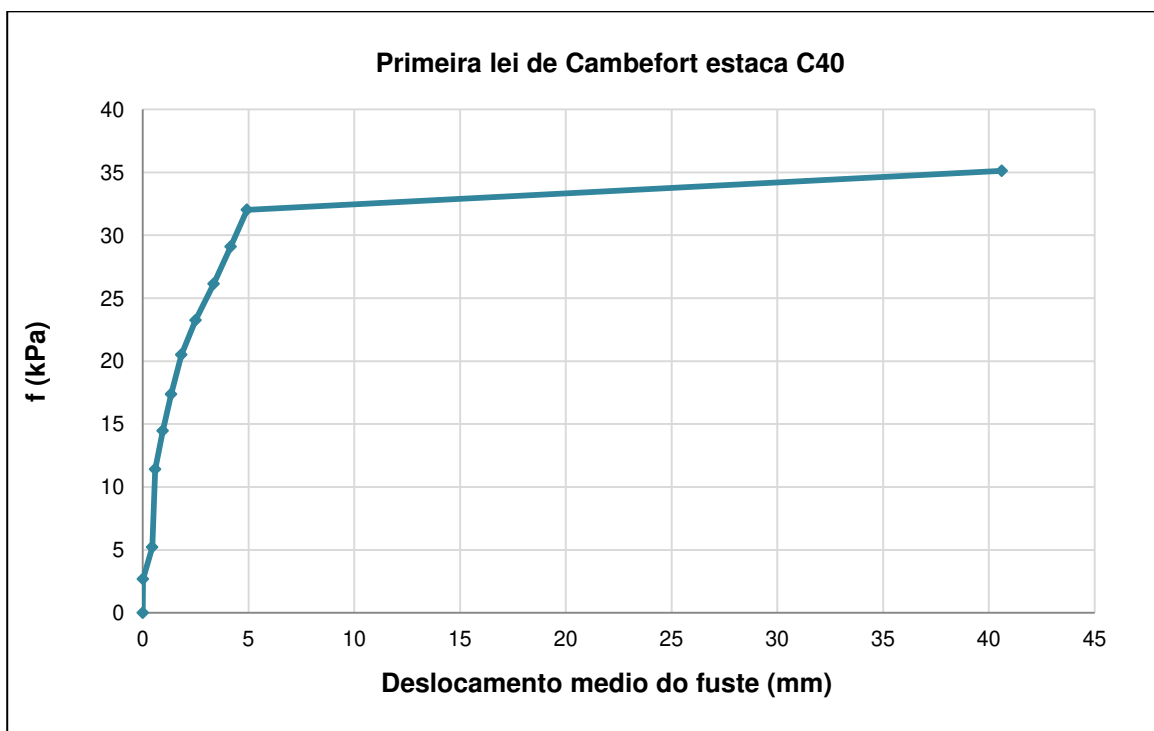


Figura 6.16 - Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste para a estaca C40.

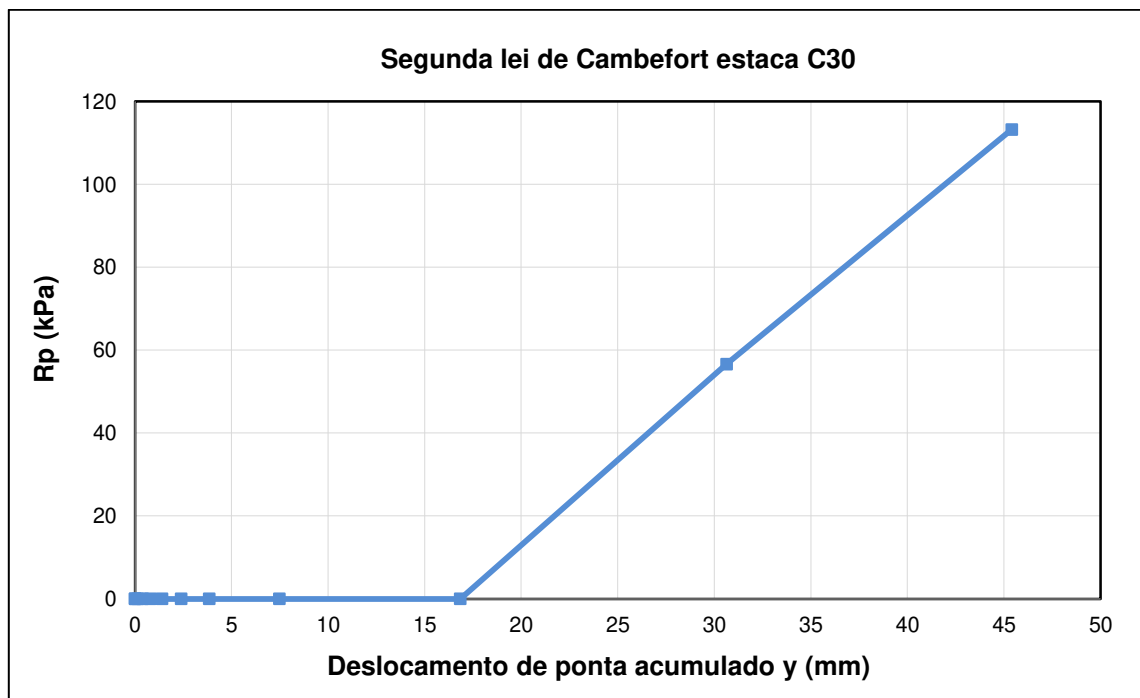


Figura 6.17 - Reação de ponta vs deslocamento acumulado da ponta estaca C30.

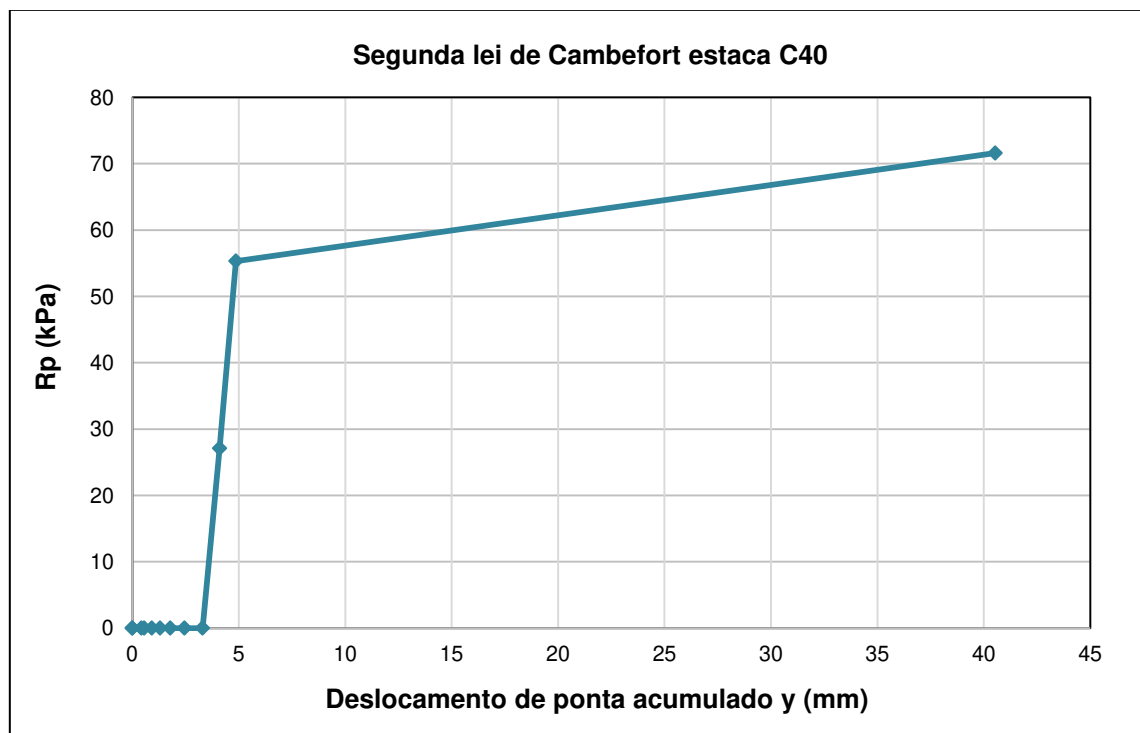


Figura 6.18 - Reação de ponta vs deslocamento acumulado da ponta estaca C40.

As figuras 6.14, 6.15, 6.16 foram mostrados os gráficos da primeira lei de Cambeft, nestas pôde-se observar que o deslocamento no momento do esgotamento do atrito lateral unitário médio para estacas C25, C30 e C40 foram de 2,1 mm, 4,0 mm e 5,0 mm, respectivamente. Verifica-se também que foram necessários pequenos deslocamentos para a mobilização do atrito, valores da ordem de 1,0 % do diâmetro da estaca.

Para a estaca C30 (Figura 6.13) verifica-se que não houve esgotamento da reação de ponta, visto que o gráfico mostra um crescimento continuo da mesma forma se observa que ainda há uma boa reserva de carga, para o nível de carregamento ao qual a estaca foi submetida por que não se percebe que a curva esteja próxima de um ponto de inflexão. Para estaca C40 (Figuras 6.18) mostra um crescimento continuo mesmo que lento da carga, do mesmo modo observa-se uma curva levemente inclinada indicando que não há esgotamento de carga da ponta. A tabela 6.5 mostra o resumo dos resultados do atrito lateral unitário máximo e as reações de ponta na ruptura.

Tabela 6.5 - Valores de carga de Atrito lateral máximo e reação de ponta na ruptura.

Estaca	Atrito Lateral Unitário Máximo (kPa)	Reações de ponta na Ruptura (kPa)
C25	46	-
C30	43	114
C40	37	71

6.3 Capacidade de Carga

Os resultados de previsão de capacidade de carga calculados com base em métodos teóricos e semi-empíricos serão comparados com os resultados experimentais obtidos nas provas de carga. Além disso, foi adotado para a análise dos resultados o limite de $\pm 20\%$ (faixa) da carga ruptura obtida da prova de carga.

6.3.1 Métodos Teóricos

Para o cálculo da capacidade de carga pelos métodos teóricos adotou-se os parâmetros geotécnicos obtidos a partir de ensaios de resistência a compressão triaxial (GON 2011).

Os métodos teóricos utilizados foram:

-Para a determinação da carga de ponta para solos coesivos e não coesivos o método de Meyerhof (1953) e Vesic (1977).

- Enquanto à estimativa da carga lateral para solos coesivos foram utilizados os métodos de: Tomlinson (1957) método α ; Mclelland (1974) método λ e Randolph e Murphy (1985) método α ; e para solos granulares foi utilizada o método de Meyerhof (1977).

Com base nos métodos mencionados foram feitas diferentes combinações (Tabela 6.6) para o calculo da capacidade de carga.

Tabela 6.6 - Combinações dos métodos teóricos.

Tipo de Solo	Cargas	N. combinação	Combinações
Solo Coesivo	$Q_P + Q_L$	1	Meyerhof (1953) + α Tomlinson (1957)
		2	Meyerhof (1953) + Mclelland (1974)
		3	Meyerhof (1953) + α Randolph e Murphy (1985)
		4	Vesic (1977) + α Tomlinson (1957)
		5	Vesic (1977) + λ Mclelland (1974)
		6	Vesic (1977) + α Randolph e Murphy (1985)
Granular	$Q_P + Q_L$	7	Meyerhof (1953) + Meyerhof (1977)
		8	Vesic (1977) + Meyerhof (1977)
Coesivo+Granular	$Q_P + Q_L$	9	Meyerhof (1953) + [α Tomlinson (1957) + Meyerhof (1977)]

A combinação 9 foi utilizada empregando as condições de solo coesivo e granular pois o solo local tem comportamento com textura fina, porém comportamento granular.

Para o cálculo da carga de ponta e lateral em solos granulares adotou-se o $k=0,5$ que corresponde a estacas metálicas para areias fofas e para a obtenção do ângulo de atrito de interface (δ) foi utilizado o proposto por Potyondy, (1961) *apud* Velloso e Lopes (1983) com um valor de $\delta=0,88$.

- Análise Estaca C25

Na tabela 6.7 são apresentados os valores de carga de ponta, lateral e total. A figura 6.19 mostra a variação dos valores para carga de ruptura e a figuras 6.20 mostra a variação dos valores para carga de atrito lateral. Não é apresentado o gráfico da variação dos valores para a carga de ponta, pois o valor da carga de ponta experimentalmente foi nulo.

Tabela 6.7 - Resultados da carga de ponta (Q_P), carga lateral (Q_L) e carga total (Q_T); obtidos pelos métodos teóricos estaca C25.

Tipo de Solo	Combinações	Q_P [kN]	Q_L [kN]	Q_T [kN]	Q_{TCAL}/Q_{PCE}	Q_{LCAL}/Q_{LPCE}
Coesivo	1. Meyerhof (1953) + α T.M	10	50	60	0,33	0,28
	2. Meyerhof (1953) + λMc	10	78	88	0,49	0,43
	3. Meyerhof (1953) + α RM	10	36	45	0,25	0,20
Coesivo	4. Vesic (1977) + TM	83	50	132	0,74	0,28
	5. Vesic (1977) + λMc	83	78	161	0,89	0,43
	6. Vesic (1977) + α R.M	83	36	118	0,66	0,20
Granular	7. Meyerhof (1953,1977)	35	14	49	0,27	0,08
	8. Vesic (1977) + Meyerhof (1977)	59	14	73	0,40	0,08
$\phi + c$	9. Meyerhof (1953) + [α T.M + Meyerhof (1977)]	40	87	127	0,71	0,49

TM=Tomlinson, M. J (1957); Mc=McClelland (1974); RM=Randolph e Murphy (1985)

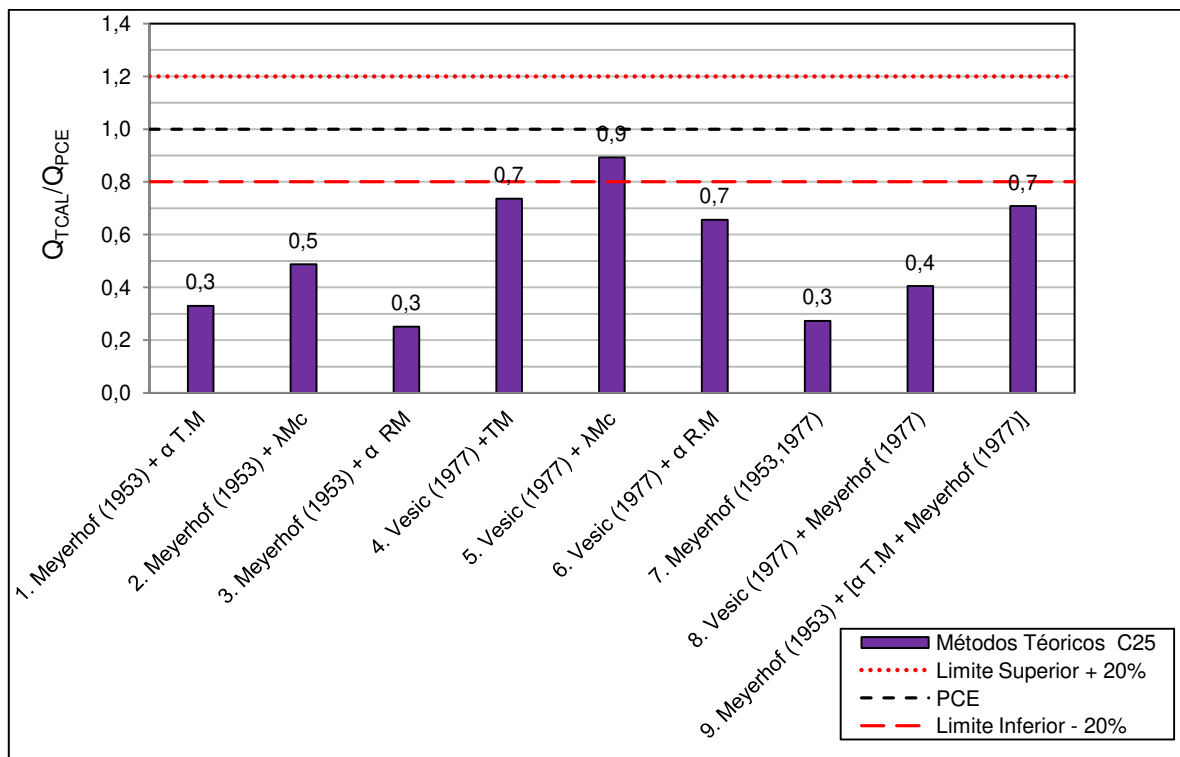


Figura 6.19 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos teóricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C25.

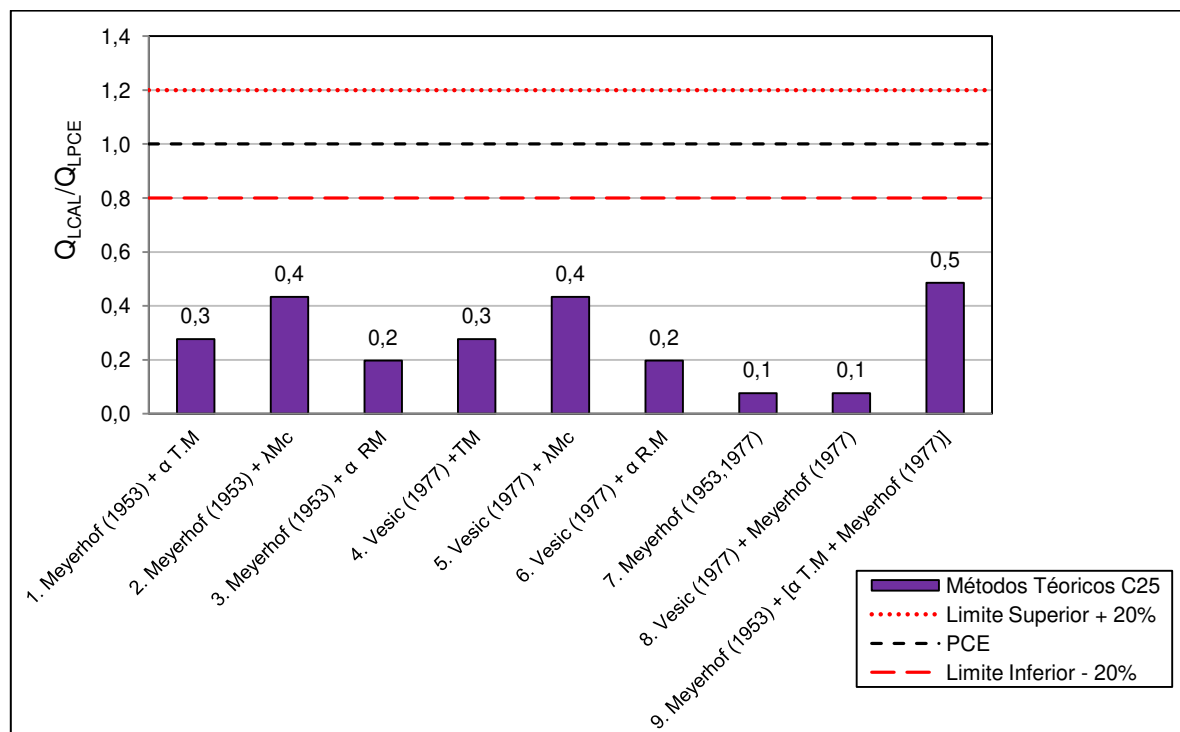


Figura 6.20 - Relação entre a carga de atrito lateral calculada pelos métodos teóricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C25.

Analisando a tabela 6.7 e a figura 6.19 e tomando por base a prova de carga verificam-se que as combinações analisadas apresentaram valores de capacidades de carga inferiores à prova de carga com exceção da combinação (5) para solos coesivos, encontrando-se no limite de $\pm 20 \%$ da carga de ruptura total. A carga lateral (Figura 6.20) nota-se que nenhum método se aproximou à limite de $\pm 20 \%$, ficaram abaixo do limite, sendo a combinação (9) que apresentou melhores resultados. Para a carga de ponta os valores foram superiores ao obtido experimentalmente que foi nulo.

- Análise Estaca C30

Na tabela 6.8 são apresentados os valores de carga de ponta, lateral e total, a figura 6.21 a variação dos valores para carga de ruptura total e a figura 6.22 e 6.23 mostra a variação dos valores para carga de ponta e lateral.

Tabela 6.8 - Resultados da carga de ponta (Q_P), carga lateral (Q_L) e carga total (Q_T); obtidos pelos métodos teóricos estaca C30.

Tipo de Solo	Combinações	Q_P [kN]	Q_L [kN]	Q_T [kN]	Q_{TCAL}/Q_{PCE}	Q_{PCAL}/Q_{PPCE}	Q_{LCAL}/Q_{LPCE}
Coesivo	1. Meyerhof (1953) + α T.M	14	60	74	0,35	1,73	0,30
	2. Meyerhof (1953) + λMc	14	94	108	0,51	1,73	0,46
	3. Meyerhof (1953) + α RM	14	43	56	0,27	1,73	0,21
Coesivo	4. Vesic (1977) + TM	119	60	179	0,85	14,86	0,30
	5. Vesic (1977) + λMc	119	94	213	1,01	14,86	0,21
	6. Vesic (1977) + α R.M	119	43	162	0,77	14,86	0,21
Granular	7. Meyerhof (1953,1977)	51	17	68	0,32	6,38	0,08
	8. Vesic (1977) + Meyerhof (1977)	85	17	102	0,48	10,64	0,08
$\phi + c$	9. Meyerhof (1953) + [α T.M + Meyerhof (1977)]	106	127	233	0,74	7,47	0,47

TM=Tomlinson, M. J (1957); Mc=McClelland (1974); RM=Randolph e Murphy (1985)

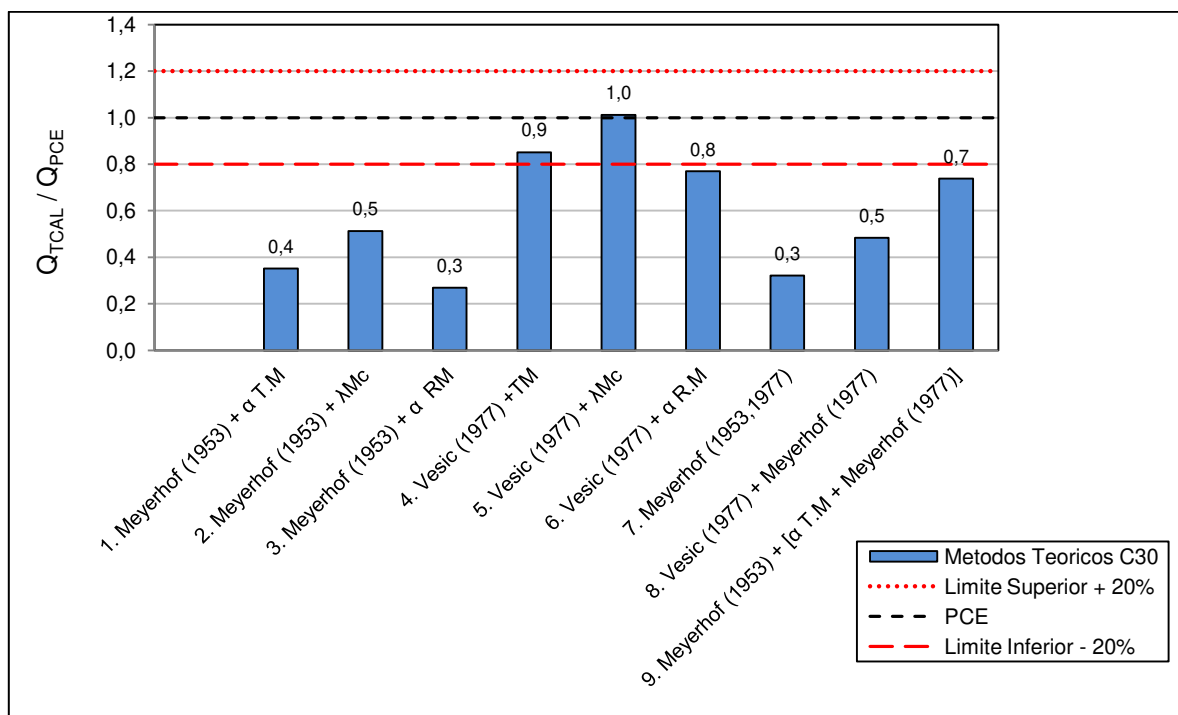


Figura 6.21 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos teóricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C30.

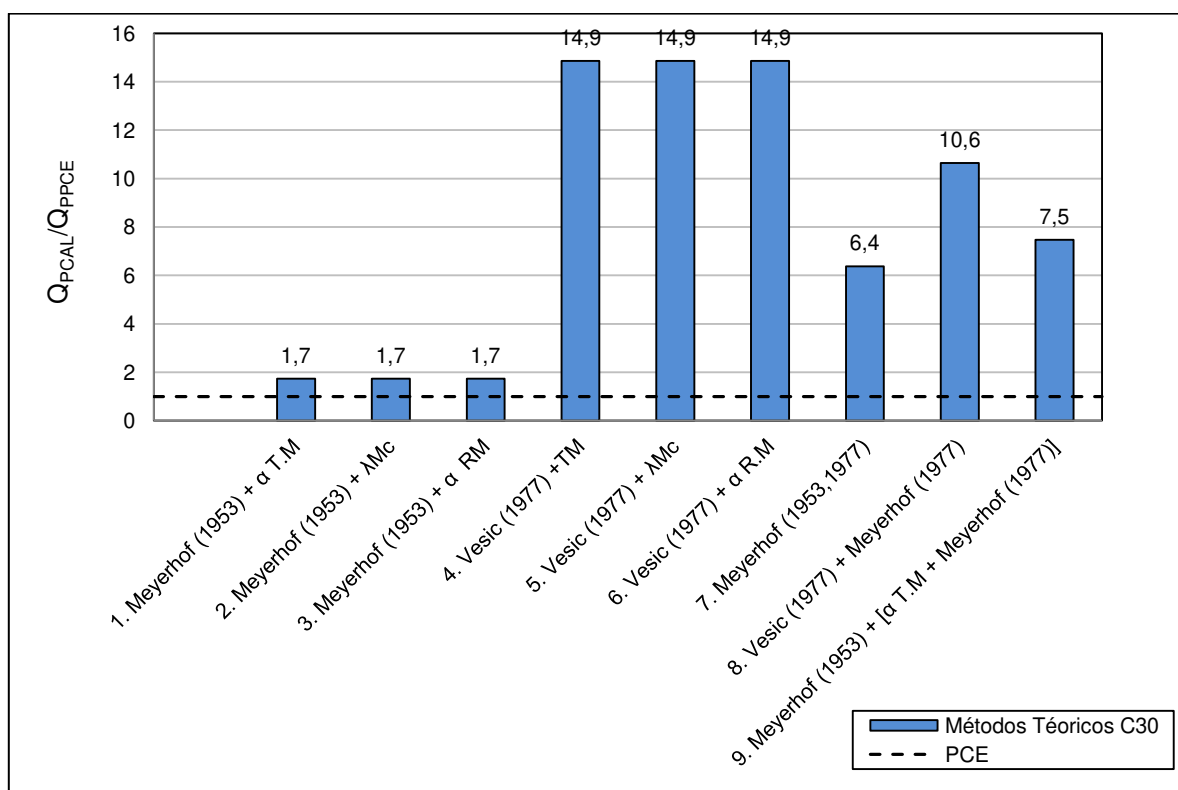


Figura 6.22 - Relação entre a carga de ponta calculada pelos métodos teóricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C30.

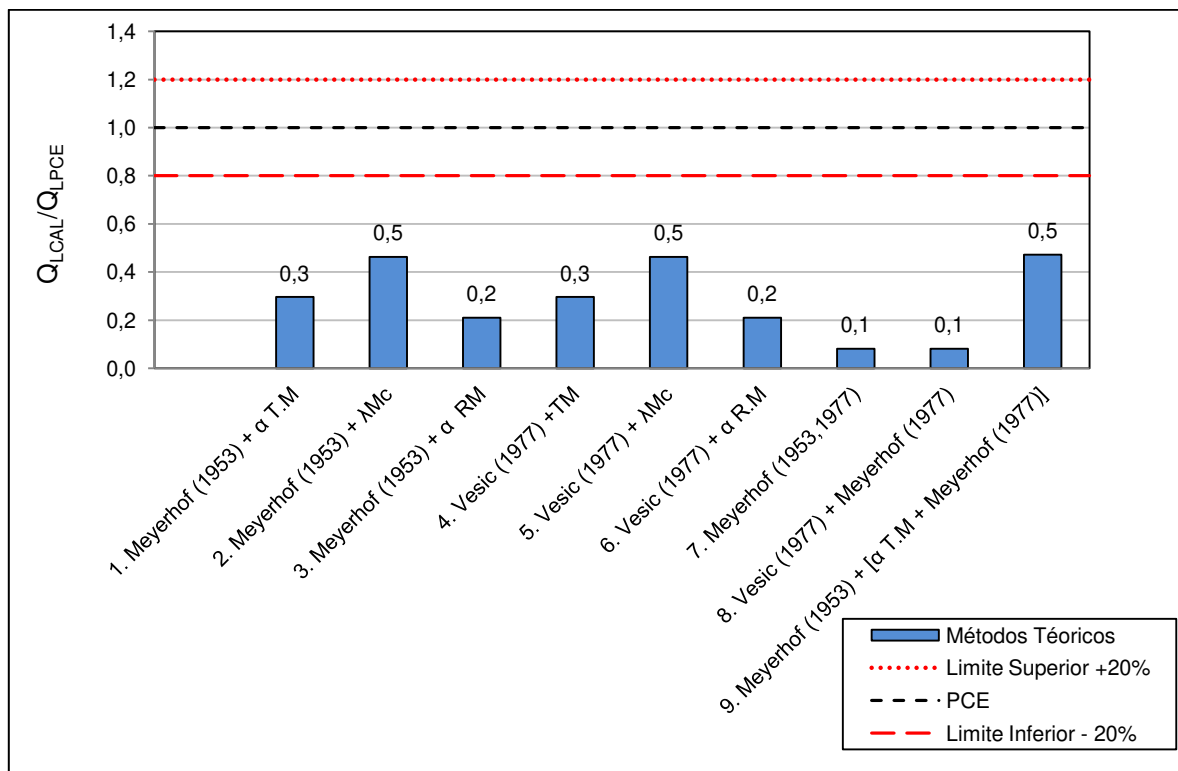


Figura 6.23 - Relação entre a carga de atrito lateral calculada pelos métodos teóricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C30.

Analisando a tabela 6.8 e a figura 6.21 verifica-se que as combinações 4, 5 e 6 apresentaram valores de capacidade de carga dentro do limite $\pm 20\%$ da faixa, as demais combinações apresentam valores bem menores que aqueles obtidos na prova de carga. Observando os valores de carga de ponta (Figura 6.22), verifica-se que são superiores aos obtidos experimentalmente sendo o método de Meyerhof (1953) e suas respectivas combinações 1, 2 e 3 para solos coesivos, o mais próximo apresentando um valor do 70 % maior que o experimental. Analisando-se a figura 6.23 observe-se que nenhuma combinação se aproximou ao limite $\pm 20\%$ da faixa, os valores para a carga lateral ficaram abaixo do limite.

- Análise estaca C40

Na tabela 6.9 são apresentados os valores de carga de ponta, lateral e ruptura. A figura 6.24 mostra a variação dos valores para carga de ruptura, e as figuras 6.25 e 6.26 mostram a variação dos valores para carga de ponta e lateral.

Tabela 6.9 - Resultados da carga de ponta (Q_P), carga lateral (Q_L) e carga total (Q_T); obtidos pelos métodos teóricos estaca C40.

Tipo de Solo	Combinações	Q_P [kN]	Q_L [kN]	Q_T [kN]	Q_{TCAL}/Q_{PCE}	Q_{PCAL}/Q_{PPCE}	Q_{LCAL}/Q_{LPCE}
Coesivo	1. Meyerhof (1953) + α T.M	25	80	104	0,44	2,70	0,35
	2. Meyerhof (1953) + λMc	25	125	150	0,62	2,70	0,54
	3. Meyerhof (1953) + α RM	25	57	81	0,34	2,70	0,25
Coesivo	4. Vesic (1977) + TM	171	80	251	1,04	19,00	0,35
	5. Vesic (1977) + λMc	171	125	296	1,23	19,00	0,54
	6. Vesic (1977) + α R.M	171	57	228	0,95	19,00	0,25
Granular	7. Meyerhof (1953,1977)	181	22	203	0,85	20,20	0,10
	8. Vesic (1977) + Meyerhof (1977)	151	22	173	0,72	16,80	0,10
$\phi + c$	9. Meyerhof (1953) + [α T.M + Meyerhof (1977)]	106	127	233	0,97	11,80	0,55

TM=Tomlinson, M. J (1957); Mc=McClelland (1974); RM=Randolph e Murphy (1985)

Analisando a tabela 6.9 e a figura 6.24 verifica-se que as combinações apresentaram valores de capacidade de carga dentro do limite ± 20 % estabelecido, com exceção das combinações de 1, 2, 3 e 8.

Para a carga de ponta (Figura 6.25) nota-se que todas as combinações são superiores à prova de carga. No caso da carga lateral (Figura 6.26) observa-se que nenhuma combinação encontra-se dentro do limite ± 20 %.

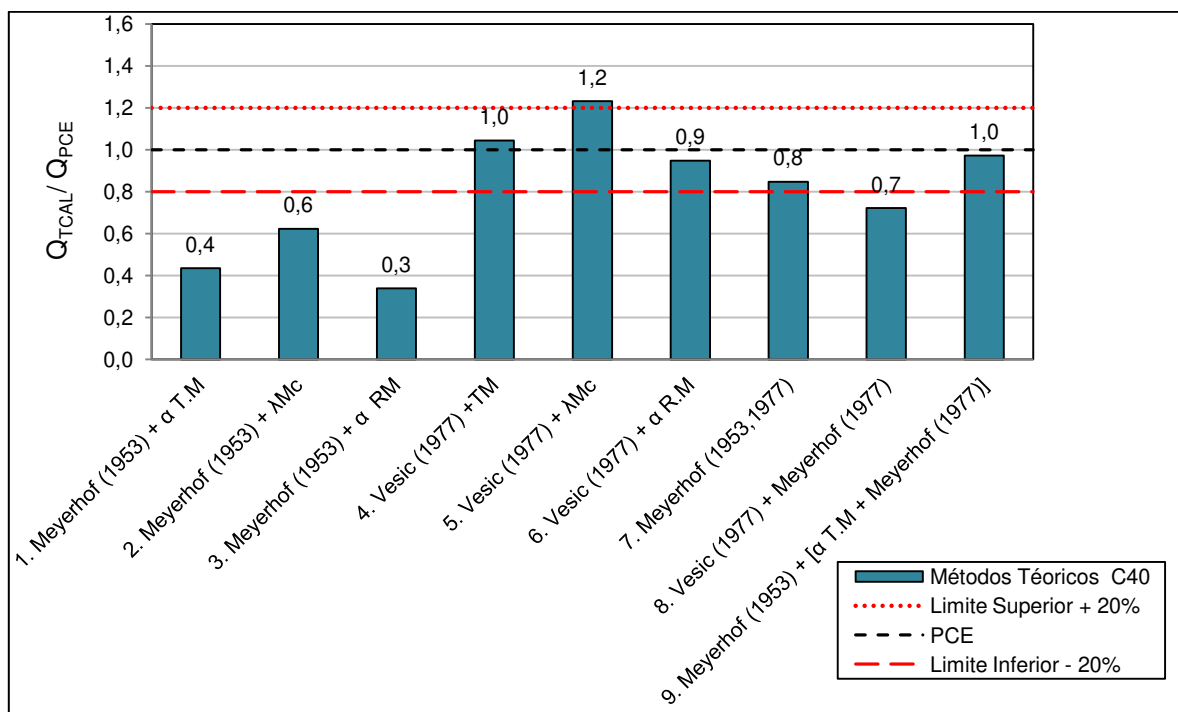


Figura 6.24 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos teóricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C40.

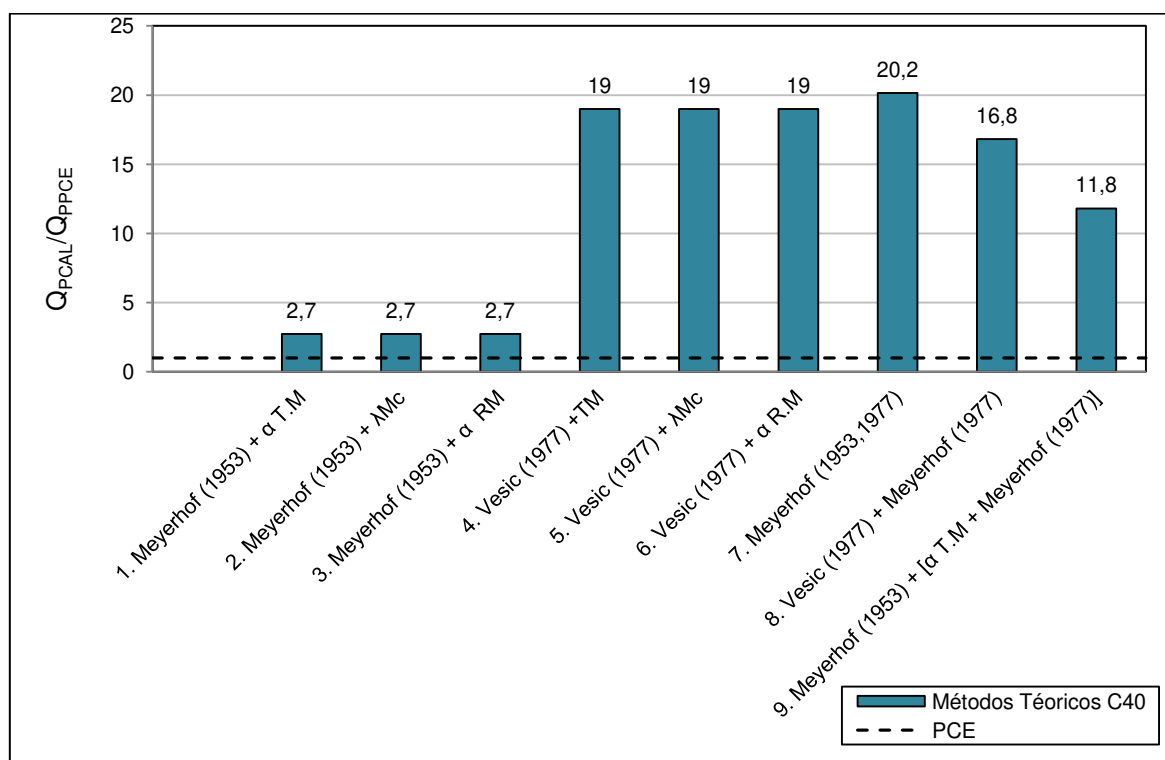


Figura 6.25 - Relação entre a carga de ponta calculada pelos métodos teóricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C40.

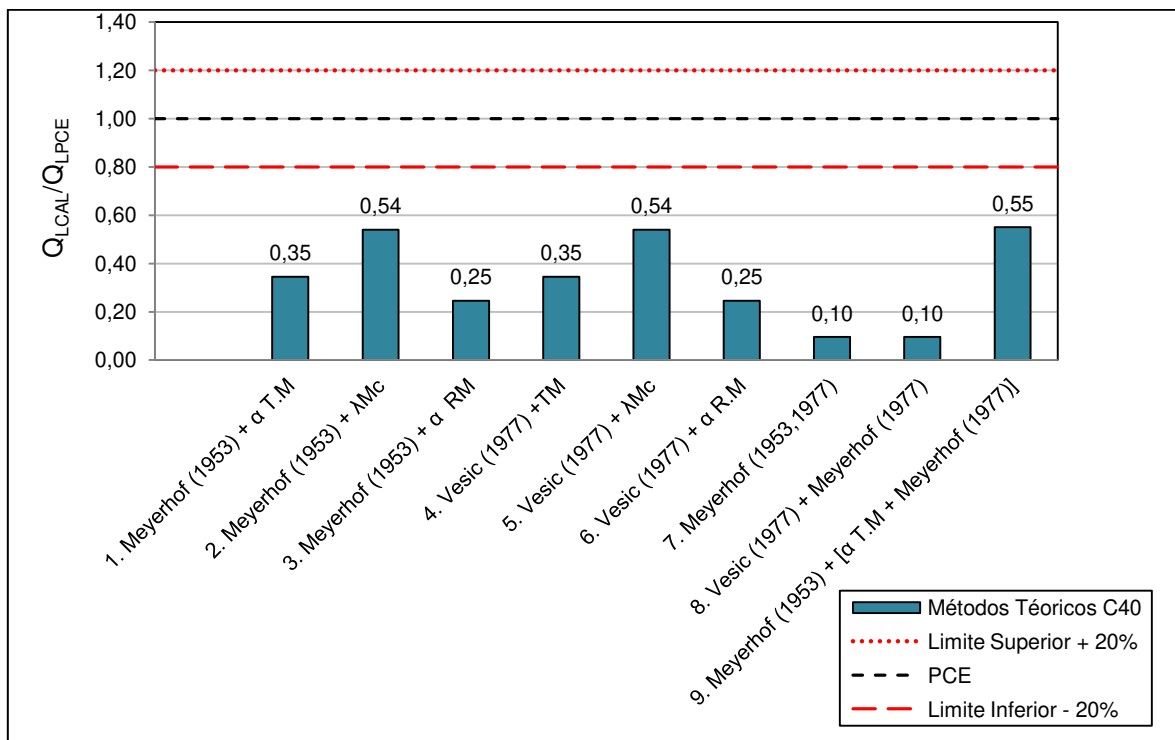


Figura 6.26 - Relação entre a carga de atrito lateral calculada pelos métodos teóricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C40.

6.3.2 Métodos Semi-Empíricos

Para o cálculo da capacidade de carga pelos métodos semi-empíricos adotou-se a classificação do tipo de solo de acordo com o ensaio SPT-T que forneceu a seguinte classificação: Argila siltosa até a profundidade de 7 metros e a partir daí Silte argilo-arenoso.

Para o cálculo da capacidade de carga pelo método Décourt e Quaresma (1996), baseados no ensaio SPT adotou-se o coeficiente de correção para a resistência lateral, em argilas lateríticas de tipo colapsível da região de Campinas $\beta = 2$, tendo em vista que apresentou boa aproximação no trabalho de dissertação de Schulze (2013). A autora sugere uma majoração do coeficiente β em solo local com base na análise de Décourt (2002), em que afirma que as argilas lateríticas apresentam propriedade de rigidez superiores as de outras argilas não lateríticas mesmo que apresentem valores semelhantes de N_{SPT} .

Em seguida, calculou-se a capacidade de carga das três estacas aplicando os métodos semi-empíricos baseados nos ensaios de campo SPT, CPT e SPT-T descritos nos itens 3.2.1, 3.2.2 e 3.2.3 da revisão bibliográfica.

- Análise da estaca C25

Na tabela 6.10, são apresentados os resultados do cálculo da carga de ponta, lateral e ruptura, através dos métodos semi-empíricos com base na sondagem SPT, CPT e SPT-T para a estaca C25.

A representação gráfica destes valores entre a carga de ruptura calculada pelos métodos semi-empíricos e a capacidade de carga obtida da prova de carga estática é apresentada nas figuras 6.27, 6.28 e 6.29 que ilustram de uma maneira mais clara os resultados.

Tabela 6.10 - Resultados da carga de ponta (Q_P), carga lateral (Q_L) e carga total (Q_T); obtidos pelos métodos semi-empíricos estaca C25.

Método	Ensaio	Q_P [kN]	Q_L [kN]	Q_T [kN]	Q_{TCAL}/Q_{PCE}	Q_{LCAL}/Q_{LPCE}
Aoki e Velloso (1975)	SPT	22	24	46	0,25	0,13
Aoki e Velloso (1975); Laprovitera (1988)	SPT	16	50	67	0,37	0,28
Pedro Paulo da Costa Velloso (1981)	SPT	66	102	168	0,93	0,57
Milititsky e Alves (1985)	SPT	17	26	42	0,24	0,14
Décourt e Quaresma (1996)	SPT	24	56	79	0,44	0,31
*Décourt e Quaresma (1996)	SPT	24	140	163	0,91	0,78
Teixeira (1996)	SPT	28	42	70	0,39	0,23
Vorcaro e Velloso (2000)	SPT	0	0	31	0,17	0,0
UFRGS (2005)	SPT	59	32	91	0,50	0,18
Aoki e Velloso (1975)	CPT	35	32	67	0,37	0,18
Schmertmann e Nottingham (1978)	CPT	15	79	94	0,52	0,44
DeRuiter e Beringen (1979)	CPT	22	91	113	0,63	0,51
Philipponnat (1980)	CPT	56	88	144	0,80	0,49
Pedro Paulo da Costa Velloso (1981)	CPT	95	107	203	1,13	0,69
Bustamanante e Gianceselli (1982)	CPT	41	118	159	0,88	0,7
Alonso (1996); Aoki e Velloso (1975)	SPT-T	22	27	49	0,27	0,15
Alonso (1996); Décourt e Quaresma (1996)	SPT-T	24	27	51	0,28	0,15
Décourt e Quaresma (1996)	SPT-T	10	26	36	0,20	0,14
Carvalho et al (1998) ; Aoki e Velloso (1975)	SPT-T	22	57	79	0,44	0,32
Carvalho et al (1998) ; Décourt e Quaresma (1996)	SPT-T	24	57	81	0,45	0,32
Ranzine (2000)	SPT-T	10	8	18	0,10	0,05
Peixoto (2001)	SPT-T	24	31	54	0,30	0,17

*Décourt e Quaresma (1996) com $\beta=2$

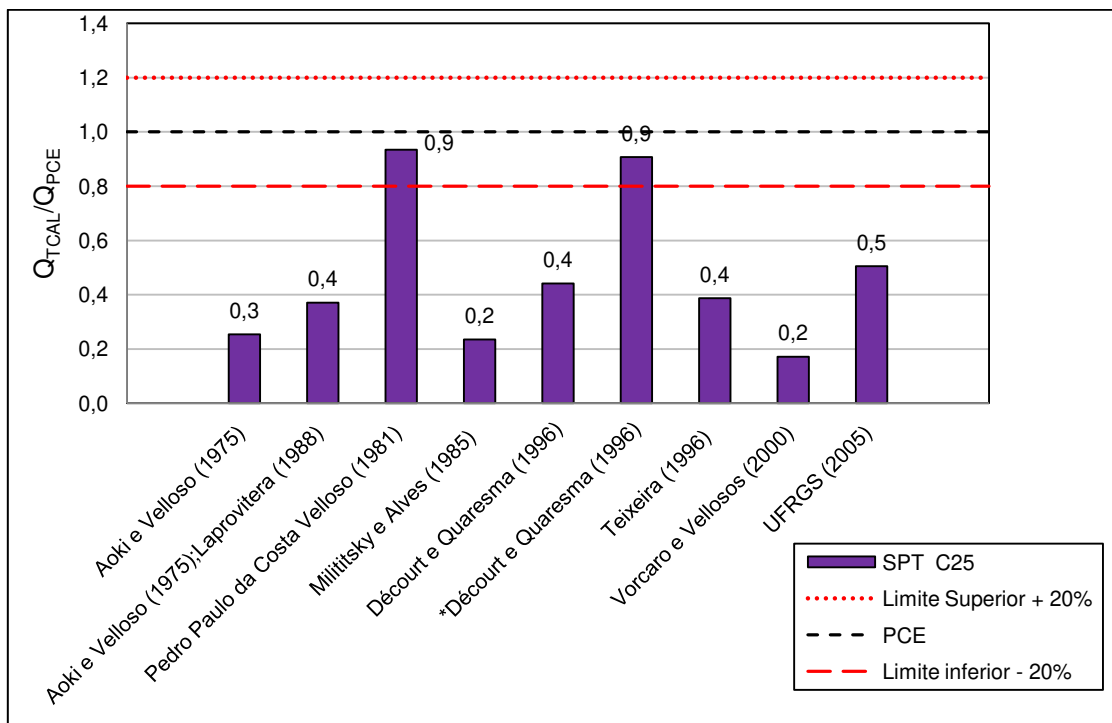


Figura 6.27 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio SPT e a obtida da prova de carga. - Estaca C25.

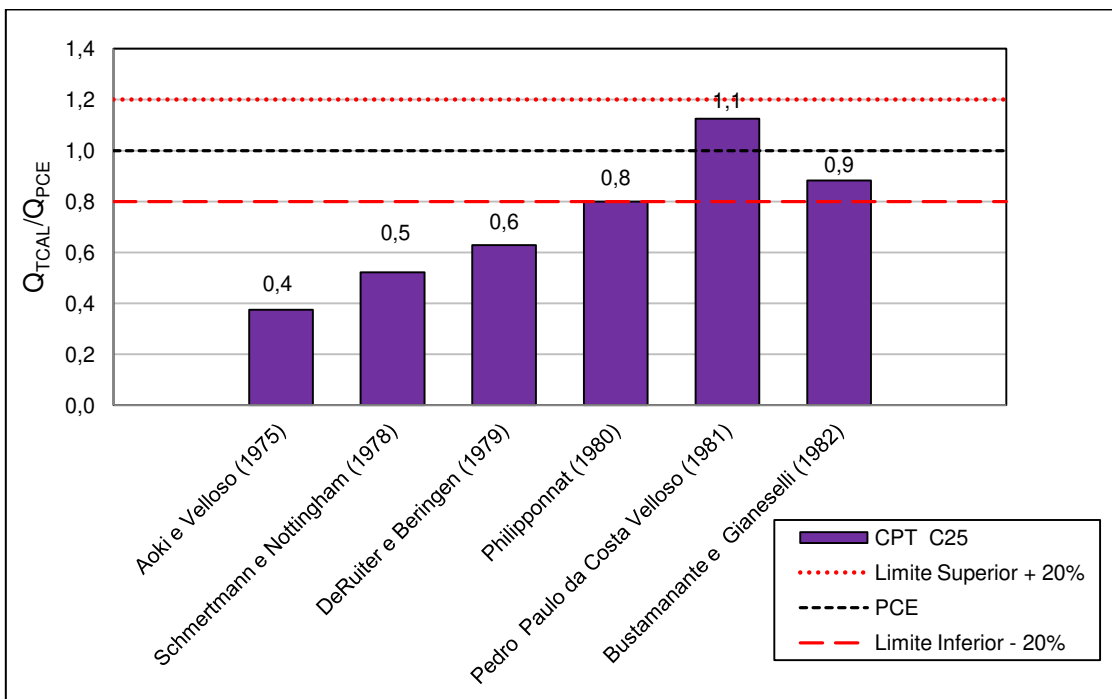


Figura 6.28 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio CPT e a obtida da prova de carga. - Estaca C25.

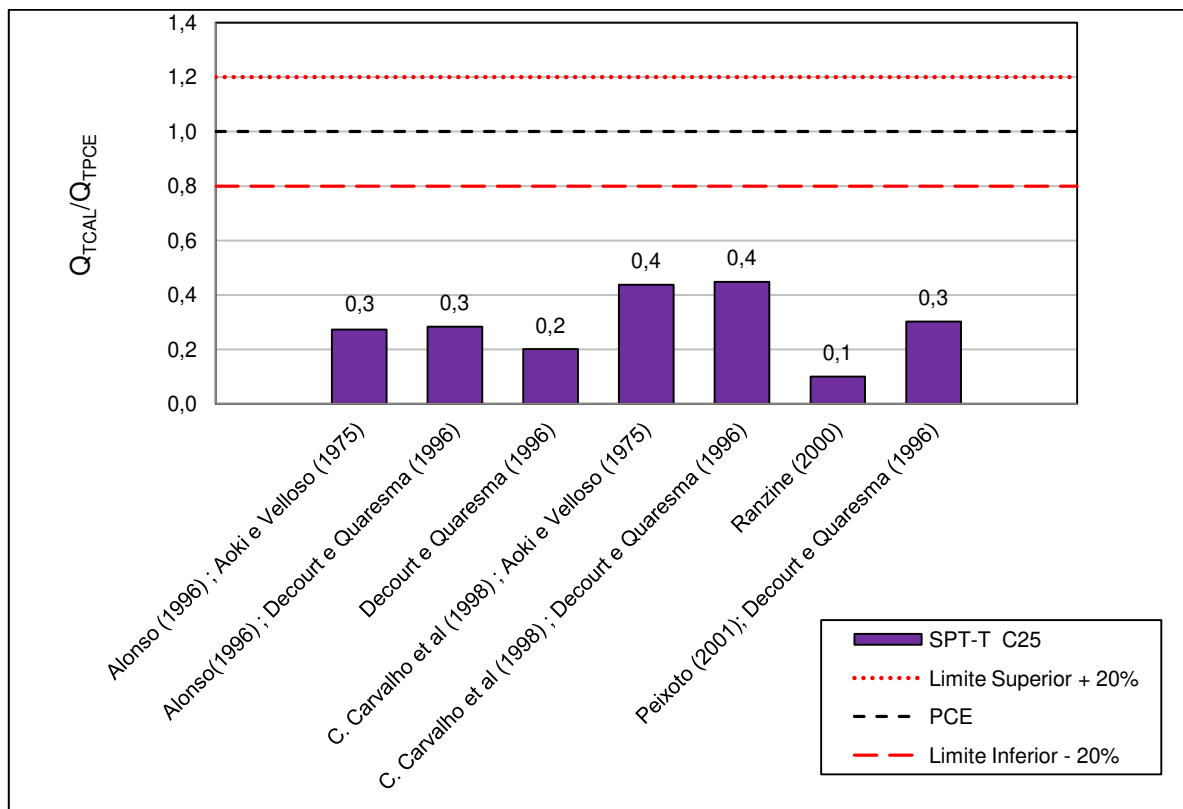


Figura 6.29 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio SPT-T e a obtida da prova de carga. - Estaca C25.

Analisando a tabela 6.10 e as figuras 6.27, 6.28 e 6.29. Tomando-se como base a prova de carga verifica-se que:

- Os métodos com base no SPT apresentaram valores de capacidades de carga total inferiores ao limite $\pm 20\%$ estabelecido, com exceção dos métodos de P. P. C. Velloso (1981) e *Décourt e Quaresma (1996). Enquanto a carga de ponta, verifica-se que apresentou valores superiores aos obtidos na prova de carga, em todos os métodos analisados. A carga lateral obtida pelo método de *Décourt e Quaresma (1996), fornece um valor dentro do limite com o 0,8 respeito à prova de carga.

- Ressalta-se que o método *Décourt e Quaresma (1996) foi o que mais se aproximou do valor de carga total e atrito, porém superestimou o valor da ponta. O

método de P. P. C Velloso (1981) apesar de ter fornecido um valor perto a carga de ruptura total, superestimou a carga de ponta e subestimou o atrito lateral.

- Com relação aos métodos com base no CPT nota-se que os métodos de Philipponnat (1980), P. P. C Velloso (1981) e Bustamante e GIANESELLI (1982), foram os que mais se aproximaram ao valor da capacidade de carga encontrando-se dentro no limite estabelecido. Respeito à carga de ponta e a carga lateral os valores ficaram distantes, superiores e inferiores respectivamente aos obtidos na prova de carga.

- Ao analisar os métodos baseado no SPT-T observa-se que apresentam valores menores com relação a capacidade de carga total e atrito lateral obtida na prova de carga. De acordo aos valores da carga de ponta forneceram resultados superiores aos obtidos experimentalmente.

- Análise estaca C30

Na tabela 6.11 são apresentados os valores da capacidade de carga total, ponta e lateral por meio dos métodos semi-empíricos SPT, CPT e SPT-T para a estaca C30. As figuras 6.30, 6.31 e 6.32, mostram a variação dos valores para carga de ruptura total que ilustram de uma maneira mais clara os resultados.

Analisando a tabela 6.11 e a figura 6.30, verificou-se que os métodos com base no SPT apresentaram valores de capacidades de carga total inferiores ao limite de $\pm 20\%$ estabelecido, com exceção dos métodos de P. P. C. Velloso (1981) e *Décourt e Quaresma (1996) que se encontram dentro do limite estabelecido.

Os métodos analisados com base no SPT superestimaram a carga de ponta apresentando resultados 290% até 1800% superiores aos obtidos na prova de carga. Com relação à carga lateral observa-se que o método *Décourt e Quaresma (1996) apresenta um valor próximo ao obtido na prova de carga, os demais métodos forneceram valores inferiores ao limite estabelecido. O método *Décourt e Quaresma

(1996) foi o mais se aproximou nos valores da carga total e lateral, não obstante superestimou a carga de ponta apresentando um resultado 400% superior ao experimental.

Tabela 6.11 - Resultados da carga de ponta (Q_P), carga lateral (Q_L) e carga total (Q_T); obtidos pelos métodos semi-empíricos estaca C30.

Método	Ensaio	Q_P [kN]	Q_L [kN]	Q_T [kN]	Q_{TCAL}/Q_{PCE}	Q_{PCAL}/Q_{PPCE}	Q_{LCAL}/Q_{LPCE}
Aoki e Velloso (1975)	SPT	31	29	60	0,29	3,89	0,14
Aoki e Velloso (1975); Laprovitera (1988)	SPT	24	60	84	0,40	2,95	0,30
Pedro Paulo da Costa Velloso (1981)	SPT	147	79	226	1,01	18,39	0,39
Milititsky e Alves (1985)	SPT	24	31	55	0,26	3,00	0,15
Décourt e Quaresma (1996)	SPT	34	67	101	0,48	4,26	0,33
*Décourt e Quaresma (1996)	SPT	34	168	202	0,96	4,26	0,83
Teixeira (1996)	SPT	40	50	90	0,43	5,01	0,25
Vorcaro e Velloso (2000)	SPT	0	0	53	0,25	0,0	0,0
UFRGS (2005)	SPT	85	38	123	0,59	10,60	0,19
Aoki e Velloso (1975)	CPT	51	38	89	0,43	6,37	0,19
Schmertmann e Nottingham (1978)	CPT	21	81	102	0,48	2,57	0,40
DeRuiter e Beringen (1979)	CPT	31	96	127	0,60	3,85	0,55
Philipponnat (1980)	CPT	85	105	191	0,91	10,66	0,52
Pedro Paulo da Costa Velloso (1981)	CPT	137	111	248	1,18	17,09	0,55
Bustamante e Ganeselli (1982)	CPT	59	142	200	0,95	7,35	0,70
Alonso (1996); Aoki e Velloso (1975)	SPT-T	31	33	64	0,31	3,89	0,16
Alonso (1996); Décourt e Quaresma (1996)	SPT-T	24	33	57	0,27	2,96	0,16
Décourt e Quaresma (1996)	SPT-T	15	31	46	0,22	1,88	0,15
Carvalho et al (1998) ; Aoki e Velloso (1975)	SPT-T	31	66	97	0,46	3,89	0,33
Carvalho et al (1998) ; Décourt e Quaresma (1996)	SPT-T	34	69	103	0,49	4,26	0,34
Ranzine (2000)	SPT-T	14	10	24	0,11	1,71	0,05
Peixoto (2001)	SPT-T	34,0	36,9	71,0	0,34	4,26	0,18

*Décourt e Quaresma (1996) com $\beta=2$

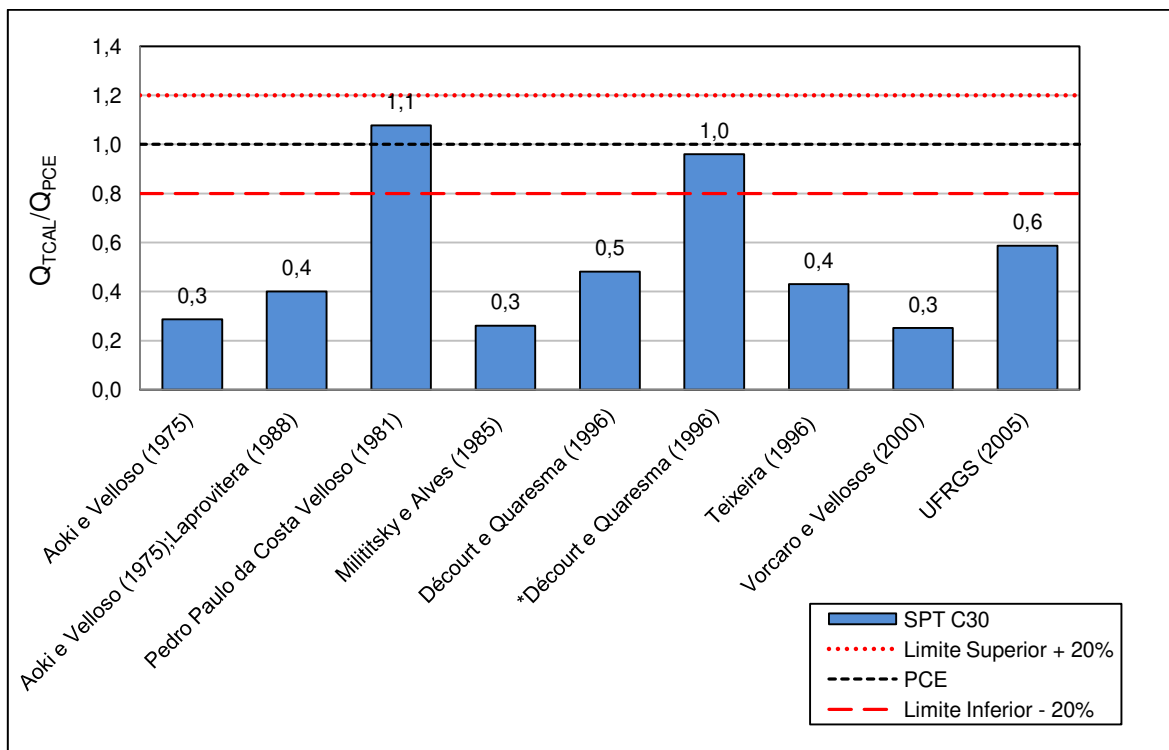


Figura 6.30 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio SPT e a obtida da prova de carga. - Estaca C30.

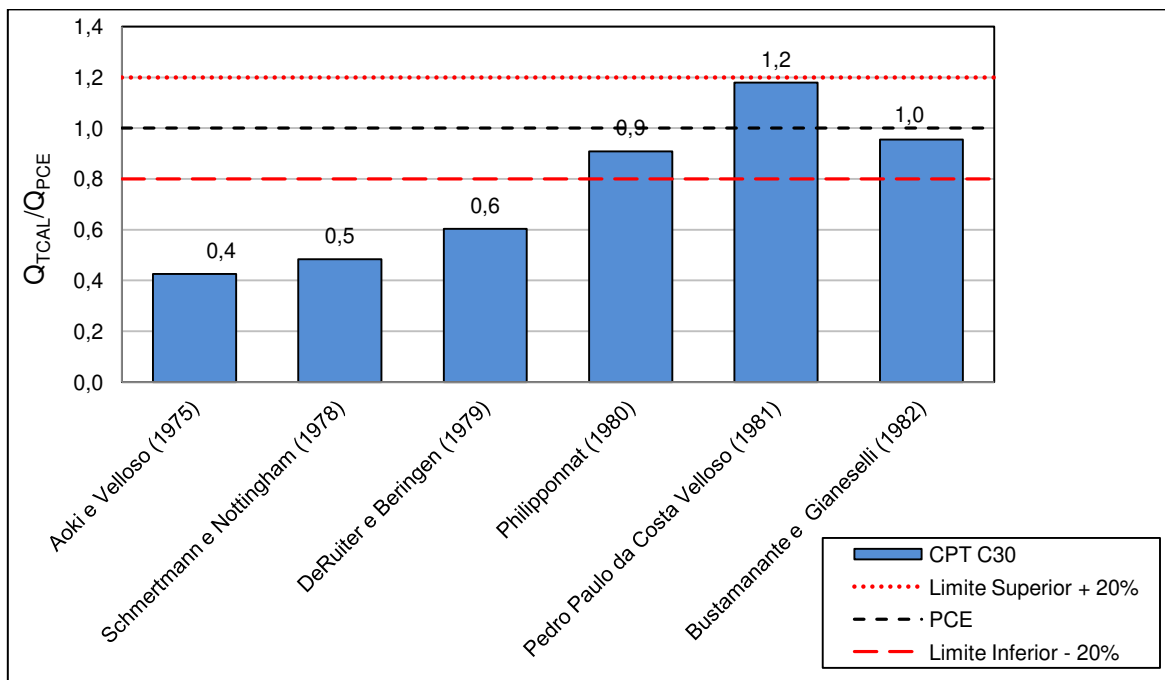


Figura 6.31 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio CPT e a obtida da prova de carga. - Estaca C30.

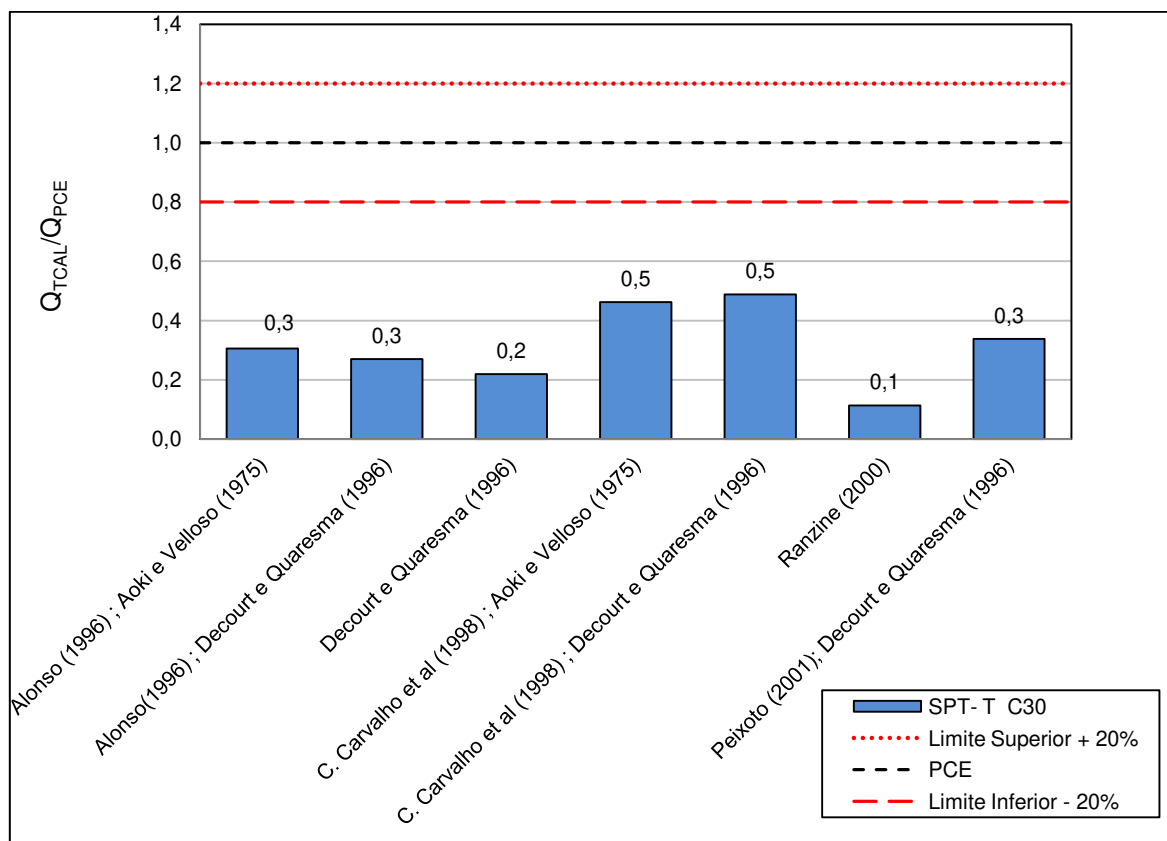


Figura 6.32 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio SPT-T e a obtida da prova de carga. - Estaca C30.

De acordo a tabela 6.11 e a figura 6.31 observou-se que os métodos baseados no ensaio CPT com exceção nos métodos Aoki e Velloso (1975), DeRuiter e Beringen (1979), Schmertmann e Nottingham (1978) apresentaram valores de capacidade de carga total dentro do limite $\pm 20\%$ estabelecido. O método Bustamante e Gianceselli (1982) foi o que mais se aproximou do valor de atrito lateral, embora a carga de ponta apresentasse resultados superiores ao experimental. No geral os métodos analisados com base à CPT para a estaca C30 superestimou a ponta e subestimou o atrito lateral. Conforme a tabela 6.11 e a figura 6.32 verificam-se que os métodos analisados com base no SPT-T forneceram valores de capacidade carga de ruptura, menores que a prova de carga, o mesmo aconteceu como os valores do atrito lateral e com relação a carga de ponta os métodos apresentam valores superiores ao valor experimental.

- Análise de estaca C40

Na tabela 6.12 são apresentados os valores da capacidade de carga, ponta e lateral por meio dos métodos semi-empíricos SPT, CPT e SPT-T para a estaca C40.

Tabela 6.12 - Resultados da carga de ponta (Q_P), carga lateral (Q_L) e carga total (Q_T); obtidos pelos métodos semi-empíricos estaca C40.

Método	Ensaio	Q_P [kN]	Q_L [kN]	Q_T [kN]	Q_{TCAL}/Q_{PCE}	Q_{PCAL}/Q_{PPCE}	Q_{LCAL}/Q_{LPCE}
Aoki e Velloso (1975)	SPT	55	39	94	0,39	6,14	0,17
Aoki e Velloso (1975); Laprovitera (1988)	SPT	42	81	123	0,51	4,65	0,35
Pedro Paulo da Costa Velloso (1981)	SPT	262	106	367	1,53	29,06	0,46
Milititsky e Alves (1985)	SPT	43	41	84	0,35	4,75	0,18
Décourt e Quaresma (1996)	SPT	61	89	150	0,62	6,73	0,39
*Décourt e Quaresma (1996)	SPT	61	223	284	1,18	6,73	0,97
Teixeira (1996)	SPT	71	67	138	0,58	7,91	0,29
Vorcaro e Velloso (2000)	SPT	0	0	110	0,46	0,0	0,0
UFRGS (2005)	SPT	151	51	202	0,84	16,78	0,22
Aoki e Velloso (1975)	CPT	91	51	142	0,59	10,07	0,22
Schmertmann e Nottingham (1978)	CPT	35	49	84	0,35	3,89	0,21
Deruiter e Beringen (1979)	CPT	49	96	145	0,60	5,43	0,42
Philipponnat (1980)	CPT	150	125	275	1,14	16,68	0,54
Pedro Paulo da Costa Velloso (1981)	CPT	230	117	347	1,45	25,54	0,51
Bustamante e Gianceselli (1982)	CPT	105	180	285	1,19	11,68	0,78
Alonso (1996) ; Aoki e Velloso (1975)	SPT-T	55	44	99	0,41	6,14	0,19
Alonso (1996) ; Decourt e Quaresma (1996)	SPT-T	24	44	68	0,28	2,63	0,19
Decourt e Quaresma (1996)	SPT-T	27	41	68	0,28	2,97	0,18
Carvalho et al (1998) ; Aoki e Velloso (1975)	SPT-T	55	88	143	0,60	6,14	0,38
Carvalho et al (1998) ; Decourt e Quaresma (1996)	SPT-T	61	91	152	0,63	6,73	0,40
Ranzine (2000)	SPT-T	24	14	38	0,16	2,71	0,06
Peixoto (2001)	SPT-T	61	49	110	0,46	6,73	0,21

*Décourt e Quaresma (1996) com $\beta=2$

As figuras 6.33, 6.34 e 6.35 mostram a variação dos valores para carga de ruptura total.

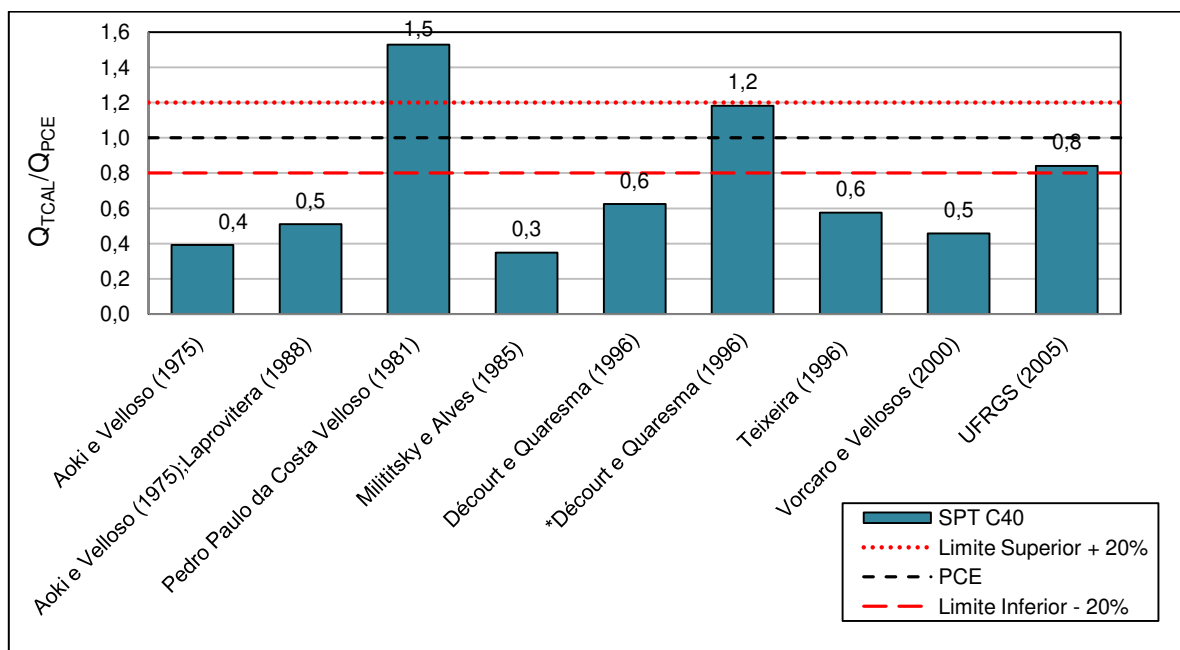


Figura 6.33 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio SPT e a obtida da prova de carga. - Estaca C40.

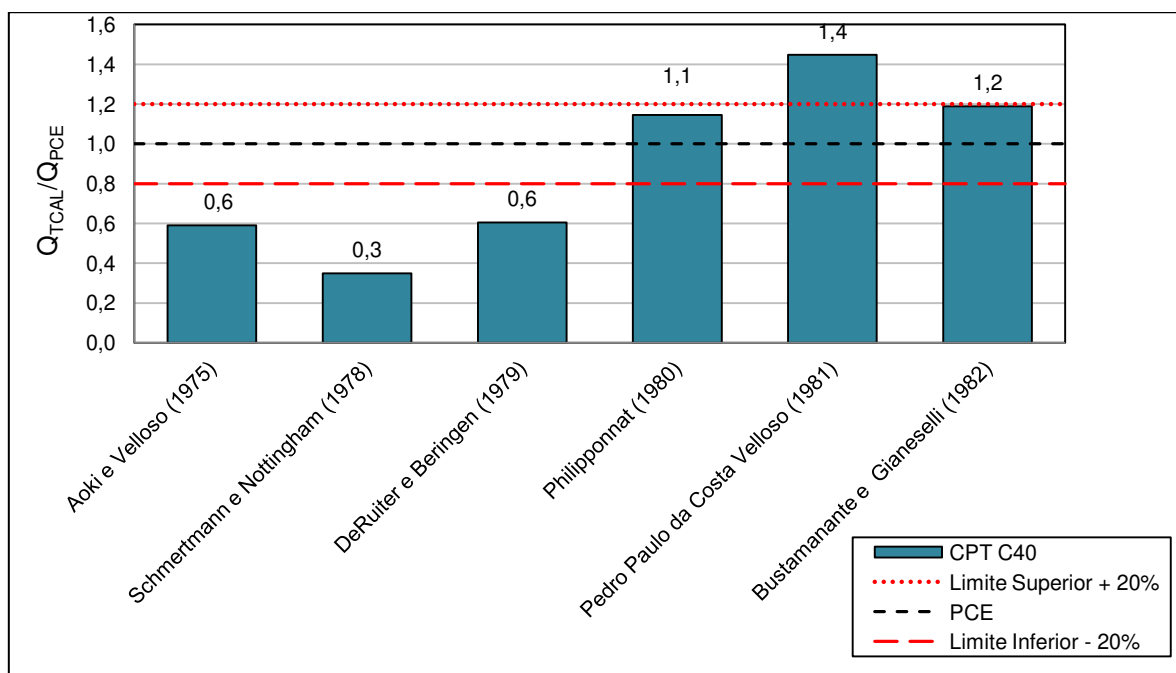


Figura 6.34 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio CPT e a obtida da prova de carga. - Estaca C40.

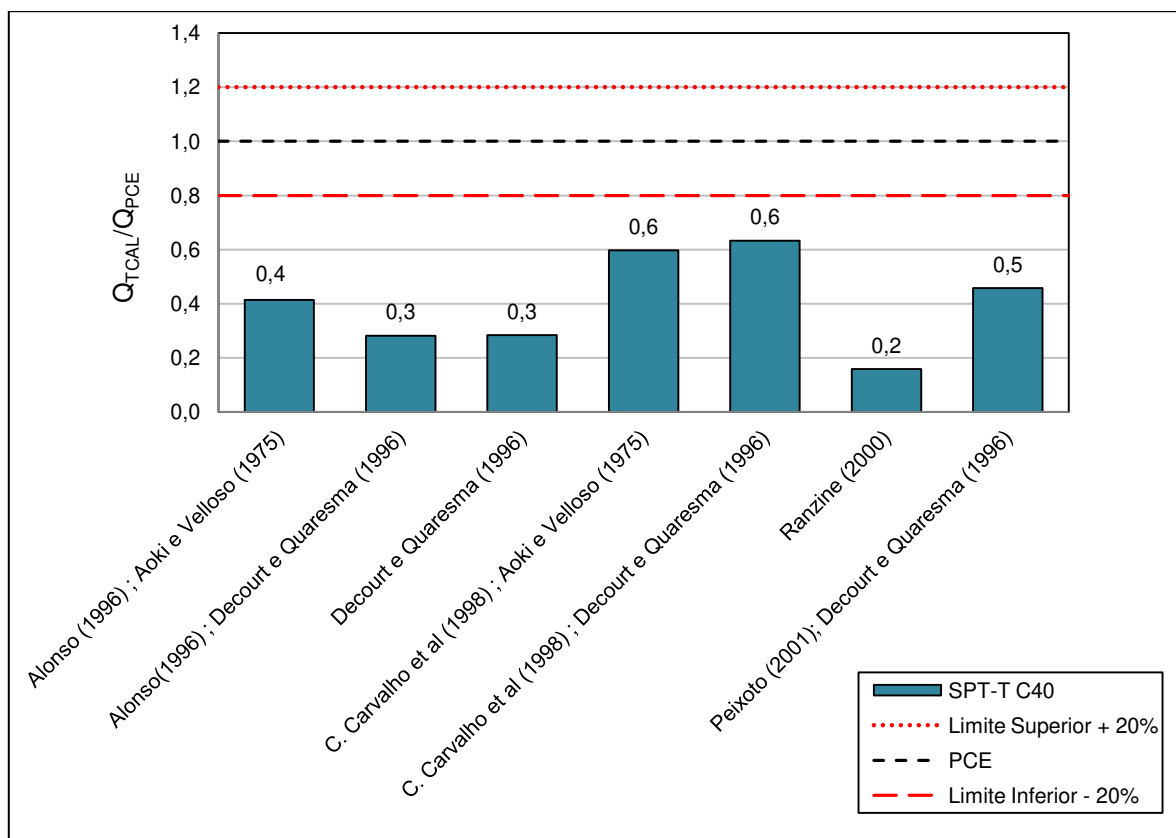


Figura 6.35 - Relação entre a carga de ruptura total calculada pelos métodos semi-empíricos baseados no ensaio SPT-T e a obtida da prova de carga. - Estaca C40.

Analisando a tabela 6.12 e as figuras 6.33, 6.34 e 6.35 e tomando-se como base a prova de carga verifica-se que:

- Os métodos com base no SPT *Décourt e Quaresma (1996) e UFRGS (2005) apresentaram valores de capacidade de carga de ruptura total dentro do limite estabelecido; o método de P. P. C. Velloso (1981) apresentou um resultado de 50% maior que obtido na prova de carga. Para o caso da carga de ponta, os métodos forneceram valores superiores de acordo aos resultados da prova de carga. Ressalta-se que o método de *Décourt e Quaresma (1996) apresentou um valor muito próximo a carga de atrito lateral, no entanto superestimou a carga de ponta.

- Os métodos com base no ensaio CPT Philipponnat (1980) e Bustamante e Gianceselli (1982), foram os que mais se aproximaram ao valor da capacidade de carga fornecido pela prova de carga encontrando-se dentro do limite estabelecido. Para o caso da carga de ponta se pode observar que os métodos a superestimaram, destaca-se que o método de P. P. C. Velloso (1981) apresentou o maior valor. Com relação à carga lateral, com exceção do método Bustamante e Gianceselli (1982) os métodos apresentaram valores inferiores ao obtido experimentalmente.

- Os métodos com base no SPT-T apresentaram valores inferiores para a capacidade de carga de ruptura total e atrito lateral e superiores com relação à carga de ponta, respeito à prova de carga.

6.4 Comentários sob os métodos teóricos e semi-empíricos

Os métodos analisados apresentaram grandes dispersões em seus resultados, o que era esperado. A tabela 6.13 mostra o resumo dos resultados com os valores do desvio padrão e coeficiente de variação dos diferentes métodos baseados em critérios teóricos e ensaios de campo (SPT, CPT, SPT-T).

Os métodos baseados no ensaio SPT mostraram dispersão elevada tanto para a carga de ruptura total como para a carga lateral. Os métodos que utilizam dados do CPT, apresentam resultados elevados de desvio padrão, porém forneceram a menor dispersão para a carga total e lateral.

Os métodos com base no ensaio SPT-T apresentam os maiores valores de dispersões com relação a carga total e lateral, mas com relação a carga de ponta apresentou a menor dispersão. Enquanto os métodos teóricos apesar de fornecer valores de dispersão elevados apresentou valores menores que os métodos com base no SPT e SPT-T.

Tabela 6.13 - Desvio padrão e coeficiente de variação.

Diâmetro	Métodos	Desvio Padrão [kN]			CV [%]		
		Q	Q _P	Q _L	Q	Q _P	Q _L
C25	SPT	113	39	136	63	>100	75
	CPT	67	56	80	37	>100	45
	SPT -T	139	11	159	77	>100	89
	Teóricos	90	66	137	50	>100	76
C30	SPT	123	64	153	59	44	76
	CPT	84	74	122	40	27	60
	SPT -T	158	21	176	75	>100	87
	Teóricos	95	88	150	45	>100	74
C40	SPT	120	118	154	50	50	70
	CPT	96	132	139	40	>100	58
	SPT -T	160	42	197	67	>100	85
	Teóricos	96	143	161	40	>100	70

Nota-se que os métodos semi-empíricos de maneira geral apresentaram valores de dispersão menores que os métodos teóricos. A dispersão dos métodos semi-empíricos acontecem devido às condições locais de execução das estacas e características do solo, posto que os métodos foram criados a partir de ensaios de provas de carga em solos específicos das regiões de experiências dos autores. Para aplicação destes métodos em outras regiões às originais, recomenda-se utilizar com cautela e serem validados através de provas de carga.

Os métodos com base no ensaio CPT apresentam valores de dispersão e coeficiente de variação inferior com relação aos demais métodos. A diferença com outros ensaios pode ser além da semelhança do comportamento real de uma estaca, o ensaio fornece pouca influência em fatores humanos na coleta e perfis mais detalhados, que são considerados no cálculo da capacidade de carga pelos diferentes autores.

Com base na instrumentação realizada nas provas de carga, verificou-se que as estacas estudadas são estacas de atrito o aporte pela ponta é pouca. No cálculo de capacidade de carga com os métodos anteriores observou-se que alguns métodos

encontraram-se dentro do limite de $\pm 20 \%$, embora analisando esses métodos com relação a carga de ponta nota-se que a maior parte deles apresentaram valores superiores respeito a carga lateral. Sendo a contribuição pela ponta maior para o calculo da capacidade de carga total o que não concorda com o comportamento real das estacas analisadas. Os métodos que sua capacidade de carga total encontram-se dentro do limite $\pm 20 \%$ estabelecido e a sua vez a carga de ponta é menor que a carga de atrito, considerando os resultados das três estacas analisadas são:

- Para os métodos teóricos todas as combinações superestimaram a carga de ponta, a pesar das combinações 4, 5, 6 e 9 encontraram-se dentro do limite $\pm 20 \%$ estabelecido.

- Para os métodos semi-empíricos a figura 6.36 mostra os métodos selecionados.

Nota-se que para as três estacas analisadas os métodos escolhidos tiveram quase o mesmo comportamento, com exceção do método de Philipponat (1980) para a estaca C40, que apesar de apresentar a carga total dentro do limite estabelecido, a carga de ponta é maior que a carga lateral (Tabela 6.12).

Avaliando os dados dos resultados obtidos nos métodos: Décourt e Quaresma (1996) com e sem majoração do coeficiente β , método de Philipponat e o método de Bustamante e GIANESLI para a carga de atrito lateral, pode-se verificar na figura 6.37 que com o aumento do diâmetro os métodos se aproximaram aos valores da prova de carga, notando que este efeito é melhor no método de Décourt e Quaresma (1996) com majoração do coeficiente β , o que era de se esperar.

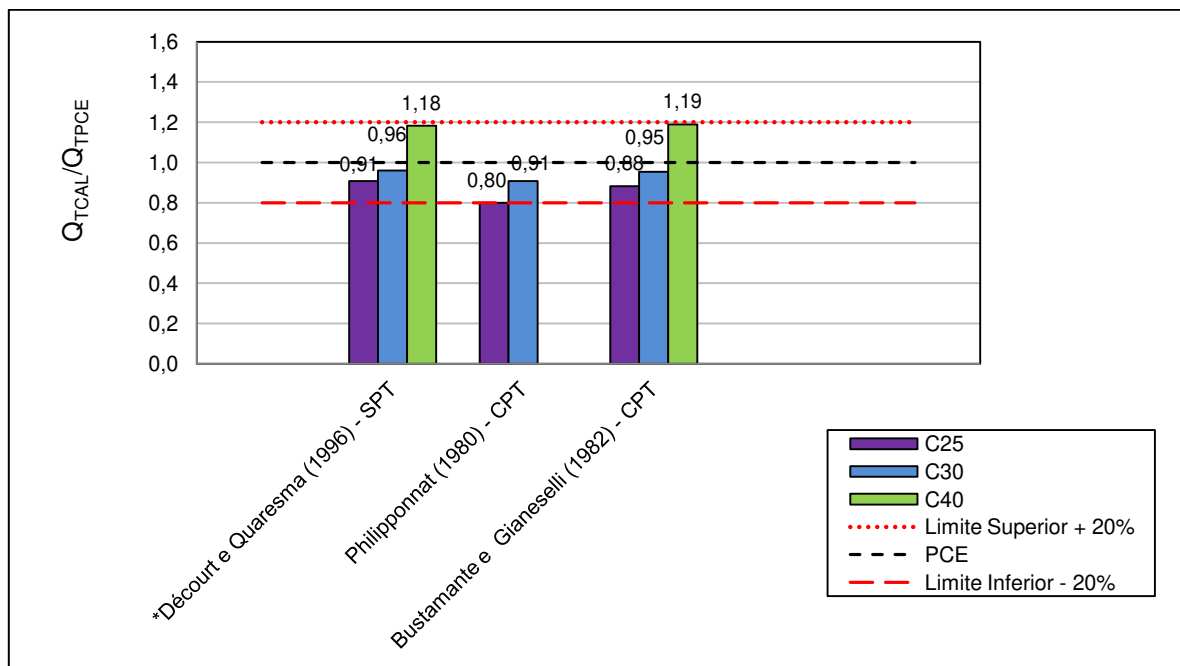


Figura 6.36 - Carga de ruptura total dos métodos semi-empíricos. - Estacas C25, C30 e C40.

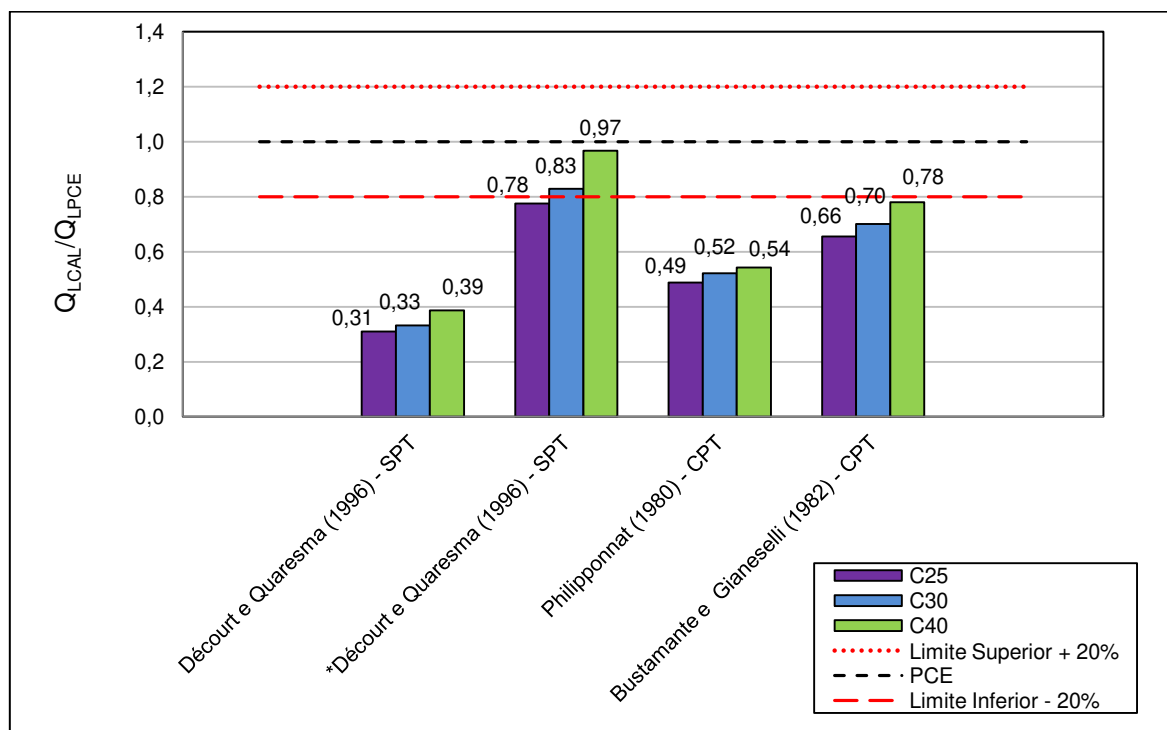


Figura 6.37 - Relação entre a carga de atrito calculada pelos métodos semi-empíricos e a obtida da prova de carga. - Estaca C25, C30 e C40.

6.5 Comparações com estacas escavadas em solo da Unicamp

A Unicamp conta com dois Campos Experimentais (a Faculdade de Engenharia Agrícola - Feagri e da faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – FEC) destinados às atividades de diferentes pesquisas como caracterização geotécnica com base a ensaios de laboratório, campo e provas carga em fundações.

De acordo com Albuquerque (2001) o Campo Experimental - Feagri é caracterizado por solo residual de diabásio, com uma camada de 6m de argila silto-arenosa colapsível com alta porosidade, seguida por uma camada de 12 m de silte argilo-arenoso, o nível de água não é encontrado até 17 m. Segundo Gon (2011) a classificação granulométrica do Campo Experimental - FEC está conformada da seguinte forma areia argilosa até a profundidade de 2 m, areia siltosa de 2 m até 7 m de profundidade e a partir daí Silte arenoso.

Albuquerque (2001) apresentou resultados de três provas de cargas instrumentadas em estacas escavadas com diâmetro de 0,4 m e comprimento de 12 m, executadas no Campo Experimental - Feagri. As estacas forneceram valores médios de carga de ruptura, de 682 kN, e valores médios para carga de ponta e lateral de 14 kN e 668 kN, respectivamente; as estacas absorveram em relação à carga total, pouca carga na ponta, aproximadamente o 98 % foi absorvido pelo atrito lateral. Por meio dos dados fornecidos pela instrumentação à profundidade de 5 m, para efeitos de comparação com as estacas analisadas neste trabalho, verificou-se que a maior parte da carga aplicada no topo das estacas aproximadamente 70% foi absorvida pelo atrito lateral.

Na tabela 6.14 podem-se observar os resultados da pesquisa citada anteriormente, junto com as estacas analisadas nesta dissertação.

Tabela 6.14 - Comparativo com estacas escavadas em solo da Unicamp.

Trabalho	Estaca	Q_T [kN]	Q_P [kN]	Q_L [kN]	Q_L/Q	Atrito lateral unitário [kPa]
Albuquerque (2001)	Escavada 1	684	242	442	0,60	39
	Escavada 2	670	127	543	0,80	21
	Escavada 3	693	218	475	0,70	35
Perez (2014)	C25	180	0	180	1,00	46
	C30	210	8	202	0,96	43
	C40	240	9	231	0,96	37

A partir dos resultados apresentados na tabela 6.14 verifica-se que o comportamento ao carregamento axial à compressão de estacas escavadas em solo da Unicamp tem um comportamento de atrito. Nota-se também em uma primeira análise que, as estacas com menores diâmetros forneceram valores de atrito lateral maior que aquelas estacas de maior diâmetro. Nota-se que a estaca 0,4 m de diâmetro para ambos campos experimentais forneceram valores próximos.

7. CONCLUSÕES

a) Provas de Carga:

- O comportamento das estacas foram similares, mostrando que todas trabalham predominantemente por atrito. Os ensaios apresentaram deslocamentos que indicaram ruptura do sistema solo/estaca.

- Os métodos de extrapolação da carga de ruptura indicaram valores próximos e coerentes ao obtido experimentalmente, corroborando com os resultados obtidos nas provas de carga.

b) Instrumentação:

- Com os resultados da transferência de carga verificou-se que a maior parte da carga aplicada no topo foi absorvida pelo atrito lateral.

- A pouca mobilização da ponta é atribuída à baixa capacidade do solo nesta da região, além de que seriam necessários deslocamento consideráveis do topo da estaca para que a ponta fosse mobilizada plenamente.

- A baixa resistência de ponta também pode ser atribuída ao processo executivo da estaca que altera o estado natural da camada em que está apoiada.

- Verifica-se pelo gráfico da Primeira Lei de Cambeft foram necessários pequenos deslocamentos para a saturação atrito lateral unitario da ordem de 1% do diâmetro das estacas .

c) Capacidade de carga:

- No cálculo da capacidade de carga, as combinações feitas com o método teórico de Vesic (1977) para solos coesivos em geral encontram-se dentro do limite $\pm 20 \%$, mostrando ser o método teórico mais adequado neste trabalho.

- O método de Meyerhof (1953) + [α T.M + Meyerhof (1976,1977)] combinação 9, para solos coesivos e granulares se aproximou ao limite estabelecido $\pm 20 \%$ no caso da carga de ruptura total. Com relação a carga de ponta os resultados são superestimados e a carga lateral subestimada.

- Alguns métodos teóricos analisados nesta pesquisa, forneceram valores dentro do limite estabelecido $\pm 20 \%$ para a carga de ruptura total, comparando os resultados experimentais, embora quando são analisados separadamente, a resistência de ponta e de atrito lateral, houve grandes discrepâncias.

- Os métodos semi-empíricos que apresentaram a melhor aproximação para a carga de ruptura total foram: *Décourt e Quaresma (1996), Philipponnat (1980) e Bustamante e Gianceselli (1982). O método Décourt e Quaresma (1996) com a utilização do coeficiente $\beta=2$ proporcionou resultados próximos para a carga total e lateral, embora tenha superestimado a carga de ponta; verificou-se que este método foi o que melhor se aproximou e adequou ao local em estudo. Os métodos Philipponnat (1980) e Bustamante e Gianceselli (1982) baseados no ensaio CPT, apesar de terem fornecido valores próximos ao experimental com relação à carga de ruptura total, superestimaram a carga de ponta e subestimaram o atrito lateral. O método de P. P. C. Velloso (1981) forneceu valores aproximados aos experimentais com relação a carga de ruptura total, porém apresentou os valores mais elevado de carga de ponta.

- Verificou-se que os métodos com base no SPT-T apresentaram valores conservadores para a capacidade de carga total, indicando que necessitam mais estudos para adequar os métodos.

- Os métodos com base no CPT apresentam valores de dispersão e coeficiente de variação inferior quando são comparados com relação aos demais métodos (semi-empíricos e teóricos) analisados neste trabalho.

- Conclui-se que, tanto os métodos semi-empíricos como os teóricos superestimam a parcela referente a ponta e subestimam a parcela de atrito lateral. Apesar de sua carga de ruptura total encontra-se dentro do limite $\pm 20\%$ estabelecido.

- Dos 31 métodos analisados só o 25 % se situaram dentro do limite $\pm 20\%$ estabelecido para a carga de ruptura total, 4 % para a parcela de atrito e 0 % para a parcela de ponta. Uma das causas da baixa porcentagem dentro do limite estabelecido $\pm 20\%$ pode ser pelos coeficientes de atrito lateral e ponta propostos dos diferentes métodos que não são os adequados para o tipo de solo analisado nesta pesquisa.

8.REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de normas técnicas, 2010.

ABNT. NBR 12131: Prova de carga estática método de ensaio. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2006.

NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

NBR 12069: Solo: Ensaio de penetração de cone in situ (CPT): Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1991.

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de campinas.** 1996. 225f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1996.

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento a compressão em solo residual de diabásico, através de provas de carga instrumentadas em profundidade.** 2001. 263f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2001.

ALLEDI, C. T. D. B. ; POLIDO, U. F. Capacidade de carga de estacas hélice contínua previsão por método semi-empíricos vs prova de Carga. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA IV, SEFE, 2008 São Paulo/SP. **Anais...** v.1, 2008, p. 249-262.

ALONSO, U. R. Estimativa da Adesão em estacas a partir do atrito lateral medido com o torque no ensaio SPT-T. **Revista Solos e Rochas**. v. 18, n. 1, p. 191-194, (1996).

ALONSO, U. R. Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA III, SEFE, 1996 b, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, v.2, (1996 – a). p. 141-151.

ALONSO, U. R. Projeto e desempenho das fundações (Retrospectiva da experiência Brasileira). In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTÉCNIA IV, SEFE, 2004 São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS 2004. p. 1-34, v.2

AMANN, K. A. P. **Metodologia semi-empírica unificada para a estimativa de capacidade de carga de estacas**. 2010. p. 41-75. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010, 1 v.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: CONGRESO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES-PASSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, p. 367-376.

BAGUELIN, F.; VENON, J.P. Influence de la Compressibilité des Pieux sur la Mobilisation des Efforts Résistants. In: Le Comportement des Sols Avant la Rupture. **Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées**, n. Spécial, p. 308-322, Mai. 1971.

BENEGAS, H. Q. **Previsões para a Curva Carga Recalque de Estacas a partir do SPT**. 1993. Tese (Mestrado) - Universidade Federal de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993.

BOWLES, J. E. Bearing capacity of foundations. In: Foundation Analysis and Design. 5th ed. United States: The McGraw-Hill Companies, 1996. cap. 4, p. 213-228, 263-270

BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...**Netherlands: ISSMFE, v.2, p.493-500.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GUIMARÃES, R. C.; PEREIRA, J.H.F. Utilização do Ensaio SPT-T no Dimensionamento de Estacas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES XI, COBRAMSEG, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: 1998 v. 2, p.973- 982.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SILVA, C. M.; PAOLUCC, H. V. N.; GONZÁLEZ, Y. V.; VALENCIA, L. A. L. Considerações sobre a Análise dos Resultados de Provas de Carga Estáticas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA IV, SEFE, 2008 São Paulo/SP. **Anais ...** v. 1 p. 355-369.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. Análises dos Resultados de Provas de Carga Estáticas sobre Fundações Profundas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES, COBRAMSEG, 2010, São Paulo. **Anais...**CD-ROM.

CHIN, F.K. Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. In: SOUTHEAST ASIA CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, v.2.,1970, Southeast Asia. **Proceedings...** Southeast Asia: (s.n.), 1970. p.81-90.

CHIN, F.K. Discussion of pile test. Arkansas River Project. **Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering**, (S.I.): ASCE, vol.97, SM 6, p.930-932, oct.1971.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Carga admissível em fundações profundas**. 1.ed. São Carlos/SP: USP/SC- Projeto Reenge, 1999, v.1, p 33-34.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. Oficina de Textos 1ª edição. São Paulo. 2010, p.7-31.

COSTA BRANCO, J. M. **Melhoria da contribuição da resistência de ponta em estacas escavadas com Trado Mecânico**. 2006. p. 57-72. Tese (Doutorado em Geotécnica) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2006.

DAS, B. M. **Principios de Ingeniería de Cimentaciones**. 5ª edición. California State: Thomson Canada. 2006. cap 11, 471-574.

DAVISSON, M. T. High capacity piles. In: INNOVATIONS IN FOUNDATION CONSTRUCTION, 1972, Chicago. **Proceedings...** U.S.A: ASCE, p.81-112.

DE BEER, E.E. and WALAYS, M., 1972. **Franki piles with overexpanded bases. La Technique des Travaux**, Liege, Belgium, n. 333.

DE BEER, E. E (1988) Different behavior of bored and driven piles. In: **DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES**, Ghent, Belgium, p.47-81

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES VI, COBRAMSEG, 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v. 1, p. 45-54.

DÉCOURT, L. A. Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E

GEOTECNIA III, SEFE, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 1996. v. 1, p.215-224.

DÉCOURT, L. *et al.* **Análise e projeto de fundações profundas, Estacas. Fundações: Teoria e prática.** 2ª edição. São Editora Pini Ltda., São Paulo- SP. 1998, Cap. 8.1, p. 265- 301.

DÉCOURT, L. A Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que tem dito. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 6., 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 2008. CD-ROM.

DE RUITER, J.; BERINGEN, F. L. Pile foundations for large North Sea structures. **Marine Geotechnology.** [S.l.]: Crane, Russak & Co., Inc., v.3, issue 3, p.267-314, 1979.

FELLENIOUS, B. H. **Test loading of piles and new proof testing procedure.** **Journal of Geotechnical Engineering Division.** v. 101, n. GT9, p. 855-869, sep. 1975.

FELLENIOUS, B. H. Test analysis of results from routine pile load tests, **Ground Engineering**, London, 1980. v.13, n.6, p.19-31, September 1980.

FELLENIOUS, B. H. Static Analysis of Pile Load Transfer. In: **Basic of Foundation Design.** Electronic Edition. Canada, 2006. cap.7. Disponível em: <<http://www.Fellenius.net>>. Acesso em: [01 mai. 2006].

FERNANDES, D. J R. P. **Definição de curvas de transferência de carga de estacas em solo residual de granito.** 2010. p. 3-10. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade de porto, 2010.

FONSECA, A. V. Relato da experiência portuguesa em ensaios de carga em estacas. parte I: ações verticais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS

SOLOS E FUNDAÇÕES VI, COBRAMSEG XIII, COBRAMSEG, 2006. Curitiba/PR. **Anais...** p. 91-134.

FONSECA, A. V.; COSTA, E. ; SANTOS, J. A. Ensaio de carga vertical em estacas executadas em solo residual do granito. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA IV, SEFE, 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo: 2004. v.2, p.57- 70.

GODOY, N. S. Interpretação de provas de carga em estacas. In: ENCONTRO TÉCNICO SOBRE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PRÉ - MOLDADAS, 1983, São Paulo. **Anais...** São Paulo: AMBS – NRSP, 1983. p.25-60.

GHILARD, M. P. **Comparação entre desempenhos de estacas metálicas tubadas de ponta aberta e fechada na baixada santista**. 2005. 88 f. Tese (Mestrado em Engenharia Solos) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

GON, F. S. **Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratório de um solo de diabásio da região de Campinas/SP**. 2011. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.

GUSMÃO, A. D, Prática de fundações profundas no Nordeste, In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA VI, SEFE, 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: 2008. v. 1, 207 f.

HIRANY, A.; KULHAWY, F. N. Interpretation of load tests on drilled shafts part 1: **Axial compression; Foundation Engineering: Current Principles and Practice**, v. 2, p. 1132-1149; ASCE; 1989.

JOPPERT, I. Jr. **Fundações e contenções em edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. Editora PINI Ltda. 1ª Edição. São Paulo. p. 91-209, 2007.

LAPROVITERA, H. **Reavaliação de método semi-empírico de previsão da capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados**. 1988. Tese (Mestrado) - Universidade Federal de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.

LOBO, B. O. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. 2005. 121f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

LORENZI, V. et al. **Avaliação do desempenho de estacas escavadas com o método de alargamento de fuste**. In: GEOSUL 2012, Porto Alegre. CD-ROM.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalques de estacas hélice contínua via provas de carga**. 2005. p. 34-37. Tese (Mestrado em Engenharia) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 2005.

MASSAD, F. (1991-b) Estacas escavadas em compressão axial: Comportamento e parâmetros visando à estimativa dos recalques. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS II, SEFE, (1991-b), São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 1991-b, v. 1. p. 255-264.

MASSAD, F. Comportamento de estacas escavadas de elevada compressibilidades. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS II, (1991-c), São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 1991-c, v. 1. p. 245-254.

MASSAD, F. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. parte I: Solos relativamente homogêneos. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 15, n. 2, p. 103-115, 1992.

MASSAD, F. Pile analysis taking into account soil rigidity and residual stresses, **Anais**, X Congresso Panamericano de Mécanica de Solos e Fundações, Guadalajara, Mexico II, 1995.

MASSAD, F.; LAZO, G. Método gráfico para interpretar a curva carga-recalque de provas de carga verticais em estacas rígidas e curtas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA XI, COBRAMSEG, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: ABMS, 1998, v. 3, p. 1407-1414.

MAZURKIEVICZ, B. K. **Test loading of piles according to polish regulations.** Royal Sw. Acad. Of Eng. Sciences Stockholm, 1972. Comm. on pile research report, n. 35, p.20.

MELO, B. N. **Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito de rigidez.** 2009. 219 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.

MEYERHOT, G.G. **The ultimate bearing capacity of foundations,** **Geotechnique**, 1951, p. 301-302.

MEYERHOF, G. G. The bearing capacity of foundations under eccentric and inccrimidruled loads. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3rd, 1953, Zurich. **Proceedings...** Zurich, 1953. v.1. p.440 - 444.

MEYERHOF, G. G. **Bearing capacity and settlement of pile foundations**. The Eleventh Terzaghi Lecture, Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 102, n. GT3, p.195-228, 1976

MILITITSKY, J.; ALVES, I. Discussions – Section 3.3: Building foundations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS, IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, 1., 1985, Brasília. **Proceedings...** São Paulo: ABMS, 1985. p. 45-48, v.4.

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.

MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. **Journal of Applied Physics**, [S.l.]: American Institut of Physics, v.7, p.195-202, 1936.

NIENOV, F. A. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria**. 2005. Tese (Mestrado em Engenharia Civil - Área de Construção Civil e Preservação Ambiental) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2006.

NIYAMA, S.; AOKI N.; CHAMECKI, P. **Verificação de Desempenho. Fundações: Teoria e prática**. 2ª edição. São Paulo. Editora Pini Ltda., São Paulo- SP. 1998, Cap. 20.1, p. 723- 749.

NOGUEIRA, R. C. R. **Comportamento de estacas tipo raiz, Instrumentadas, Submetidas à compressão axial, em solo de diabásio**. 2004. 204 f Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.

NOTTINGHAM, L. C. **Use of quasi-static friction cone penetrometer data to predict load capacity of displacement piles.** 1975. 553f. Ph.D. Thesis – Department of Civil Engineering. University of Florida, USA, 1975.

PEIXOTO, A. S. P. **Estudo do Ensaio SPT-T e sua Aplicação na Prática de Engenharia de Fundações.** Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

PHILIPPONNAT, G. Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé à l'aide du pénétrömètre statique. **Revue Française de Géotechnique.** Paris: Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, n.10, p.55-64, 1980.

POULOS, H. G; DAVIS, E. H. **Pile Foundations Analysis and Design.** Canada: Rainbow- Bridge Book Co.,1980. p.6-7; 15-17; 18-30; 354-363.

SCALLET, M. M. **Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico e colapsível da região de Campinas/SP.** 2011. 166p. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.

SCALLET, M. S.; BALBAS, R. G.; GONÇALVES, M. M. Influência da Colapsibilidade de um solo da região de Campinas/SP/Brasil na Capacidade da carga de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro. In: CONGRESO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES, COBRAMSEG, 2010, São Paulo. **Anais...** CD-ROM.

SCHNAID F; ODEBRECHT E. **Ensaio de Campo Ensaio de Campos e suas aplicações a Engenharia de Fundações.** Oficina de Texto 2ª edição. São Paulo 2012 p 23-133.

SCHMERTMANN, J. H. Guidelines for cone penetration test, performance and design. **Report FHWA-TS-78-209**, Washington: U.S. Federal Highway Administration, 145p. 1978.

SCHULZE, T. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos**. 2013 126f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2013.

SEED, H. B.; REESE, L. C. (1957). **The action of soft clay along friction piles**. **Transactions**, ASCE, 122(731-754).

SKEMPTON, A. W. The bearing capacity of clays. In: BUILD RESEARCH, 1951, London. **Proceedings...** London, 1951. p.180-189.

SIMONS, N. E & MENZIES, B. K.; **A short in foundation engineering; Londres; Newnes-Butterworths; 1977.**

RANZINI, S.M.T. SPTF. **Revista** Solos e Rochas, v. 11, p. 29- 30. 1988.

RANZINI, S.M.T. SPTF: 2a parte. **Revista** Solos e Rochas. v. 17, p. 189-190.1994.

RANZINI, S. M. T. Capacidade de carga de estacas a partir da medida do atrito lateral no ensaio SPTF. **Revista Engenharia**, São Paulo: Engenho Editora Técnica Ltda, ed.539, 2000.

RODRIGUEZ, T. G. **Caracterização geotécnica de um solo de diabásio por meio de ensaio SPT e CPT**. 2013. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Transportes) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2013.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. Nova Iorque, John Wiley and Sons, 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2, ed. New York: John Wiley & Sons, 1967.

TERZAGHI, K e PECK, R. B 1980 **Mecánica de suelos en la ingeniería práctica**, 2ª edición, Barcelona. Ateneo Versión Española por Oreste Moretto.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA III, SEFE 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: 1996. v.1 p. 33-50.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. **Proceedings...** Zurich: ICOSOMEF, 1953, v.2, p.84-90.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. Oficina de Textos 1ª edição. São Paulo. 2010, p.181-183 e p. 239-275.

VELLOSO, P.P.C. **Fundações: aspectos geotécnicos**. 3.ed. Rio de Janeiro: PUC – RJ, 1981. 1p. 467-469, v.3.

VESIC, A.S., 1975. **Bearing capacity of shallow foundations**. In **Foundation engineering Handbook**, edited by H. F. Winterkorn and H-Y Fang, VanNostrand Reinhold Co., New York, pp. 121 - 147.

VESIC, A. S. **Design of pile foundations, synthesis of highway practice N. 42** Transportation Research Board, National research council, Washington D.C (1977).

VOCARO, M. C. **Estimativa de carga última compressiva em estacas a partir do SPT por regressão linear múltipla.** (2000-a.) Teses (doutorado) – Universidade Federal de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000 a.

VOCARO M. C.; VELLOSO D. A. Avaliação de carga última em estacas escavadas por regressão múltipla. In; SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA IV, SEFE, 2000b, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 2000b, p. 331-344. v. 2.

ZUQUETTE, L. V. **Análise crítica da cartografia geotécnica e proposta metodológica para condições brasileiras.** 1987 Teses (Doutorado) - Escola politécnica, Universidade São Paulo.