

DOUGLAS FERRAZ CESÁRIO

**ESTACAS ESCAVADAS COM TRADO MECÂNICO: ANÁLISE DA
RESISTÊNCIA LATERAL SOB SOLICITAÇÃO DE COMPRESSÃO**

**Tese apresentada à Universidade
Federal de Viçosa, como parte das
exigências do Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil,
para a obtenção do título de
“Magister Scientiae”.**

**VIÇOSA
MINAS GERAIS - BRASIL**

2005

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

C421e
2005
Cesário, Douglas Ferraz, 1978-
Estacas escavadas com trado mecânico : análise da
resistência lateral sob solicitação de compressão /
Douglas Ferraz Cesário. – Viçosa : UFV, 2005.
xxiii, 152f. : il. ; 29cm.

Inclui anexos.

Orientador: Enivaldo Minette.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de
Viçosa.

Referências bibliográficas: f. 114-126

1. Estacaria (Engenharia) - Testes. 2. Fundações
(Engenharia) - Testes. 3. Fundações (Engenharia) -
Trabalho científico de campo. 4. Mecânica do solo.
I. Universidade Federal de Viçosa. II. Título.

CDD 22.ed. 624.154

DOUGLAS FERRAZ CESÁRIO

**ESTACAS ESCAVADAS COM TRADO MECÂNICO: ANÁLISE DA
RESISTÊNCIA LATERAL SOB SOLICITAÇÃO DE COMPRESSÃO**

Tese apresentada à
Universidade Federal de
Viçosa, como parte das
exigências do Programa de
Pós-Graduação em Engenharia
Civil, para a obtenção do título
de “Magister Scientiae”.

APROVADA: 31 de agosto de 2005.

**Prof. Roberto Francisco de
Azevedo (Conselheiro)**

**Profa. Izabel Christina
D’Almeida Duarte de Azevedo
(Conselheira)**

Prof. Stélio Maia Menezes

Prof. José Luiz Rangel Paes

**Prof. Enivaldo Minette
(Orientador)**

“Os pequenos atos que se executam são melhores
que todos aqueles grandes que se planejam”.

(George C. Marshall)

A Deus,
À minha esposa,
Aos meus filhos,
Aos meus pais,
Às minhas irmãs.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter iluminado o meu caminho durante esta jornada.

À minha esposa Elany, pela paciência, dedicação, compreensão e companheirismo durante a minha trajetória no mestrado.

Aos meus pais que sempre me incentivaram para que os meus sonhos profissionais e pessoais tornassem realidade.

Aos meus filhos Matheus Augusto e Pedro Lucas, que nasceram durante o decorrer do curso e são a minha fonte de alegria e prazer.

Às minhas queridas irmãs Cassiana e Érica.

À Universidade Federal de Viçosa (UFV), pela oportunidade de realização deste Curso.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela concessão da bolsa de estudos.

Ao Professor Enivaldo Minette, pelas orientações que possibilitaram o desenvolvimento do meu trabalho e enriqueceram meus conhecimentos na área de engenharia.

Aos Professores Conselheiros Prof^ª. Izabel Christina D'Almeida Duarte de Azevedo e Prof. Roberto Francisco de Azevedo.

Ao Prof. Cláudio Henrique de Carvalho Silva, que durante grande parte do trabalho esteve presente como membro da equipe.

Aos técnicos do Laboratório e Campo de Geotecnia da UFV, Júlio Carlos dos Santos e Paulo Afonso da Silva, figuras ilustres que nunca mediram esforços em me ajudar e com os quais aprendi muito.

Aos funcionários da Fábrica de Manilhas da UFV, que ajudaram na concretagem das estacas, transporte de materiais e na montagem das provas de carga durante a realização do trabalho de campo.

Ao colega Gersonito Vieira por estar sempre à disposição nos momentos em que solicitei sua ajuda.

Ao amigo e companheiro Adevilson Oliveira de Bessa, que participou integralmente da minha pesquisa e com o qual pude contar nos momentos mais difíceis.

Ao amigo Paulo Roberto Borges pela experiência transmitida.

À Meksol, empresa de engenharia que forneceu equipamento necessário para a escavação das estacas.

À Vetorial Engenharia, pelo empréstimo do caminhão munk durante a montagem de algumas das provas de carga realizadas.

Aos funcionários do Laboratório de Materiais de Construção Civil que realizaram os ensaios de compressão no concreto e as calibrações de equipamentos que se fizeram necessárias.

Aos funcionários da serralheria, pelo apoio e pela atenção concedida nos momentos em que precisamos deles.

Aos professores, funcionários e colegas de curso do Departamento de Engenharia Civil.

BIOGRAFIA

DOUGLAS FERRAZ CESÁRIO, filho de Antônio Artur Clemente Cesário e Iris Ferraz Cesário, nasceu em 25 de janeiro de 1978, em Guanhães, Estado de Minas Gerais.

Em março de 1996, iniciou o Curso de Engenharia Civil na Universidade Federal de Viçosa (UFV-MG), concluindo-o em maio de 2002.

Em março de 2003, iniciou o Curso de Mestrado em Engenharia Civil na Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa, MG.

CONTEÚDO

LISTA DE TABELAS	x
LISTA DE FIGURAS	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS	xvii
RESUMO	xx
ABSTRACT	xxii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivo	2
1.2. Estrutura da Tese	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. Estacas Escavadas.....	5
2.2. Atrito Lateral	6
2.3. Interação solo - elemento estrutural.....	9
2.4. Ensaio de Campo.....	12
2.4.1. Pressiômetro de Ménard (PMT).....	12
2.4.1.1. Módulo Pressiométrico de Ménard (E_M).....	15
2.4.1.2. Pressão limite (P_L) e pressão de fluência ou de creep (P_F)	17
2.4.1.3. Tensão horizontal no repouso (σ_{h0}).....	18
2.4.2. Dilatômetro de Marchetti (DMT).....	19
2.4.2.1. Módulo dilatométrico (E_D).....	24
2.4.2.2. Índice do material (I_D)	25

2.4.2.3.	Índice de tensão horizontal (K_D)	26
2.4.2.4.	Índice de poro-pressão (U_D)	27
2.4.3.	Sondagem à percussão com medida do SPT	27
2.4.4.	Sondagem à percussão com medida do SPT-T.....	28
2.5.	Prova de carga estática em estacas	32
2.6.	Métodos semi-empíricos para determinação da capacidade de carga	33
2.6.1.	Métodos baseados nos ensaios PMT	34
2.6.1.1.	Método Ménard (1963)	34
2.6.1.2.	Método Baguelin et al. (1978).....	36
2.6.1.3.	Método Bustamante e Gianceselli (1981).....	37
2.6.2.	Métodos baseados nos ensaios DMT	39
2.6.2.1.	Método Peiffer (1991).....	39
2.6.3.	Métodos baseados nos ensaios SPT	41
2.6.3.1.	Método Aoki-Velloso (1975)	41
2.6.3.2.	Método Velloso (1981)	43
2.6.3.3.	Método Décourt-Quaresma (1978)	44
2.6.3.4.	Método Décourt (1996).....	45
2.6.3.5.	Método Teixeira (1996).....	46
2.6.4.	Métodos baseados nos ensaios SPT-T.....	47
2.6.4.1.	Método Ranzini (2000)	47
2.6.4.2.	Método Alonso (1996)	48
2.6.4.3.	Método Décourt (1996).....	50
2.6.4.4.	Método Peixoto (2001).....	50
2.7.	Capacidade de carga baseada nos ensaios de provas de carga	52
3.	MATERIAL E MÉTODOS	56
3.1.	Localização do Campo Experimental II	56
3.2.	Ensaio de Campo e Laboratório.....	58
3.3.	Execução das estacas	61
3.4.	Realização das provas de carga estáticas.....	63

3.4.1.	Procedimentos adotados antes da montagem	63
3.4.2.	Materiais utilizados na montagem.....	65
3.4.3.	Montagem e execução	66
4.	RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS E DE CAMPO.....	72
4.1.	Ensaio de Laboratório	72
4.1.1.	Análise Granulométrica.....	72
4.1.2.	Limites de consistência.....	75
4.1.3.	Peso específico dos sólidos	75
4.1.4.	Teor de umidade	76
4.1.5.	Triaxial CID_{NAT}	77
4.2.	Ensaio de campo	80
4.2.1.	Pressiomêtro de Ménard (PMT)	80
4.2.2.	Dilatômetro de Marchetti (DMT).....	85
4.2.3.	Sondagem à percussão com medida do SPT	94
4.2.4.	Sondagem à percussão com medida do SPT-T.....	97
4.2.5.	Provas de carga estáticas	97
4.2.6.	Estimativa da resistência lateral através dos métodos semi-empíricos	103
4.2.6.1.	Resistência lateral a partir de resultados do PMT	103
4.2.6.2.	Resistência lateral a partir de resultados do DMT	104
4.2.6.3.	Resistência lateral a partir de resultados do SPT	104
4.2.6.4.	Resistência lateral a partir de resultados do SPT-T	105
5.	ANÁLISES.....	106
5.1.	Comparação entre os resultados obtidos nas provas de carga solicitadas à compressão e à tração.....	107
5.2.	Comparação entre os resultados obtidos através dos métodos semi-empíricos e os valores das provas de carga.....	108
6.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	112
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	114
	ANEXOS.....	127

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Escolha da curva para determinação do atrito lateral unitário (apud Bustamante & Gianceselli, 1981).	39
Tabela 2.2 Coeficiente de transformação F_2 (Aoki-Velloso, 1975).....	43
Tabela 2.3 Coeficientes K e α (Aoki-Velloso, 1975).	43
Tabela 2.4 Valores aproximados dos parâmetros a' e b' (Velloso,1981).	45
Tabela 2.5 Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt, 1996).....	47
Tabela 2.6 Valores de β (kN/m^2), segundo Teixeira (1996).....	48
Tabela 2.7 Valores dos coeficientes s_1 e F_1 (Peixoto, 2001).....	52
Tabela 2.8 Valores de carga nominal para estacas escavadas.....	56
Tabela 3.1 Intervalo de tempo entre a escavação e a concretagem das estacas.....	62
Tabela 4.1 Resultados dos ensaios de granulometria conjunta.	75
Tabela 4.2 Resultados dos ensaios de limites de consistência.	76
Tabela 4.3 Resultados dos ensaios de peso específico dos sólidos.....	77
Tabela 4.4 Resultados dos teores de umidade médios.	78
Tabela 4.5 Parâmetros de coesão e ângulo de atrito do ensaio CID_{NAT} . ..	79
Tabela 4.6 Resultados do ensaio pressiométrico PMT 01.	82
Tabela 4.7 Resultados do ensaio pressiométrico PMT 02.	83
Tabela 4.8 Resultados do ensaio pressiométrico PMT 03.	84

Tabela 4.9 Resultados do ensaio pressiométrico PMT 04.	85
Tabela 4.10 Resultados obtidos no DMT 01.....	87
Tabela 4.11 Resultados obtidos no DMT 02.....	88
Tabela 4.12 Resultados obtidos no DMT 03.....	89
Tabela 4.13 Resultados obtidos no DMT 04.....	90
Tabela 4.14 Resultados obtidos no DMT 05 (realizado próximo à estaca E5).	91
Tabela 4.15 Resultados obtidos no DMT 06 (realizado próximo à estaca E6).	92
Tabela 4.16 Resultados obtidos no DMT 07 (realizado próximo à estaca E7).	93
Tabela 4.17 Resultados obtidos no DMT 08 (realizado próximo à estaca E8).	94
Tabela 4.18 Resultados do ensaio SPT - T.	98
Tabela 4.19 Cargas aplicadas e deslocamentos obtidos na prova de carga da estaca E5.	99
Tabela 4.20 Cargas aplicadas e deslocamentos obtidos na prova de carga da estaca E6.	100
Tabela 4.21 Cargas aplicadas e deslocamentos obtidos na prova de carga da estaca E7.	101
Tabela 4.22 Cargas aplicadas e deslocamentos obtidos na prova de carga da estaca E8.	102
Tabela 4.23 Resistência lateral calculada a partir de resultados de PMT.	104
Tabela 4.24 Resistência lateral calculada a partir de resultados de DMT.	105
Tabela 4.25 Resistência lateral calculada a partir de resultados de SPT.	105
Tabela 4.26 Resistência lateral calculada a partir de resultados de SPT-T	106

Tabela 5.1 Resistência lateral e resistência de ponta obtidas nas provas de carga.	108
Tabela 5.2 Relação entre a resistência lateral das estacas submetidas a esforço de tração e a resistência lateral das estacas solicitadas à compressão.	108
Tabela 5.3 Relação entre a resistência lateral calculada através dos métodos semi-empíricos e a resistência lateral obtida nas provas de carga.	110
Tabela 5.4 Métodos de cálculo semi-empíricos com melhores resultados.	114

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Diagramas de distribuição do atrito lateral em estacas (apud Vésic, 1970).	10
Figura 2.2 Distribuição do atrito lateral numa estaca em meio semi-infinito (apud Poulos & Davis, 1980).	10
Figura 2.3 Transferência de carga na ruptura de uma estaca isolada (Aoki & Velloso, 1975).....	11
Figura 2.4 Pressiômetro de Ménard do DEC/UFV.....	14
Figura 2.5 Sonda pressiométrica e mangueira de conexão.....	15
Figura 2.6 Curva corrigida e curva de creep obtidas no ensaio pressiométrico..	16
Figura 2.7 Obtenção da pressão limite (P_L)..	18
Figura 2.8 Ilustração da lâmina dilatométrica e da caixa de controle....	20
Figura 2.9 Sistema de reação do ensaio dilatométrico.....	21
Figura 2.10 Configuração do Ensaio Dilatométrico.	22
Figura 2.11 Comparação da camada deformada pela sonda do ensaio de cone e pela lâmina dilatométrica (Baligh & Scott, 1975).	22
Figura 2.12 Gráfico para classificação dos solos e determinação do peso específico aproximado (Marchetti & Crapps, 1981).....	26
Figura 2.13 Torquímetro utilizado na pesquisa.	31
Figura 2.14 Torquímetro sendo utilizado no campo.....	32

Figura 2.15 Gráfico para obtenção do atrito lateral unitário máximo (apud Ménard, 1963).	37
Figura 2.16 Gráfico para obtenção do atrito lateral unitário máximo (apud Baguelin et al., 1978).	38
Figura 2.17 Gráfico para obtenção do atrito lateral unitário (apud Bustamante & Gianceselli, 1981).	40
Figura 2.18 Obtenção da carga de ruptura convencional – (NBR 6122/1996).	55
Figura 3.1 Localização do Campo Experimental II em Viçosa-MG (Bessa, 2005).	57
Figura 3.2 Perfil do subsolo do Campo Experimental II (Bessa, 2005).	59
Figura 3.3 Locação dos ensaios de campo realizados, do poço de coleta das amostras indeformadas e das estacas ensaiadas (E5, E6, E7 e E8) .	61
Figura 3.4 Detalhe das barras de aço, do isopor e das chapas metálicas fixadas nas estacas.	63
Figura 3.5 Escavação da estaca com trado mecânico.	63
Figura 3.6 Topo da estaca concretada com detalhe da chapa metálica e das barras de aço para fixação dos extensômetros.	64
Figura 3.7 Curva de calibração do macaco hidráulico de 500 kN.	65
Figura 3.8 Curva de calibração do macaco hidráulico de 2000 kN.	66
Figura 3.9 Desenho esquemático da montagem da prova de carga.	69
Figura 3.10 Montagem da prova de carga.	70
Figura 3.11 Instalação dos extensômetros e do macaco hidráulico de 500 kN.	70
Figura 3.12 Instalação do macaco hidráulico de 2000 kN.	71
Figura 3.13 Bomba hidráulica para aplicação das cargas do macaco hidráulico de 2000 kN.	71
Figura 3.14 Detalhe da chapa de ferro para apoio do macaco hidráulico.	72

Figura 3.15 Viga de referência utilizada para fixação das hastes metálicas.....	72
Figura 4.1 Localização das amostras coletadas nos furos de sondagem dos ensaios pressiométricos ao longo do perfil do solo estudado.....	74
Figura 4.2 Trajetória de tensões efetivas na profundidade de 2,0 m.	79
Figura 4.3 Trajetória de tensões efetivas na profundidade de 4,0 m.	80
Figura 4.4 Trajetória de tensões efetivas na profundidade de 6,0 m.	80
Figura 4.5 Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico PMT 01 em termos da pressão limite (P_L) e do módulo pressiométrico de Ménard (E_M).	82
Figura 4.6 Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico PMT 02 em termos da pressão limite (P_L) e do módulo pressiométrico de Ménard (E_M).	83
Figura 4.7 Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico PMT 03 em termos da pressão limite (P_L) e do módulo pressiométrico de Ménard (E_M).	84
Figura 4.8 Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico PMT 04 em termos da pressão limite (P_L) e do módulo pressiométrico de Ménard (E_M).	85
Figura 4.9 Resultados do ensaio SPT 01.....	95
Figura 4.10 Resultados do ensaio SPT 02.	95
Figura 4.11 Resultados do ensaio SPT 03.	96
Figura 4.12 Resultados do ensaio SPT 04.	96
Figura 4.13 Resultados do ensaio SPT 05.	97
Figura 4.14 Resultados do ensaio SPT 06.	97
Figura 4.15 Curva carga x recalque da estaca E5.	99
Figura 4.16 Curva carga x recalque da estaca E6.	100
Figura 4.17 Curva carga x recalque da estaca E7.	101
Figura 4.18 Curva carga x recalque da estaca E8.	102
Figura 4.19 Comparação das curvas carga x recalque (topo) obtidas para as estacas E5, E6, E7 e E8.....	103

Figura 4.20 Comparação das curvas carga x recalque (ponta) obtidas para as estacas E5, E6, E7 e E8.....	103
Figura 5.1 Comparação entre a resistência lateral obtida nas provas de carga à compressão e nas provas de carga à tração.....	109
Figura 5.2 Variação da resistência lateral obtida por vários métodos semi-empíricos e obtida na prova de carga.....	111

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras do Alfabeto Português - Maiúsculas

A = Primeira leitura de pressão do ensaio DMT, não corrigida.

B = Segunda leitura de pressão do ensaio DMT, não corrigida.

C = Terceira leitura de pressão do ensaio DMT, não corrigida.

CID_{nat} = Ensaio triaxial CID com amostra com teor de umidade natural.

E = Módulo de Young ou Módulo de Elasticidade.

E_D = Módulo dilatométrico.

E_M = Módulo Pressiométrico de Ménard.

G = Módulo cisalhante.

I_R = Índice de rigidez.

I_D = Índice do material.

IP = Índice de plasticidade.

K = Rigidez estaca-solo.

K_0 = Coeficiente de empuxo no repouso.

K_D = Índice de tensão horizontal.

LL = Limite de liquidez.

LP = Limite de plasticidade.

M = Módulo edométrico.

N_{SPT} = Índice de resistência à penetração.

OCR = Razão de sobreadensamento.

P_0 = Pressão inicial.
 P_F = Pressão de fluência.
 P_L = Pressão limite.
 P_L^* = Pressão limite líquida ($P_L - P_0$).
 Q_f = Resistência lateral.
 Q_s = Resistência lateral.
 Q_u = Capacidade de carga última.
 R = Capacidade de carga.
 R_l = Resistência lateral.
 S_u ou C_u = Coesão não-drenada.
 $T_{máx}$ = Torque máximo.
 TR = Índice de torque.
 U_D = Índice de poro-pressão.
 V = Volume.
 V_0 = Volume correspondente a P_0 .
 V_F = Volume correspondente a P_F .
 V_L = Volume correspondente a P_L .
 V_m = Volume médio.
 V_S = Volume da sonda pressiométrica.
 Z = Profundidade.
 Z_m = Desvio da medida de pressão do manômetro.

Letras do Alfabeto Português- Minúsculas

c = Coesão.
 $f_{máx}$ = Atrito lateral unitário máximo.
 f_s = Tensão de atrito lateral no ensaio SPT - T.
 $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$
 p_0 = Primeira pressão corrigida obtida no ensaio DMT.
 p_1 = Segunda pressão corrigida obtida no ensaio DMT.

p_2 = Terceira pressão corrigida obtida no ensaio DMT.

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

q_c = Resistência de ponta do cone.

q_{sc} = Atrito lateral unitário à compressão.

q_{st} = Atrito lateral unitário à tração.

$q_{u,s}$ = Atrito lateral unitário máximo na interface solo-estaca.

u_0 = Poro-pressão da água.

w = Teor de umidade.

z = Profundidade.

Letras do Alfabeto Grego

ϕ = Ângulo de atrito interno.

δ = Ângulo de atrito solo-elemento estrutural.

γ = Peso específico do solo.

γ_s = Peso específico dos sólidos.

ν = Coeficiente de Poisson.

ρ = Razão de atrito lateral

σ_{h0} = Tensão horizontal no repouso.

σ_v = Tensão vertical total.

σ'_v = Tensão vertical efetiva.

α = Fator de execução da estaca.

λ = Fator de carregamento.

RESUMO

CESÁRIO, Douglas Ferraz, M.S., Universidade Federal de Viçosa, Agosto de 2005. **Estacas Escavadas com Trado Mecânico: Análise da Resistência Lateral sob Solicitação de Compressão.** Orientador: Enivaldo Minette. Conselheiros: Izabel Christina D'Almeida Duarte de Azevedo e Roberto Francisco de Azevedo.

Este trabalho tem como objetivo determinar e analisar a resistência lateral em estacas escavadas com trado mecânico sem uso de lama bentonítica solicitadas à compressão a partir de resultados de ensaios de campo (sondagem de simples reconhecimento à percussão - SPT, sondagem de simples reconhecimento à percussão com medida de torque - SPT-T, ensaio pressiométrico de pré-furo - PMT, ensaio dilatométrico - DMT) e laboratório (granulometria conjunta, limites de consistência, massa específica dos sólidos e ensaios triaxiais). Para a determinação da resistência lateral também foram realizadas provas de carga estática à compressão em quatro estacas. As estacas foram escavadas no mesmo dia com comprimento de 6 m e diâmetro de 0,25 m, porém concretadas em intervalos de tempo diferentes: 24, 48, 96 e 144 horas após a escavação do furo. As estacas foram executadas no campo experimental

II, localizado nas dependências da fábrica de manilhas no campus da Universidade Federal de Viçosa. Os resultados obtidos nas provas de carga à compressão foram comparados com resultados obtidos através de métodos de cálculo semi-empíricos e também com os resultados obtidos nas provas de carga à tração de outra pesquisa de mestrado em que foram utilizadas outras quatro estacas com as mesmas dimensões, mesmo processo executivo e que foram ensaiadas no mesmo campo experimental das estacas utilizadas neste trabalho. A partir de tal comparação foi possível identificar a existência ou não de uma defasagem da resistência lateral à compressão em relação à resistência lateral à tração e também verificar a influência da descompressão horizontal do solo na resistência lateral.

ABSTRACT

CESÁRIO, Douglas Ferraz, M.S., Universidade Federal de Viçosa, August 2005.
Excavated Piles with Mechanical Borehole Equipment: Analyses of Lateral Strength under Compression Effort. Adviser: Enivaldo Minette. Committee Members: Izabel Christina D’Almeida Duarte de Azevedo e Roberto Francisco de Azevedo.

This work has as objective the determination and the analyses of lateral strength of excavated piles with mechanical borehole equipment without the usage of bentonite mud and submitted to a compression effort based on results of field tests (PMT, DMT, SPT and SPT-T) and laboratory tests (triaxial compression, particle size analysis, consistency limits, density of soil particles). Static compression capacity tests were realized on four piles to determinate the lateral strength. The piles where excavated with a length of 6 m and 0,25 m in diameter on the same day but concreted with an interval of: 24, 48, 96 and 144 hours after excavation of the bottom. The experiment took place in the experimental field II localized at the Federal University of Viçosa. The results of the compression capacity tests were compared with the results obtained with semi-empirical methods and with results of four piles submitted to traction

capacity tests developed on the same location and with the same pile configuration. By this comparison it was possible to identify the existence or not of a delay on compression lateral strength in relation to the traction lateral strength and also verify the influence of horizontal decompression of the soil on the lateral strength.

1. INTRODUÇÃO

Em fundações profundas considera-se a existência de dois grupos de estacas: as estacas de deslocamento (cravadas) que são introduzidas no terreno através de algum processo que não promova a retirada de solo e as estacas escavadas que são aquelas executadas “in situ” através da perfuração do terreno por um processo qualquer, com remoção de material, com ou sem revestimento, com ou sem utilização de fluido estabilizante (lama bentonítica, por exemplo). No Brasil, nas últimas décadas, tem sido notável o uso deste tipo de fundação. Para o presente trabalho, considera-se apenas a evolução de estacas escavadas, que foram introduzidas no país em meados de 1935 com a finalidade de minimizar o desconforto causado pelo processo de cravação, quer quanto à vibração ou quanto ao ruído e pela impossibilidade de atravessar solos muito resistentes ou com matacões.

Existe hoje uma variedade muito grande de estacas para fundações e, com uma certa freqüência, um novo tipo de estaca e novas técnicas de execução são introduzidos no mercado. Com o desenvolvimento e a implantação de novas tecnologias em engenharia de fundações, houve uma evolução considerável na execução de estacas escavadas enquadrando-se nessa categoria as estacas tipo broca, executadas manual ou mecanicamente, “Strauss”, barrete, estacão, hélice contínua, estaca injetada, dentre outras.

O trabalho em questão estuda a estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal que pode vir acoplado a caminhões ou montado sobre chassi metálico, o que lhe confere grande versatilidade, podendo executar desde estacas de pequenas profundidades com equipamento de torre de 6 m até grandes profundidades, com equipamento de torre de 30 m. O diâmetro das perfuratrizes varia de 0,20 a 1,70 m. A vantagem deste tipo de estaca reside na grande mobilidade e produção do equipamento, na ausência de vibrações, em permitir a amostragem do solo escavado, em atingir a profundidade desejada e determinada em projeto e em poder ser executada próximo às divisas. Obviamente, seu emprego é restrito a perfurações acima do nível do lençol freático e solos com coesão.

Quanto à determinação da carga admissível em fundações profundas, esta compreende dois aspectos: o estrutural (verificação da segurança à ruína do elemento estrutural de fundação) e o geotécnico (segurança à ruptura do maciço de solo e recalques excessivos). A segurança nas fundações deve ser estudada por meio de duas análises correspondentes ao estado-limite último e ao estado-limite de utilização. Em obras correntes de fundação, estas análises em geral se reduzem à verificação do estado-limite último de ruptura ou deformação plástica excessiva (análise de ruptura) e à verificação do estado-limite de utilização caracterizado por deformações excessivas (análise de deformações).

A verificação do estado-limite último do maciço de solo consiste na comprovação da carga admissível, a partir de um coeficiente de segurança global aplicado ao valor médio da capacidade de carga, isto é, da carga que provoca a ruptura do maciço de solo que envolve o elemento estrutural de fundação (em torno de seu fuste e sob sua base).

1.1. Objetivo

Com o intuito de se estudar a resistência lateral em estacas escavadas com trado mecânico sem lama bentonítica e analisar a influência da descompressão horizontal do solo, foram executados os ensaios de campo: SPT

(sondagem de simples reconhecimento à percussão), SPT-T (sondagem de simples reconhecimento à percussão com medida de torque), DMT (ensaio dilatométrico de Marchetti) e PMT (ensaio pressiométrico de Ménard) no Campo Experimental II localizado em Viçosa-MG. Para o referido campo experimental foi realizado o ensaio de caracterização do perfil geotécnico até a profundidade de interesse e foram realizados os seguintes ensaios de laboratório: granulometria conjunta, limites de consistência, massa específica dos sólidos e ensaio triaxial adensado e drenado com amostra no teor de umidade natural. Foram realizadas ainda provas de carga estática à compressão em quatro estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal sem lama bentonítica, concretadas em intervalos de tempo diferentes: 24, 48, 96 e 144 horas após a escavação do furo.

Na presente Tese descreve-se e caracteriza-se o Campo Experimental II, apresenta-se um resumo dos procedimentos de execução dos ensaios realizados, discutem-se os resultados encontrados de cada ensaio, comparam-se os resultados obtidos nas provas de carga à compressão com os resultados de provas de carga à tração, obtidos em outra pesquisa de mestrado e, verifica-se a influência da descompressão horizontal do solo na resistência lateral das estacas.

Procurou-se, também, contribuir para a formação de um banco de dados geotécnicos na região de Viçosa.

1.2. Estrutura da Tese

Para se alcançar tal objetivo, fez-se uma revisão bibliográfica abordando os assuntos envolvidos, sendo esta revisão apresentada no Capítulo 2.

No Capítulo 3, é descrito o campo experimental da pesquisa onde é apresentada sua caracterização geológico-geotécnica. Ainda neste capítulo, define-se a metodologia utilizada para a montagem e a realização das provas de carga.

No Capítulo 4 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios realizados: ensaios de laboratório, ensaios de campo (SPT, SPT-T, DMT, PMT) e provas de carga estáticas.

No Capítulo 5, são discutidos os resultados.

Finalizando, no Capítulo 6, onde são abordadas as principais conclusões a respeito do trabalho realizado, com sugestões para pesquisas futuras.

Apresentam-se, à parte, o resumo da tese, as referências bibliográficas consultadas, relacionando-se, ainda, os anexos contendo dados complementares sobre alguns ensaios executados.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Estacas Escavadas

Segundo a NBR 6122/96, “estaca escavada é um tipo de fundação profunda executada por escavação mecânica, com uso ou não de lama bentonítica, de revestimento total ou parcial, e posterior concretagem”.

As estacas escavadas caracterizam-se por serem moldadas no local após a escavação do solo, que pode ser efetuada através de sondas específicas para a retirada da terra, de perfuratrizes rotativas ou com trados mecânicos ou manuais. Esse tipo de estaca pode ter ou não sua base alargada, dependendo da solicitação aplicada e do tipo de solo onde será executada.

Durante sua execução, as escavações podem ter ou não suas paredes sustentadas por revestimento, recuperável ou perdido, e por lama tixotrópica (bentonítica), dependendo do tipo de solo em que se está trabalhando. Somente em terrenos coesivos e acima do nível d'água, seja este natural ou rebaixado, é que se permite a perfuração não sustentada.

As estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal são executadas através de torres metálicas, apoiadas em chassis metálicos ou acopladas a caminhões. Em ambos os casos são utilizados guinchos, conjunto de tração e haste de perfuração, podendo esta ser helicoidal em toda sua extensão ou

constituída de trados com comprimento entre 2 e 6 m em sua extremidade, procedendo-se ao avanço através de prolongamento telescópico. O equipamento disponível no mercado pode perfurar até 40 m. O processo consiste na perfuração até a cota desejada e o posterior lançamento do concreto a partir da boca da estaca com funil de concretagem.

2.2. Atrito Lateral

O carregamento vertical de compressão aplicado a uma estaca é suportado parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste (resistência lateral) e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta (resistência de ponta).

Com relação ao atrito lateral entre a estaca e o solo, este se desenvolve para deformações pequenas, enquanto a reação de ponta necessita de deformações bem maiores para se mobilizar. Uma retrospectiva das diversas opiniões existentes a esse respeito é encontrada em Décourt (1993, 1995).

Existe uma corrente de pensamento que procura associar a deformação necessária à plena mobilização do atrito lateral ao diâmetro da estaca. Essa deformação seria da ordem de 0,5% a 2% do diâmetro da estaca em argilas e, de 1% a 3% em solos granulares.

Uma outra postura admite que essa mobilização é independente do tipo de estaca, do tipo de solo e das dimensões da estaca. O valor de pico do atrito solo-estrutura seria atingido com movimento relativo da ordem de 10 mm. Entretanto alguns autores definem um intervalo maior de valores, como por exemplo, Jamiolkowsky e Lancellota (1988) que consideram o intervalo compreendido entre 5 e 25 mm para o caso de estacas em areia.

Décourt (1993, 1995) introduziu os conceitos de desenvolvimento de atrito puro (ausência total de reação de ponta) e de ponta pura (ausência total de atrito lateral). No caso da mobilização do atrito lateral, a deformação necessária seria função da rigidez relativa da estaca, do solo ao longo do fuste e do solo sob

sua ponta. Quanto mais rígida a estaca e quanto maior a rigidez do solo sob sua ponta, maior será esta deformação.

Quanto à influência da forma da estaca no desenvolvimento do atrito lateral, Vésic (1963) estudou a capacidade de carga de estacas em areias de diversas compacidades relativas, através de modelos de grandes dimensões e observou que para uma dada densidade da areia o atrito lateral unitário para estacas de seção circular é sempre maior que o atrito das estacas de seção retangular, sendo que a diferença aumentava com o aumento da densidade relativa da areia.

Chellis (1962) sugere que a resistência por atrito lateral para estacas quadradas seja cerca de 60% da correspondente a estacas circulares de mesma área. Jaime et al. (1992) realizaram ensaios em modelos de estaca de formas variadas na argila da Cidade do México, chegando à conclusão que a estaca circular apresentou maior resistência por atrito lateral, seguida pela hexagonal, quadrada, triangular e plana.

Quanto à influência da pré-furação na capacidade de carga por atrito lateral de estacas, pode ser mencionado o trabalho de Jaime et al. (1992) no qual ficou evidenciado que quanto maior a seção do pré-furo, maior é a redução na capacidade de carga por atrito lateral das estacas escavadas. Esta análise aplica-se para esse tipo de argila, muito mole e sensível, sendo incoerente sua aplicação no caso de argilas fortemente pré-adensadas. No Brasil não tem havido pesquisa específica para se analisar a influência desses pré-furos na capacidade de carga das estacas, porém há evidências de que essa influência seja pequena e por esta razão pode ser desprezada.

Em relação ao comprimento da estaca, Vésic (1975) analisou o comportamento de estacas em areia e constatou que o atrito lateral unitário, a partir de uma certa profundidade, permanece constante, como previam as teorias clássicas. Essa profundidade denominada de crítica seria da ordem de 10 diâmetros para areias fofas e 20 diâmetros para areias compactas. A hipótese levantada para explicar esse comportamento foi a do arqueamento do solo. Kulhawy (1986) justifica a aparente constância do atrito lateral com a

profundidade pela compensação de influências. Se por um lado ocorre um aumento da tensão efetiva vertical (σ'_{vo}) com a profundidade, por outro lado há a redução do ângulo de atrito efetivo da areia (ϕ'), do índice de rigidez (I_R) e do coeficiente de empuxo no repouso (K_0). Fleming et al. (1992) também apóia essa idéia para a explicação da aparente constância do atrito lateral unitário.

Em projetos de fundações não é rara a necessidade da determinação da capacidade de carga de estacas solicitadas à tração. O exemplo mais comum ocorre nas torres de linhas de transmissão. Sendo assim, torna-se necessária uma comparação entre o atrito lateral à compressão e o atrito lateral à tração.

A maioria dos autores considera que o atrito lateral à tração seja menor que o atrito lateral à compressão. Décourt (1986, 1995) utiliza a seguinte relação:

$$q_{st} \approx 0,7q_{sc} \quad (2.1)$$

Ou seja, o atrito lateral unitário a tração corresponde a aproximadamente 70% do atrito lateral unitário a compressão.

Hunter & Davisson (1969) consideram $q_{sc} \cong 1,3q_{st}$, o que equivale aproximadamente a:

$$q_{st} \approx 0,77q_{sc} \quad (2.2)$$

De Beer (1988), ao contrário, postula que $q_{st} \approx q_{sc}$.

Fleming et al. (1992) afirmam que não há diferenças sistemáticas entre os valores de atrito lateral à compressão e à tração, exceto para o caso de estacas muito esbeltas.

Em virtude das diversas opiniões existentes, conclui-se que:

$$0,7 \leq \frac{q_{st}}{q_{sc}} \leq 1,0 \quad (2.3)$$

2.3. Interação solo - elemento estrutural

Em se tratando de fundações profundas com estacas, a carga “P” aplicada sobre seu topo é dividida em duas parcelas: P_P - parcela de carga transferida ao solo através da ponta (resistência de ponta) e P_L - parcela de carga transferida ao solo ao longo do fuste (resistência por atrito lateral). Esse processo em que a estaca transfere a solicitação para diversas camadas do subsolo é denominado “transferência de carga estaca – solo”.

Segundo Menezes (1997), o mecanismo de transferência de carga estaca – solo tem sido estudado por muitos autores através de soluções analíticas, podendo-se citar os trabalhos de Elisson et al. (1971), Poulos & Davis (1980) e Vargas (1981). Outros autores, como Coyle & Reese (1966), Coyle & Sulaiman (1967), Vésic (1970) e Cooke (1978) estudaram o processo de transferência de carga a partir de resultados de provas de carga instrumentadas em estacas. Obviamente, os trabalhos baseados em provas de carga, são mais realísticos do que os trabalhos baseados em soluções analíticas.

Vésic (1970) apresenta vários diagramas de distribuição do atrito lateral de uma estaca (Figura 2.1). A distribuição do atrito lateral depende de alguns parâmetros, como carga aplicada, dimensões da estaca e rigidez estaca-solo.

Poulos & Davis (1980) apresentam um ábaco mostrando a distribuição de atrito lateral de uma estaca instalada num meio semi-infinito elástico em função da rigidez estaca-solo (Figura 2.2), sendo $K = E_{ESTACA} / E_{SOLO}$ (relação entre o módulo de elasticidade da estaca e do solo) e μ o coeficiente de Poisson do solo. Observa-se, nessa figura que, para estacas flexíveis (valores baixos de K) há uma maior concentração do atrito lateral na parte superior da estaca enquanto para estacas rígidas (valores elevados de K) há uma distribuição mais constante com a profundidade.

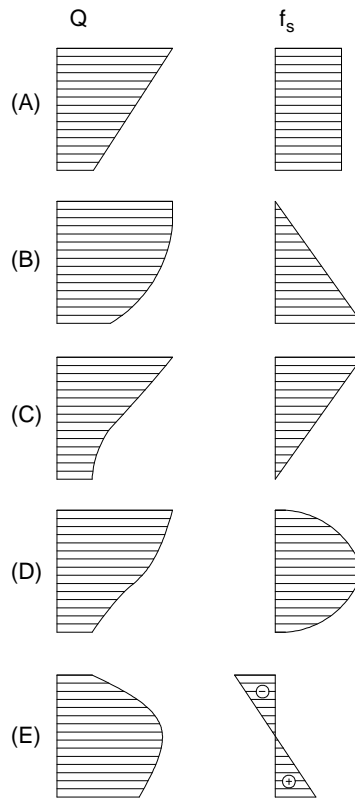


Figura 2.1 Diagramas de distribuição do atrito lateral em estacas (apud Vésic, 1970).

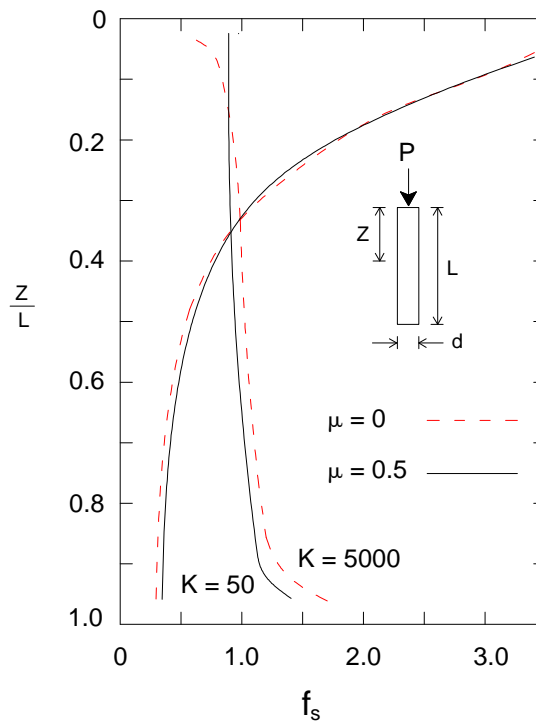


Figura 2.2 Distribuição do atrito lateral numa estaca em meio semi-infinito (apud Poulos & Davis, 1980).

Fellenius (1984) estudou o comportamento de estacas submetidas a carregamento axial de compressão e tração, analisando as tensões verticais impostas ao longo do fuste e sua influência sobre o diâmetro da estaca. Verificou-se que quando a estaca é solicitada à compressão, ocorre um acréscimo de tensões verticais do solo junto à estaca com o aumento do seu diâmetro e quando a mesma é solicitada à tração, ocorre um alívio das tensões verticais e uma redução do diâmetro da estaca. Este tipo de comportamento pode ser um dos fatores que explica a diferença entre o atrito lateral em estacas comprimidas e tracionadas.

O primeiro método brasileiro de estimativa da transferência de carga de estacas surgiu em 1975, num trabalho dos engenheiros Nelson Aoki e Dirceu de Alencar Velloso, que serviu de base para outros métodos que vieram a seguir. De acordo com as diferentes metodologias de cálculo, a capacidade de carga de uma estaca no instante da ruptura é dada pela soma das parcelas P_P e P_L , de acordo com a Figura 2.3 que mostra a esquematização de um diagrama de transferência de carga de uma estaca de comprimento “L”.

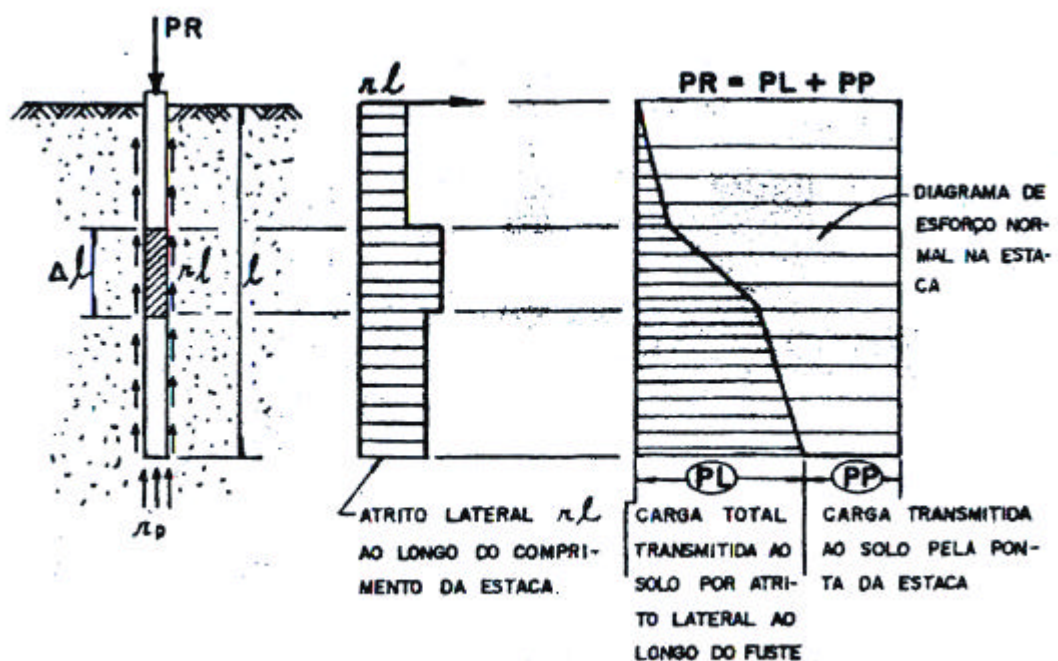


Figura 2.3 Transferência de carga na ruptura de uma estaca isolada (Aoki & Velloso, 1975).

2.4. Ensaio de Campo

2.4.1. Pressiômetro de Ménard (PMT)

O termo pressiômetro foi usado pioneiramente pelo engenheiro francês Luis Ménard em 1955 para definir “um elemento de forma cilíndrica projetado para aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, através de uma membrana flexível, promovendo a conseqüente expansão de uma cavidade cilíndrica na massa de solo”. O equipamento é reconhecido como uma ferramenta rotineira de investigação geotécnica, sendo utilizado na determinação do comportamento tensão-deformação de solos *in situ*.

Na prática, a sonda pressiométrica é inserida em um furo cilíndrico previamente escavado por meio de um trado e inflada. Durante a escavação do furo deve-se ter o cuidado de minimizar a desestruturação do mesmo. A expansão da sonda e, conseqüente deformação do furo, são provocadas pelo deslocamento de água e gás sob pressão para a sonda. O incremento de volume da sonda se dá somente na direção radial da cavidade.

Os equipamentos existentes podem ser agrupados em 3 categorias (Mair & Wood, 1987):

- **Pressiômetro de pré-furo (PBP):** é instalado em furos previamente escavados; dentre estes se destaca o Pressiômetro de Ménard, que é o único que possui a sonda pressiométrica com três células (duas células de guarda e uma célula central de medição);

- **Pressiômetro autoperfurante (SBP):** foi proposto por Jézéquel et al. (1968) com o intuito de se minimizar as alterações ocorridas durante a execução do furo na camada de solo. Teoricamente, este equipamento não causa distúrbios no solo circunvizinho, mas, na prática, sabe-se que pequenos distúrbios são gerados durante a sua instalação, porém é possível minimizá-los suficientemente.

- **Pressiômetro auto-cravável (PIP):** é “empurrado” contra o solo (inserção direta) e possui a vantagem de ser um ensaio mais rápido que os demais aqui mencionados, visto que a sonda é introduzida ao solo através de um sistema

de reação. Porém tal cravação induz ao amolgamento do solo durante sua instalação acarretando erros aos resultados dos ensaios.

O ensaio pressiométrico de Ménard começou a ser difundido no Brasil em meados de 1975, pelos centros de pesquisa da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (Brandt, 1978; Toledo Filho, 1986) e da Universidade Federal do Rio Grande do Sul em trabalhos acadêmicos. Pode-se, ainda, citar o livro publicado por Lima (1979). Devido à ausência de normas e especificações nacionais referentes a ensaios pressiométricos, são utilizadas a norma francesa (P94-110/91 - AFNOR) e a americana (ASTM D-4.719/87), pois estas tratam de pressiômetros de pré-furos que são os mais utilizados no país.

Nesse trabalho, foi utilizado o pressiômetro de pré-furo desenvolvido por Ménard, que será descrito a seguir.

O pressiômetro (Figura 2.4) é subdividido em 4 (quatro) partes:

- Painel de controle (caixa de monitoramento);
- Sonda pressiométrica;
- Mangueira de conexão;
- Fonte de pressão.

O painel de controle possui a função de interligar a fonte de energia à sonda pressiométrica e controlar os acréscimos de pressões geradas, fazendo o deslocamento da água e gás para a sonda pressiométrica.

A sonda pressiométrica é constituída de um núcleo cilíndrico de aço e três células independentes (uma célula central e duas células de guarda), formadas por duas membranas de borracha superpostas (Figura 2.5).

A célula central, preenchida com água sobre pressão, encontra-se no meio da sonda e é denominada simplesmente célula de medição.

As células de guarda se encontram ladeando superiormente e inferiormente a célula central e são preenchidas com gás comprimido, com a mesma pressão que a medida na célula central. As células podem expandir radialmente aplicando pressões nas paredes da cavidade do solo, permitindo somente deslocamentos radiais ao redor da célula de medição, devido às restrições impostas pelas células de guarda.



Figura 2.4 Pressiômetro de Ménard do DEC/UFV.

A mangueira de conexão é bipartida e usada para se levar água pressurizada e gás à sonda.

A fonte de pressão utilizada é um cilindro de nitrogênio (N_2).

Alguns cuidados devem ser tomados antes de se iniciar o ensaio, como a verificação da presença de ar dentro do painel de controle, das mangueiras e da sonda, visto que aquele é compressível e conseqüentemente acarretará falsas leituras de pressão.

Outro procedimento a ser realizado diz respeito à calibração da sonda, que deve ser feita regularmente antes e após a realização de cada programa de ensaio (Clarke, 1995). A calibração é feita de forma a compensar os efeitos de perdas de pressão e volume e deve considerar:

- a) **Os sistemas de medição** – calibração periódica dos medidores de pressão e deslocamento (ou variação volumétrica);

- b) **As variações no sistema** – expansão da tubulação que conecta o painel de controle à sonda, existência de ar no sistema, compressibilidade do fluido pressurizado, perda de pressão no sistema;
- c) **A resistência da sonda** – rigidez própria da membrana e diminuição de espessura da membrana causada pela expansão radial.



Figura 2.5 Sonda pressiométrica e mangueira de conexão.

Em seguida, procede-se à realização do ensaio através da aplicação de pressão na sonda inserida dentro de um furo previamente escavado. Esta pressão deve ser aplicada em intervalos de 1 min., devendo-se ter em um ensaio de 8 a 14 incrementos de pressão. Faz-se então a leitura do volume de água deslocado em intervalos de 15, 30 e 60 seg., a cada acréscimo de pressão. Tais procedimentos acima são repetidos em uma nova profundidade, sendo esta limitada ao tamanho da sonda, finalizando o ensaio na cota desejada.

2.4.1.1. Módulo Pressiométrico de Ménard (E_M)

Ménard (1961) considerou a hipótese de que a linearidade do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica relaciona-se com o comportamento linear e elástico dos solos, podendo então aplicar a Teoria da Elasticidade para a

expansão de uma cavidade cilíndrica em um meio elástico e infinito (Lamé, 1852) cuja equação simplificada é:

$$G = V \cdot \frac{\partial P}{\partial V} \quad (2.4)$$

Onde G é o módulo de elasticidade transversal; $\Delta P/\Delta V$ é o coeficiente angular do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica corrigida, permanecendo constante durante o ensaio, enquanto V é o volume da cavidade.

A Figura 2.6 representa o comportamento típico de uma curva obtida pelo ensaio pressiométrico.

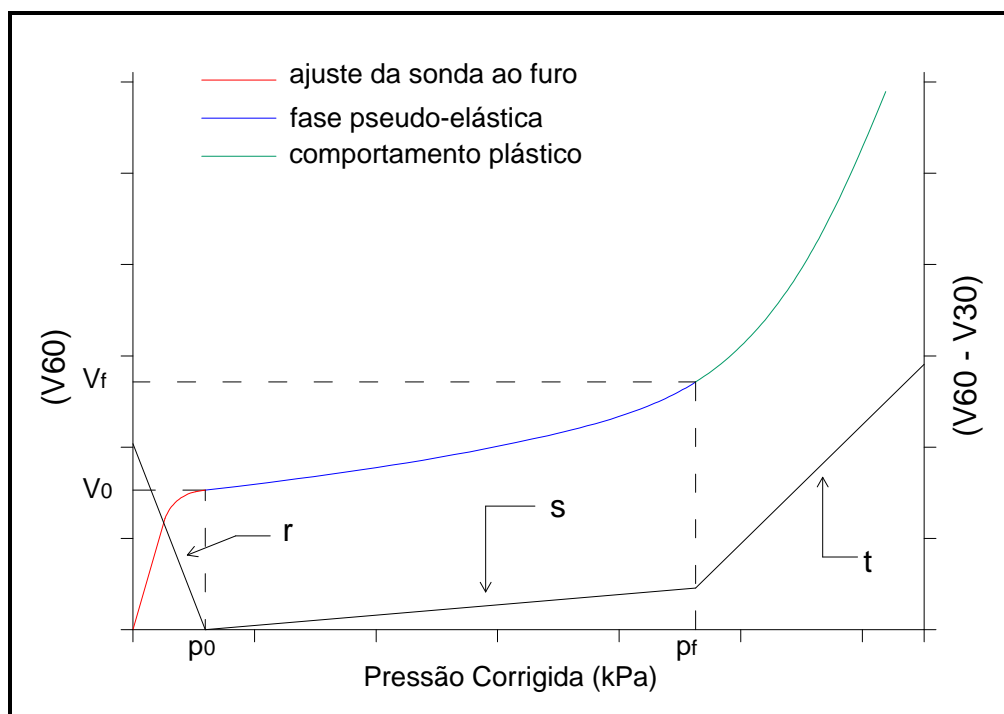


Figura 2.6 Curva corrigida e curva de creep obtidas no ensaio pressiométrico.

Baguelin et al. (1978) sugeriram que o valor de V poderia ser tomado em função da média aritmética entre V_0 (volume correspondente à pressão inicial do trecho pseudo-elástico), e V_F (volume correspondente à pressão de fluência ou de Creep), ou seja:

$$V = V_S + V_m = V_S + (V_0 + V_F) / 2 \quad (2.5)$$

Em que: V_S é o volume inicial da sonda em repouso. Logo:

$$G = (V_S + V_m) \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V} \quad (2.6)$$

E sabendo-se que G é função do módulo edométrico (E) e do Coeficiente de Poisson (ν):

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (2.7)$$

Igualando-se as equações 2.6 e 2.7 que definem G e adotando $\nu = 0,33$ (valor adotado por Ménard) tem-se para o módulo pressiométrico de Ménard:

$$E_M = 2,66 \cdot [V_s + 0,5 \cdot (V_F - V_0)] \cdot \left[\frac{(P_F - P_0)}{(V_F - V_0)} \right] \quad (2.8)$$

2.4.1.2. Pressão limite (P_L) e pressão de fluência ou de creep (P_F)

A pressão de fluência ou de creep (P_F) é a fronteira entre a fase de reação pseudo-elástica do solo e a fase das grandes deformações (plastificação) do solo.

A pressão limite (P_L) é a máxima pressão atingida num ensaio pressiométrico para a qual a cavidade continuaria a se expandir indefinidamente. No entanto, na prática não se atinge tal pressão, visto que a membrana é limitada a um volume de aproximadamente 750 cm^3 . Então, extrapola-se a curva corrigida para a obtenção deste volume.

Ménard (1961) redefiniu P_L como sendo a pressão requerida para dobrar o volume inicial da cavidade.

$$\text{Sabendo-se que } V_i = V_S + V_0 \quad (2.9)$$

$$\text{tem-se que } V_L = V_S + 2V_0 \quad (2.10)$$

Em que V_L é o volume correspondente à pressão limite (P_L).

Nesta tese, a forma para a determinação da pressão limite utilizada foi a plotagem dos pontos da pressão corrigida após a pressão de fluência (fase plástica), com seus respectivos volumes. O volume é plotado no eixo das ordenadas em escala logarítmica e a pressão no eixo das abscissas em escala linear (Figura 2.7).

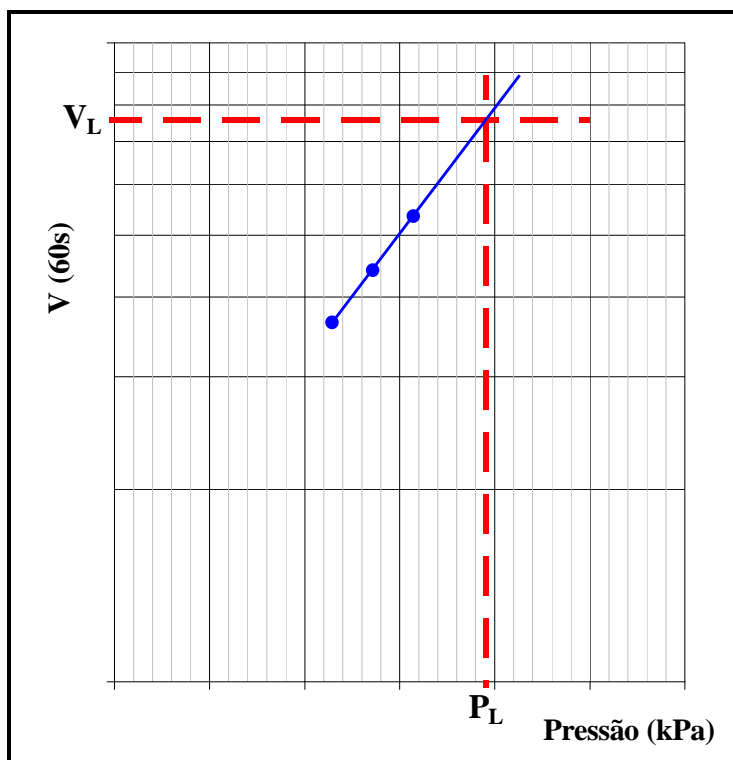


Figura 2.7 Obtenção da pressão limite (P_L).

2.4.1.3. Tensão horizontal no repouso (S_{h0})

A tensão horizontal no repouso é geralmente tomada como sendo a pressão correspondente ao início da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica típica corrigida. Mas na verdade, em ensaios pressiométricos com pré-furo, a pressão P_0 associada ao início do trecho linear da curva, não corresponde necessariamente à magnitude de σ_{h0} , devido a efeitos de variações no estado de tensões durante a escavação, amolgamento do solo durante a execução do furo de sondagem e pressão de fluido estabilizante (Baguelin, 1978; Wroth, 1982; Clarke, 1995).

2.4.2. Dilatômetro de Marchetti (DMT)

O ensaio dilatométrico (DMT) foi desenvolvido na Itália em 1970 pelo Professor Silvano Marchetti, pesquisador responsável pela concepção e construção do equipamento, como também pela formulação dos conceitos básicos associados à sua interpretação (Marchetti, 1975, 1980, 1997), com o objetivo de se medir a tensão *in situ* e o módulo de deformabilidade do solo. O dilatômetro constitui-se de uma lâmina de aço inoxidável dotada de uma membrana circular de aço (diafragma) muito fina situada em uma de suas faces.

A técnica foi patenteada na Itália em 1977, normalizada em 1986 nos Estados Unidos (ASTM) e em 1995 na Europa (CEN/TC 250/SC). Não há normalização específica no Brasil.

O equipamento necessário à realização do ensaio é formado por uma lâmina dilatométrica, hastes de inserção, uma unidade de controle de pressão (que emite um sinal acústico), um cabo elétrico/pneumático, um sistema de calibração, uma unidade de pressão, além do sistema de reação (Figura 2.8).

A lâmina dilatométrica é uma lâmina de aço inoxidável com 220 mm de comprimento e 95 mm de largura, com uma membrana circular de 60 mm de diâmetro situada em uma de suas faces, sendo conectada a uma unidade de controle por um cabo elétrico/pneumático.

O cabo elétrico/pneumático consiste de um fio de aço inoxidável dúctil envolvido por um tubo de náilon que interliga a unidade de controle à lâmina dilatométrica por meio de conectores especiais em cada extremidade.

As hastes de inserção são tubos de aço vazados de formato cilíndrico com 1 m de comprimento cada, dotadas de roscas de conexão, por onde passa o cabo elétrico/pneumático, conectando a lâmina à unidade de controle.

Através da unidade de controle é possível monitorar e controlar a pressão de gás fornecida à lâmina e identificar a posição da membrana através do sinal acústico emitido por ela. É constituída de dois manômetros, sendo o primeiro calibrado de 0 a 12 bar (1200 kPa) e o segundo de 0 a 70 bar (7000 kPa).

A unidade de pressão utilizada é um cilindro de nitrogênio (N₂).

O sistema de calibração é composto por uma seringa e uma mangueira de conexão e é utilizado para calibração da membrana ao ar.



Figura 2.8 Ilustração da lâmina dilatométrica e da caixa de controle.

O sistema de reação mostrado na Figura 2.9 é composto por duas colunas metálicas e duas vigas que se encaixam às colunas, uma na base e outra na parte superior, sendo as colunas afixadas numa base metálica atirantada ao solo. Esse sistema tem por finalidade cravar a lâmina na profundidade desejada através de um conjunto de roldanas afixadas nas vigas, por onde passa o cabo de aço do tifer.



Figura 2.9 Sistema de reação do ensaio dilatométrico.

A lâmina dilatométrica é conectada a uma unidade de controle que é alimentada via pressão de gás e corrente elétrica, através do cabo eletropneumático que passa através das hastes metálicas (Figura 2.10). Ocorre, então, a expansão e contração da membrana da lâmina por meio do gás que é introduzido ou cessado dentro da lâmina (Custódio, 2003).

O formato da lâmina dilatométrica tem como objetivo minimizar as perturbações provocadas na camada ensaiada quando a lâmina é cravada no solo.

A Figura 2.11 apresenta uma comparação entre os formatos da sonda do ensaio de cone e a lâmina dilatométrica, verificando-se que as dimensões da lâmina do DMT provocam menores deformações que a sonda do ensaio de cone.

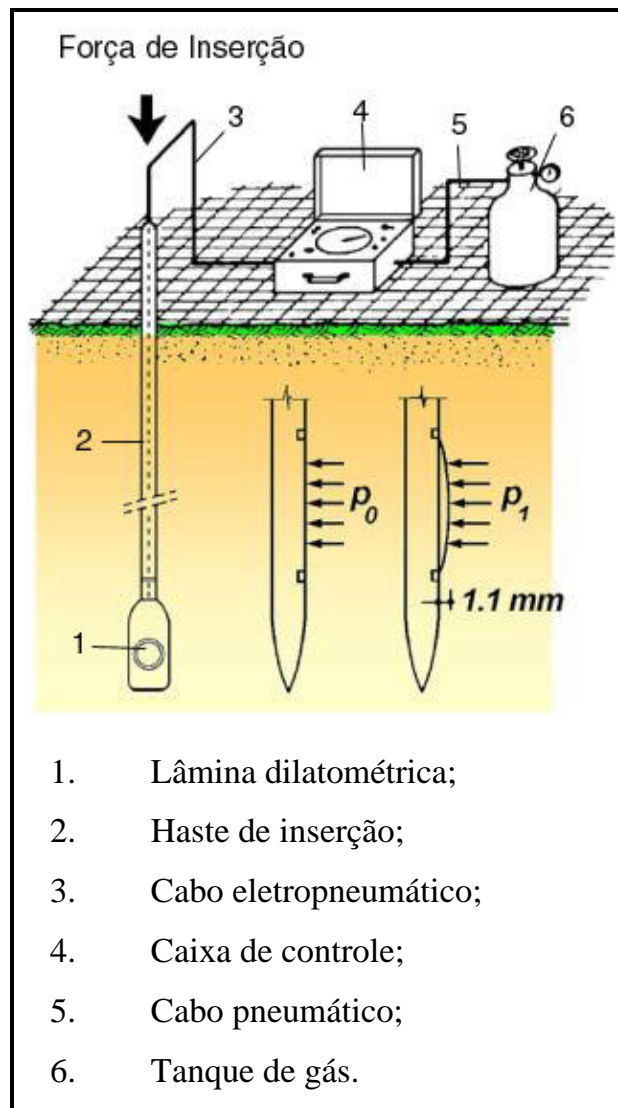


Figura 2.10 Configuração do ensaio dilatométrico.



Figura 2.11 Comparação da camada deformada pela sonda do ensaio de cone e pela lâmina dilatométrica (Baligh & Scott, 1975).

Antes de dar início ao ensaio, é realizada a calibração da membrana ao ar, visando a determinação das pressões necessárias para expandir a mesma para as posições denominadas A (expansão de 0,05 mm) e B (expansão de 1,1 mm) durante o ensaio. As calibrações denominadas ΔA e ΔB são referentes às posições A e B e são utilizadas para a correção da rigidez da membrana e do solo durante o ensaio. Faz-se também a verificação do desvio do medidor de pressão (Z_M) em relação ao zero quando a membrana é relaxada.

Após a realização da calibração, o ensaio é iniciado com a cravação estática da lâmina até a profundidade a ser ensaiada. O ensaio é realizado a cada 20 cm de penetração. Cessada a cravação, a lâmina se encontra em posição contraída devido ao empuxo ativo do solo. Aplica-se então a pressão para a expansão da membrana ouvindo-se um sinal de áudio ininterrupto vindo da caixa de controle. Ao cessar o sinal, faz-se a leitura da pressão no manômetro denominada leitura A (pressão necessária para um deslocamento horizontal do centro da membrana de 0,05 mm), sendo esta, posteriormente, corrigida pela calibração e considerada como a pressão necessária para que o solo esteja na sua posição inicial teórica antes da lâmina ter sido inserida no terreno. Em seguida, continua-se com a expansão da membrana, crescendo lentamente a pressão de gás até o sinal de áudio ser novamente acionado, anotando-se a leitura B (pressão de gás no interior do diafragma para um deslocamento radial da membrana de 1,10 mm). A seguir, ocorre o desligamento do sinal e a membrana é então desinflada através do alívio de pressão até que a membrana retorne a sua posição inicial. Neste momento, o sinal pode ser acionado novamente e se obtém a leitura denominada C (pressão interna no diafragma durante a despressurização do sistema, quando a membrana retorna ao deslocamento correspondente à pressão A). Nova profundidade é escolhida e repetem-se os procedimentos descritos acima.

Concluído o ensaio, recomenda-se fazer a correção das leituras A, B e C em função das calibrações ΔA e ΔB e do desvio do zero do medidor de pressão (Z_M), originando as pressões corrigidas p_0 , p_1 e p_2 , respectivamente.

Após as correções, considera-se que a pressão p_0 é a pressão do solo contra a membrana antes de iniciar a expansão e correlaciona-se à tensão horizontal *in situ*.

A diferença entre p_1 e p_0 está relacionada ao módulo de Young e a pressão P_2 está relacionada ao excesso poro-pressão em solos arenosos.

Os cálculos de p_0 , p_1 e p_2 são apresentados a seguir:

$$p_0 = 1,05.(A - Z_M + \Delta A) - 0,05.(B - Z_M - \Delta B) \quad (2.11)$$

$$p_1 = B - Z_M - \Delta B \quad (2.12)$$

$$p_2 = C - Z_M + \Delta A \quad (2.13)$$

Em que:

- A, B e C são a primeira, segunda e terceira leituras, respectivamente;
- ΔA e ΔB são as correções da membrana ao ar livre, relativas a A e B, respectivamente;
- Z_M é a leitura do medidor de pressão quando a mesma é relaxada;
- p_0 , p_1 , p_2 são as leituras de pressão corrigidas: A, B e C, respectivamente.

Com base nas pressões corrigidas p_0 , p_1 e p_2 , é possível a determinação de quatro índices dilatométricos adotados na interpretação do ensaio (Marchetti, 1980).

2.4.2.1. Módulo dilatométrico (E_D)

A diferença entre os valores de p_0 e p_1 pode ser utilizada na determinação do módulo de elasticidade do solo. Considerando-se que o solo ao redor do dilatômetro é formado por dois semi-espacos infinitos elásticos, tendo a lâmina como plano de simetria, a expansão da membrana pode ser modelada como o carregamento flexível de uma área circular (Gravensen, 1960).

A expressão matemática deste problema e representada como:

$$d(r) = \frac{4}{p} \left(\frac{1-\nu^2}{E} \right) (p_1 - p_0) r_a \sqrt{1 - \left(\frac{r}{r_a} \right)^2} \quad (2.14)$$

Em que: $\delta(r)$ = deslocamento radial do centro da membrana;
 r = raio do ponto de interesse;
 r_a = raio da área carregada;
 E = módulo de Young do solo;
 ν = coeficiente de Poisson do solo.

A razão $E/(1-\nu^2)$ é definida como o módulo dilatométrico do solo, E_D .
 Para $r_a = 30$ mm, $r = 0$ mm e $\delta(r) = 1,1$ mm, a equação (2.11) resulta em:

$$E_D = 34,7 \cdot (p_1 - p_0) \quad (2.15)$$

O módulo E_D é drenado em areias, não-drenado em argilas e, parcialmente drenado em solos argilo-arenosos.

2.4.2.2. Índice do material (I_D)

O índice do material é definido como a razão entre $(p_1 - p_0)$ e a pressão horizontal efetiva $(p_0 - u_0)$, sendo u_0 a pressão hidrostática no solo. É utilizado como um indicador do tipo de solo associado ao seu comportamento mecânico.

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (2.16)$$

A partir dos resultados encontrados para diferentes tipos de solo, observou-se que, I_D depende do tamanho dos grãos, é pouco afetado pela tensão de sobre-adensamento (OCR) e independe das condições de drenagem (Marchetti, 1980; Schmertmann, 1982; Lacasse & Lunne, 1988; Luttenegger, 1988). Considerando tais evidências, Marchetti & Crapps (1981) produziram o gráfico da Figura 2.12, função das medidas de I_D e E_D para determinação do tipo de solo.

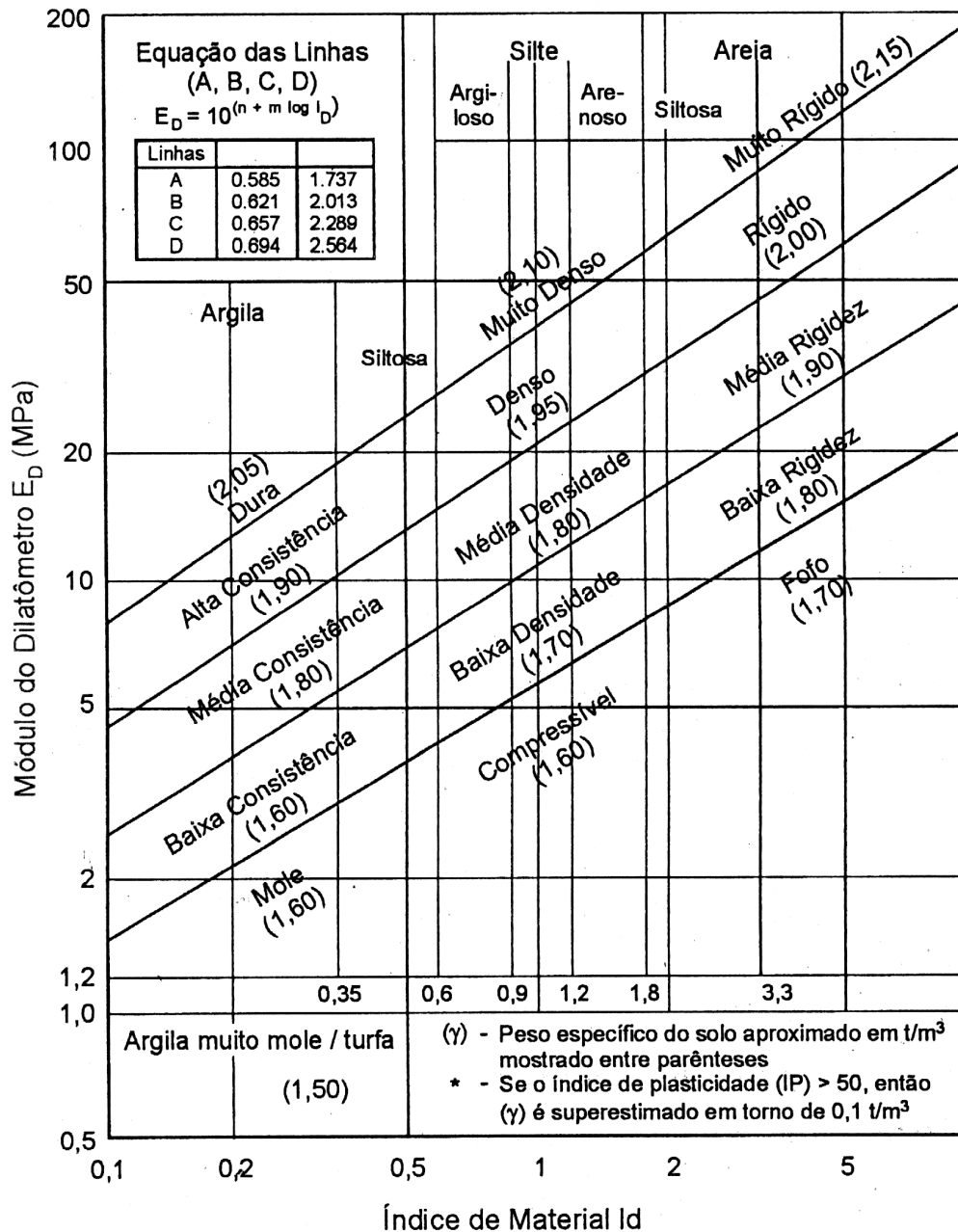


Figura 2.12 Gráfico para classificação dos solos e determinação do peso específico aproximado (Marchetti & Crapps, 1981).

2.4.2.3. Índice de tensão horizontal (K_D)

O índice de tensão horizontal do solo é considerado como o coeficiente de empuxo no repouso (K₀) modificado pelo amolgamento do solo quando a lâmina dilatométrica é instalada no mesmo.

O aumento de K_D é proporcional à tensão horizontal *in situ*, porém é também sensível a outras propriedades do solo; a razão de sobre-adensamento OCR , idade do depósito e grau de cimentação afetam as medidas de K_D , segundo Schnaid (2000).

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{s_v - u_0} \quad (2.17)$$

2.4.2.4. Índice de poro-pressão (U_D)

Lutenegger (1988), e Schmertmann (1988) propuseram os seguintes índices de poro-pressão da água, respectivamente:

$$U_D = \frac{p_2 - u_0}{p_0 - u_0} \quad (2.18)$$

$$U_D = \frac{p_2 - u_0}{s_v - u_0} \quad (2.19)$$

A partir dos índices dilatométricos descritos anteriormente foram desenvolvidas correlações para determinação de parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade do solo tais como: o coeficiente de empuxo no repouso (K_0), a razão de sobre-adensamento (OCR), a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u); o ângulo de atrito interno do solo ϕ e o módulo oedométrico M .

Custódio (2003) descreve com mais detalhes as expressões para o cálculo de tais parâmetros bem como várias correlações com outros índices obtidos em outros ensaios de campo.

2.4.3. Sondagem à percussão com medida do SPT

A sondagem de simples reconhecimento à percussão é um procedimento geotécnico de campo, capaz de amostrar o subsolo. Quando associada ao ensaio

de penetração dinâmica (SPT), mede a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada.

Durante a realização de uma sondagem pretende-se conhecer o tipo de solo atravessado, a resistência oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão e a posição do nível d'água, quando encontrada durante a perfuração.

Nem o equipamento nem os procedimentos de escavação foram completamente padronizados em nível internacional no ensaio SPT. As diferenças existentes podem ser parcialmente justificadas pelos desenvolvimentos e investimentos em cada país. Porém mais importantes são as adaptações das técnicas de escavação às diferentes condições de subsolo (Ireland et al., 1970).

Apesar das críticas que são concebidas continuamente à diversidade de procedimentos utilizados para a execução do ensaio e aos métodos utilizados na interpretação dos resultados este é ainda o processo mais usado na prática de engenharia de fundações.

Quanto à normalização do ensaio SPT, na América do Sul é usada com frequência a norma americana ASTM D 1.586/67 enquanto no Brasil o SPT deve seguir as recomendações da NBR 6484/2001.

2.4.4. Sondagem à percussão com medida do SPT-T

O ensaio SPT-T foi proposto por Ranzini (1988). Logo após o término da cravação do amostrador no ensaio SPT, é aplicada uma rotação ao conjunto haste-amostrador com o auxílio de um torquímetro (Figura 2.13). Durante a rotação, anota-se o valor do torque máximo necessário para romper a adesão entre o solo e o amostrador, permitindo a obtenção do atrito lateral amostrador-solo. Outro valor que também pode ser medido é o do torque residual, que consiste em continuar girando o amostrador até a leitura permanecer constante.

O equipamento constitui-se de:

- Torquímetro: sua capacidade mínima deve ser de 500 N x m, mas o ideal é de 800 N x m;

- Chave soquete: ferramenta sextavada utilizada para atarraxar e desatarraxar pinos ou porcas;
- Disco centralizador: disco de aço com diâmetro externo de 3” e furo central de 1 1/4” com finalidade de manter a composição de 1” da sondagem a percussão, centralizada em relação ao tubo guia de 2 1/2” ou revestimento. Na face inferior do disco existe um sulco de 4 mm de largura, 4 mm de profundidade e 2 1/2” de diâmetro onde se encaixa o tubo guia;
- Pino adaptador: tarugo sextavado de aço com diâmetro 1 1/4” e com rosca BSP de 1” em uma das extremidades.

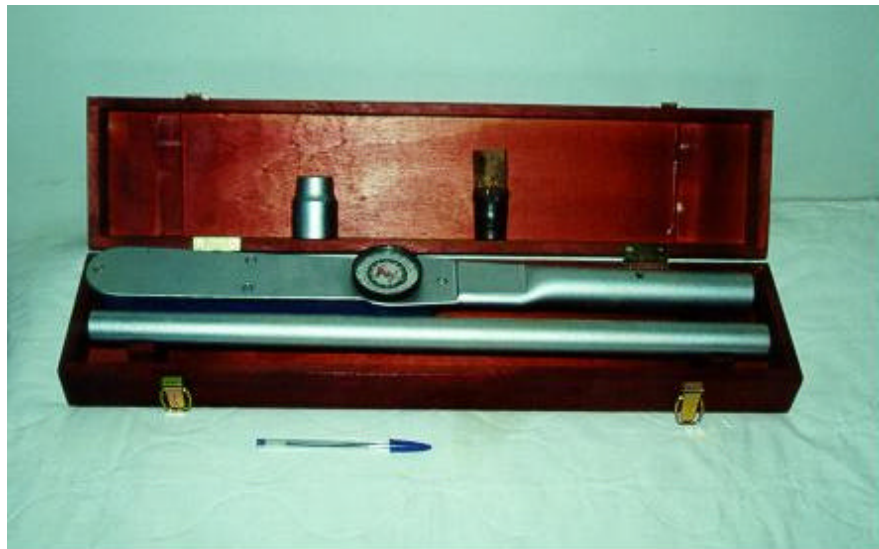


Figura 2.13 Torquímetro utilizado na pesquisa.

A medida do torque é efetuada ao término de cada ensaio de penetração dinâmica SPT (Figura 2.14). Depois de cravado o amostrador, seguindo-se as recomendações da NBR 6484/2001, retira-se a cabeça de bater, acopla-se o disco centralizador até apoiar-se no tubo guia e rosqueia-se na mesma luva, onde se encontrava a cabeça de bater, o pino adaptador. Encaixa-se no pino uma chave soquete e em seguida acopla-se o torquímetro. Inicia-se o movimento de rotação das hastes, usando-se o torquímetro como braço de alavanca. Um observador deve acompanhar a leitura do torquímetro, anotando o valor máximo lido e avisando o operador para que seja interrompido o movimento de rotação depois

de alcançada esta leitura. Em alguns casos, conforme o interesse, pode ser anotado o valor do torque residual, devendo o operador continuar o movimento de rotação até se atingir tal valor. Esta operação é repetida a cada metro de sondagem executado, respeitada a capacidade do torquímetro, que nunca deve ser inferior a 500 N x m.

Desta forma, pode-se obter um dado importante para uma avaliação mais precisa do atrito lateral desenvolvido entre o amostrador e o solo.

Na prática atual, existem basicamente duas correntes de aplicação para o SPT-T: uma que estuda a relação T/N para obtenção de parâmetros geotécnicos e correção do valor N_{SPT} ; e a outra se refere à obtenção do atrito lateral de estacas através da adesão solo-amostrador.



Figura 2.14 Torquímetro sendo utilizado no campo.

Ranzini (1994) apresentou a seguinte expressão para o cálculo da resistência de atrito lateral entre o amostrador e o solo:

$$f_s = \frac{100.T}{2p \left\{ R^2 h - \frac{1}{3} [h_0 (R-r)(2R+r) - r^3] \right\}} \quad (\text{kPa}) \quad (2.21)$$

Em que: f_s - tensão de atrito lateral;
 T - torque máximo, em kgf.m;
 h - altura total de cravação do amostrador em cm;
 R - raio externo do amostrador (2,54 cm);
 r - raio mínimo da boca do amostrador (1,905 cm);
 h_0 - altura do chanfro tronco-cônico (1,90 cm).

Portanto:

$$f_s = \frac{100.T}{0,41336h - 0,032} \quad (\text{kPa}) \quad (2.22)$$

Em que: T , em kgf.m;
 h , em cm.

A partir da medida do torque máximo pode-se obter também o índice de torque (TR) que é definido como sendo a relação entre o valor do torque medido em N x m e o valor N_{SPT} (T/N_{SPT}).

Décourt & Quaresma Filho (1991) apresentaram correlações entre o torque obtido do SPT – T e o N_{72} (valor de N_{SPT} para uma eficiência de cravação de 72%, que corresponde à média das energias de cravação utilizadas no Brasil).

$$T (\text{N.m}) = 11,0 N_{72} \quad (\text{para solos sedimentares}) \quad (2.23)$$

$$T (\text{N.m}) = 18,4 N_{72} \quad (\text{para solos residuais}) \quad (2.24)$$

O estabelecimento de correlações estatísticas entre o valor do torque (T) medido em N x m e o N_{SPT} permite enquadrar os solos em um novo tipo de classificação, onde sua estrutura desempenha papel fundamental.

Décourt (1991) apresentou uma nova relação T/N para os solos da bacia sedimentar terciária de São Paulo, ao invés do 11, esse valor seria 12. Além disso, propôs um N_{eq} como sendo o valor do torque (N.m) dividido por 12, considerando esses solos os mais estudados do Brasil.

Assim, para um outro solo qualquer, com valores de TR os mais variados possíveis, poderia se obter um N_{eq} , o qual corresponderia ao valor que uma

sondagem SPT daria se, no lugar do solo local, estivessem os solos da bacia sedimentar de São Paulo, que como se sabe, são solos pouco estruturados e para os quais existe um grande número de correlações já estabelecidas.

Alonso (1994) apresentou correlações entre o atrito lateral calculado através da fórmula proposta por Ranzini (1988) e o índice de resistência à penetração N_{SPT} do ensaio SPT, que serão mostradas posteriormente nos métodos de cálculo de capacidade de carga de fundações profundas.

2.5. Prova de carga estática em estacas

No Brasil, o ensaio de prova de carga estática em estacas é normalizado pela NBR 12.131/1991. A execução da prova de carga visa obter dados para se avaliar o comportamento carga x deslocamento e estimar a capacidade de carga do elemento de fundação, além de obter parâmetros da interação estaca-solo que possam ser utilizados durante um projeto de estaqueamento.

O ensaio consiste em carregar a estaca em incrementos progressivos medindo-se os valores da carga (P) aplicada no topo e os deslocamentos correspondentes, obtendo-se assim uma curva carga *versus* recalque.

A execução de uma prova de carga é o processo mais indicado para a determinação da capacidade de carga de fundações profundas e deve ser realizada de maneira criteriosa seguindo as recomendações da norma.

No Brasil, a primeira prova de carga em estacas foi realizada pela Companhia Internacional de Estacas Frankignoul, nas obras de fundações da Estação da Estrada de Ferro Noroeste, executada pelo Professor Telemaco Van Langendonck em meados 1936 na cidade de Bauru/SP. Esse levantamento foi feito por Massad (1985), no acervo do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). As provas de carga eram executadas de acordo com a norma alemã (DIN 1054/1940) ou segundo o Código de Boston (1944), sendo que em 1951 surgiu a primeira Norma Brasileira, a NB 22/1951.

Vargas (1990) menciona a realização de provas de carga sobre duas estacas tipo Franki das fundações do Instituto de Resseguros do Brasil no Rio de

Janeiro em abril de 1942. Alonso (1997) também apresenta um relato do histórico da realização de provas de carga no Brasil em palestra realizada pela ABMS/NRSP, abordando a evolução dos sistemas de reação a serem empregados, os cuidados a serem tomados durante a realização do ensaio bem como as principais mudanças ocorridas nas normas brasileiras até a atualidade.

A realização de provas de carga em estacas torna-se necessária a partir do momento em que se deseja obter um maior controle de qualidade das fundações durante sua execução, garantindo a integridade estrutural do elemento de fundação e assegurando que não haverá ruptura para uma determinada carga de trabalho, além de possibilitar uma comparação com as cargas estimadas de projeto. Segundo Velloso (1989), “a prova de carga estática é o único ensaio que reproduz as condições de trabalho de uma estaca”.

A critério do projetista, a prova de carga pode ser realizada com carregamento lento ou rápido. Neste trabalho, a prova de carga estática foi realizada com carregamento lento e os resultados comparados com os resultados obtidos através de métodos semi-empíricos de cálculo de capacidade de carga.

2.6. Métodos semi-empíricos para determinação da capacidade de carga

Para verificação da segurança à ruptura, do ponto de vista geotécnico, é necessário determinar previamente a capacidade de carga ou a carga de ruptura do maciço de solo que circunda o elemento estrutural de fundação e que lhe serve como camada de apoio.

A capacidade de carga (R) de uma estaca isolada pode ser dividida em duas parcelas:

$$R = R_l + R_p \quad (2.25)$$

Em que: R_l - resistência por atrito lateral;

R_p - resistência de ponta.

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

Os métodos estáticos podem ser teóricos, quando o cálculo é feito de acordo com teoria desenvolvida na Mecânica dos Solos, ou semi-empíricos, quando são usadas correlações com ensaios *in situ*. Os coeficientes de segurança a serem aplicados para determinação da carga admissível devem ser os recomendados pelos autores das teorias ou correlações e não deve ser inferior a 2,0. No caso específico de estacas escavadas, devido aos elevados recalques necessários para a mobilização da carga de ponta (quando comparados com os recalques necessários para a mobilização do atrito lateral) e, por existirem dúvidas sobre a limpeza do fundo, a resistência de atrito prevista na ruptura não pode ser inferior a 80% da carga admissível a ser adotada. Neste trabalho, foram utilizados métodos semi-empíricos e provas de carga para avaliação da capacidade de carga do solo em estacas escavadas.

Os métodos semi-empíricos são baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ*, sendo ajustados com provas de carga. Como as formulações teóricas geralmente não são confiáveis na previsão de capacidade de carga de fundações profundas, muitos autores têm proposto novos métodos, que são difundidos no meio geotécnico brasileiro com o intuito de melhorar as correlações já existentes. Neste trabalho, foram utilizados os métodos de cálculo baseados nos ensaios PMT, DMT, SPT e SPT-T. Não será apresentado o procedimento para o cálculo da parcela referente à resistência de ponta, pois o interesse da pesquisa é o estudo do atrito lateral em estacas escavadas.

2.6.1. Métodos baseados nos ensaios PMT

2.6.1.1. Método Ménard (1963)

Este método foi originalmente desenvolvido por Ménard (1963), e, posteriormente, vários outros autores contribuíram com as pesquisas, dentre os quais se destacam Baguelin, Jézéquel, Shields, Bustamante e Gianceselli.

A parcela de resistência lateral (Q_f) de uma fundação profunda é função do tipo de solo e do método de instalação e material de confecção da estaca. Esta parcela é obtida pela seguinte equação:

$$Q_f = S [f_{\text{máx}} \cdot p \cdot B \cdot \sum z_i] \quad (\text{kN}) \quad (2.26)$$

Em que: $f_{\text{máx}}$ - atrito lateral unitário máximo na camada “i”;

B - diâmetro da estaca;

$\sum z_i$ - espessura da camada “i”.

Na Figura 2.15, mostra-se o gráfico para obtenção de $f_{\text{máx}}$ em função da pressão limite líquida segundo Ménard (1963). O valor da capacidade de carga última é obtido pela expressão:

$$Q_u = Q_f + Q_p \quad (\text{kN}) \quad (2.27)$$

$$Q_u = S [f_{\text{máx}} \cdot p \cdot B \cdot \sum z_i] + Q_p \quad (\text{kN}) \quad (2.28)$$

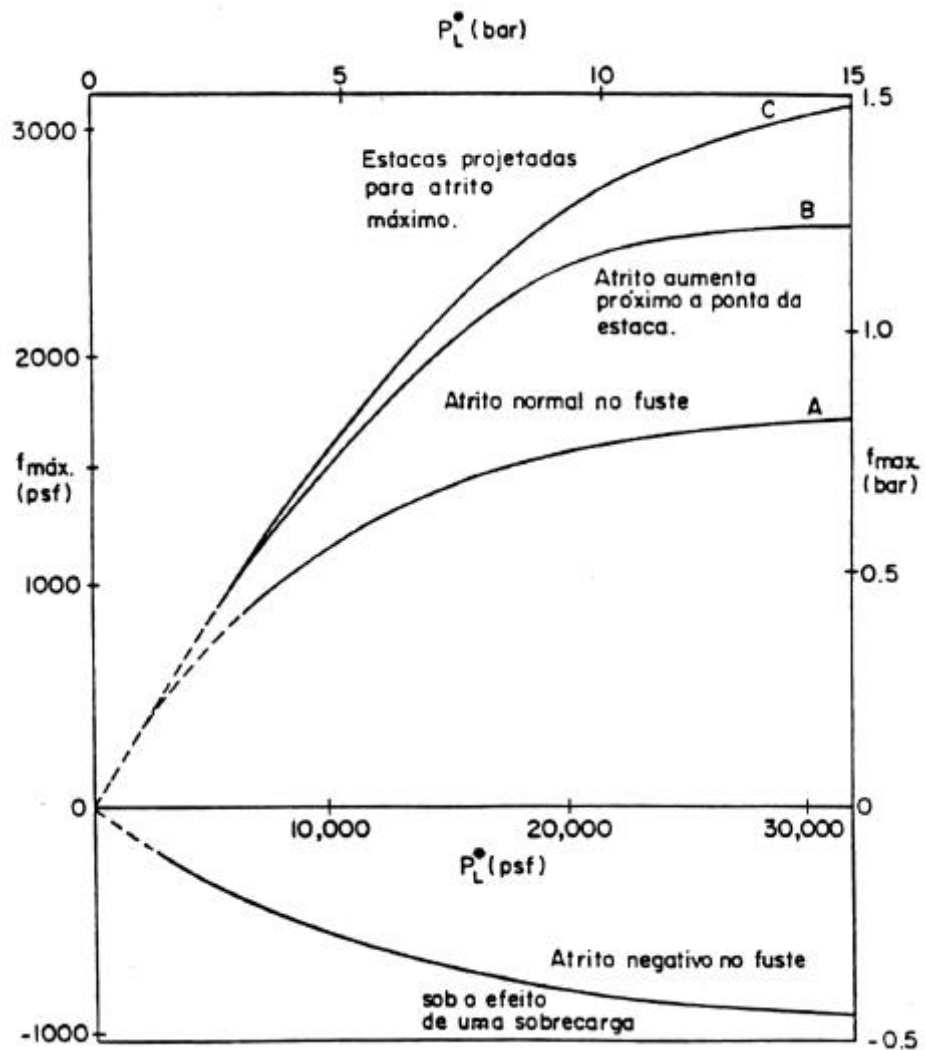
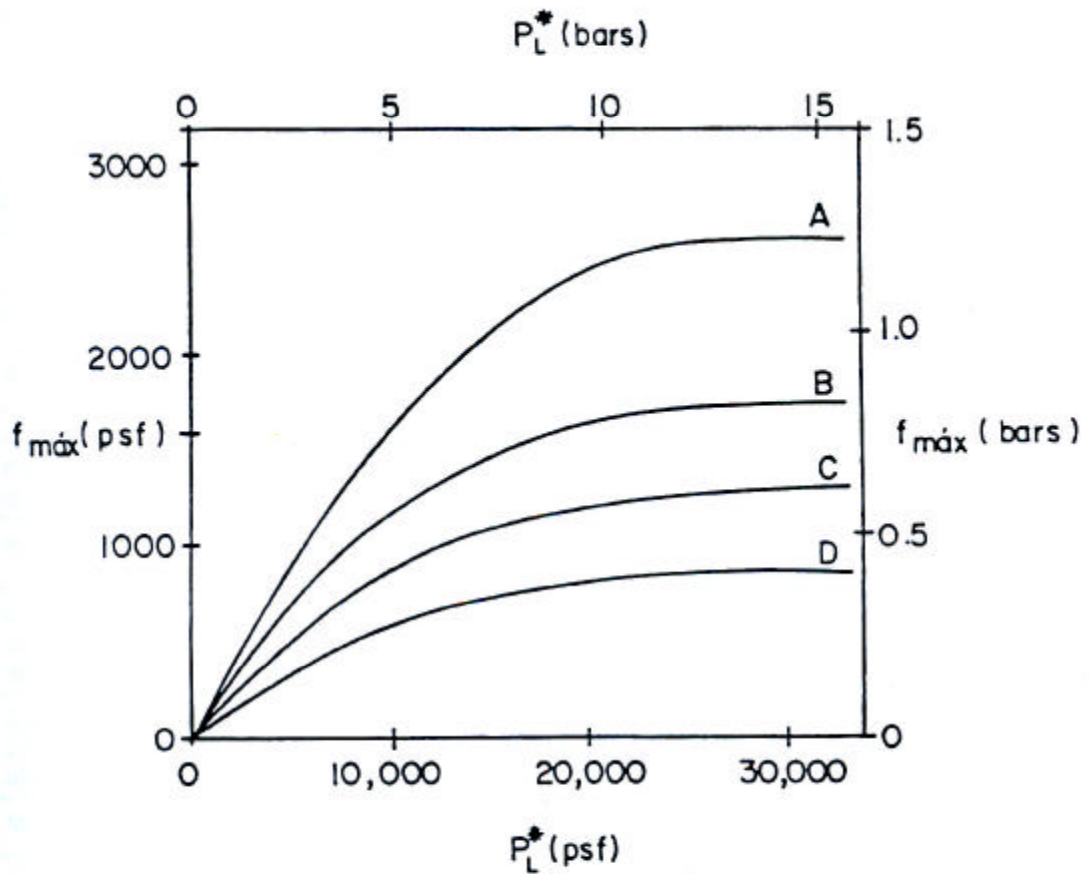


Figura 2.15 Gráfico para obtenção do atrito lateral unitário máximo (apud Ménard, 1963).

Os autores anteriormente citados também utilizam a equação (2.26), porém propuseram ábacos diferentes para a determinação do atrito lateral unitário máximo ($f_{máx}$).

2.6.1.2. Método Baguelin et al. (1978)

Baguelin et al. (1978) propuseram a determinação de ($f_{máx}$) através da utilização do ábaco da Figura 2.16.



- A - Deslocamento/concreto/granular
- B - Sem deslocamento / concreto /solo qualquer ou
Deslocamento/aço/granular ou
Deslocamento/concreto/coesivo
- C - Deslocamento/aço/coesivo
- D - Sem deslocamento/aço/solo qualquer

Figura 2.16 Gráfico para obtenção do atrito lateral unitário máximo (apud Baguelin et al., 1978).

2.6.1.3. Método Bustamante e Gianceselli (1981)

Bustamante & Gianceselli (1981) recomendam a utilização da Tabela 2.1 em conjunto com o ábaco da Figura 2.17, para obtenção do atrito lateral unitário máximo ($f_{máx}$).

Tabela 2.1 Escolha da curva para determinação do atrito lateral unitário (apud Bustamante & Gianceselli, 1981).

Tipo de solo	P _i (kPa)	Estaca escavada sem revestimen to	Estaca escavada com revestimento		Estacas Cravadas		Injetadas com pressão	
			concreto	Aço	concreto	aço	Baixa	Alta
Argila mole	0-700	A	A	A	A	A	B	-
Argila rija	1200-2000	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A	B	E*
Argila dura	>2000	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A, B	E*	-
Areia fôfa	0-700	A	A	A	A	A	B	-
Areia medianamente compacta	1000-2000	B, (C)	A, (B)	A	B, (C)	B	C	E
Areia compacta	>2500	C, (D)	B, (C)	B	C, (D)	C	D	E
Calcáreo completamente alterado	0-700	A	A	A	A	A	B	-
Calcáreo parcialmente alterado	>1000	C, (D)	B, (C)	B	C, (D)	C	E	E
Marga	1500-4000	D, (F)	C, (D)	C	F	F	F	G
Marga rija	>4500	F	-	-	-	-	G	G
Rocha alterada	2500-4000	G	G	-	G	G	G	G
Rocha fraturada	>4500	G	-	-	-	-	G	G

Notas:

a) As curvas entre parênteses se aplicam apenas às estacas bem executadas (baixo amolgamento do solo durante a fase de escavação) ou para solo que será densificado em torno da estaca cravada.

b) E*: apenas se a pressão limite < 1500 kPa.

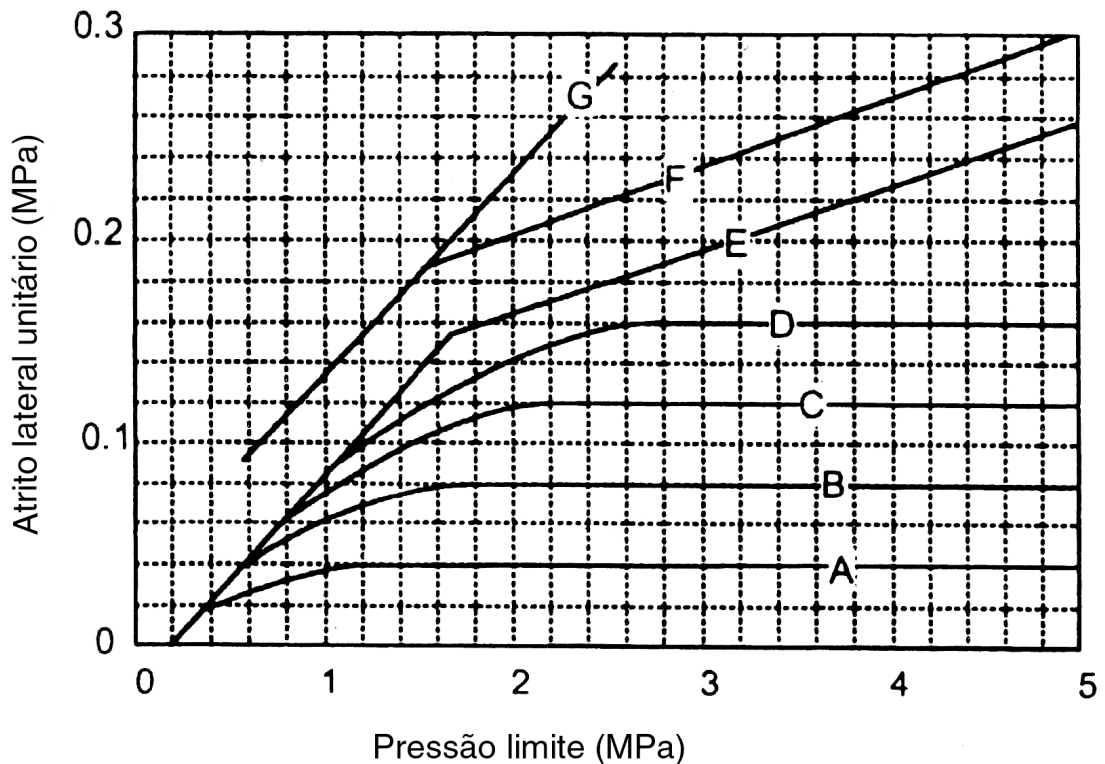


Figura 2.17 Gráfico para obtenção do atrito lateral unitário (apud Bustamante & Gianceselli, 1981).

2.6.2. Métodos baseados nos ensaios DMT

2.6.2.1. Método Peiffer (1991)

Este método foi utilizado num trabalho realizado pelo Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade do Estado de Ghent na Bélgica, sendo executados ensaios de DMT antes e depois da confecção de três estacas escavadas com concreto injetado sob pressão. Os resultados foram comparados com provas de carga e outros métodos, além de se analisar o comportamento do solo adjacente ao longo do fuste da estacas ($L = 10,5$ m, $\varnothing = 35$ cm) considerando o tipo de solo e o volume excessivo de concreto injetado nas paredes da cavidade. A avaliação do atrito lateral é baseada na tensão horizontal efetiva gerada após a reconsolidação do solo na interface membrana-solo,

usando-se o DMT. Constatou-se a eficiência do método na determinação da resistência lateral ao obter valores satisfatórios comparados às provas de carga.

Com a medida da tensão horizontal efetiva ($\sigma'_{h,c}$) disponível, pode-se avaliar o atrito lateral unitário através da razão de atrito lateral ρ (Baligh, 1985) definida como:

$$\rho = \frac{q_{u,s}}{s'_{h,c}} \quad (2.29)$$

Em que: $q_{u,s}$ - atrito lateral unitário máximo na interface solo-estaca.

A tensão horizontal efetiva é obtida a cada 20 cm ao longo do comprimento da estaca a partir do valor de $p_{o,c}$ que é a pressão exercida pelo solo sobre a membrana antes de se iniciar a expansão e é definida pela equação:

$$s'_{h,c} = p_{o,c} - u_o \quad (2.30)$$

Atualmente é recomendado o valor $\rho = 0,20$ para a razão de atrito lateral, sugerido por Marchetti et al. (1986) para o caso específico de estacas escavadas.

A parcela da resistência lateral é obtida pela expressão:

$$Q_s = q_{u,s} \cdot A_s \quad (\text{kN}) \quad (2.31)$$

Em que: A_s - área lateral do fuste da estaca.

O valor da capacidade de carga última é obtido pela equação:

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (\text{kN}) \quad (2.32)$$

Os autores dos métodos baseados nos resultados do PMT e DMT não recomendam nenhum valor para o fator de segurança global a ser utilizado no cálculo da carga admissível. Consequentemente deve-se adotar um coeficiente de segurança igual a 2, conforme recomendado pela NBR 6122/1996.

2.6.3. Métodos baseados nos ensaios SPT

2.6.3.1. Método Aoki-Velloso (1975)

Considerando que o fuste da estaca atravessa “n” camadas distintas de solo, a parcela de resistência lateral (R_l) que compõem a capacidade de carga (R) é dada por:

$$R_l = U \sum_1^n (r_l \cdot \Delta l) \quad (2.33)$$

Em que: R_l = resistência lateral (kN);

U = perímetro da seção transversal do fuste (m)

r_l = tensão média de adesão ou atrito lateral (kPa) na camada de espessura Δl (m).

O valor de r_l pode ser calculado a partir do atrito lateral unitário (f_c) medido em ensaios de penetração estática CPT:

$$r_l = \frac{f_c}{F_2} \quad (\text{kPa}) \quad (2.34)$$

Em que: F_2 é um coeficiente de transformação que engloba o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo), cujos valores são apresentados na Tabela 2.2.

Quando não se mede o valor de f_c , pode-se correlacioná-lo com a resistência de ponta q_c :

$$f_c = \alpha \cdot q_c \quad (2.35)$$

Em que: α é função do tipo de solo (Tabela 2.3).

Além disso, quando não se dispõe de ensaios CPT, q_c pode ser estimado por uma correlação com o índice de resistência à penetração (N) do ensaio SPT:

$$q_c = K.N \quad (\text{kPa}) \quad (2.36)$$

Em que: K depende do tipo de solo (Tabela 2.3).

Tabela 2.2 Coeficiente de transformação F_2 (Aoki-Velloso, 1975).

Tipo de estaca	F_2
Franki	5,0
Metálica	3,5
Pré-moldada	3,5
Escavada com lama bentonítica*	7,0
Escavada de pequeno diâmetro**	6,0

(*) Valor proposto por Velloso et al. (1978).

(**) Valor proposto por Alonso (1991); Aoki & Alonso (1992).

Tabela 2.3 Coeficientes K e α (Aoki-Velloso, 1975).

Tipo de solo	K (kPa)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia silto-argilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilo-siltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte areno-argiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argilo-arenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno-siltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila silto-arenosa	330	3,0

Pode-se então, reescrever a expressão para r_l :

$$r_l = \frac{\mathbf{a}.K.N_l}{F_2} \quad (\text{kPa}) \quad (2.37)$$

Portanto a capacidade de carga (R) de uma estaca isolada pode ser estimada pela fórmula semi-empírica:

$$R = R_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\mathbf{a}.K.N_l \Delta l) \quad (\text{kN}) \quad (2.38)$$

Os autores recomendam um fator de segurança igual a 2,0 para o cálculo da carga admissível (Q_{adm}). Logo:

$$Q_{adm} = \frac{R}{2} \quad (\text{kN}) \quad (2.39)$$

2.6.3.2. Método Velloso (1981)

A parcela de resistência lateral é obtida pela equação:

$$R_l = \mathbf{a}.I.U. \sum (r_l \cdot \Delta l) \quad (2.40)$$

Em que: α - fator de execução da estaca;
 λ - fator de carregamento;
 U - perímetro da seção transversal do fuste;
 Δl - espessura da camada de solo.

Para os fatores α e λ , são propostos os seguintes valores:

$$a = \begin{cases} 1,0 & \text{para estacas cravadas} \\ 0,5 & \text{para estacas escavadas} \end{cases}$$

$$\lambda = \begin{cases} 1,0 & \text{para estacas comprimidas} \\ 0,7 & \text{para estacas tracionadas} \end{cases}$$

O atrito lateral médio (r_l) em cada camada de solo com espessura Δl , atravessada pela estaca, pode ser considerado como:

$$r_l = f_c \quad (\text{kPa}) \quad (2.41)$$

Em que: f_c é o atrito lateral medido na haste (lisa) do ensaio CPT.

No caso de se dispor apenas dos resultados de SPT, o autor adota uma correlação com N_{SPT} do tipo:

$$f_c = a' \cdot N^{b'} \quad (2.42)$$

Em que: a' e b' são parâmetros de correlação a serem definidos para os solos típicos do canteiro da obra. Na Tabela 2.4 são indicados os valores aproximados desses parâmetros.

Tabela 2.4 Valores aproximados dos parâmetros a' e b' (Velloso, 1981).

Solo	Atrito	
	a' (kPa)	b'
Areias sedimentares submersas (1)	5,0	1
Argilas sedimentares submersas (1)	6,3	1
Solos residuais de gnaiss areno-siltosos submersos	8,5	1
Solos residuais de gnaiss silto-arenosos submersos	8,0 (1)	1 (1)
	12,1 (2)	0,74 (2)

(1) Dados obtidos na área da Refinaria de Duque de Caxias (RJ)

(2) Dados obtidos na área da Açominas (MG)

Calculada a capacidade de carga R ($R_p + R_l$) do elemento de fundação, não há recomendação do autor para o coeficiente de segurança global (CS) a ser aplicado para o cálculo da carga admissível. Sendo assim, adota-se $CS = 2$.

2.6.3.3. Método Décourt-Quaresma (1978)

A parcela de resistência lateral (R_l) da capacidade de carga (R) de um elemento de fundação é expressa por:

$$R_l = r_l \cdot S_l \quad (\text{kN}) \quad (2.43)$$

Em que: S_l - área lateral do elemento de fundação.

A estimativa da tensão de atrito lateral (r_l) é feita com o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste (N_l), de acordo com uma tabela apresentada pelos autores, sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo. No cálculo de N_l adotam-se os limites $N_l \geq 3$ e $N_l \leq 15$ e não se consideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta.

Décourt (1982) transforma os valores tabelados na equação:

$$r_l = 10 \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \quad (\text{kPa}) \quad (2.44)$$

O valor da capacidade de carga é obtido por:

$$R = R_p + R_l \quad (\text{kN}) \quad (2.45)$$

A carga admissível da fundação é calculada utilizando-se um coeficiente de segurança igual a 2. Entretanto, Décourt (1982) propõe a utilização dos coeficientes de segurança globais 1,3 e 4,0, referentes às parcelas de atrito e de ponta, respectivamente. Logo, a carga admissível é dada pelo menor dos dois valores:

$$Q_{adm} = \frac{R_l}{1,3} + \frac{R_p}{4,0} \quad (\text{kN}) \quad \text{ou} \quad Q_{adm} = \frac{R_l + R_p}{2} \quad (\text{kN}) \quad (2.46)$$

2.6.3.4. Método Décourt (1996)

Décourt (1996) introduz os coeficientes a e β na fórmula de capacidade de carga desenvolvida por Décourt-Quaresma (1978):

$$R = a \cdot R_p + b \cdot R_l \quad (\text{kN}) \quad (2.47)$$

Para aplicação em estacas escavadas com lama bentonítica, estacas escavadas em geral (inclusive tubulões a céu aberto), estacas tipo hélice contínua e raiz e estacas injetadas sob altas pressões.

Os valores dos coeficientes α e β são tabelados em função do tipo de estaca e do tipo de solo. Como neste trabalho só interessa a resistência lateral, na Tabela 2.5 estão apresentados os valores do coeficiente β .

Tabela 2.5 Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt, 1996).

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Para o cálculo da carga admissível são adotados os mesmos critérios de segurança do método Décourt-Quaresma.

Para os 4 métodos descritos anteriormente, deve ser verificada também a seguinte condição, no caso de estacas escavadas:

$$Q_{adm} \leq \frac{R_l}{0,80} \quad (\text{kN}) \quad (2.48)$$

2.6.3.5. Método Teixeira (1996)

Teixeira (1996) utiliza no seu método os índices de resistência à penetração do ensaio SPT, propondo para a tensão de atrito lateral a seguinte expressão:

$$r_l = b.N \quad (\text{kPa}) \quad (2.49)$$

Em que: N é o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste;
 β é um coeficiente proposto por Teixeira que depende do tipo de estaca (Tabela 2.6).

Tabela 2.6 Valores de β (kN/m²), segundo Teixeira (1996).

Tipo de estacas	b (kN/m ²)
Pré-moldadas e metálicas	4,0
Franki	5,0
Escavada a céu aberto	4,0
Raiz	6,0

A capacidade de carga é dada por:

$$P_R = P_P + b \cdot N \cdot A_l \quad (\text{kN}) \quad (2.50)$$

A carga admissível para as estacas deve ser $P_R/2$ com exceção das estacas escavadas a céu aberto, cujo valor será $P_L/1,5 + P_P/4$.

2.6.4. Métodos baseados nos ensaios SPT – T

2.6.4.1. Método Ranzini (2000)

Ranzini, em 2000, durante uma palestra no Instituto de Engenharia, São Paulo (SP) apresentou uma metodologia para cálculo de capacidade de carga de estacas a partir da medida do atrito lateral no SPT – T. Apesar do método ter sido desenvolvido para estacas hélices-contínuas, o autor sugere que sua aplicação pode ser estendida a outros tipos de estacas.

Para o cálculo da parcela de resistência lateral (P_L) Ranzini (2000) apresenta a seguinte expressão:

$$P_L = s_l \cdot f_l \cdot A_l \quad (\text{kN}) \quad (2.51)$$

Em que: s_1 - é um coeficiente empírico;
 f_l - tensão de atrito lateral ao longo do fuste da estaca (kPa);
 A_l - área da superfície lateral, enterrada, da estaca (m²).

Para obtenção do coeficiente empírico s_1 , o autor recomenda que este seja obtido através de provas de carga instrumentadas. Adotou-se $s_1 = 1,4$, valor sugerido por Peixoto (2001) ao aplicar o método Ranzini (2000) em estacas escavadas.

O cálculo da tensão de atrito lateral (f_l) considera que a mesma é inteiramente mobilizada quando se atinge na prova de carga um deslocamento de dez milímetros. Sendo assim, Ranzini (2000) considerou mais lógica a utilização do atrito lateral medido pelo torque residual, devido à expressão reproduzir uma condição similar ao deslizamento do fuste contra o solo.

$$f_l = \frac{\sum \Delta l_i \cdot f_i}{\sum \Delta l_i} \quad (\text{kPa}) \quad (2.52)$$

Em que: Δl_i é o comprimento do trecho elementar de ordem “i” do fuste;
 f_i é a tensão de atrito lateral residual medida pelo torquímetro na altura do trecho elementar de ordem “i” do fuste.

A capacidade de carga da estaca pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$P_R = s_1 \cdot A_l \cdot \frac{\sum \Delta l_i \cdot f_i}{\sum \Delta l_i} + P_P \quad (\text{kN}) \quad (2.53)$$

2.6.4.2. Método Alonso (1996)

Este método foi estabelecido com base em ensaios SPT-T (Ranzini, 1988 e 1994), após algumas considerações e correlações, sendo utilizada a seguinte expressão para estimativa do atrito lateral:

$$P_L = U \cdot L \cdot r_l \quad (\text{kN}) \quad (2.54)$$

Em que: U - perímetro da seção transversal do fuste da estaca (m);

L - comprimento da estaca (m);

r_l - adesão média ao longo do fuste da estaca (kPa).

Segundo Alonso, a adesão média ao longo do fuste da estaca é dada pela expressão:

$$r_l = 0,65 \cdot f_s \leq 200 \text{ kPa} \quad (\text{kPa}) \quad (2.55)$$

Em que: f_s é a adesão calculada a partir do torque máximo (em kgf.m) e da penetração total de 45 cm do amostrador do ensaio SPT.

Para a penetração total “h” do amostrador igual a 45 cm, a expressão de Ranzini:

$$f_s = \frac{100.T}{0,41336h - 0,032} \quad (\text{kPa}) \quad (2.56)$$

Em que: T, em kgf.m;

h, em cm.

Assume a forma:

$$f_s = \frac{T_{m\acute{a}x}}{1,8} \quad (\text{kPa}) \quad (2.57)$$

$$\text{Logo: } r_l = 0,65 \cdot \frac{T_{m\acute{a}x}}{1,8} \quad (\text{kPa}) \quad (2.58)$$

Para o cálculo da capacidade de carga última utiliza-se a equação:

$$R = R_p + 0,65 \cdot U \cdot L \cdot \frac{T_{m\acute{a}x}}{1,8} \quad (\text{kN}) \quad (2.59)$$

O autor recomenda a utilização de um fator de segurança global igual a 2 para o cálculo da carga admissível.

2.6.4.3. Método Décourt (1996)

Décourt (1996) propôs a introdução dos coeficientes α e β na metodologia, já consagrada de Décourt e Quaresma (1978) e sugere a utilização do N equivalente (N_{eq}) quando forem obtidos dados de ensaio SPT-T:

$$N_{eq} = \frac{T}{1,2} \quad (2.60)$$

Em que: T, em kgf.m

Assim, os valores de N podem corresponder tanto ao N_{SPT} tradicional como ao N_{eq} do SPT - T, ao ser empregado na metodologia de Décourt (1996) que utiliza dados do SPT.

Logo, a capacidade de carga última será obtida pela seguinte expressão:

$$R = a.R_p + b.10\left(\frac{N}{3} + 1\right)S_l \quad (\text{kN}) \quad (2.61)$$

2.6.4.4. Método Peixoto (2001)

Este método para previsão da capacidade de carga de estacas foi sugerido por Peixoto (2001) levando-se em consideração a metodologia proposta por Ranzini (2000), sendo introduzida algumas modificações, após trabalhos realizados com um torquímetro elétrico desenvolvido em sua pesquisa de doutorado.

Para o cálculo da parcela de atrito lateral utiliza-se a metodologia sugerida por Ranzini (2000), mas usando-se $fT_{m\acute{a}x}$ e multiplicando-se por um coeficiente F_1 que é função de $T_{m\acute{a}x} / N$ e do tipo de estaca.

$$P_L = F_1 \cdot s_l \cdot fT_{m\acute{a}x} \cdot A_l \quad (\text{kN}) \quad (2.62)$$

Em que: F_1 - fator de correção em função do tipo de estaca e da relação $T_{m\acute{a}x}/N$, Tabela 2.7;

s_1 - coeficiente em função do tipo da estaca (Tabela 2.7);

A_1 - área da superfície lateral da estaca (m^2).

$$fT_{máx} = \frac{\sum \Delta l_i \cdot fT_{máx_i}}{\sum \Delta l_i} \quad (\text{kPa}) \quad (2.63)$$

Em que: Δl_i - comprimento do trecho elementar de ordem “i” do fuste (m);
 $fT_{máx_i}$ - tensão de atrito lateral máxima medida pelo torquímetro na altura do trecho elementar de ordem “i” do fuste (kPa).

Sendo assim, a capacidade de carga pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$P_R = F_1 \cdot s_1 \cdot A_1 \cdot \frac{\sum \Delta l_i \cdot fT_{máx_i}}{\sum \Delta l_i} + P_P \quad (\text{kN}) \quad (2.64)$$

Tabela 2.7 Valores dos coeficientes s_1 e F_1 (Peixoto, 2001).

Tipo de estaca	s_1	F_1	
		$T_{máx}/N < 1$	$T_{máx}/N > 1$
Pré-moldada de pequeno diâmetro	0,8	1,0	
Ômega	3,0		
Metálica	0,3		
Injetada de pequeno diâmetro	2,0		
Raiz	1,5		
Strauss	0,8	1,3	0,7
Franki	0,8	0,7	0,5
Apiloadada	3,5	0,7	0,5
Hélice-contínua	2,0	1,0	0,3
Escavada e broca	1,4	1,3	0,7
Barrete	0,7	1,0	1,0

2.7. Capacidade de carga baseada nos ensaios de provas de carga

Segundo a NBR 6122/1996, a capacidade de carga de uma estaca pode ser determinada através da execução de provas de carga seguindo as recomendações da NBR 12.131/1991. No cálculo da carga admissível o coeficiente de segurança contra a ruptura deve ser igual a 2.

Em fundações profundas consideram-se dois tipos de ruptura, a física e a convencional. O fenômeno da ruptura é abordado por diversas teorias de capacidade de carga, mas não definem as deformações necessárias para atingí-la. As provas de carga apresentam resultados gráficos através de curvas carga-recalque, onde às vezes a definição de ruptura nítida é inexistente. No caso de estacas escavadas, a ruptura física nunca ocorre, considerando-se apenas a ruptura convencional.

De Beer (1988) apresenta os conceitos de ruptura física e de ruptura convencional. A ruptura física Q_{uu} é definida como sendo o limite da relação do acréscimo do recalque da ponta da estaca (Δs_B) pelo acréscimo de carga (ΔQ), tendendo ao infinito.

$$Q_{uu} = Q, \text{ para } (\Delta s_B / \Delta Q) = 8 \quad (2.65)$$

Décourt (1996) propôs uma definição de ruptura física de fundações em geral baseada no conceito de rigidez. A rigidez de uma fundação (R) é a relação entre a carga aplicada e o recalque produzido pela aplicação dessa carga. A ruptura física (Q_{uu}) é a carga correspondente a um valor de rigidez nulo, ou seja, Q_{uu} é igual ao limite de Q quando o recalque tende a infinito e, portanto, a rigidez tende a zero. Na ruptura convencional, um valor de recalque arbitrário é adotado para caracterizar a carga de ruptura.

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

A NBR 6122/96 (item 7.2.2.3) considera três situações em que uma prova de carga não apresenta ruptura nítida: 1) quando não se pretende levar a estaca à ruptura; 2) ou a estaca tem capacidade de resistir a uma carga maior do que aquela imposta pela reação; 3) ou quando a estaca é carregada até apresentar um recalque considerável.

Nos dois primeiros casos, deve-se extrapolar a curva carga-recalque para a determinação da carga de ruptura. No Brasil, um método muito usado para essa extrapolação é o de Van der Veen (1953).

No terceiro caso, a carga de ruptura pode ser convencionalizada como aquela que corresponde, na curva carga-recalque mostrada na Figura 2.18, ao recalque obtido pela equação seguinte, ou por outros métodos consagrados:

$$r_R = \frac{R \times L}{A \times E} + \frac{D}{30} \quad (2.66)$$

Em que: r_R - recalque de ruptura convencional;
R - carga de ruptura convencional;
L - comprimento da estaca;
A - área da seção transversal da estaca;
E - módulo de elasticidade do material da estaca;
D - diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

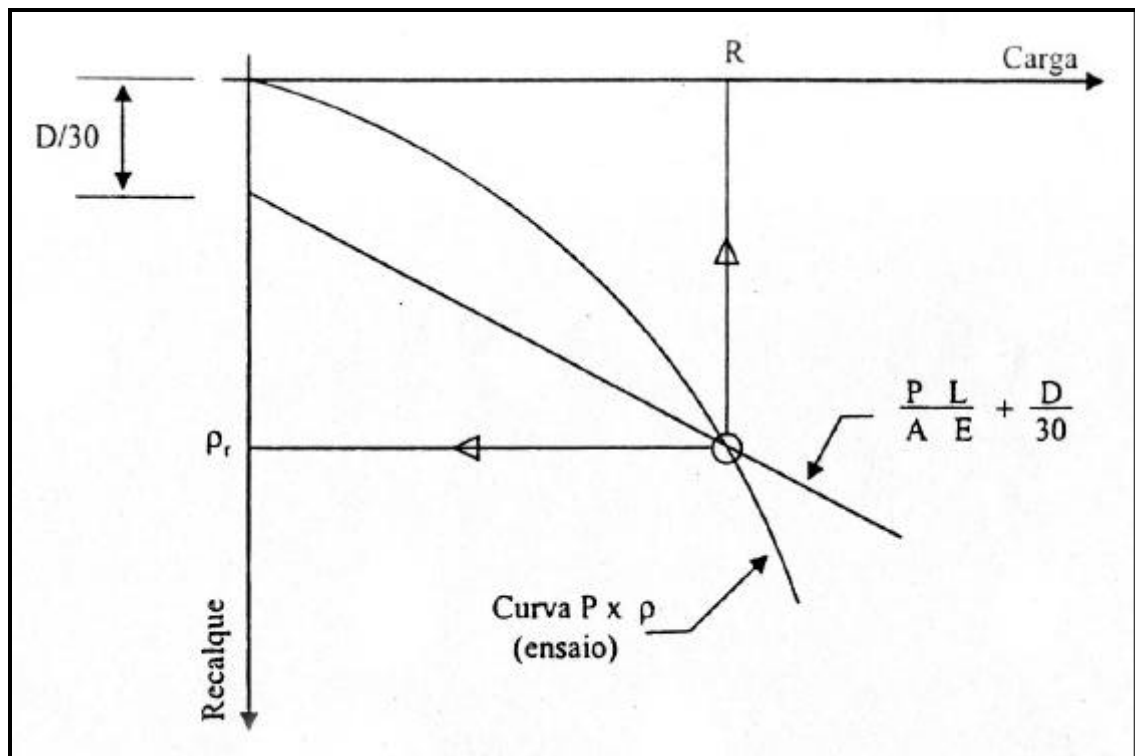


Figura 2.18 Obtenção da carga de ruptura convencional (NBR 6122/96).

Para estacas de concreto, na falta de qualquer indicação, podem ser adotados para o módulo de elasticidade os valores conservadores de $E_c = 20$ GPa e de $E_c = 25$ GPa para estacas escavadas e pré-moldadas de concreto, respectivamente. Assim, a partir de um valor adotado de carga (P), por exemplo, a carga nominal (considerando apenas o aspecto estrutural) da estaca (Tabela 2.8), calcula-se o correspondente recalque (ρ):

$$r = \frac{P \times L}{A \times E} + \frac{D}{30} \quad (2.67)$$

e, em seguida, por este ponto ($P; \rho$) plota-se a reta que corta o eixo dos recalques em $D/30$. O ponto de interseção dessa reta com a curva carga x recalque caracteriza a carga de ruptura convencional.

Tabela 2.8 Valores de carga nominal para estacas escavadas.

Tipo de estaca	Tensão média do fuste	Dimensão (cm)	Carga nominal (kN)
Broca	$\sigma = 3,0 \text{ MPa}$	$\phi 20$	100
		$\phi 25$	150
Strauss	$\sigma = 4,0 \text{ MPa}$	$\phi 25$	200
		$\phi 32$	300
		$\phi 38$	450
		$\phi 42$	550
		$\phi 45$	650
Escavada com trado espiral (sem lama)	$\sigma = 4,0 \text{ MPa}$	$\phi 25$	200
		$\phi 30$	300
		$\phi 35$	400
		$\phi 40$	500
		$\phi 45$	650
		$\phi 50$	800
Estacão (escavada com lama bentonítica)	$\sigma = 4,0 \text{ MPa}$	$\phi 60$	1.100
		$\phi 80$	2.000
		$\phi 100$	3.000
		$\phi 120$	4.500
		$\phi 140$	6.000
		$\phi 160$	8.000
		$\phi 180$	10.000
		$\phi 200$	12.500
Estaca-diafragma ou "barrete"	$\sigma = 4,0 \text{ MPa}$	40 x 250	4.000
		50 x 250	5.000
		60 x 250	6.000
		80 x 250	8.000
		100 x 250	10.000
		120 x 250	12.000

Fonte: Aoki e Cintra, 1999.

3. MATERIAL E MÉTODOS

Neste capítulo, será feita a descrição e a caracterização geotécnica do local onde foram realizados os ensaios de campo e a descrição da metodologia utilizada para a montagem e a realização das provas de carga.

3.1. Localização do Campo Experimental II

Esta tese foi desenvolvida a partir de ensaios de campo realizados no Campo Experimental II, da Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa – MG, situado nas dependências da fábrica de pré-moldados, localizada atrás do Departamento de Engenharia Agrícola, conforme ilustra a Figura 3.1.

A cidade de Viçosa está localizada na região sudeste do Estado de Minas Gerais, zona da mata mineira, a uma altitude de 651 m, com latitude de 20°45'S e longitude 42°51'W. A precipitação média anual é de 1.341 mm e, a temperatura média anual é de 19°C.

O Campo Experimental II foi utilizado pela primeira vez durante pesquisa realizada em 2003, que deu origem à dissertação de mestrado de Borges (2004).

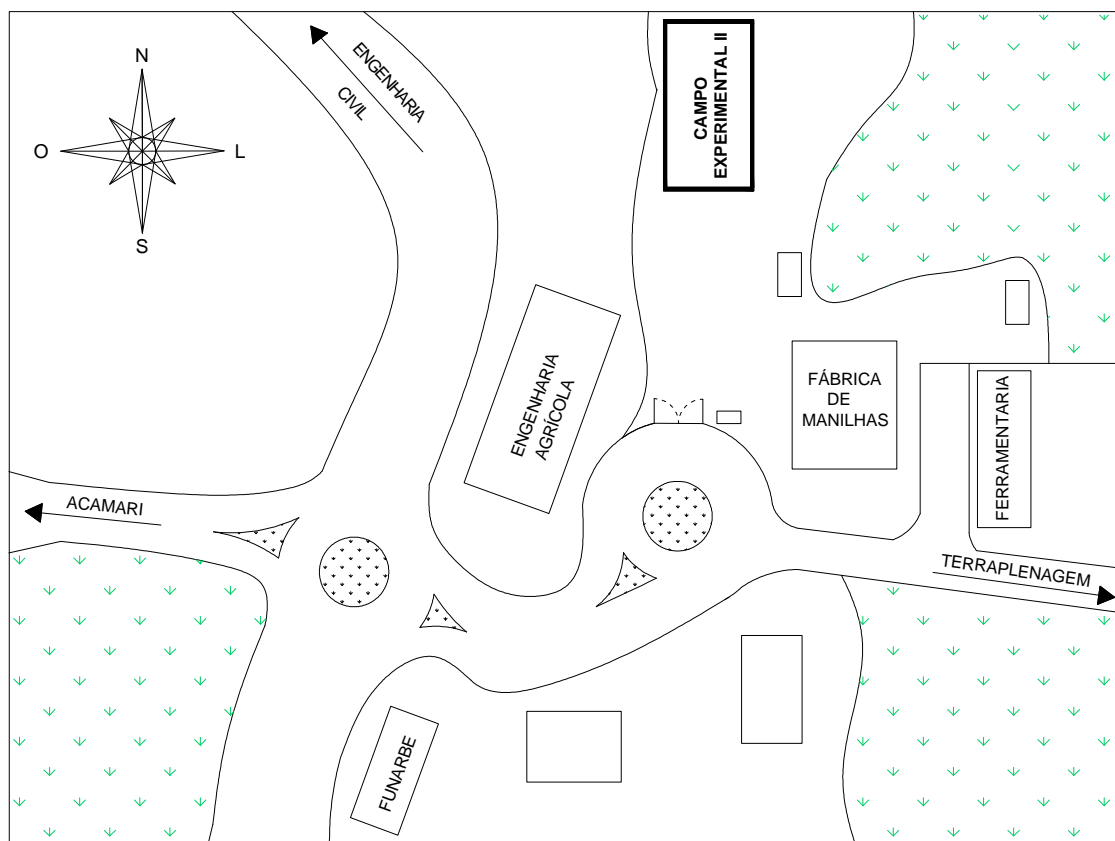


Figura 3.1 Localização do Campo Experimental II, em Viçosa-MG (Bessa, 2005).

Essa área de pesquisa foi escolhida devido à ausência de lençol freático até a profundidade de 9 m e, por apresentar um perfil de subsolo mais homogêneo, proporcionando condições ideais à execução de estacas escavadas (com comprimento de 6 m) com trado mecânico ou manual, sem a necessidade de suporte das paredes do fuste ao longo da escavação e, possibilitando também, a retirada de amostras indeformadas para realização de ensaios triaxiais. Através dos ensaios de granulometria conjunta em amostras retiradas durante a execução do ensaio PMT, realizados em conjunto com Borges (2004), o subsolo estudado apresenta um perfil conforme ilustrado na Figura 3.2.

Em relação à área estudada, pôde-se identificar a presença, em proporções mínimas, de um material analisado tátil e visualmente como quartzo, feldspato e mica, variando ao longo da profundidade da escavação das estacas e da realização dos pré-furos do PMT.

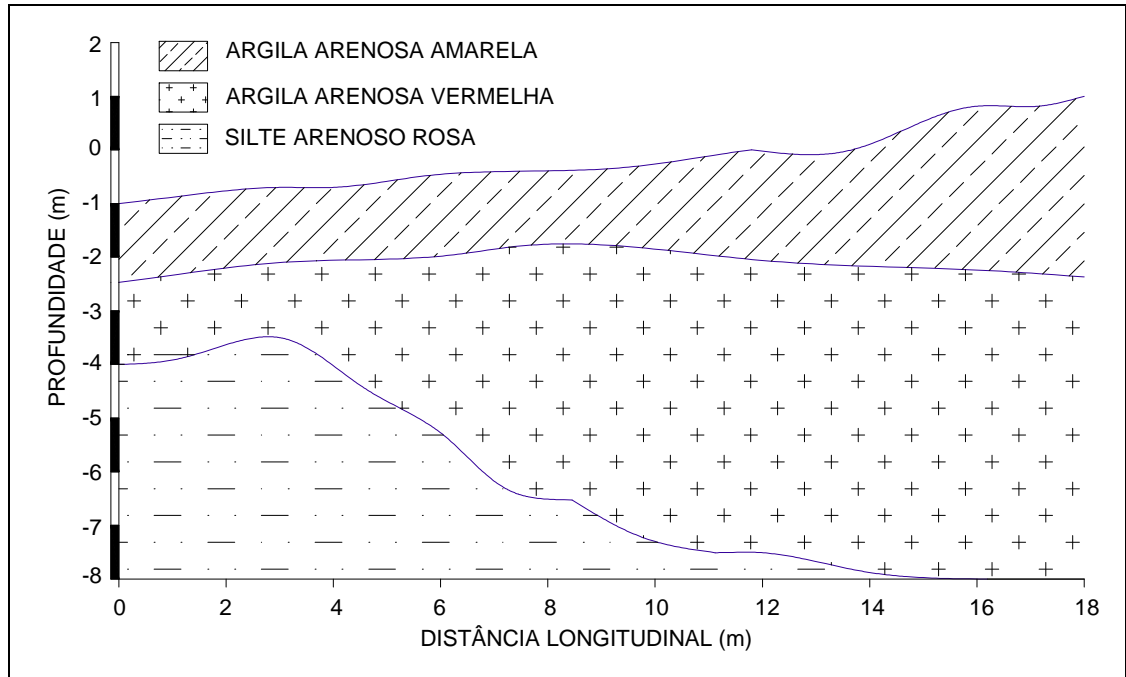


Figura 3.2 Perfil do subsolo do Campo Experimental II (Bessa, 2005).

3.2. Ensaios de Campo e Laboratório

Nesta pesquisa, foram utilizados os seguintes ensaios de campo: sondagem de simples reconhecimento à percussão (SPT), sondagem de simples reconhecimento à percussão com medida de torque (SPT-T), ensaio dilatométrico de Marchetti (DMT), ensaio pressiométrico de Ménard (PMT), executados por Borges (2004) e, provas de carga estáticas em estacas, realizadas posteriormente no decorrer da pesquisa. Após a execução das provas de carga, também foram realizados ensaios DMT próximos às estacas já ensaiadas.

Os ensaios de laboratório, realizados em conjunto com Borges (2004), foram os seguintes: caracterização (limite de liquidez, limite de plasticidade, granulometria, peso específico dos sólidos) e teor de umidade natural, a partir de amostras deformadas do solo coletadas durante a execução dos pré-furos para a realização dos ensaios PMT.

Além dos ensaios de laboratório citados, foi realizado o ensaio triaxial adensado drenado (amostras no teor de umidade natural) em amostras

indeformadas. Para a coleta das amostras indeformadas, foi perfurado um poço, seguindo as recomendações da NBR 9604/1986, realizado por Borges (2004). A locação dos ensaios de campo realizados, do poço de coleta das amostras indeformadas e das estacas ensaiadas se encontram na Figura 3.3.

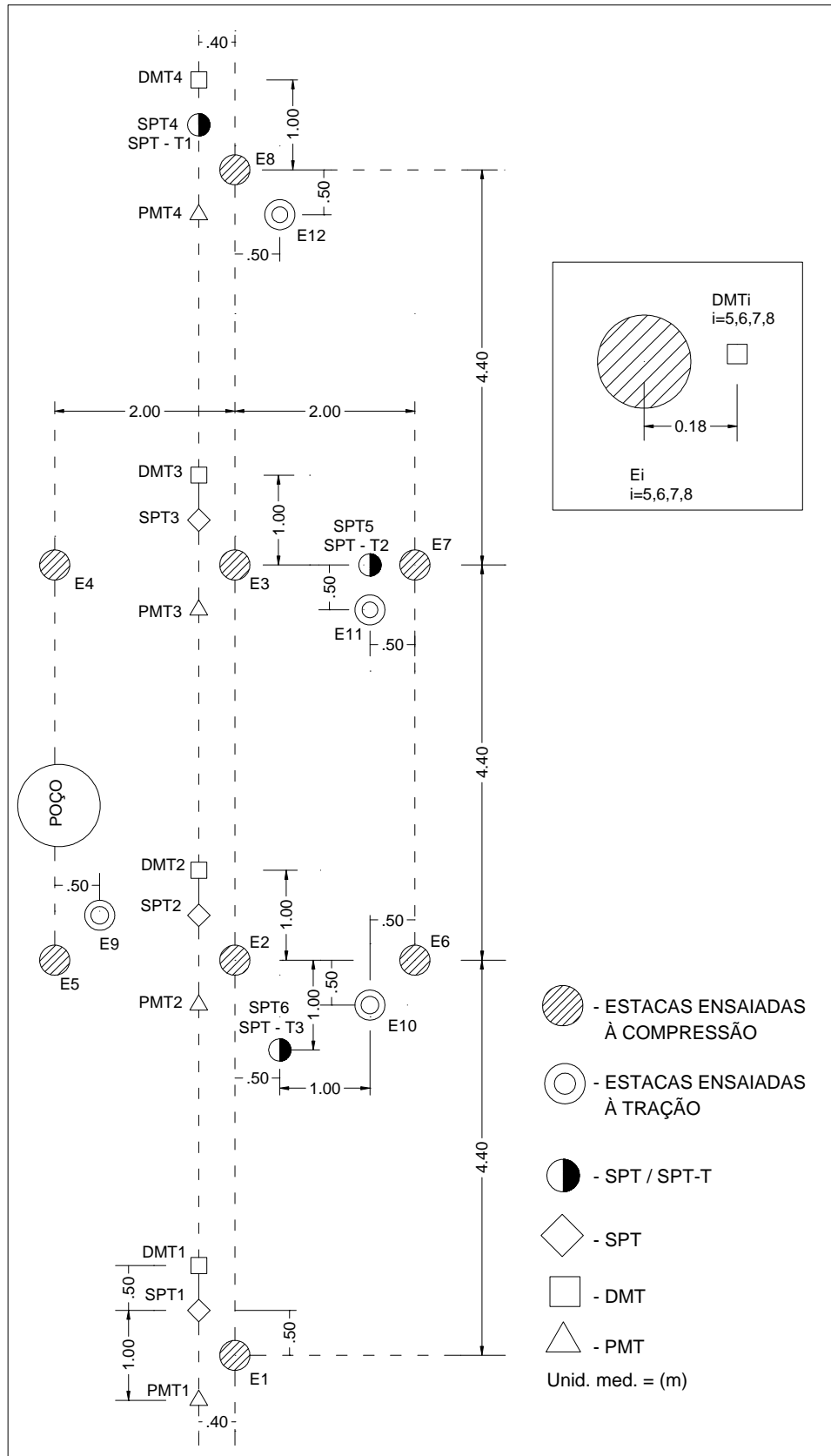


Figura 3.3 Locação dos ensaios de campo realizados, do poço de coleta das amostras indeformadas e das estacas ensaiadas (E5, E6, E7 e E8).

3.3. Execução das estacas

Neste trabalho, foram ensaiadas as estacas E5, E6, E7 e E8, executadas em conjunto com as estacas E1, E2, E3 e E4, ensaiadas por Borges (2004). Posteriormente, foram executadas, com trado manual, as estacas E9, E10, E11 e E12, nas quais foram realizadas provas de carga à tração por Bessa (2005). Para a confecção das estacas E5, E6, E7 e E8, foram escavados, simultaneamente, furos de 6 m de profundidade e, 0,25 m de diâmetro com trado mecânico, porém, a concretagem foi feita em intervalos de tempo diferentes após a escavação, como mostra a Tabela 3.1. Este procedimento foi realizado com o intuito de se verificar a influência do tempo de abertura do furo na determinação da resistência lateral das estacas a partir das provas de carga executadas.

Tabela 3.1 Intervalo de tempo entre a escavação e a concretagem das estacas.

Estaca	Intervalo de tempo (horas)
E5	144
E6	96
E7	48
E8	24

Após a escavação das estacas foi introduzida em cada uma delas uma barra de aço de 8,0 mm de diâmetro, soldada a uma chapa metálica como mostra a Figura 3.4. Esta barra de aço foi envolvida por um tubo de PVC para não haver contato com o concreto. Sobre a chapa metálica, colocou-se um pedaço de isopor de 3,0 cm de espessura, com o objetivo de estabelecer o momento em que a resistência de ponta começaria a ser mobilizada, após a deformação total do isopor. Entretanto, pelo fato de haver solo solto, restante da escavação, sob a chapa metálica e, também, pelo peso do concreto lançado, esta idéia não se concretizou. A finalidade da barra de aço era receber no topo da estaca o extensômetro que mediria o deslocamento da ponta. Foi fixada também uma chapa de aço no topo da estaca, soldada a um pedaço de barra de aço de 8,0 mm para receber o extensômetro que mediria o deslocamento do topo.

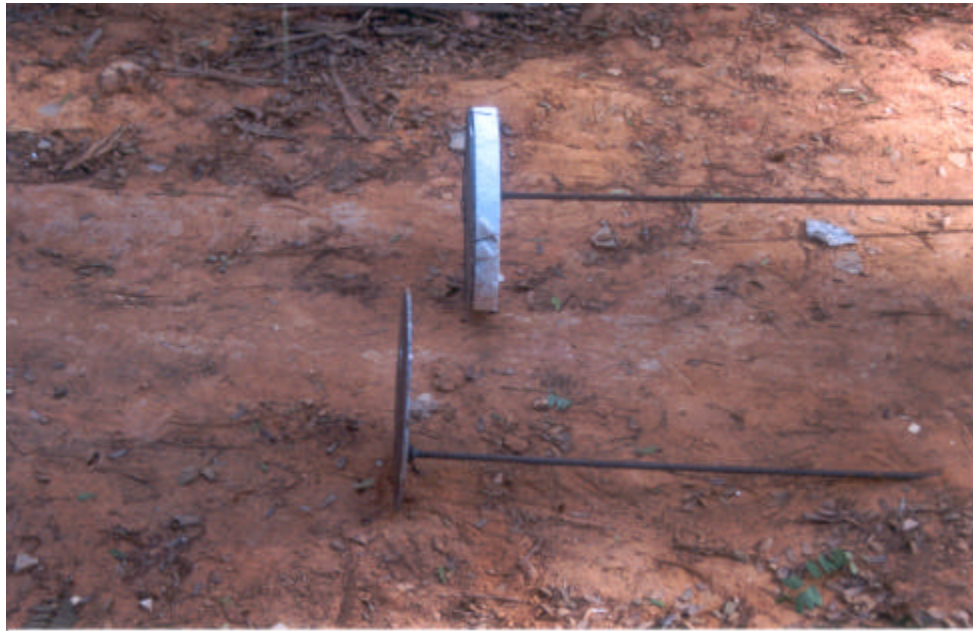


Figura 3.4 Detalhe das barras de aço, do isopor e das chapas metálicas fixadas nas estacas.

A escavação das estacas foi feita com trado mecânico acoplado ao chassi de um caminhão, cedido pela Meksol. A Figura 3.5 mostra a escavação sendo realizada.



Figura 3.5 Escavação da estaca com trado mecânico.

O concreto utilizado na confecção das estacas foi preparado no local com uso de uma betoneira. Foram moldados corpos de prova segundo a NBR 5738, para a realização de ensaios de compressão (NBR 5739) e chegou-se a valores de f_{cj} aos 28 dias compreendidos entre 15,5 e 18,2 MPa, satisfazendo a proposta inicial de se trabalhar com f_{ck} de 15 MPa, valor mínimo recomendado pela NBR 6122/1996. O concreto foi lançado do topo da perfuração (Figura 3.6) com o auxílio de funil para preservar as paredes do fuste, seguindo as recomendações da norma. As estacas não foram armadas.

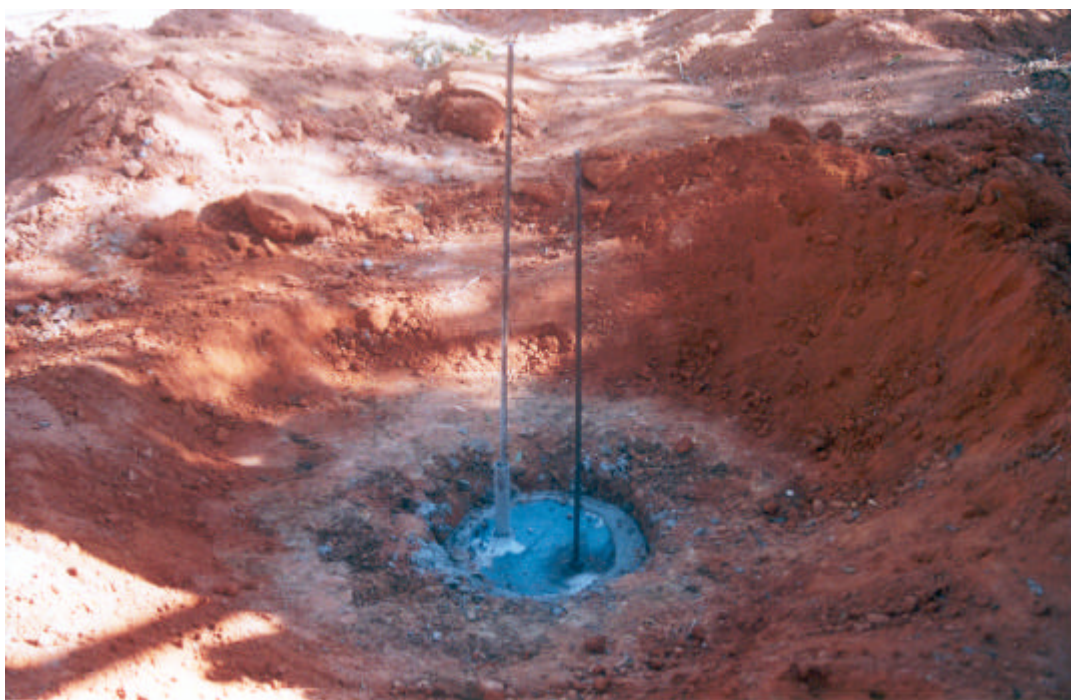


Figura 3.6 Topo da estaca concretada com detalhe da chapa metálica e das barras de aço para fixação dos extensômetros.

3.4. Realização das provas de carga estáticas

3.4.1. Procedimentos adotados antes da montagem

Antes da montagem das provas de carga, foram adotadas algumas medidas de precaução, como: limpeza e nivelamento do terreno; preparação do topo da estaca; isolamento da área próxima às estacas ensaiadas com construção

de canaletas e barreiras de solo, para evitar percolação de água, no caso de chuvas; montagem de uma cobertura com lona preta sobre o local ensaiado; aferição dos extensômetros utilizados para medir os deslocamentos; calibração dos macacos hidráulicos utilizados para aplicação da carga.

A calibração dos macacos hidráulicos foi realizada pelo Laboratório de Materiais de Construção Civil, da UFV, de acordo com as normas estabelecidas para este procedimento. Nas Figuras 3.7 e 3.8 são apresentadas as curvas de calibração de cada macaco hidráulico, um com capacidade de 500 kN e o outro, com capacidade de 2000 kN.

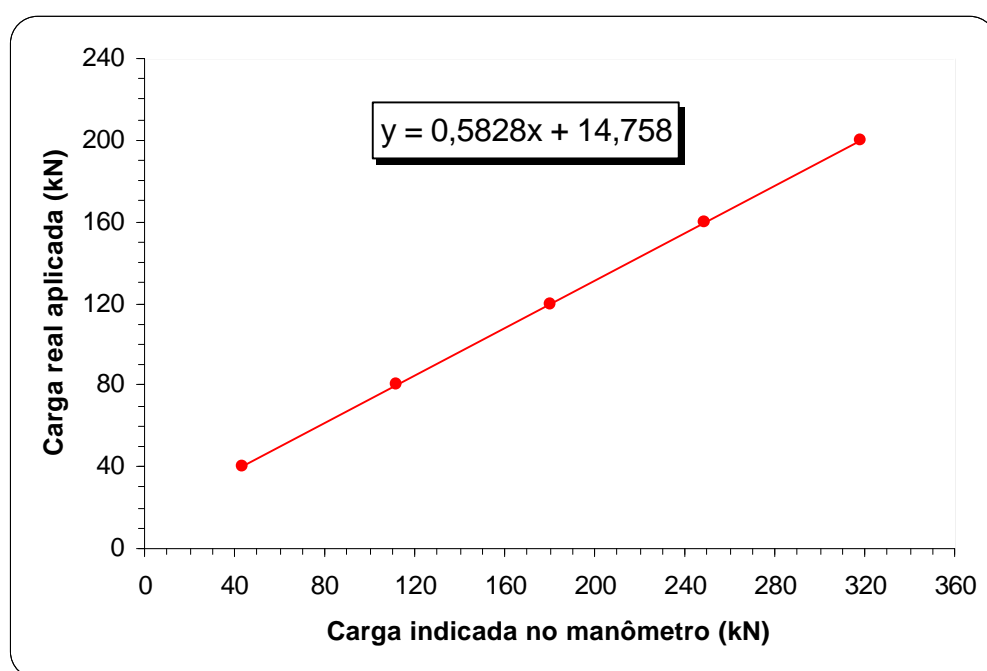


Figura 3.7 Curva de calibração do macaco hidráulico de 500 kN.

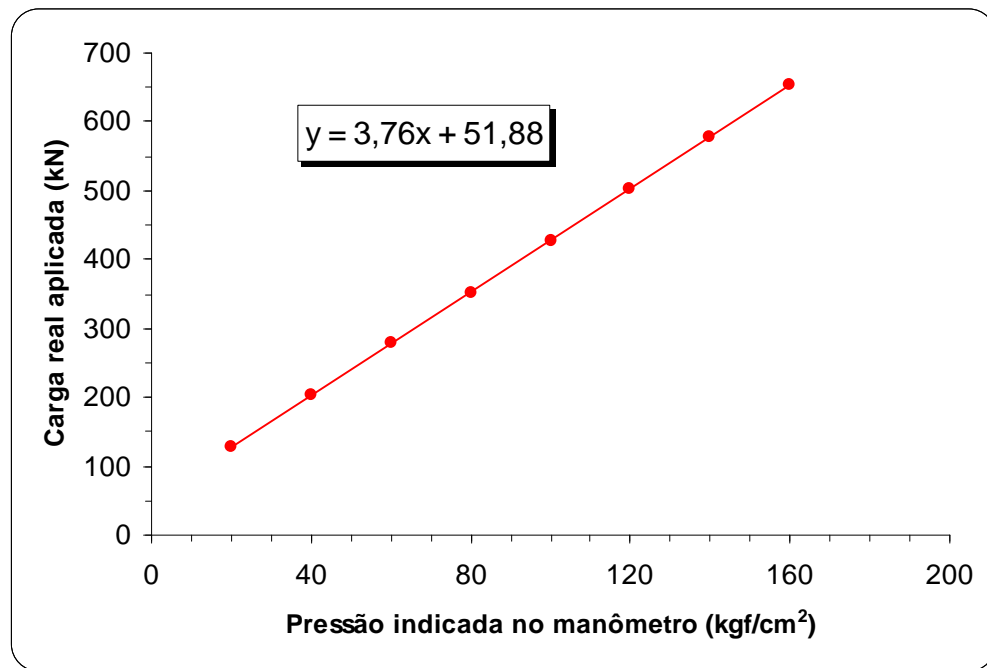


Figura 3.8 Curva de calibração do macaco hidráulico de 2000 kN.

3.4.2. Materiais utilizados na montagem

Os materiais utilizados durante a montagem do ensaio estão listados abaixo:

- uma viga metálica principal de perfil caixão enrijecida, com 4,40 m de comprimento, 0,25 m de largura e 0,40 m de altura;
- duas vigas metálicas secundárias de perfil “I” enrijecidas, com 2,00 m de comprimento, 0,25 m de largura e 0,40 m de altura;
- viga de referência de madeira;
- hastes metálicas com reguladores em uma das extremidades para encaixar e controlar a verticalidade dos extensômetros ao apoiá-los sobre as placas de vidro;
- placas de vidro coladas sobre um pedaço de chapa metálica para apoio dos extensômetros;
- três extensômetros com precisão de centésimos de milímetros, sendo dois com curso máximo de 5 cm e um com curso de 3 cm;

- um macaco hidráulico com capacidade de 500 kN e outro com capacidade de 2000 kN;
- duas bombas hidráulicas com manômetros acoplados;
- termômetro para se medir a temperatura ambiente;
- pedaços de chapas metálicas que foram apoiados sobre o macaco para ajustá-lo de acordo com a altura da viga principal;
- pontaletes de madeira;
- conjunto de chapas de aço furadas nas extremidades;
- pedaços variados de tubos de aço que serviram como esticadores;
- luvas de aço rosqueadas;
- chapa quadrada de ferro colocada sobre o topo da estaca, na qual foi apoiado o macaco.

3.4.3. Montagem e execução

Antes de se iniciar a montagem do sistema de reação, existiu a preocupação em atender às especificações da NBR 12.131/1991 (item 2.1.7), que define uma distância livre mínima de três vezes o diâmetro da estaca ou no mínimo 1,50 m entre o sistema de reação e a estaca ensaiada, quando esta tiver seção transversal circular. Deste modo, não haverá interferência no comportamento do solo durante o carregamento. Atendidas tais recomendações, foram cravados os tirantes a uma profundidade média de aproximadamente 3,0 m, ficando ancorados no terreno e sendo capazes de suportar os esforços de tração quando fossem aplicadas as cargas pelo macaco hidráulico no topo das estacas. Foram cravados 8 tirantes de cada lado do sistema de reação.

Em seguida, procedeu-se à montagem das fogueiras com os pontaletes de madeira, com a preocupação em deixá-las niveladas, prontas para receber a viga metálica principal, na qual se apoiariam as vigas metálicas secundárias. O processo de içamento e apoio das vigas sobre as fogueiras foi realizado com o auxílio de um caminhão munk.

Com as vigas já instaladas, deu-se início ao travamento das mesmas, encaixando-se as chapas de aço nos tirantes, apoiando-as sobre as vigas secundárias. Finalizando a montagem do sistema de reação, foram colocados os esticadores e rosqueadas as luvas de aço nas extremidades dos tirantes, impedindo assim o movimento das vigas. Na Figura 3.9 apresenta-se um desenho esquemático da montagem da prova de carga.

A viga de referência de madeira foi disposta em conformidade com o item 2.2.7 da NBR 12.131/1991, sendo fixada ao solo a uma distância de 1,5 m do eixo da estaca ensaiada. Nela foram acopladas as hastes metálicas, nas quais foram fixados 3 extensômetros, sendo dois apoiados sobre o topo da estaca (um para leitura do deslocamento do topo e outro para leitura do deslocamento da ponta) e o terceiro apoiado na chapa de ferro que sustentava o macaco hidráulico. Em seguida foi feito um acompanhamento durante um período de 24 horas para verificar a influência da variação da temperatura nas leituras dos extensômetros. Neste período mediu-se a temperatura ambiente e anotaram-se as leituras, observando-se deslocamentos inferiores a 0,1 mm. Por este motivo, desprezou-se a correção das leituras devido à variação de temperatura.

O ensaio foi realizado com carregamento lento, sendo a carga aplicada em cada estágio igual a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada, seguindo as recomendações da NBR 12.131/1991. Em cada estágio de carregamento, a carga foi mantida até a estabilização dos deslocamentos, e no mínimo por 30 minutos. Foram utilizados dois macacos hidráulicos, para se garantir um nível confiável de medição da transferência de carga para as estacas. Inicialmente foi utilizado o macaco de 500 kN de capacidade, até uma carga aplicada de 200 kN, procedeu-se ao descarregamento e, passou-se, então, a utilizar o macaco de 2000 kN de capacidade de carga.

Nas quatro provas de carga realizadas, não se atingiu a ruptura das estacas, pois se constatou que já havia ocorrido a plena mobilização do atrito lateral devido ao nível de carregamento aplicado e aos recalques ocorridos.

As Figuras 3.10 a 3.15 ilustram a montagem da prova de carga descrita acima.

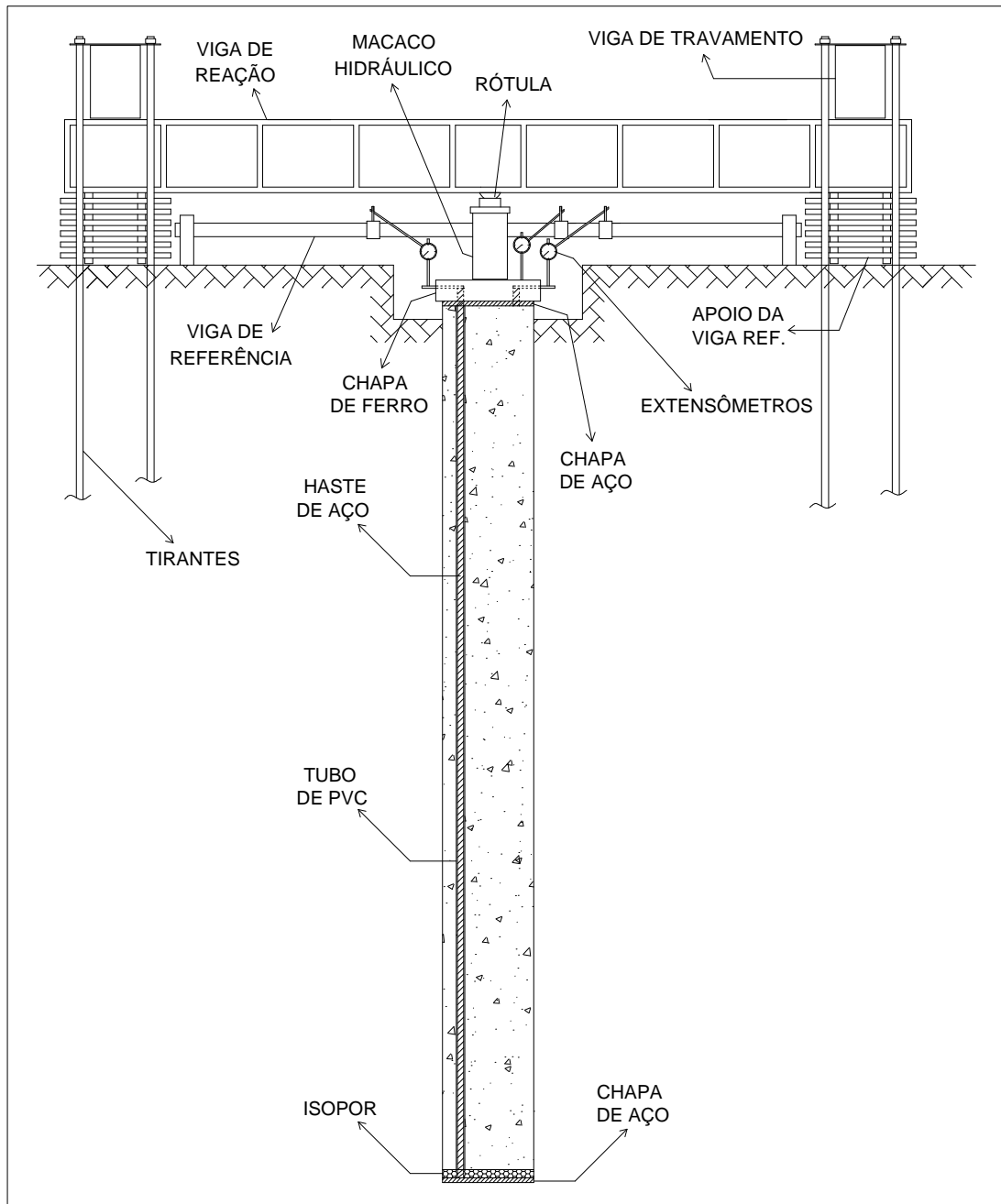


Figura 3.9 Desenho esquemático da montagem da prova de carga.



Figura 3.10 Montagem da prova de carga.



Figura 3.11 Instalação dos extensômetros e do macaco hidráulico de 500 kN.



Figura 3.12 Instalação do macaco hidráulico de 2000 kN.

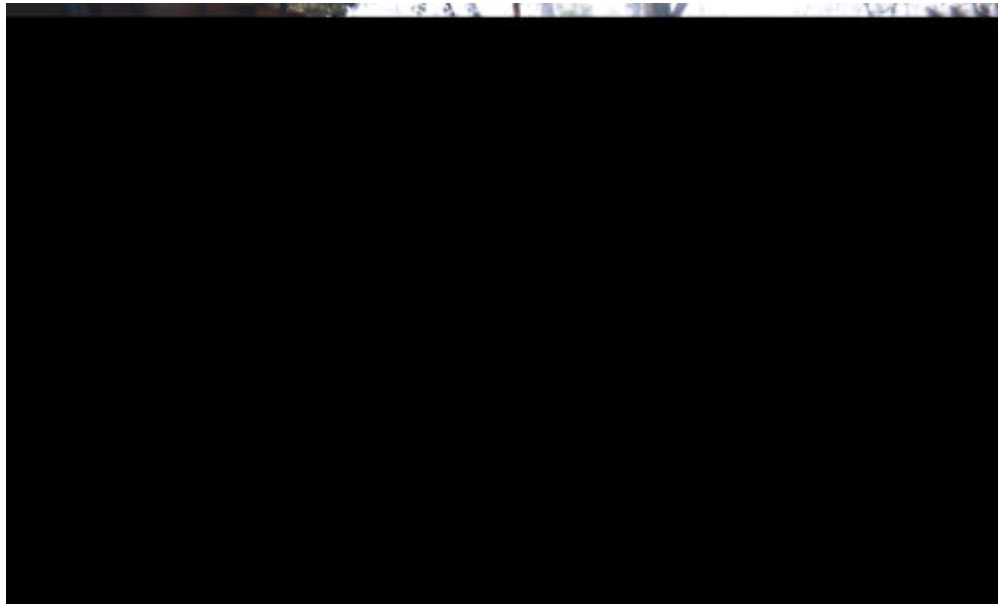


Figura 3.13 Bomba hidráulica para aplicação das cargas do macaco hidráulico de 2000 kN.



Figura 3.14 Detalhe da chapa de ferro para apoio do macaco hidráulico.



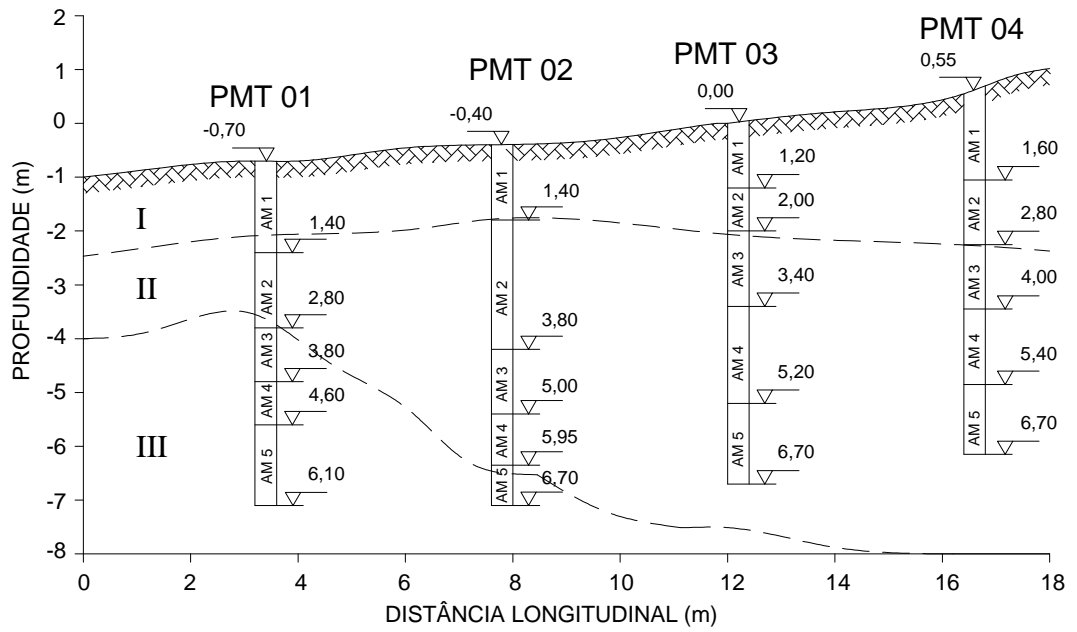
Figura 3.15 Viga de referência utilizada para fixação das hastes metálicas.

4. RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS E DE CAMPO

4.1. Ensaaios de Laboratório

4.1.1. Análise Granulométrica

Borges (2004) realizou ensaios de granulometria do solo (NBR 7181/1984) em amostras deformadas, coletadas nos 04 ensaios de PMT realizados. A cada furo de sondagem do PMT foram selecionadas 05 amostras ao longo da profundidade conforme ilustrado na Figura 4.1. Elas foram acondicionadas em sacos plásticos, sendo mantidas à sombra durante o período de amostragem. A seleção das amostras foi feita através de uma análise tátil visual, identificando semelhanças como, por exemplo, na cor e na textura. A Tabela 4.1 apresenta os resultados desses ensaios e no Anexo B estão plotadas as curvas granulométricas das amostras coletadas no furo do ensaio PMT 01.



- I - ARGILA ARENOSA AMARELA
- II - ARGILA ARENOSA VERMELHA
- III - SILTE ARENOSO ROSA

Figura 4.1 Localização das amostras coletadas nos furos de sondagem dos ensaios pressiométricos ao longo do perfil do solo estudado.

Tabela 4.1 Resultados dos ensaios de granulometria conjunta.

Furo de Sondagem	Amostras	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
PMT 01	1	61	6	33
	2	63	6	32
	3	32	24	44
	4	29	25	46
	5	29	26	44

Furo de Sondagem	Amostras	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
PMT 02	1	63	6	31
	2	63	6	31
	3	65	6	29
	4	60	10	30
	5	31	23	46

Furo de Sondagem	Amostras	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
PMT 03	1	62	4	34
	2	63	4	33
	3	64	4	32
	4	66	4	30
	5	63	5	32

Furo de Sondagem	Amostras	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
PMT 04	1	61	3	36
	2	62	3	35
	3	62	3	35
	4	66	4	30
	5	65	5	30

4.1.2. Limites de consistência

De acordo com as NBR 6459/1984 e NBR 7180/1984, foram realizados os ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade, sendo as amostras coletadas a cada furo de sondagem do PMT, subdivididas em dois grupos. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 Resultados dos ensaios de limites de consistência.

Furo de sondagem	Lotes	Amostras	LL (%)	LP (%)
PMT 01	1	1 e 2	79	42
	2	3, 4 e 5	46	23
PMT 02	3	1, 2, 3 e 4	72	39
	4	5	41	22
PMT 03	5	1 e 2	72	33
	6	3, 4 e 5	79	35
PMT 04	7	1, 2 e 3	70	33
	8	4 e 5	76	36

4.1.3. Peso específico dos sólidos

Para a determinação do peso específico dos sólidos, foram seguidas as recomendações da NBR 6508/1984. As amostras selecionadas foram as mesmas utilizadas nos ensaios de granulometria. Na Tabela 4.3 estão apresentados os resultados deste ensaio.

Tabela 4.3 Resultados dos ensaios de peso específico dos sólidos.

Furo de Sondagem	Amostras	Profundidade (m)	g_s (kN/m³)
PMT 01	1	0,4 a 1,4	28,5
	2	1,4 a 2,8	28,6
	3	2,8 a 3,8	27,1
	4	3,8 a 4,6	27,7
	5	4,6 a 6,1	26,9
PMT 02	1	0,4 a 1,4	29,0
	2	1,4 a 3,8	29,3
	3	3,8 a 5,0	28,6
	4	5,0 a 5,95	28,3
	5	5,95 a 6,6	26,7
PMT 03	1	0,4 a 1,2	27,9
	2	1,2 a 2,0	27,1
	3	2,0 a 3,4	27,9
	4	3,4 a 5,2	27,9
	5	5,2 a 6,6	28,5
PMT 04	1	0,4 a 1,6	28,6
	2	1,6 a 2,8	28,0
	3	2,8 a 4,0	28,1
	4	4,0 a 5,4	28,4
	5	5,4 a 6,6	27,8

4.1.4. Teor de umidade

O teor de umidade foi determinado para cada uma das amostras coletadas nos ensaios PMT 01, 02, 03 e 04, ou seja, a cada 20 cm ao longo da profundidade de cada furo. Obteve-se, assim, um lote de amostras para cada furo de sondagem do PMT, sendo calculado um teor de umidade médio para cada lote. Na Tabela 4.4 estão apresentados os teores de umidade.

Tabela 4.4 Resultados dos teores de umidade médios.

Furo de sondagem	W_{médio} (%)
PMT 01	22,23
PMT 02	22,33
PMT 03	22,74
PMT 04	21,27
Valor médio	22,14

4.1.5. Triaxial CID_{NAT}

O ensaio triaxial consolidado e drenado, com o solo no teor de umidade natural, se caracteriza pela aplicação de uma tensão confinante (σ_3) até o adensamento do solo, sendo aplicada em seguida uma tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$), permitindo a drenagem, e conseqüentemente, a dissipação das poro-pressões. Os resultados obtidos são valores de tensões totais iguais a tensões efetivas. Conforme recomendações de Head (1982), os nove corpos de prova ensaiados foram moldados em uma câmara úmida, com o objetivo de preservar ao máximo a umidade natural do solo. Os corpos de prova foram moldados a partir de amostras indeformadas, retiradas do poço perfurado no Campo Experimental II, nas profundidades de 2, 4 e 6 m, sendo ensaiados 3 corpos de prova para cada profundidade. O ensaio foi realizado com deformação controlada, a uma velocidade de 0,015 mm/min e foram aplicadas três tensões confinantes aos corpos de prova: 50, 100 e 200 kPa. A realização destes ensaios objetivou apenas a determinação dos valores da coesão (c) e do ângulo de atrito (ϕ) do solo estudado, os quais estão apresentados na Tabela 4.5. As Figuras 4.2, 4.3 e 4.4 apresentam as trajetórias de tensões efetivas nas profundidades de 2,0 m, 4,0 m e 6,0 m, respectivamente, e o Anexo C apresenta as curvas tensão x deformação e deformação axial x deformação volumétrica obtidas nas mesmas profundidades.

Tabela 4.5 Parâmetros de coesão e ângulo de atrito do ensaio triaxial CID_{NAT}.

Amostra indeformada	Profundidade (m)	C (kPa)	f (°)
1	2,0	51	45
2	4,0	181	39
3	6,0	256	31

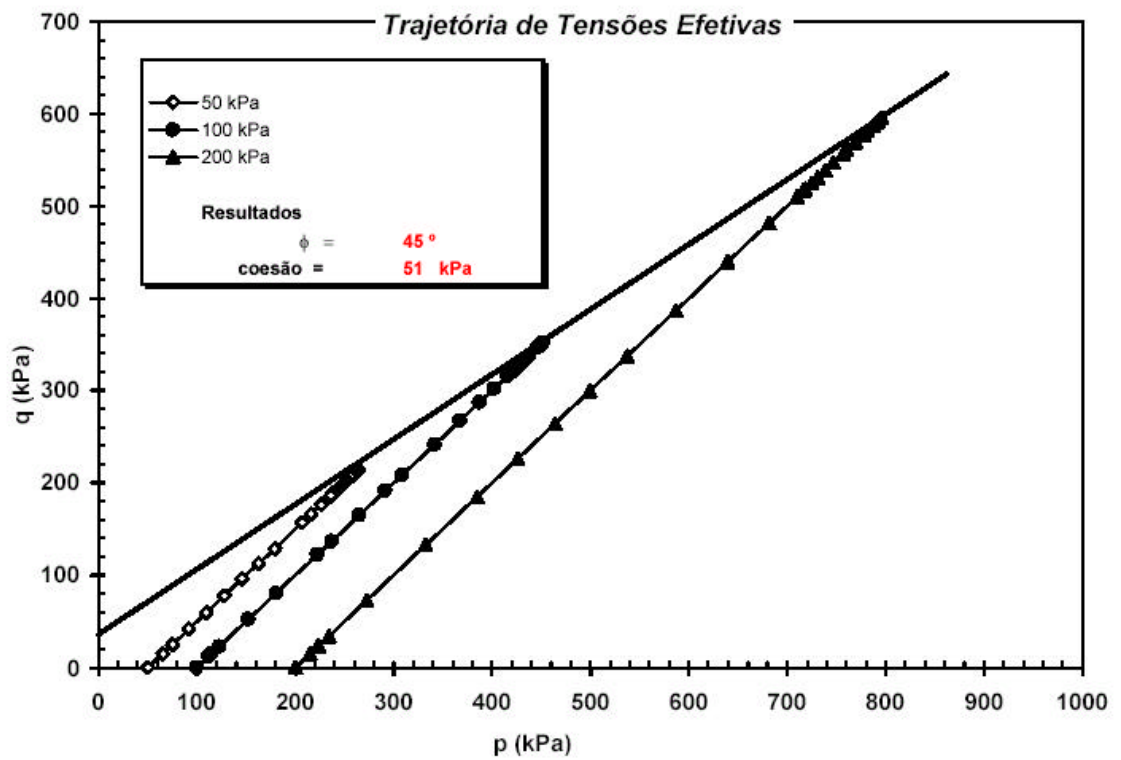


Figura 4.2 Trajetória de tensões efetivas na profundidade de 2,0 m.

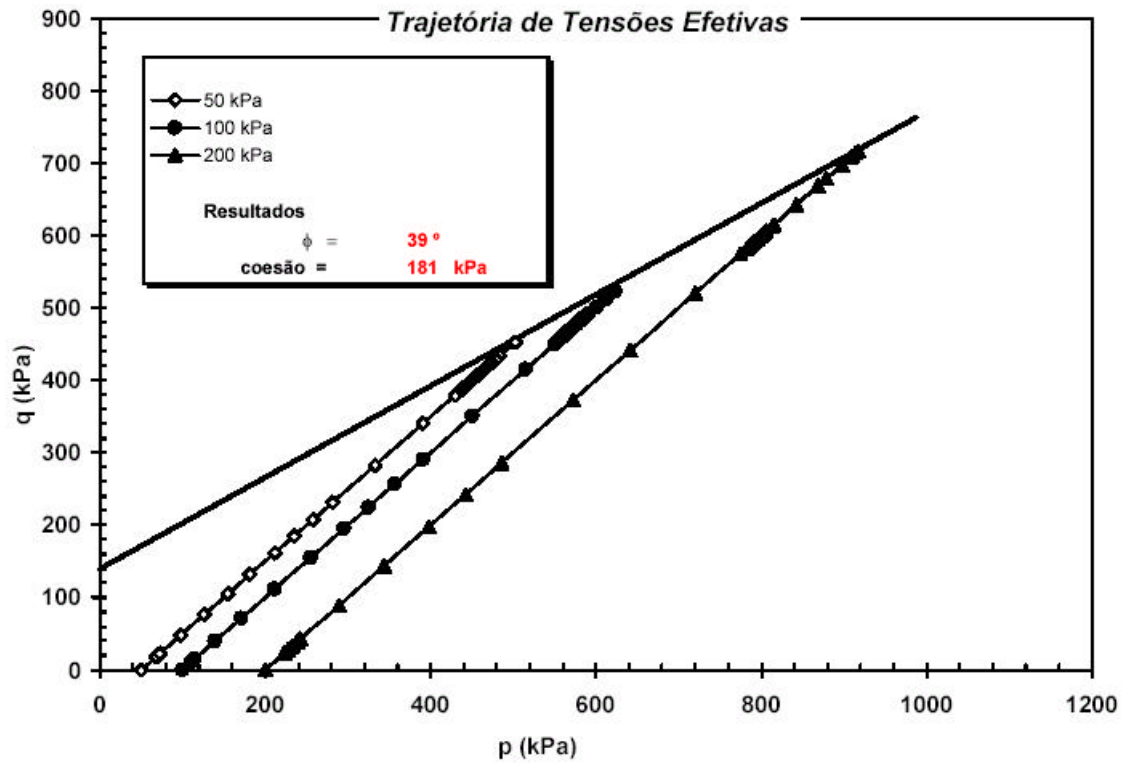


Figura 4.3 Trajetória de tensões efetivas na profundidade de 4,0 m.

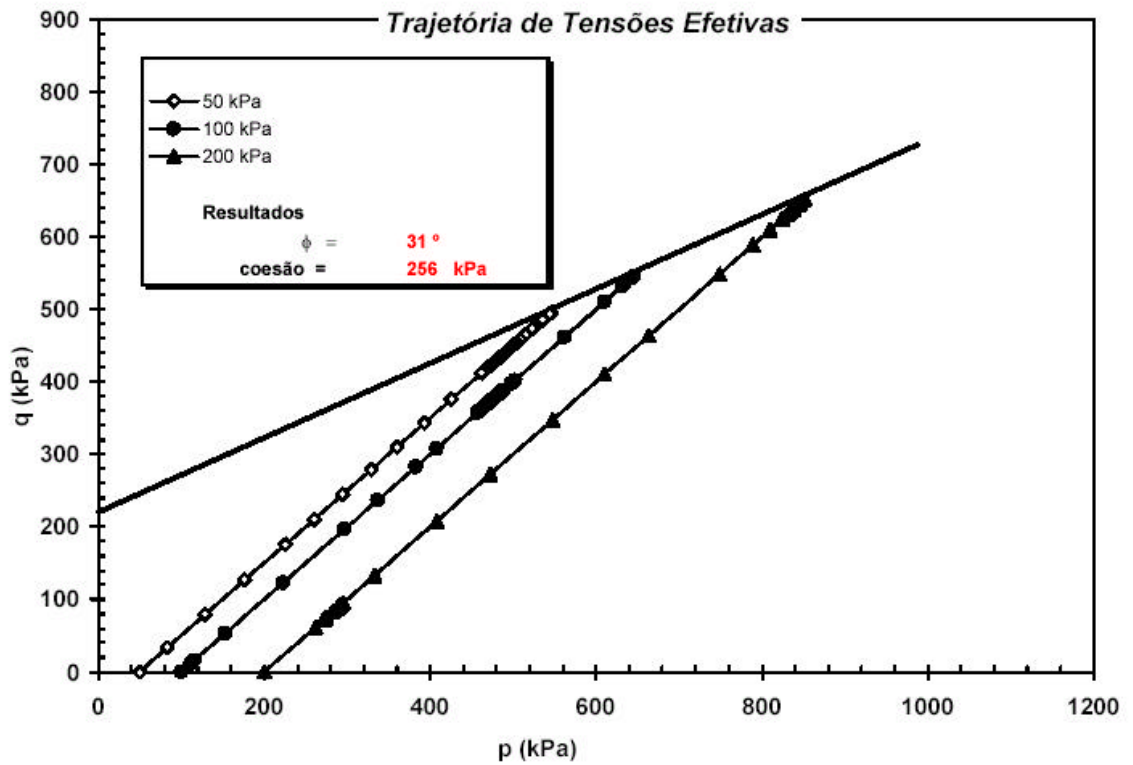


Figura 4.4 Trajetória de tensões efetivas na profundidade de 6,0 m.

4.2. Ensaio de campo

4.2.1. Pressiomêtro de Ménard (PMT)

O pressiomêtro de Ménard utilizado nesta pesquisa é o do tipo CG, fabricado pela empresa francesa APAGEO SEGELM, servindo para os ensaios realizados em solo e rocha. Devido à inexistência de normas brasileiras para o ensaio pressiométrico, utilizou-se a norma americana ASTM D – 4.719/87 e a francesa P94 – 110/91.

Para a realização dos ensaios, foram executados quatro pré-furos, sendo dois à profundidade de 5,8 m para execução dos PMT 01 e PMT 04 e, dois à profundidade de 6,4 m para execução dos PMT 02 e PMT 03, próximos às estacas ensaiadas, conforme já ilustrado na Figura 3.3. Amostras coletadas a cada 20 cm, foram utilizadas nos ensaios de caracterização e índices físicos do solo. Os resultados destes ensaios são apresentados nas Tabelas de 4.6 a 4.9 e, nas Figuras de 4.5 a 4.8. A curva de calibração quanto às perdas de pressão e as curvas pressiométricas corrigidas dos ensaios são apresentadas no Anexo D e o cálculo do volume inicial da sonda (V_S) é apresentado no Anexo A.

Tabela 4.6 Resultados do ensaio pressiométrico PMT 01.

Ensaio n°	Cota (m)	P_0 (kPa)	V_0 (cm ³)	P_F (kPa)	V_F (cm ³)	P_L (kPa)	V_L (cm ³)	E_M (MPa)
1	1,0	45	117	369	198	401	749	5,911
2	1,6	15	132	428	213	679	749	7,536
3	2,2	27	162	489	243	830	809	8,428
4	2,8	26	123	540	228	1167	731	7,390
5	3,4	42	102	839	225	1237	689	9,937
6	4,0	31	94	882	184	1457	673	14,085
7	4,6	39	96	1124	204	1705	677	15,205
8	5,2	41	90	1089	211	1632	665	13,259
9	5,8	43	100	1202	246	1780	685	12,416

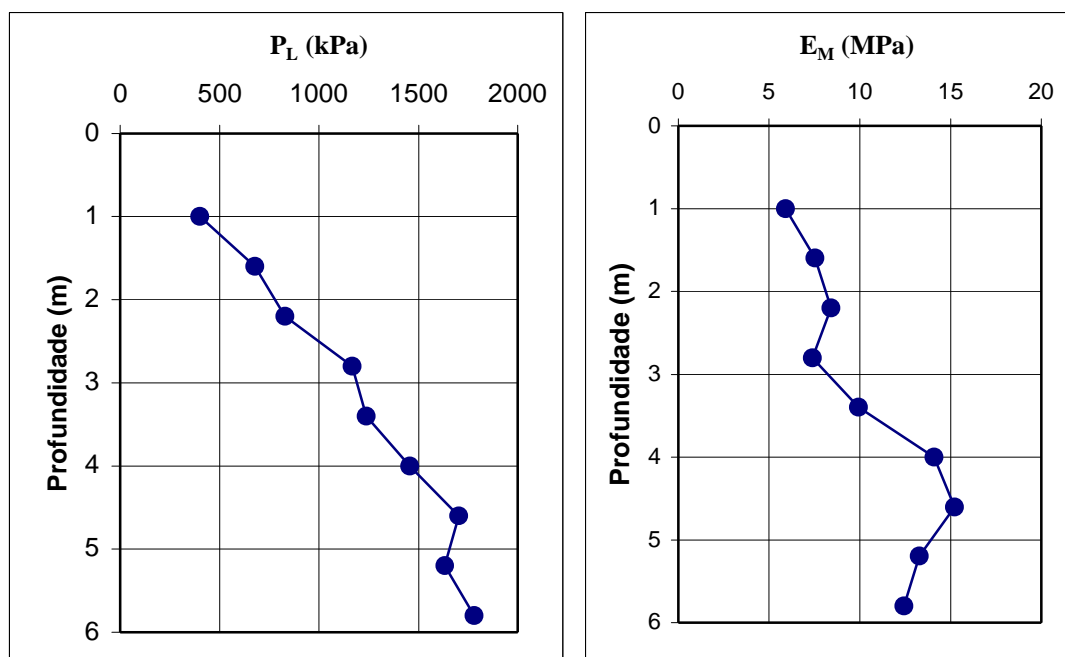


Figura 4.5 Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico PMT 01 em termos da pressão limite (P_L) e do módulo pressiométrico de Ménard (E_M).

Tabela 4.7 Resultados do ensaio pressiométrico PMT 02.

Ensaio n°	Cota (m)	P_0 (kPa)	V_0 (cm ³)	P_F (kPa)	V_F (cm ³)	P_L (kPa)	V_L (cm ³)	E_M (MPa)
1	1,0	22	106	385	169	686	727	8,378
2	1,6	24	100	517	246	680	685	5,281
3	2,2	22	99	455	220	797	683	5,477
4	2,8	26	97	551	169	996	679	10,687
5	3,4	27	97	949	195	1502	679	14,115
6	4,0	31	100	1124	249	1583	685	11,503
7	4,6	30	92	1017	151	1884	669	24,230
8	5,2	30	101	1423	207	2177	687	19,855
9	5,8	34	103	1386	189	2314	691	23,334
10	6,4	42	102	956	246	1440	689	9,911

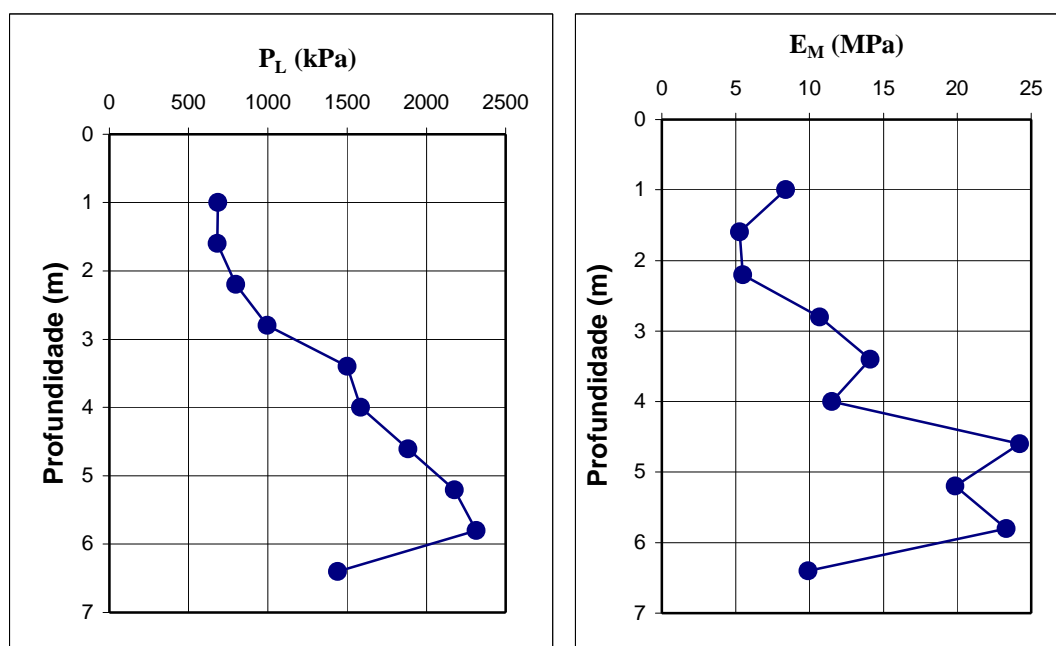


Figura 4.6 Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico PMT 02 em termos da pressão limite (P_L) e do módulo pressiométrico de Ménard (E_M).

Tabela 4.8 Resultados do ensaio pressiométrico PMT 03.

Ensaio n°	Cota (m)	P ₀ (kPa)	V ₀ (cm ³)	P _F (kPa)	V _F (cm ³)	P _L (kPa)	V _L (cm ³)	E _M (MPa)
1	1,0	17	163	249	225	479	841	5,435
2	1,6	24	165	360	234	624	815	7,118
3	2,2	19	160	293	202	697	805	9,301
4	2,8	26	144	524	217	1013	773	10,008
5	3,4	27	142	559	191	1127	769	15,581
6	4,0	31	144	935	291	1331	773	9,627
7	4,6	30	144	990	236	1604	773	15,571
8	5,2	30	147	731	240	1511	779	11,258
9	5,8	34	142	1529	258	2365	769	19,644
10	6,4	42	140	1484	231	2711	765	23,626

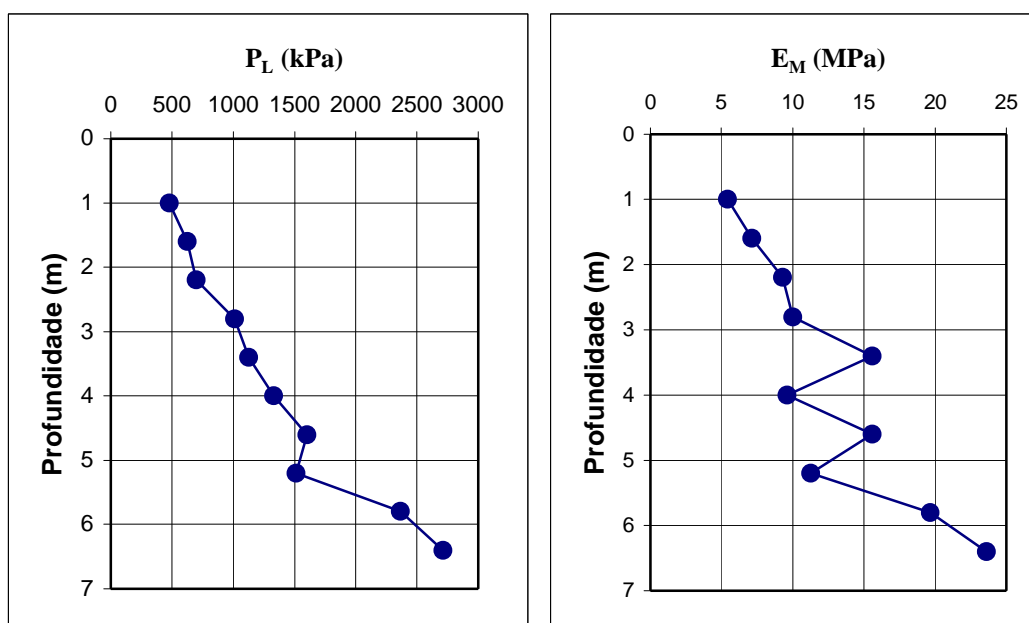


Figura 4.7 Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico PMT 03 em termos da pressão limite (P_L) e do módulo pressiométrico de Ménard (E_M).

Tabela 4.9 Resultados do ensaio pressiométrico PMT 04.

Ensaio n ^o	Cota (m)	P ₀ (kPa)	V ₀ (cm ³)	P _F (kPa)	V _F (cm ³)	P _L (kPa)	V _L (cm ³)	E _M (MPa)
1	1,0	17	155	202	225	401	825	3,864
2	1,6	15	165	149	198	320	815	5,745
3	2,2	27	146	489	204	1024	777	11,526
4	2,8	26	144	748	270	1167	773	8,810
5	3,4	42	142	852	276	1334	769	9,358
6	4,0	31	157	860	286	1457	799	9,906
7	4,6	30	148	804	211	1532	781	17,860
8	5,2	30	147	1066	252	1758	779	14,894
9	5,8	43	144	1006	210	2000	773	21,269

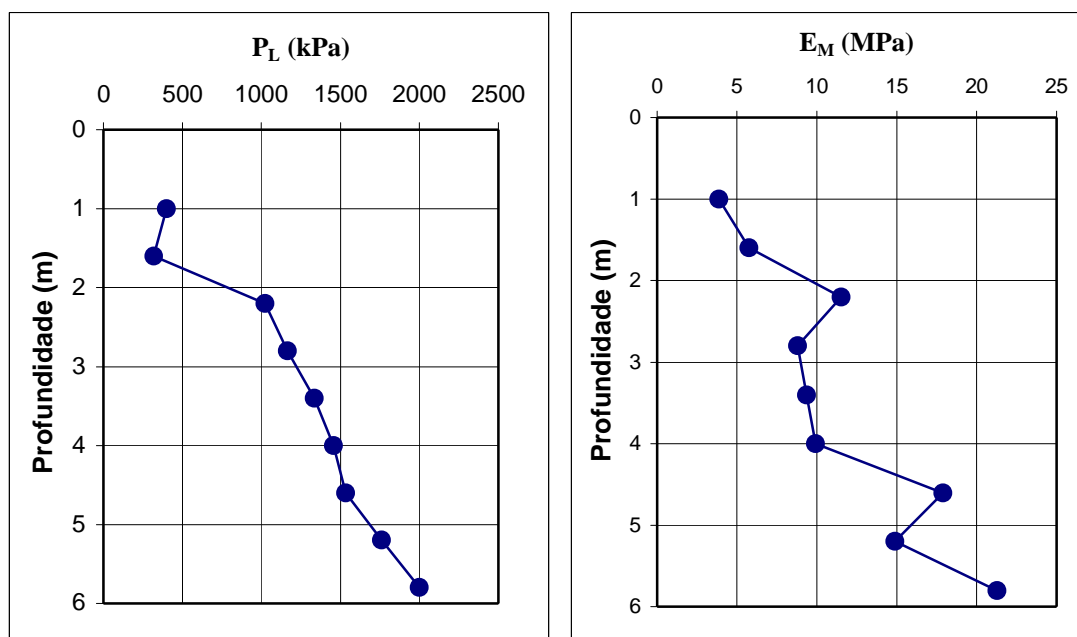


Figura 4.8 Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico PMT 04 em termos da pressão limite (P_L) e do módulo pressiométrico de Ménard (E_M).

4.2.2. Dilatômetro de Marchetti (DMT)

Foram realizados quatro ensaios dilatométricos, tendo sido atingidas as seguintes profundidades: 6,2 metros para os DMT 01 e DMT 03; 7,4 metros para o DMT 02 e 7,2 metros para o DMT 04. Este tipo de ensaio permite a avaliação do comportamento mecânico do subsolo a cada 20 cm, obtendo-se parâmetros para a estimativa da capacidade de carga de estacas e parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade. Quanto à descrição do solo fornecida pelo ensaio, verificou-se uma certa discordância com os resultados obtidos nos ensaios de granulometria conjunta, pois o dilatômetro analisa o comportamento mecânico do solo, podendo-se constatar em alguns casos argilas comportando-se mecanicamente como siltes ou areias. Nas Tabelas de 4.10 a 4.13 são apresentados os parâmetros obtidos nos ensaios dilatométricos até a profundidade de 6,2 m, pois as estacas ensaiadas têm 6 m de comprimento. No Anexo D, encontram-se gráficos mostrando a variação de alguns desses parâmetros ao longo da profundidade do subsolo.

Após a execução das quatro provas de carga, foram realizados mais quatro ensaios dilatométricos, sendo a lâmina dilatométrica cravada a uma distância de 18 cm do eixo das estacas ensaiadas. Nas Tabelas de 4.14 a 4.17 são apresentados os resultados desses ensaios e no Anexo E encontram-se os gráficos mostrando a variação de alguns parâmetros obtidos ao longo da profundidade. Este procedimento teve como objetivo comparar os resultados obtidos antes e depois da execução das provas de carga.

Tabela 4.10 Resultados obtidos no DMT 01.

Z (m)	p ₀ (kPa)	p ₁ (kPa)	g (kN/m ³)	S _v ' (kPa)	E _D (MPa)	I _D	K _D	f (°)	M (MPa)	Classificação do solo
0,2	408	1678	19,6	3	44,1	3,12	99,9	-	206,3	areia siltosa
0,4	291	1003	18,6	7	24,6	2,41	40,2	46	93,9	areia siltosa
0,6	334	738	17,7	11	14,0	1,21	30,2	-	49,7	silte arenoso
0,8	256	708	17,7	15	15,7	1,76	17,6	43	47,5	silte arenoso
1,0	164	553	17,7	18	13,5	2,36	9,1	40	32,5	areia siltosa
1,2	182	633	17,7	22	15,7	2,49	8,4	40	36,7	areia siltosa
1,4	192	633	17,7	25	15,3	2,30	7,6	39	34,5	areia siltosa
1,6	246	608	16,7	29	12,6	1,47	8,6	-	29,5	silte arenoso
1,8	162	713	17,7	32	19,1	3,41	5	37	36,5	areia
2,0	221	578	16,7	36	12,4	1,62	6,2	38	25,3	silte arenoso
2,2	374	873	17,7	39	17,3	1,33	9,6	-	42,6	silte arenoso
2,4	315	803	17,7	42	16,9	1,55	7,4	-	37,5	silte arenoso
2,6	259	863	18,6	46	21,0	2,33	5,6	38	41,4	areia siltosa
2,8	393	1228	18,6	50	29,0	2,12	7,9	39	66,1	areia siltosa
3,0	526	1503	19,6	53	33,9	1,85	9,9	40	84,2	areia siltosa
3,2	420	1628	19,6	57	41,9	2,87	7,3	39	93,3	areia siltosa
3,4	380	1178	18,6	61	27,7	2,10	6,2	38	57,0	areia siltosa
3,6	395	1503	19,6	65	38,4	2,80	6,1	38	79,2	areia siltosa
3,8	530	1953	19,6	69	49,4	2,68	7,7	39	111,9	areia siltosa
4,0	833	2503	19,6	73	57,9	2,00	11,4	41	152,2	areia siltosa
4,2	742	2328	19,6	77	55,0	2,14	9,7	40	135,8	areia siltosa
4,4	798	2478	19,6	81	58,3	2,11	9,9	40	145,1	areia siltosa
4,6	705	2128	19,6	85	49,4	2,02	8,3	40	115,0	areia siltosa
4,8	567	2053	19,6	89	51,6	2,62	6,4	38	108,4	areia siltosa
5,0	770	2203	19,6	92	49,7	1,86	8,3	40	115,7	areia siltosa
5,2	932	2528	20,6	96	55,4	1,71	9,7	40	136,7	silte arenoso
5,4	775	2403	19,6	101	56,5	2,10	7,7	39	127,6	areia siltosa
5,6	694	2253	19,6	104	54,1	2,25	6,6	39	115,0	areia siltosa
5,8	1456	3178	20,6	108	59,8	1,18	13,4	-	166,1	silte
6,0	958	3153	21,1	112	76,1	2,29	8,5	40	179,2	areia siltosa
6,2	834	2278	19,1	117	50,1	1,73	7,1	39	109,2	silte arenoso

Tabela 4.11 Resultados obtidos no DMT 02.

Z (m)	p ₀ (kPa)	p ₁ (kPa)	g (kN/m ³)	S _v ' (kPa)	E _D (MPa)	I _D	K _D	f (°)	M (MPa)	Classificação do solo
0,2	511	1405	19,1	3	31,0	1,75	99,9	-	145,1	silte arenoso
0,4	182	545	17,7	7	12,6	2,00	25,1	44	42,5	areia siltosa
0,6	232	590	16,7	11	12,4	1,54	21,6	-	40,1	silte arenoso
0,8	221	495	16,7	14	9,5	1,24	15,7	-	27,8	silte arenoso
1,0	267	625	17,7	17	12,4	1,34	15,3	-	36,1	silte arenoso
1,2	169	490	17,7	21	11,1	1,90	8,0	40	25,6	areia siltosa
1,4	258	600	16,7	24	11,9	1,33	10,5	-	30,3	silte arenoso
1,6	185	690	17,7	28	17,5	2,73	6,6	39	37,5	areia siltosa
1,8	224	845	18,6	31	21,5	2,76	7,2	39	47,5	areia siltosa
2,0	305	1015	18,6	35	24,6	2,33	8,7	40	58,4	areia siltosa
2,2	356	835	17,7	39	16,6	1,34	9,2	-	40,1	silte arenoso
2,4	328	760	17,7	42	15,0	1,31	7,8	-	33,7	silte arenoso
2,6	215	515	16,7	46	10,4	1,40	4,7	-	18,4	silte arenoso
2,8	292	865	18,6	49	19,9	1,97	5,9	38	40,0	areia siltosa
3,0	588	1555	19,1	53	33,6	1,64	11,1	41	87,2	silte arenoso
3,2	245	750	18,6	57	17,5	2,06	4,3	36	30,1	areia siltosa
3,4	351	1050	18,6	60	24,3	1,99	5,8	38	48,3	areia siltosa
3,6	588	1230	19,1	64	22,3	1,09	9,2	-	53,7	silte
3,8	471	1480	19,6	68	35,0	2,14	6,9	39	75,6	areia siltosa
4,0	367	1455	18,6	72	37,7	2,96	5,1	37	72,2	areia siltosa
4,2	589	2055	19,6	76	50,9	2,49	7,8	39	115,7	areia siltosa
4,4	762	2480	19,6	80	59,6	2,25	9,6	40	146,6	areia siltosa
4,6	676	2530	19,6	84	64,3	2,74	8,1	40	148,8	areia siltosa
4,8	716	2350	19,6	87	56,7	2,28	8,2	40	131,4	areia siltosa
5,0	974	2855	21,1	91	65,3	1,93	10,7	41	167,1	areia siltosa
5,2	1042	3080	21,1	96	70,7	1,96	10,9	41	182,6	areia siltosa
5,4	963	2980	21,1	100	70,0	2,09	9,6	40	172,6	areia siltosa
5,6	932	2755	21,1	104	63,3	1,96	9,0	40	151,6	areia siltosa
5,8	1174	3055	20,6	108	65,3	1,60	10,8	41	168,2	silte arenoso
6,0	1273	3180	20,6	112	66,2	1,50	11,3	-	173,2	silte arenoso
6,2	1366	3430	20,6	117	71,6	1,51	11,7	-	189,9	silte arenoso

Tabela 4.12 Resultados obtidos no DMT 03.

Z (m)	p ₀ (kPa)	p ₁ (kPa)	g (kN/m ³)	S _v ' (kPa)	E _D (MPa)	I _D	K _D	f (°)	M (MPa)	Classificação do solo
0,2	911	2203	19,1	3	44,8	1,42	99,9	-	209,7	silte arenoso
0,4	588	1528	19,1	7	32,6	1,60	81,4	-	146,3	silte arenoso
0,6	220	603	16,7	11	13,3	1,74	19,9	43	41,9	silte arenoso
0,8	73	288	16,7	14	7,5	2,96	5,1	37	14,2	areia siltosa
1,0	231	698	18,6	18	16,2	2,02	13,0	42	44,6	areia siltosa
1,2	40	198	16,7	21	5,5	3,89	1,9	32	5,7	areia
1,4	150	538	17,7	25	13,5	2,60	6,0	38	27,6	areia siltosa
1,6	168	483	17,7	28	10,9	1,88	5,9	38	22,0	areia siltosa
1,8	186	543	17,7	32	12,4	1,92	5,8	38	24,7	areia siltosa
2,0	277	713	17,7	35	15,1	1,57	7,8	-	34,3	silte arenoso
2,2	220	703	17,7	39	16,8	2,20	5,7	38	33,1	areia siltosa
2,4	428	963	17,7	42	18,6	1,25	10,1	-	46,6	silte arenoso
2,6	255	738	18,6	46	16,8	1,89	5,5	38	32,6	areia siltosa
2,8	252	808	18,6	50	19,3	2,21	5,1	37	36,2	areia siltosa
3,0	307	963	18,6	53	22,8	2,14	5,7	38	45,2	areia siltosa
3,2	305	898	18,6	57	20,6	1,95	5,3	38	39,3	areia siltosa
3,4	498	1228	19,1	61	25,3	1,46	8,2	-	58,4	silte arenoso
3,6	263	1103	18,6	65	29,1	3,19	4,1	36	50,1	areia siltosa
3,8	765	1978	19,1	68	42,1	1,58	11,2	-	109,7	silte arenoso
4,0	727	2103	19,6	72	47,7	1,89	10,1	41	119,6	areia siltosa
4,2	749	2153	19,6	76	48,8	1,89	9,8	40	121,1	areia siltosa
4,4	852	2453	19,6	80	55,6	1,88	10,6	41	142,1	areia siltosa
4,6	666	2178	19,6	84	52,5	2,27	7,9	39	120,0	areia siltosa
4,8	636	1828	19,6	88	41,4	1,87	7,2	39	90,8	areia siltosa
5,0	759	2203	19,6	92	50,1	1,90	8,3	40	116,3	areia siltosa
5,2	651	2153	19,6	96	52,1	2,30	6,8	39	111,9	areia siltosa
5,4	810	3078	21,1	100	78,7	2,80	8,1	40	182,3	areia siltosa
5,6	965	3228	21,1	104	78,5	2,34	9,3	40	191,0	areia siltosa
5,8	1306	4078	21,1	108	96,2	2,12	12,1	41	257,6	areia siltosa
6,0	1521	4503	21,1	112	103,5	1,96	13,5	42	288,3	areia siltosa
6,2	1501	4378	21,1	117	99,8	1,92	12,9	42	273,4	areia siltosa

Tabela 4.13 Resultados obtidos no DMT 04.

Z (m)	p ₀ (kPa)	p ₁ (kPa)	g (kN/m ³)	S _v ' (kPa)	E _D (MPa)	I _D	K _D	f (°)	M (MPa)	Classificação do solo
0,2	652	1928	19,6	3	44,3	1,96	99,9	-	207,1	areia siltosa
0,4	659	2003	19,6	7	46,6	2,04	90,0	49	213,6	areia siltosa
0,6	264	1178	18,6	11	31,7	3,45	23,5	44	104,9	areia
0,8	470	963	17,7	15	17,1	1,05	31,4	-	61,3	silte
1,0	254	978	18,6	19	25,1	2,86	13,7	42	70,3	areia siltosa
1,2	353	1303	18,6	22	33,0	2,69	15,9	43	96,8	areia siltosa
1,4	367	1228	18,6	26	29,9	2,35	14,1	42	84,5	areia siltosa
1,6	372	1033	17,7	30	23,0	1,78	12,5	41	62,3	silte arenoso
1,8	378	1120	18,6	33	25,8	1,97	11,4	41	67,5	areia siltosa
2,0	591	1578	19,1	37	34,2	1,67	16,0	43	100,9	silte arenoso
2,2	473	1103	17,7	41	21,9	1,33	11,6	-	57,7	silte arenoso
2,4	395	1403	18,6	44	35,0	2,55	8,9	40	83,8	areia siltosa
2,6	455	1253	17,7	48	27,7	1,75	9,5	40	67,8	silte arenoso
2,8	525	1328	19,1	52	27,9	1,53	10,2	-	70,1	silte arenoso
3,0	706	1903	19,1	55	41,5	1,7	12,7	42	113,4	silte arenoso
3,2	584	1603	19,1	59	35,3	1,74	9,9	40	87,9	silte arenoso
3,4	460	2003	19,6	63	53,6	3,36	7,3	39	119,2	areia
3,6	900	2328	19,1	67	49,6	1,59	13,4	-	137,7	silte arenoso
3,8	1018	2478	20,6	71	50,6	1,43	14,4	-	144,1	silte arenoso
4,0	515	1728	19,6	75	42,1	2,35	6,9	39	90,9	areia siltosa
4,2	706	2103	19,6	79	48,5	1,98	9,0	40	116,2	areia siltosa
4,4	535	1653	19,6	83	38,8	2,09	6,5	38	81,3	areia siltosa
4,6	640	1653	19,1	87	35,2	1,58	7,4	-	77,6	silte arenoso
4,8	406	1928	19,6	91	52,8	3,75	4,5	37	95,2	areia
5,0	489	1828	19,6	94	46,5	2,74	5,2	37	89,1	areia siltosa
5,2	498	2278	19,6	98	61,8	3,57	5,1	37	117,9	areia
5,4	609	1953	19,6	102	46,6	2,21	6,0	38	94,3	areia siltosa
5,6	426	1528	19,6	106	38,3	2,59	4,0	36	64,3	areia siltosa
5,8	325	1753	18,6	110	49,6	4,39	3,0	34	71,4	areia
6,0	674	2653	19,6	114	68,7	2,94	5,9	38	140,3	areia siltosa
6,2	1036	3178	21,1	118	74,3	2,07	8,8	40	177,0	areia siltosa

Tabela 4.14 Resultados obtidos no DMT 05 (realizado próximo à estaca E5).

Z (m)	p ₀ (kPa)	p ₁ (kPa)	g (kN/m ³)	S _v ' (kPa)	E _D (MPa)	I _D	K _D	f (°)	M (MPa)	Classificação do solo
0,4	559	2006	19,6	7	50,2	2,59	82,2	48	225,7	areia siltosa
0,6	298	2181	19,6	11	65,3	6,31	27,8	45	226,6	areia
0,8	357	1531	18,6	15	40,7	3,29	24,4	44	136,2	areia siltosa
1,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,2	291	2331	19,6	22	70,8	7,01	13,2	42	195,4	areia
1,4	73	911	17,7	26	29,1	11,46	2,8	34	40,6	areia
1,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,0	647	3406	19,6	37	95,8	4,27	17,7	43	290,9	areia
2,2	700	2556	19,6	41	64,4	2,65	17,3	43	194,3	areia siltosa
2,4	558	2231	19,6	44	58,0	3,00	12,6	42	157,6	areia siltosa
2,6	808	2281	19,6	48	51,1	1,82	16,7	43	152,6	areia siltosa
2,8	727	2106	19,6	52	47,8	1,90	13,9	42	134,5	areia siltosa
3,0	514	1756	19,6	56	43,1	2,42	9,1	40	104,2	areia siltosa
3,2	570	1581	19,1	60	35,1	1,77	9,5	40	85,9	silte arenoso
3,4	688	2056	19,6	64	47,5	1,99	10,7	41	121,9	areia siltosa
3,6	537	1706	19,6	68	40,6	2,17	7,9	39	92,6	areia siltosa
3,8	524	1756	19,6	72	42,7	2,35	7,3	39	94,6	areia siltosa
4,0	640	1856	19,6	76	42,2	1,90	8,4	40	98,8	areia siltosa
4,2	633	1681	19,1	80	36,4	1,66	7,9	39	82,9	silte arenoso
4,4	306	881	18,6	84	20,0	1,88	3,7	36	31,0	areia siltosa
4,6	658	2131	19,6	87	51,1	2,24	7,5	39	114,5	areia siltosa
4,8	988	2556	20,6	91	54,4	1,59	10,8	-	140,2	silte arenoso
5,0	883	2556	21,1	95	58,0	1,89	9,3	40	141,0	areia siltosa
5,2	1026	2856	20,6	100	63,5	1,78	10,3	41	160,6	silte arenoso
5,4	1105	2856	20,6	104	60,8	1,59	10,7	-	155,6	silte arenoso
5,6	1297	3206	20,6	108	66,2	1,47	12,0	-	177,2	silte arenoso
5,8	1305	3056	20,6	112	60,8	1,34	11,7	-	160,8	silte arenoso
6,0	1370	3331	20,6	116	68,1	1,43	11,8	-	180,9	silte arenoso
6,2	1426	3256	20,6	120	63,5	1,28	11,9	-	169,1	silte arenoso

Tabela 4.15 Resultados obtidos no DMT 06 (realizado próximo à estaca E6).

Z (m)	p ₀ (kPa)	p ₁ (kPa)	g (kN/m ³)	S _v ' (kPa)	E _D (MPa)	I _D	K _D	f (°)	M (MPa)	Classificação do solo
0,2	90	355	16,7	3	9,2	2,93	26,6	45	31,5	areia siltosa
0,4	202	530	16,7	7	11,4	1,62	30,1	45	40,3	silte arenoso
0,6	285	655	17,7	10	12,8	1,30	28,3	-	44,7	silte arenoso
0,8	107	345	16,7	14	8,3	2,23	7,8	39	18,8	areia siltosa
1,0	216	670	17,7	17	15,7	2,10	12,8	42	43,0	areia siltosa
1,2	176	630	17,7	20	15,7	2,57	8,6	40	37,3	areia siltosa
1,4	239	640	16,7	24	13,9	1,68	10,0	40	34,7	silte arenoso
1,6	451	1230	17,7	27	27,0	1,73	16,5	43	80,4	silte arenoso
1,8	240	1555	18,6	31	45,6	5,47	7,8	39	104,1	areia
2,0	434	1355	19,6	35	32,0	2,12	12,5	42	86,8	areia siltosa
2,2	565	1580	19,1	39	35,2	1,80	14,7	42	100,8	silte arenoso
2,4	450	1455	19,6	42	34,9	2,23	10,6	41	89,2	areia siltosa
2,6	470	1480	19,6	46	35,1	2,15	10,2	41	88,1	areia siltosa
2,8	591	1780	19,6	50	41,2	2,01	11,8	41	109,5	areia siltosa
3,0	619	1655	19,1	54	36,0	1,68	11,4	41	94,5	silte arenoso
3,2	459	1380	19,6	58	32,0	2,01	7,9	39	72,9	areia siltosa
3,4	556	1655	19,6	62	38,1	1,98	9,0	40	91,5	areia siltosa
3,6	316	1205	19,6	66	30,9	2,82	4,8	37	57,2	areia siltosa
3,8	693	1955	19,6	70	43,8	1,82	10,0	40	109,4	areia siltosa
4,0	457	1730	19,6	73	44,2	2,78	6,2	38	91,9	areia siltosa
4,2	704	2255	19,6	77	53,8	2,20	9,1	40	129,9	areia siltosa
4,4	680	1905	19,6	81	42,5	1,80	8,4	40	99,1	areia siltosa
4,6	974	2530	20,6	85	54,0	1,60	11,4	-	141,8	silte arenoso
4,8	1351	3180	20,6	89	63,5	1,35	15,1	-	183,5	silte arenoso
5,0	834	2280	19,1	93	50,2	1,73	8,9	40	120,0	silte arenoso
5,2	905	2330	19,1	97	49,4	1,57	9,3	-	120,2	silte arenoso
5,4	710	2030	19,6	101	45,8	1,86	7,0	39	99,2	areia siltosa
5,6	796	2205	19,1	105	48,9	1,77	7,6	39	109,4	silte arenoso
5,8	846	2355	19,1	109	52,4	1,78	7,8	39	118,4	silte arenoso
6,0	801	2205	19,1	113	48,7	1,75	7,1	39	106,0	silte arenoso
6,2	676	1980	19,6	117	45,3	1,93	5,8	38	90,0	areia siltosa

Tabela 4.16 Resultados obtidos no DMT 07 (realizado próximo à estaca E7).

Z (m)	p ₀ (kPa)	p ₁ (kPa)	g (kN/m ³)	S _v ' (kPa)	E _D (MPa)	I _D	K _D	f (°)	M (MPa)	Classificação do solo
0,4	671	1030	17,7	7	12,5	0,54	98,7	-	58,2	argila siltosa
0,6	361	830	17,7	10	16,3	1,30	34,9	-	60,0	silte arenoso
0,8	296	760	17,7	14	16,1	1,57	21,3	-	51,8	silte arenoso
1,0	202	745	17,7	17	18,8	2,69	11,6	41	49,8	areia siltosa
1,2	69	670	17,7	21	20,8	8,65	3,3	35	32,1	areia
1,4	193	610	17,7	24	14,5	2,16	7,9	39	33,0	areia siltosa
1,6	70	665	17,7	28	20,7	8,55	2,5	33	26,7	areia
1,8	166	730	17,7	32	19,6	3,39	5,3	37	38,0	areia
2,0	386	1580	19,6	35	41,4	3,09	11,0	41	107,4	areia siltosa
2,2	309	1230	18,6	39	32,0	2,98	7,9	39	73,4	areia siltosa
2,4	658	2030	19,6	43	47,6	2,09	15,4	42	138,5	areia siltosa
2,6	642	2130	19,6	47	51,6	2,32	13,8	42	144,7	areia siltosa
2,8	766	2480	19,6	51	59,5	2,24	15,2	42	172,1	areia siltosa
3,0	543	1805	19,6	54	43,8	2,32	10,0	40	109,4	areia siltosa
3,2	479	1505	19,6	58	35,6	2,14	8,2	40	82,5	areia siltosa
3,4	454	1380	19,6	62	32,1	2,04	7,3	39	70,9	areia siltosa
3,6	1006	2105	19,1	66	38,1	1,09	15,2	-	110,4	silte
3,8	793	2155	19,1	70	47,3	1,72	11,3	41	123,7	silte arenoso
4,0	971	2580	20,6	74	55,8	1,66	13,1	42	154,0	silte arenoso
4,2	1226	3055	20,6	78	63,5	1,49	15,7	-	185,8	silte arenoso
4,4	1127	2930	20,6	82	62,6	1,60	13,7	-	175,1	silte arenoso
4,6	1255	3005	20,6	86	60,7	1,40	14,5	-	173,4	silte arenoso
4,8	861	2380	19,1	90	52,7	1,77	9,5	40	129,4	silte arenoso
5,0	1002	2905	21,1	94	66,0	1,90	10,6	41	168,9	areia siltosa
5,2	1265	3330	20,6	98	71,7	1,63	12,8	42	196,2	silte arenoso
5,4	1362	3480	20,6	103	73,5	1,55	13,3	-	203,5	silte arenoso
5,6	1277	3605	21,1	107	80,8	1,82	12,0	41	215,7	areia siltosa
5,8	1432	3655	20,6	111	77,1	1,55	12,9	-	211,5	silte arenoso
6,0	1435	3605	20,6	115	75,3	1,51	12,5	-	204,0	silte arenoso
6,2	1583	3780	20,6	119	76,2	1,39	13,3	-	211,1	silte arenoso

Tabela 4.17 Resultados obtidos no DMT 08 (realizado próximo à estaca E8).

Z (m)	p ₀ (kPa)	p ₁ (kPa)	g (kN/m ³)	S _v ' (kPa)	E _D (MPa)	I _D	K _D	f (°)	M (MPa)	Classificação do solo
0,6	358	1306	18,6	10	32,9	2,65	35,1	46	121,4	areia siltosa
0,8	509	1016	17,7	14	17,6	1,00	36,5	-	65,6	silte
1,0	315	691	17,7	17	13,0	1,19	18,0	-	39,9	silte
1,2	186	651	17,7	21	16,1	2,50	8,9	40	38,6	areia siltosa
1,4	397	1056	17,7	25	22,9	1,66	16,2	43	67,6	silte arenoso
1,6	231	586	16,7	28	12,3	1,54	8,2	-	28,5	silte arenoso
1,8	278	691	17,7	31	14,3	1,48	8,9	-	34,1	silte arenoso
2,0	241	806	18,6	35	19,6	2,34	6,9	39	42,4	areia siltosa
2,2	217	761	18,6	39	18,9	2,51	5,6	38	37,4	areia siltosa
2,4	367	911	17,7	42	18,9	1,48	8,7	-	44,6	silte arenoso
2,6	360	946	17,7	46	20,3	1,63	7,8	39	46,1	silte arenoso
2,8	395	986	17,7	49	20,5	1,50	8,0	-	46,8	silte arenoso
3,0	336	906	17,7	53	19,8	1,70	6,3	38	40,9	silte arenoso
3,2	397	946	17,7	57	19,1	1,38	7,0	-	41,1	silte arenoso
3,4	459	1281	17,7	60	28,5	1,79	7,6	39	64,1	silte arenoso
3,6	401	1381	18,6	64	34,0	2,44	6,3	38	70,8	areia siltosa
3,8	715	1731	19,1	67	35,3	1,42	10,6	-	90,2	silte arenoso
4,0	778	2031	19,1	71	43,5	1,61	10,9	41	112,4	silte arenoso
4,2	569	1706	19,6	75	39,5	2,00	7,6	39	88,5	areia siltosa
4,4	650	1981	19,6	79	46,2	2,05	8,2	40	107,2	areia siltosa
4,6	436	1431	19,6	83	34,5	2,29	5,3	37	66,1	areia siltosa
4,8	780	2206	19,6	87	49,5	1,83	9,0	40	118,8	areia siltosa
5,0	576	2081	19,6	91	52,2	2,61	6,4	38	109,4	areia siltosa
5,2	617	1906	19,6	95	44,7	2,09	6,5	38	94,1	areia siltosa
5,4	602	1681	19,1	98	37,5	1,79	6,1	38	76,2	silte arenoso
5,6	784	2331	19,6	102	53,7	1,97	7,7	39	120,8	areia siltosa
5,8	645	2081	19,6	106	49,8	2,23	6,1	38	101,7	areia siltosa
6,0	665	2206	19,6	110	53,5	2,32	6,0	38	109,0	areia siltosa
6,2	819	2381	19,6	114	54,2	1,91	7,2	39	118,6	areia siltosa

4.2.3. Sondagem à percussão com medida do SPT

As Figuras de 4.9 a 4.14 apresentam os resultados desses ensaios.

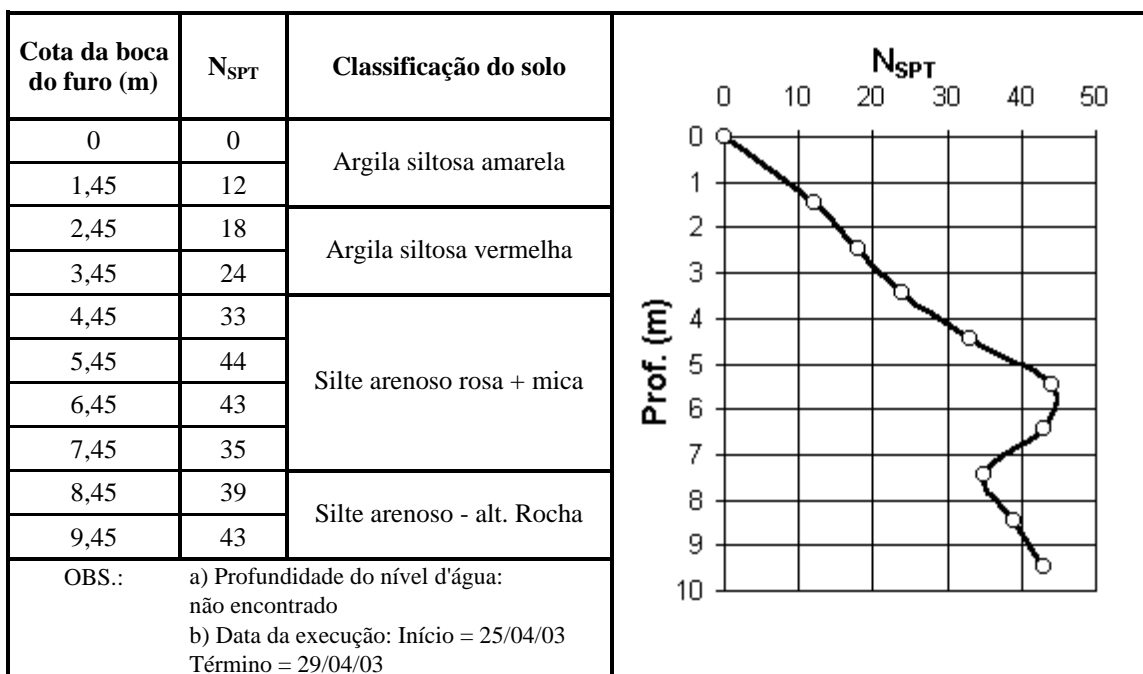


Figura 4.9 Resultados do ensaio SPT 01.

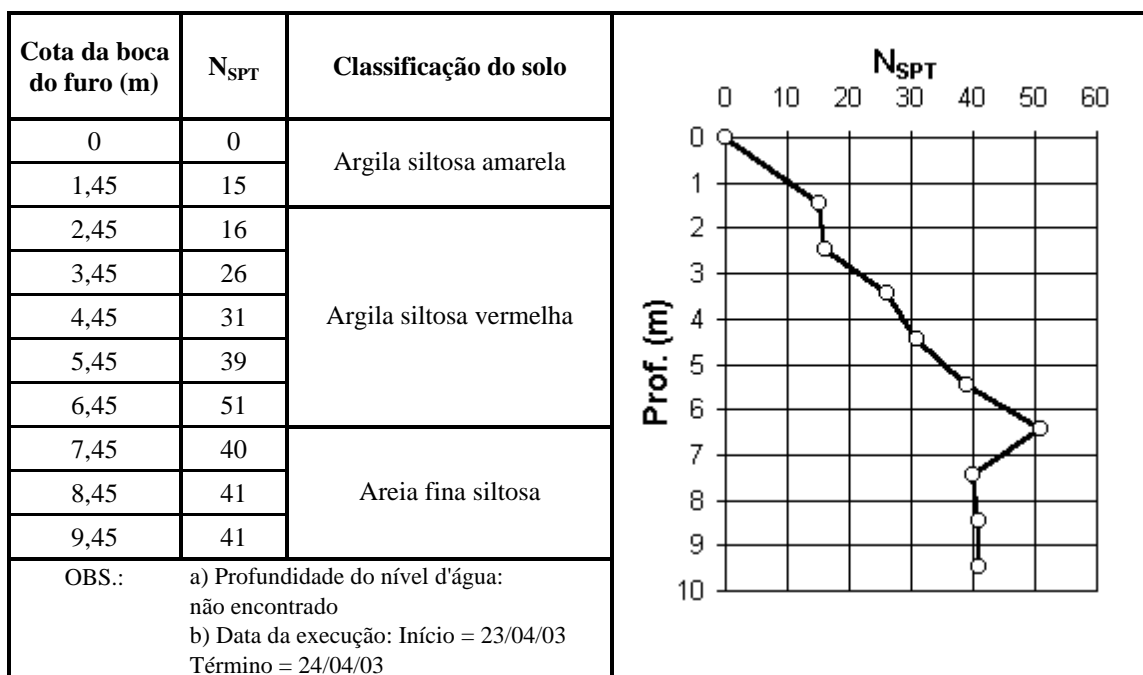


Figura 4.10 Resultados do ensaio SPT 02.

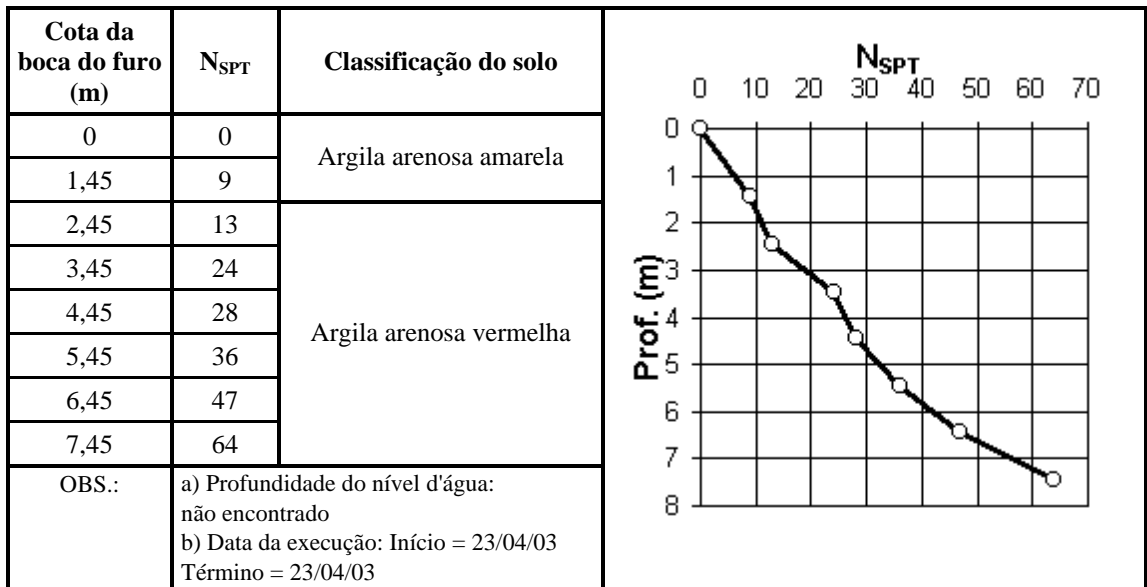


Figura 4.11 Resultados do ensaio SPT 03.

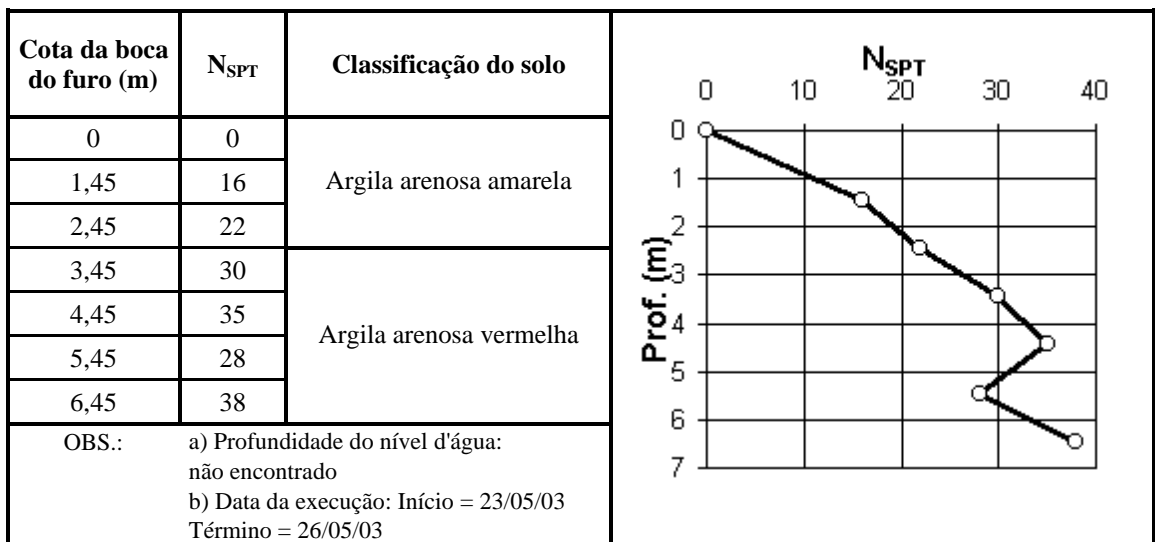


Figura 4.12 Resultados do ensaio SPT 04.

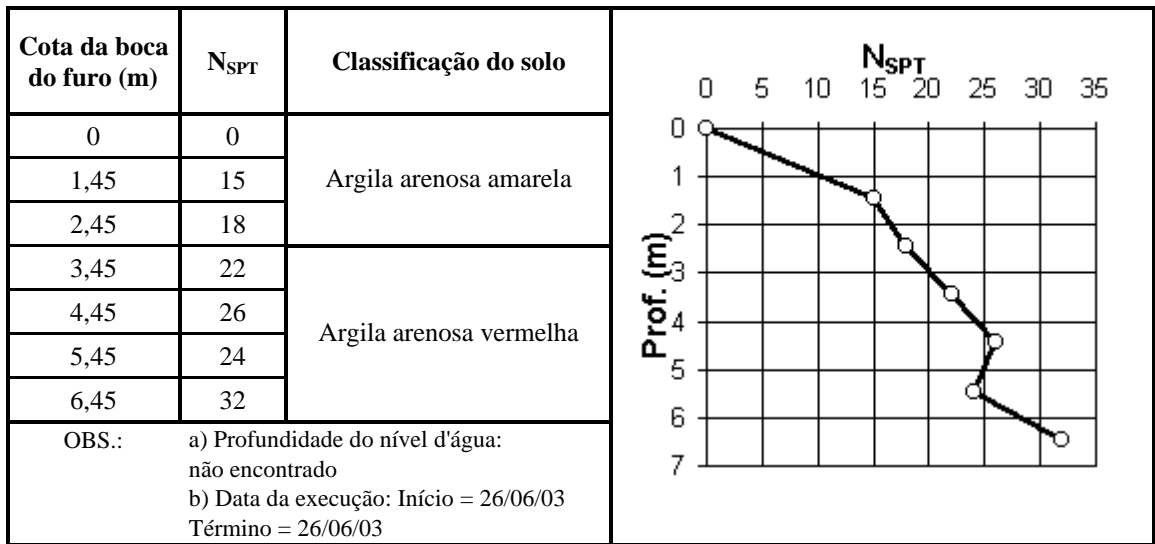


Figura 4.13 Resultados do ensaio SPT 05.

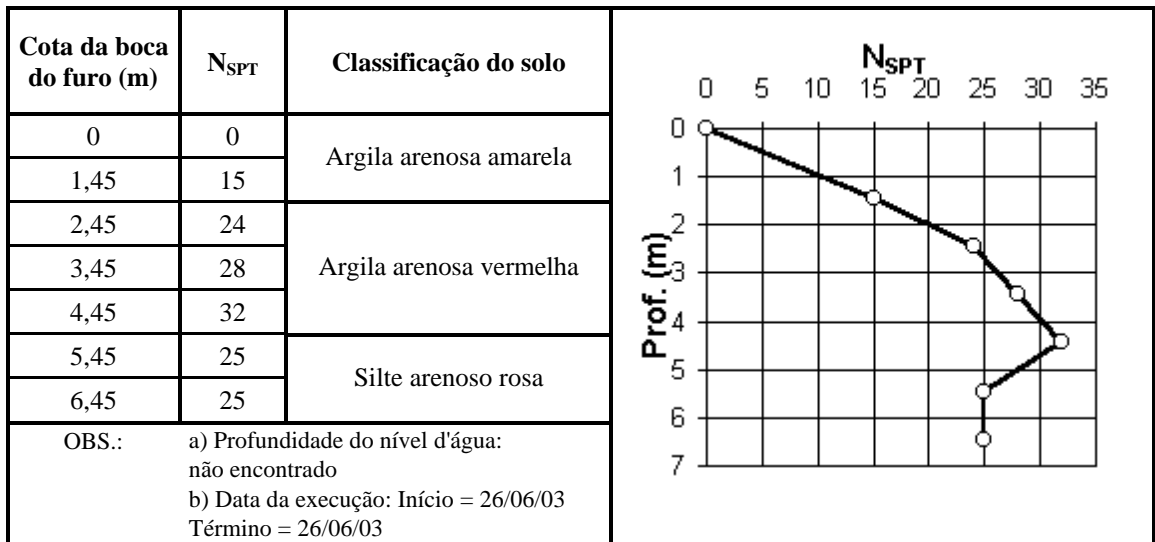


Figura 4.14 Resultados do ensaio SPT 06.

4.2.4. Sondagem à percussão com medida do SPT-T

A Tabela 4.18 apresenta os resultados dos ensaios SPT-T, realizados com medida de torque máximo e torque residual.

Tabela 4.18 Resultados do ensaio SPT-T.

Profundidade (m)	SPT-T 01 (SPT 04)		SPT-T 02 (SPT 05)		SPT-T 03 (SPT 06)	
	Torque máximo (N.m)	Torque residual (N.m)	Torque máximo (N.m)	Torque residual (N.m)	Torque máximo (N.m)	Torque residual (N.m)
1,45	120	80	80	40	100	60
2,45	240	150	80	50	280	140
3,45	380	200	200	120	380	200
4,45	420	240	300	180	480	300
5,45	380	210	260	160	300	220
6,45	470	280	460	260	440	290

4.2.5. Provas de carga estáticas

Estão apresentadas nas Tabelas de 4.19 a 4.22 as cargas aplicadas em cada estágio de carregamento e, os respectivos deslocamentos do topo e da ponta, obtidos nas provas de carga das estacas E5, E6, E7 e E8, utilizando-se o macaco hidráulico de 2000 kN. São apresentadas também as curvas carga x recalque nas Figuras de 4.15 a 4.20.

Tabela 4.19 Cargas aplicadas e deslocamentos obtidos na prova de carga da estaca E5.

ESTACA E5				
	Estágio	Carga (kN)	Deslocamento (mm)	
			Topo	Ponta
Carregamento	1	89	0	0
	2	127	0	0
	3	165	0	0
	4	202	0	0
	5	240	0,02	0
	6	277	0,07	0
	7	315	0,5	0,38
	8	353	1,08	0,77
	9	390	2,02	1,46
	10	428	3,08	2,25
	11	465	5,12	4,06
	12	503	7,2	6,17
	13	541	10,85	9,69
Descarreg.	14	428	10,82	9,69
	15	315	10,47	9,65
	16	202	9,78	9,31
	17	0	8,04	8,38

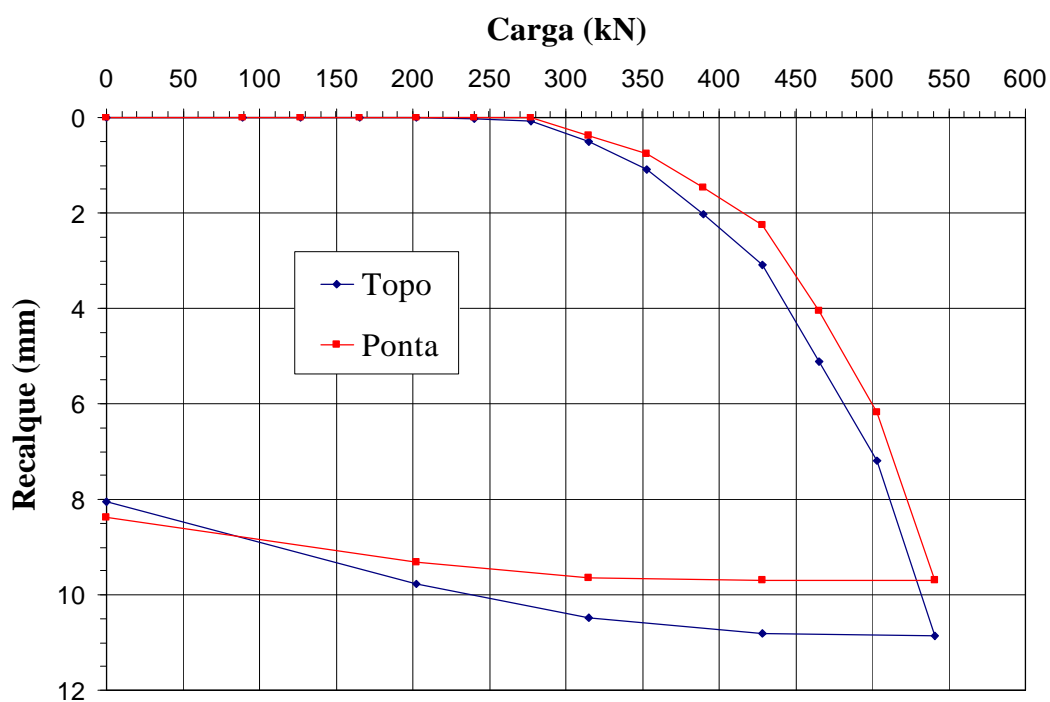


Figura 4.15 Curva carga x recalque da estaca E5.

Tabela 4.20 Cargas aplicadas e deslocamentos obtidos na prova de carga da estaca E6.

ESTACA E6				
	Estágio	Carga (kN)	Deslocamento (mm)	
			Topo	Ponta
Carregamento	1	89	0,02	0
	2	127	0,08	0
	3	165	0,19	0,04
	4	202	0,35	0,04
	5	240	0,54	0,15
	6	277	0,99	0,44
	7	315	1,77	0,93
	8	353	2,68	1,59
	9	390	4,53	3,05
	10	428	6,79	4,81
	11	465	11,25	7,05
Descarreg.	12	353	11,22	7,05
	13	240	10,91	6,83
	14	127	10,49	6,65
	15	0	9,83	6,46

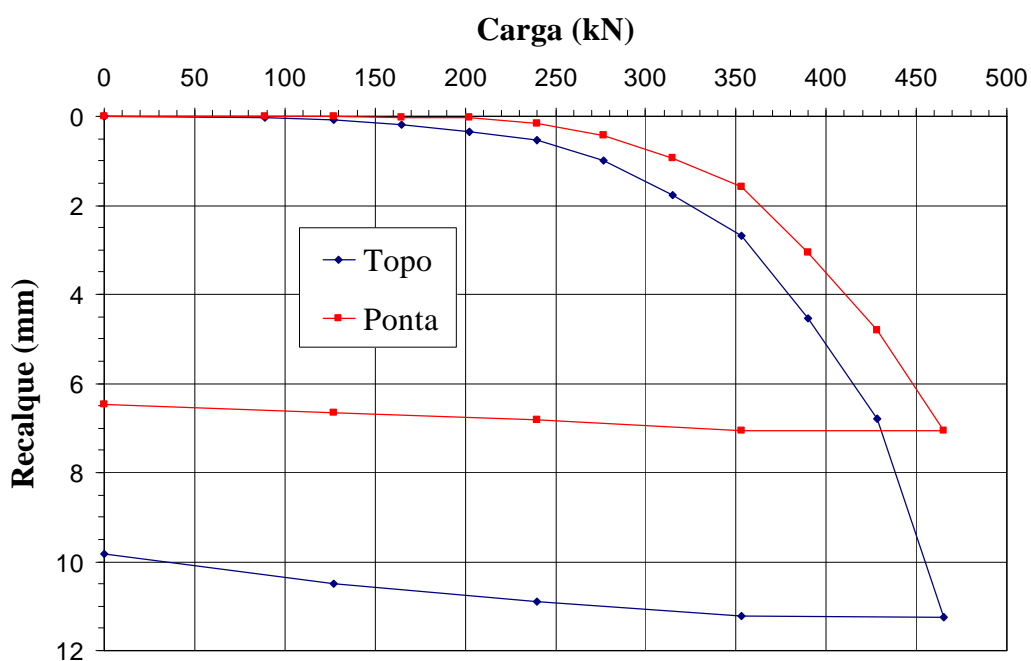


Figura 4.16 Curva carga x recalque da estaca E6.

Tabela 4.21 Cargas aplicadas e deslocamentos obtidos na prova de carga da estaca E7.

ESTACA E7				
	Estágio	Carga (kN)	Deslocamento (mm)	
			Topo	Ponta
Carregamento	1	89	0,39	0,06
	2	127	0,52	0,06
	3	165	0,69	0,06
	4	202	0,85	0,06
	5	240	1,07	0,06
	6	277	1,55	0,17
	7	315	2,3	0,50
	8	353	4,38	0,95
	9	390	6,82	1,46
	10	428	10,30	2,25
Descarreg.	11	353	10,30	2,25
	12	277	10,17	2,25
	13	202	9,93	2,25
	14	127	9,62	2,25
	15	0	8,63	2,25

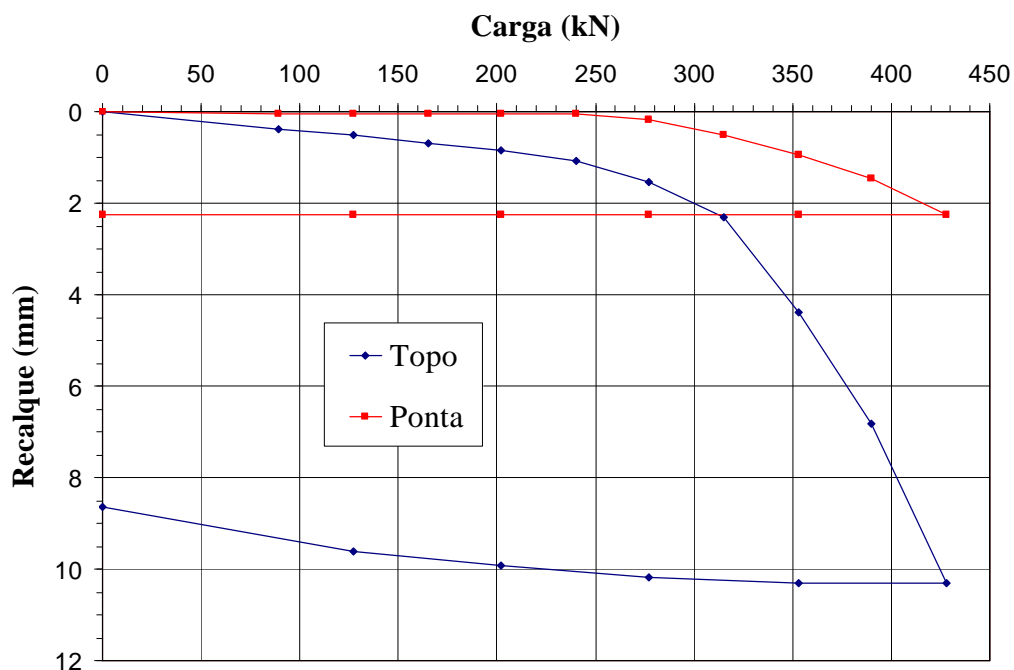


Figura 4.17 Curva carga x recalque da estaca E7.

Tabela 4.22 Cargas aplicadas e deslocamentos obtidos na prova de carga da estaca E8.

ESTACA E8				
	Estágio	Carga (kN)	Deslocamento (mm)	
			Topo	Ponta
Carregamento	1	89	0,14	0
	2	127	0,25	0
	3	165	0,40	0,01
	4	202	0,47	0,13
	5	240	1,12	0,75
	6	277	2,78	2,28
	7	315	5,28	4,40
	8	353	9,56	8,41
Descarreg.	9	277	9,52	8,41
	10	202	9,39	8,41
	11	127	9,10	8,41
	12	0	8,50	8,41

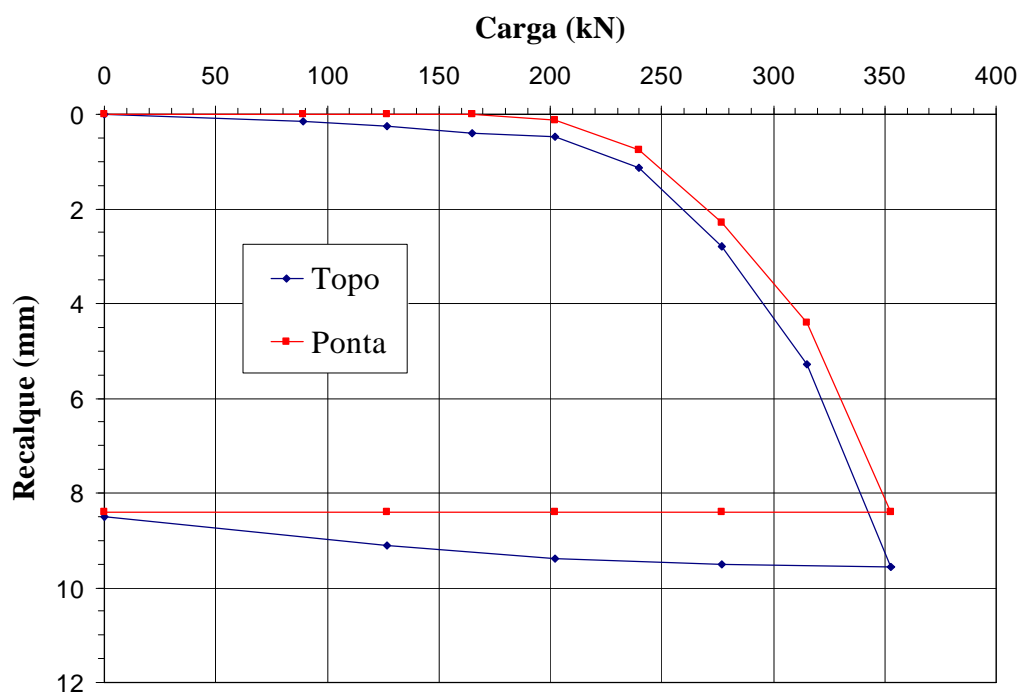


Figura 4.18 Curva carga x recalque da estaca E8.

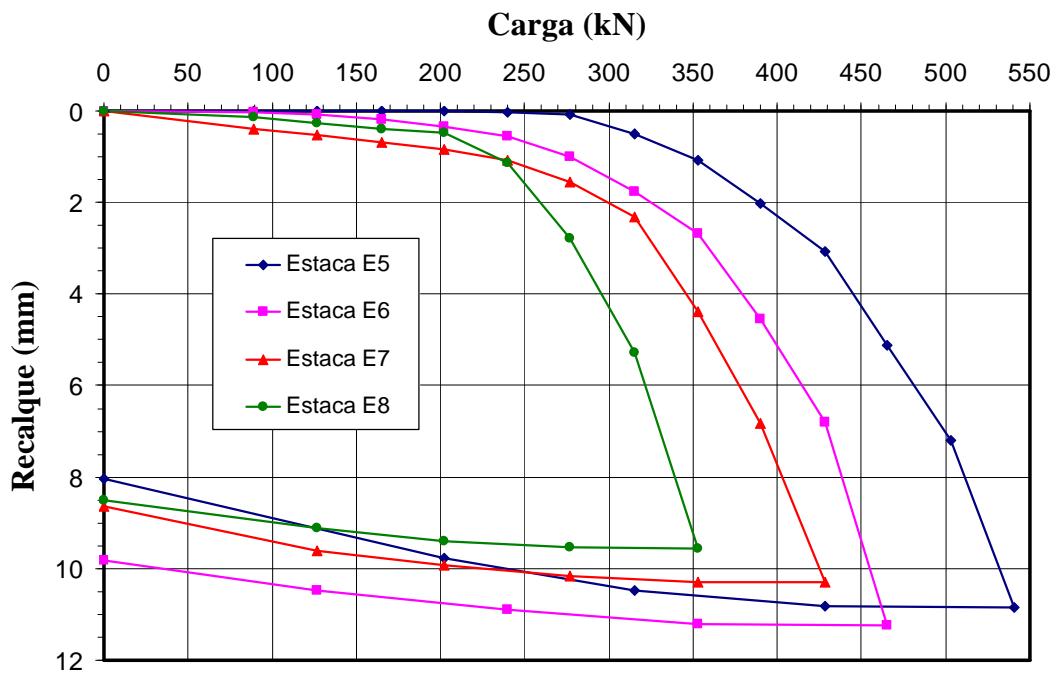


Figura 4.19 Comparação das curvas carga x recalque (topo) obtidas para as estacas E5, E6, E7 e E8.

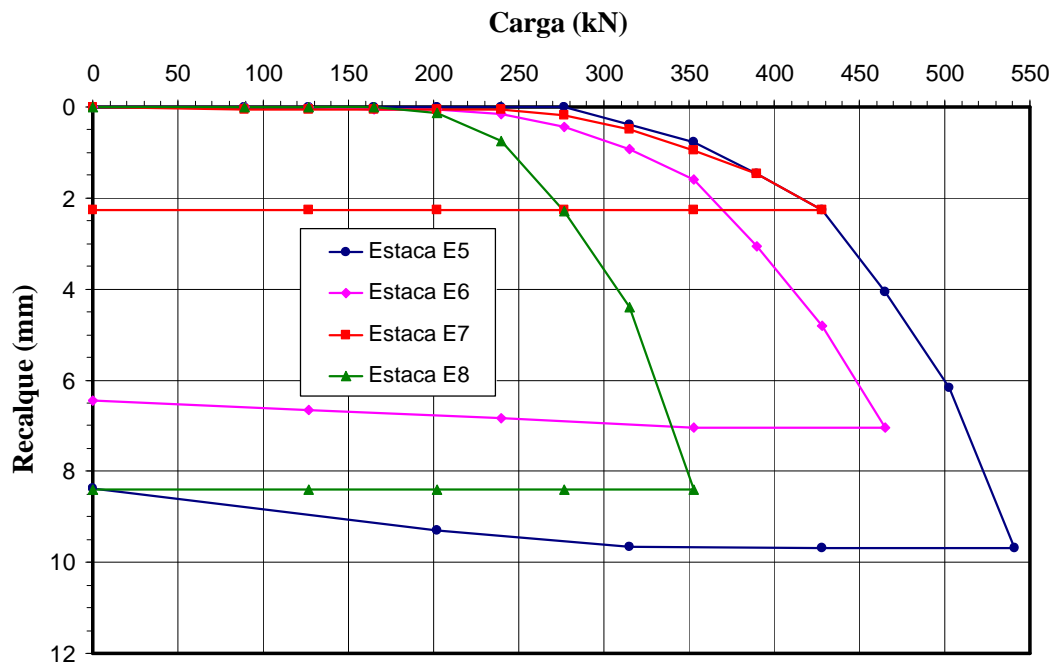


Figura 4.20 Comparação das curvas carga x recalque (ponta) obtidas para as estacas E5, E6, E7 e E8.

Para as quatro provas de carga à compressão realizadas, foram atingidas cargas diferentes para valores de recalques muito próximos:

Estaca E5 (144 h): carga aplicada de 541 kN para um recalque de 10,85 mm;

Estaca E6 (96 h): carga aplicada de 465 kN para um recalque de 11,25 mm;

Estaca E7 (48 h): carga aplicada de 428 kN para um recalque de 10,30 mm;

Estaca E8 (24 h): carga aplicada de 353 kN para um recalque de 9,56 mm.

Recalque médio obtido: 10,5 mm.

4.2.6. Estimativa da resistência lateral através dos métodos semi-empíricos

4.2.6.1. Resistência lateral a partir de resultados do PMT

A estimativa da resistência lateral para as estacas E5 e E6 foi baseada nos resultados obtidos no PMT 02. Para a estaca E7 utilizou-se os resultados do PMT 03 e, para a estaca E8, os resultados do PMT 04. Na Tabela 4.23 estão apresentados os métodos utilizados e seus respectivos valores de resistência lateral obtidos.

Tabela 4.23 Resistência lateral calculada a partir de resultados de PMT.

Método	Resistência Lateral - R_L (kN)				
	Estacas				R_L médio (kN)
	E5	E6	E7	E8	
Ménard (1)	349	349	335	325	340
Baguelin et al. (2)	351	351	339	330	343
Bustamante e Gianceselli (3)	165	165	157	155	161
Bustamante e Gianceselli (4)	300	300	269	231	275

(1) utilização da curva A do gráfico na Figura 2.15.

(2) utilização da curva B do gráfico na Figura 2.16.

(3) utilização da curva A do gráfico na Figura 2.17.

(4) utilização da curva B do gráfico na Figura 2.17.

4.2.6.2. Resistência lateral a partir de resultados do DMT

Para a estimativa da resistência lateral a partir de resultados de ensaios DMT utilizou-se o Método de Peiffer. O cálculo das estacas E5 e E6 foi baseado nos resultados obtidos no DMT 02. Para a estaca E7 utilizou-se os resultados do DMT 03 e, para a estaca E8, os resultados do DMT 04. Na Tabela 4.24 estão apresentados os valores de resistência lateral obtidos.

Tabela 4.24 Resistência lateral calculada a partir de resultados de DMT.

Método	Resistência Lateral - R_L (kN)				
	Estacas				R_L médio (kN)
	E5	E6	E7	E8	
Peiffer	486	486	496	493	490

4.2.6.3. Resistência lateral a partir de resultados do SPT

Para o cálculo da resistência lateral foram utilizados os resultados do SPT 02, SPT 06, SPT 05 e SPT 04 para as estacas E5, E6, E7 e E8, respectivamente, por estarem localizados mais próximos das mesmas. Os valores da resistência lateral calculada por diferentes métodos estão apresentados na Tabela 4.25.

Tabela 4.25 Resistência lateral calculada a partir de resultados de SPT.

Método	Resistência Lateral - R_L (kN)				
	Estacas				R_L médio (kN)
	E5	E6	E7	E8	
Aoki – Velloso	234	234	185	231	221
Velloso	314	324	260	324	306
Décourt-Quaresma	283	283	283	283	283
Décourt	226	226	226	226	226
Teixeira	479	468	396	494	459

4.2.6.4. Resistência lateral a partir de resultados do SPT – T

A partir dos resultados obtidos nos SPT – T 03, SPT – T 02 e SPT – T 01 foi estimada a capacidade de carga por atrito lateral das estacas E5/E6, E7 e E8, respectivamente, obtendo os valores mostrados na Tabela 4.26.

Tabela 4.26 Resistência lateral calculada a partir de resultados de SPT – T.

Método	Resistência Lateral - R_L (kN)				
	Estacas				$R_{L \text{ médio}}$ (kN)
	E5	E6	E7	E8	
Ranzini	270	270	161	258	240
Alonso	262	262	157	262	236
Décourt	345	345	219	293	300
Peixoto	316	316	351	316	325

5. ANÁLISES

Neste capítulo, será feita uma análise dos valores calculados para resistência lateral através dos métodos semi-empíricos, relacionando-os com os valores obtidos nas provas de carga. Será feita, também, uma comparação entre os resultados obtidos nas provas de carga solicitadas à tração (Bessa, 2005) com os resultados obtidos nas provas de carga solicitadas à compressão. Nas provas de carga das estacas E5, E6, E7 e E8 não se atingiu a carga de ruptura, mas, constatou-se a plena mobilização do atrito lateral através dos valores consideráveis de recalques atingidos.

Nas provas de carga solicitadas à tração (Bessa, 2005) obteve-se uma carga de ruptura igual a 225 kN, porém, descontou-se o peso próprio das estacas de 7 kN, obtendo-se um valor de resistência lateral igual a 218 kN.

Os valores de resistência lateral e resistência de ponta obtidos nas provas de carga solicitadas à compressão estão mostrados na Tabela 5.1, que apresenta também o resultado da prova de carga da estaca E4 ($L = 6$ m; $D = 0,25$ m) da pesquisa de Borges (2004), cujo intervalo de tempo entre escavação e concretagem foi de poucos minutos. Para a determinação da resistência lateral das estacas E5, E6, E7 e E8, considerou-se o valor correspondente ao início da mobilização da resistência de ponta, utilizando-se as curvas carga x recalque obtidas nas provas de carga.

Tabela 5.1 Resistência lateral e resistência de ponta obtidas nas provas de carga.

Estacas	Tempo de concretagem	Resistência Lateral (R_L) (kN)	Resistência de Ponta (R_P) (kN)
E4	0 h	240	188
E8	24 h	250	103
E7	48 h	280	148
E6	96 h	280	185
E5	144 h	300	241

5.1. Comparação entre os resultados obtidos nas provas de carga solicitadas à compressão e à tração

Na Tabela 5.2, estão apresentados os resultados das provas de carga, obtendo-se uma relação entre a resistência lateral das estacas ensaiadas à tração e a resistência lateral das estacas ensaiadas à compressão. Já na Figura 5.1 é apresentado um histograma, com valores comparativos dos resultados das duas provas de carga.

Tabela 5.2 Relação entre a resistência lateral das estacas submetidas a esforço de tração e a resistência lateral das estacas solicitadas à compressão.

Estacas	R_L (kN) Compressão	Estacas	R_L (kN) Tração	R_L tração / R_L compressão
E4	240	E9	218	0,91
E8	250	E10		0,87
E7	280	E11		0,78
E6	280	E12		0,78
E5	300			0,73
			Média	0,81

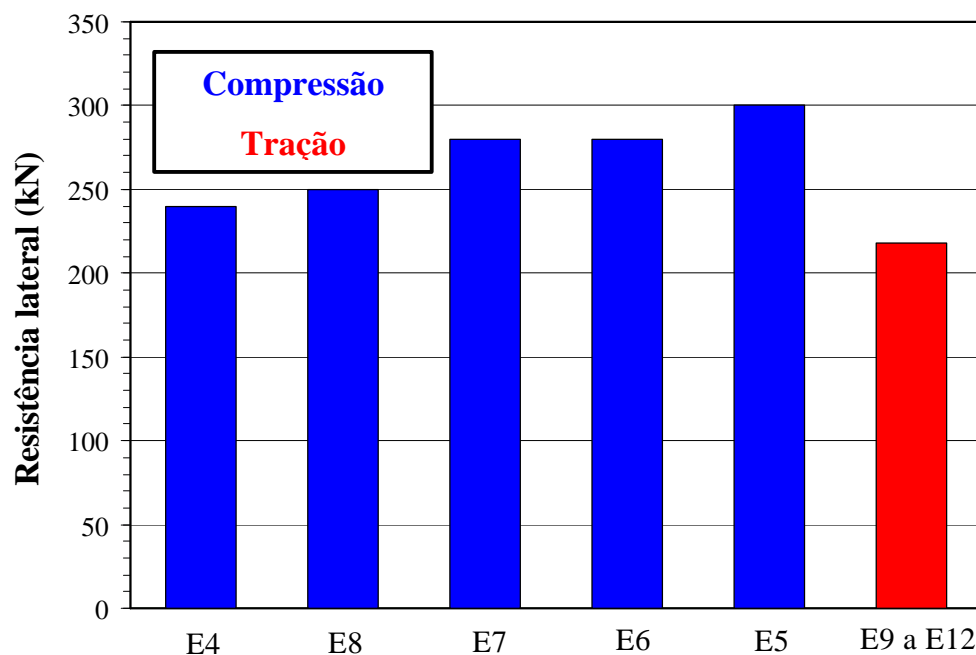


Figura 5.1 Comparação entre a resistência lateral obtida nas provas de carga à compressão e nas provas de carga à tração.

Comparando-se os resultados obtidos nas provas de carga à compressão com as provas de carga à tração, obteve-se um valor satisfatório para a relação entre o atrito lateral à tração e o atrito lateral à compressão, igual a 0,81, dentro do intervalo assumido de 0,7 a 1,0 devido às opiniões conflitantes existentes de diversos autores, sendo mais próxima da relação proposta por Hunter & Davisson (1969) que considera:

$$R_{L \text{ tração}} = 0,77.R_{L \text{ compressão}}$$

5.2. Comparação entre os resultados obtidos através dos métodos semi-empíricos e os valores das provas de carga

Estão apresentados, na Tabela 5.3, os valores médios da resistência lateral calculada através dos métodos semi-empíricos e o valor médio da resistência lateral obtido nas provas de carga das estacas E4, E5, E6, E7 e E8.

Tabela 5.3 Relação entre a resistência lateral calculada através dos métodos semi-empíricos e a resistência lateral obtida nas provas de carga.

Ensaio	Método de cálculo	$R_{L \text{ méd.}}$ (kN)	Prova de Carga $R_{L \text{ méd. PC}}$ (kN)	$R_{L \text{ méd.}} / R_{L \text{ méd. PC}}$
SPT	Décourt-Quaresma	283	270	1,05
	Aoki-Velloso	221		0,82
	Velloso	306		1,13
	Décourt	226		0,84
	Teixeira	459		1,70
SPT - T	Ranzini	240		0,89
	Décourt	300		1,11
	Alonso	236		0,87
	Peixoto	325		1,20
PMT	Ménard	340		1,26
	Baguelin et al.	343		1,27
	Bustamante e Gianceselli (A)	161		0,60
	Bustamante e Gianceselli (B)	275		1,02
DMT	Peiffer	490	1,81	

Verificou-se, também, que na prova de carga da estaca E4, concretada simultaneamente após a escavação, obteve-se uma resistência lateral próxima da resistência lateral obtida na prova de carga à tração, conforme mostra a Figura 5.1.

Analisando os resultados obtidos pelos métodos baseados nos ensaios pressiométricos, os métodos de Ménard, Baguelin et al. e de Bustamante & Gianceselli (B) forneceram valores satisfatórios quando comparados com o resultado da prova de carga, enquanto o método de Bustamante & Gianceselli (A), subestimou o valor da resistência lateral em 40%;

O método de Peiffer, baseado nos resultados dos ensaios dilatométricos, superestimou o valor da carga lateral obtida na prova de carga em 81%, não sendo um método de cálculo indicado para ser utilizado para este tipo de solo estudado;

Com relação aos métodos baseados nos ensaios SPT, Décourt-Quaresma, Aoki-Velloso, Velloso e Décourt apresentaram resultados bastante próximos dos obtidos nas provas de carga. Já o método de Teixeira, superestimou a resistência lateral em 70%;

Dentre os métodos baseados nos ensaios SPT – T, Décourt, Ranzini e Alonso apresentaram excelentes resultados, enquanto o método de Peixoto, superestimou a resistência lateral em 20%, mas, de maneira geral, foram considerados satisfatórios quando comparados com os outros métodos utilizados neste trabalho;

Comparando-se os valores de resistência lateral calculados pelos 14 métodos semi-empíricos utilizados neste trabalho, verificou-se que, 8 deles obtiveram excelentes resultados, conforme apresenta a Tabela 5.4;

Tabela 5.4 Métodos de cálculo semi-empíricos com melhores resultados.

Método de cálculo	$R_{L \text{ méd.}} / R_{L \text{ méd. PC}}$
Velloso (SPT)	1,13
Décourt-Quaresma (SPT)	1,05
Décourt (SPT)	0,84
Aoki-Velloso (SPT)	0,82
Ranzini (SPT – T)	0,89
Décourt (SPT - T)	1,11
Alonso (SPT – T)	0,87
Bustamante & Gianceselli (B) (PMT)	1,02

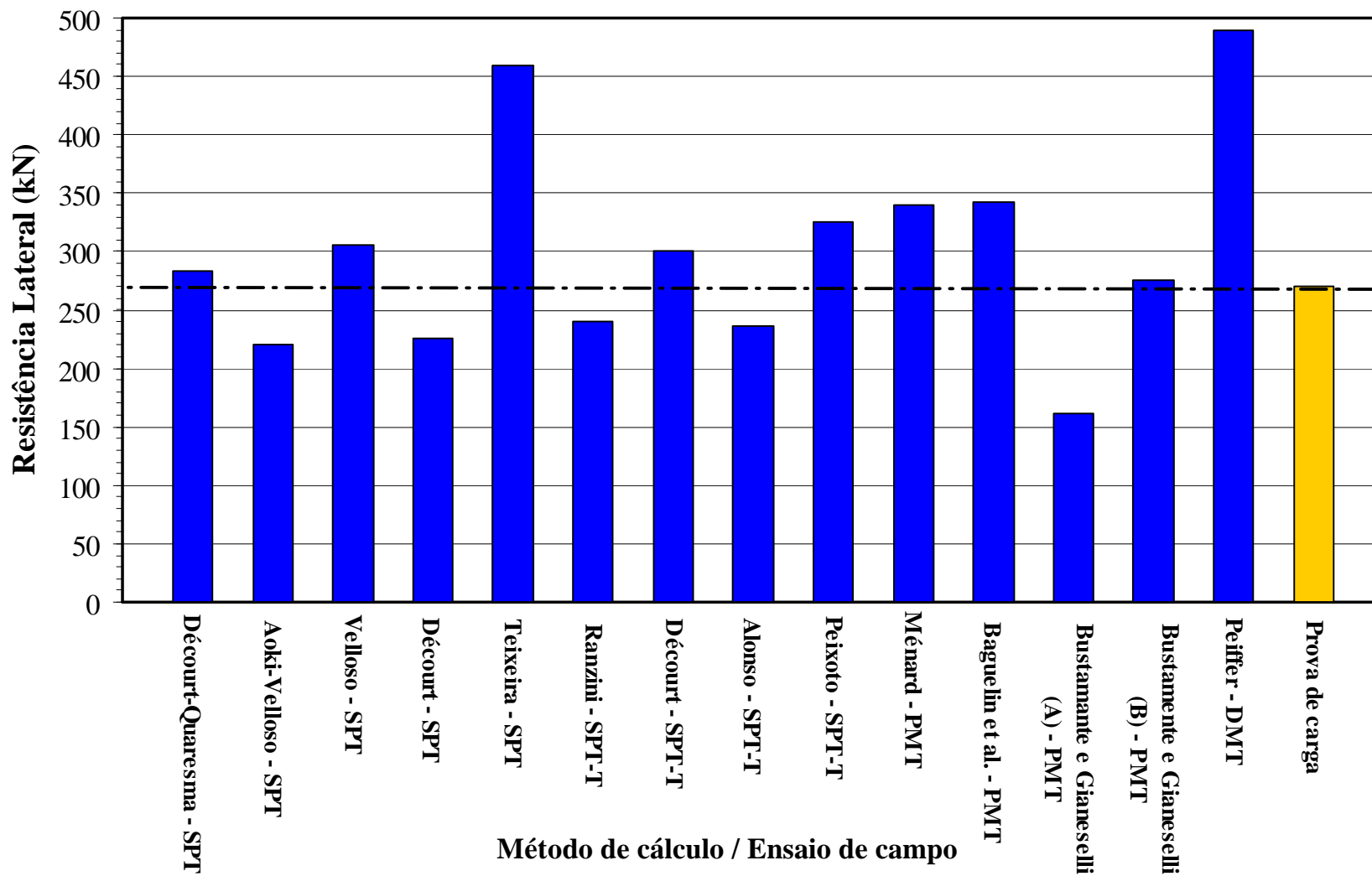


Figura 5.2 Variação da resistência lateral obtida por vários métodos semi-empíricos e obtida nas provas de carga.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

O objetivo deste trabalho foi analisar a resistência lateral em estacas escavadas com trado mecanizado através de ensaios de provas de carga estáticas e métodos semi-empíricos, baseados em diferentes ensaios de campo. Em função dos resultados obtidos e das análises realizadas chegou-se a algumas conclusões:

- i. A partir dos resultados obtidos nas provas de carga, verificou-se uma pequena influência do intervalo de tempo mantido entre a escavação e a concretagem das estacas nos valores obtidos para a resistência lateral, mas, este fato pode ser explicado pela maior contribuição da ponta ao deixar o fuste aberto e pelas variações nas propriedades do solo ao longo do perfil do terreno, uma vez que, as estacas foram executadas em locais diferentes dentro do campo experimental. Pode-se atribuir também esta diferença entre a resistência lateral das estacas ao diâmetro das mesmas que pode variar um pouco, não sendo constante e igual a 0,25 m ao longo do fuste. Nas provas de carga à tração, realizadas por Bessa (2005), constatou-se que não houve esta influência, sendo obtidos valores iguais para a resistência lateral nas quatro estacas ensaiadas;
- ii. Quanto aos métodos de cálculo semi-empíricos utilizados para estimativa do atrito lateral das estacas, os resultados obtidos foram muito bons quando comparados com os resultados da prova de carga;

- iii. A classificação “mecânica”, obtida pelos ensaios DMT, quanto ao tipo de solo, é pouco sensível à distinção entre argila e silte/areia em função da predominância das parcelas do solo;
- iv. Em todos os ensaios de campo realizados, obtiveram-se resultados coerentes com relação aos parâmetros de resistência das camadas investigadas.

Para trabalhos futuros, buscando um melhor conhecimento do tema abordado nesta pesquisa, apresentam-se como sugestões:

- i. Estudo da parcela de atrito lateral em outros campos experimentais semelhantes ao analisado nesta Tese, para fins de comparação;
- ii. Utilização mais rotineira dos ensaios de campo PMT, DMT e SPT - T;
- iii. Estudo do atrito lateral residual solo-estaca de maneira minuciosa;
- iv. Realização de trabalhos com instrumentação em diferentes tipos de fundações profundas, com o objetivo de apurar a interação solo-estaca;
- v. Obtenção de fatores de correção e coeficientes específicos para cada tipo de solo analisado, fornecendo uma estimativa da capacidade de carga mais segura, e criando-se um banco de dados que leve em consideração o tipo de fundação profunda utilizada, o método executivo empregado, o local de implantação da fundação, etc.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEF (Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia). **Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos**. São Paulo, 288 p., 1998.

ALBIERO, J.H. **Análise do Emprego de Fórmulas Empíricas na Previsão de Carga última de Estacas**. In: IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Salvador/BA, vol.2, p. 501-512, 1990.

ALONSO, U.R. **Correlações entre Resultados de Ensaios de Penetração Estática e Dinâmica para a Cidade de São Paulo**. Solos e Rochas, vol.3, n.3, p. 19-25. São Paulo: ABMS, 1980.

ALONSO, U.R. **Estimativa de Transferência de Carga de Estacas Escavadas a Partir do SPT**. Solos e Rochas, vol.6, n.1, p. 21-27. ABMS, 1983.

ALONSO, U.R. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. Ed. Edgard Blücher Ltda., São Paulo, 169 p., 1989.

ALONSO, U.R. **Previsão e Controle das Fundações**. Ed. Edgard Blücher Ltda., São Paulo, 142 p., 1991.

ALONSO, U.R. **Correlação entre o Atrito Lateral Medido com o Torque e o SPT**. Revista Solos e Rochas, vol.17, nº 3, 1994.

ALONSO, U.R. **Ensaio de Torque nos Sedimentos da Baixada Santista**. Solos e Rochas, vol. 18, p. 161-168. ABMS, 1995.

ALONSO, U.R. **Estimativa da Adesão em Estacas a Partir do Atrito Lateral Medido com o Torque no Ensaio SPT-T**. Solos e Rochas, vol.18, p. 191-194. ABMS, 1996.

ALONSO, U.R. **Prova de Carga Estática em Estacas (Uma Proposta para Revisão da Norma NBR 12.131)**. Solos e Rochas, vol.20, n.1, abril, p. 47-59. ABMS, 1997.

AOKI, N. **Considerações sobre a Capacidade de Carga de Estacas Isoladas**. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 44 p., 1976.

AOKI, N. **Engenharia de Fundações**. Notas de aula, Publicação da EESC-USP, São Carlos, 1996.

AOKI, N.; ALONSO, U. R. **Previsão e Comprovação da Carga Admissível de Estacas**. Publicação da EESC-USP, São Carlos, 41 p.,1992.

AOKI, N.; CINTRA, J.C.A. **Carga Admissível em Fundações Profundas**. Publicação da EESC-USP, São Carlos, 61 p.,1999.

AOKI, N., VELLOSO, D.A. **An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles.** In: V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, vol. 1, p. 367-376, 1975.

ARAÚJO, S.P.M. **O Ensaio Pressiométrico de Ménard e sua Utilização na Estimativa da Capacidade de Carga e Recalque de Fundações Assentes em Solo Residual de Gnaisse.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFV, Viçosa-MG, 156 p., 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250/1982 – Identificação e Descrição de Amostras de Solo Obtidas em Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos.** Rio de Janeiro, 5 p., 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459/1984 – Determinação do Limite de Liquidez.** Rio de Janeiro, 4 p., 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180/1984 – Deteminação do Limite de Plasticidade.** Rio de Janeiro, 6 p., 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181/1984 – Análise Granulométrica dos Solos.** Rio de Janeiro, 6 p. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604/1986 – Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo com Retiradas de Amostras Deformadas e Indeformadas.** Rio de Janeiro, 8 p.,1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12.131/1991 – Estacas: Prova de Carga Estática.** Rio de Janeiro, 4 p., 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122/1996 – Projeto e Execução de Fundações.** Rio de Janeiro, 33 p., 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484/2001 – Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos**. Rio de Janeiro, 12 p., 2001.

BAGUELIN, F.J.; JÉZÉQUEL, J.F. & SHIELDS, D.H. **The Pressuremeter and Foundation Engineering**. Paris: Clausthal: Trans Tech Publications, 617 p., 1978.

BALIGH, M.M. **Lectures 11 and 13 of MIT Special Summer Course: Recent Development in Measuring and Modeling of Clay Behavior for Foundation Design**. Cambridge, Massachussets, 1985.

BALIGH, M. M. & SCOTT, R. F **Quasi Static Deep Penetration in Clays**. ASCE J. GE, vol.101, p.1119-1133, 1975.

BESSA, A.O. **Avaliação da Resistência Lateral em Estacas Escavadas com Trado Submetidas à Tração**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFV, Viçosa-MG, 156 p., 2005.

BORGES, P.R. **Estudo da Parcela de Resistência Lateral em Estacas Escavadas**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFV, Viçosa-MG, 123 p., 2004.

BRANDT, J.R.T. **Utilização de um Novo Pressiômetro para Determinação das Características Elásticas de Solo Residuais Gnáissicos e Estratos do Terciário Paulista**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, PUC-RJ, Rio de Janeiro, 244 p., 1978.

BUENO B.S. & VILAR O. M. **Mecânica dos Solos**. Oficinas Gráficas da Imprensa Universitária, UFV, Viçosa - MG, 131 p., 1980.

- BURLAND, J. **Shaft Friction of Piles in Clay: a Simple Fundamental Approach.** Ground Engineering, p.30-42, 1973.
- BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. **Observed and Predicted Bearing Capacity of Isolated Piles Under Axial Loads.** Pressuremeter Method, Rev. Fr. Geotech, n° 16, p.17-33, 1981.
- CARVALHO, D.; PEIXOTO, A.S.P.; FERREIRA, C.V. & MENEZES, S.M. **Comparação Entre Atritos Laterais Obtidos nos Ensaios SPT-T, CPT e Provas de Carga em Estacas.** Solos e Rochas, ABMS, vol.22, p.113-123, 1999.
- CHELLIS, R.D. **Foundation Engineering.** Editado por G.A. Leonards, Cap.7, MC Graw-Hill Book Company, Inc., 1962.
- CLARKE B.G. **Pressuremeters in Geotechnical Design.** Blackie Academic & Professional, 364 p., 1995.
- COOKE, R.W. **Load Transfer from Bored, Cast-in-situ Piles in London Clay.** Behavior of Deep Foundation. ASTM, Special Technical Publication, n. 670, p.250-263, 1978.
- COYLE, H.M.; REESE, L.C. **Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay.** ASCE, vol.92, n. SM2, p.1-26, 1966.
- COYLE, H.M. & SULAIMAN, I.H. **Skin Friction for Steel Piles in Sand.** ASCE, vol.92, n.3, p.261-278, 1967.
- CUSTÓDIO, G.S. **Investigação e Análise de Parâmetros Geotécnicos Obtidos com Ensaios de Laboratório e Ensaios in situ (DMT, PMT, SPT, PDM).**

Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFV, Viçosa-MG, 233 p., 2003.

DE BEER, E.E. **Different Behaviour of Bored and Driven Piles**. Proc. of 1st Inter. Geoth. Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles, Ghent, p.47-82, 1988.

DÉCOURT, L. **Prediction of the Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on Values of the SPT**. In: 2nd European Symposium. on Penetration Testing, Amsterdam, vol.1, p.19-34, 1982.

DÉCOURT, L. **The Standard Penetration Test. State of the Art Report**. Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, vol.4, p.2450-2416, 1989.

DÉCOURT, L. **Instrumented Bored Piles in Residual Soils**. In Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics, ABMS, XII ICSMFE, Rio de Janeiro, p.45-48, 1989.

DÉCOURT, L. **On the Load-Settlement Behavior of Piles**. III Conferência Odair Grillo, Revista Solos e Rochas, vol. 18, n^o 2, p.93-112, 1993/1995.

DÉCOURT, L. **Prediction of Load Settlement Relationships for Foundations on the Basis of the SPT – T**. Ciclo de Conferencias Internacionales Leonardo Zeevaert, México, p.87-104, 1995.

DÉCOURT, L. **Análise e Projeto de Fundações Profundas: Estacas**. Fundações: Teoria e Prática, Hachich et al., Ed. Pini Ltda., São Paulo. Cap.8.1, p.265-301, 1996.

- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A.R. **Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores de SPT**. In: VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, vol.1, p.45-54, 1978.
- DE MELLO, V.F.B. **The Standard Penetration Test - State of the Art Report**, Proceedings 4th.PanAmerican CSMFE, Puerto Rico, vol.1, p.1-86, 1971.
- DE PAULA M. C. **Ensaio Dilatométrico em um Solo Residual de Gnaisse. UFV 1998**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFV, Viçosa-MG, 176 p., 1998.
- ELISSON, R.D. et al. **Load-Deformation Mechanism for Bored Piles** ASCE, vol.97, n. SM4, p.661-678, 1971.
- FELLENIUS, B.H. **Negative Skin Friction and Settlement of Piles**. Second International Seminar, Pile Foundations, Nanyang Technological Institute, Singapore, 18 p., 1984.
- FLEMING, W.G.K.; WELTMAN, A.J.; RANDOLPH, M.F.; ELSON, W.K. **Piling Engineering**. Surrey University Press, 2^o Edition, 1992.
- GRAVENSEN, S. **Elastic Semi-Infinite Medium Bounded by a Rigid Wall with a Circular Hole**. Copenhagen: Laboratoriet For Bygningsteknik/Danmarks Tekniske Hojskole, vol.1. (Meddelelse n.10), 1960.
- HEAD, K.H. **Manual of Soil Laboratory Testing**. London: ELE International, vol.2, 412 p., 1982.
- HUNTER, A.J. & DAVISSON, M.T. **Measurements of Pile Load Transfer**. ASTM STP n^o 444. Proc. Performance of Deep Foundation, p. 106-117, 1969.

- IRELAND, H.O.; MORETTO, O; VARGAS, M. **The Dynamic Penetration Test: a Standard that is not Standardized.** Geotechnique, 20, 2, p.185-192, 1970.
- JAIME, A.; ROJAS, E.; LEGORRETA, H. **Static Behavior of Floating Piles in Soft Clay.** Raul J. Marsal Volume, Sociedad Mexicana de Suelos, A.C., México, p.19-30, 1992.
- JAMIOLKOWSKI, M. & LANCELLOTA, R. **Relevance of In Situ Tests Results for Evaluation of Allowable Base Resistance of Bored Piles in Sands.** Proc. I Int. Geotechnical Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles, Edit. W.F. Van Impe, Ghent, 1988.
- JÉZÉQUEL, J.F., LEMASSON, H., TOUZÉ, J. **Le Pressionètre Louis Quelques Problèmes de Mise em Oeuvre et Leur Influence Sur Les Valeurs Pressiométriques.** Bull. De Liaison du LCPC, n° 32, p.97-120, 1968.
- KULHAWY, F.H. **Limiting Tip and Side Resistance. Fact or Fallacy.** Proc. of Symp. on Analysis and Design of Pile Foundations, ASCE Spec. Conf., San Francisco, p.80-98, 1986.
- LACASSE, S. & LUNNE, T. **Calibration of Dilatometer Correlations.** In: 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, 1, Orlando, p.539-548, 1988.
- LAMÉ, G. **Leçons Sur La Théorie Mathématique D' Élasticité Des Corps Solides,** Bachelier, Paris, France, 1852.
- LUTENEGGER, A.J. **Current Status of the Marchetti Dilatometer Test.** In: 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, 1, 1988,

- Orlando. Penetration testing 1988. Rotterdam: A.A. Balkema, c.1, p.137-156, 1988.
- MAIR, R.J., WOOD, D.M. **Pressuremeter Testing - Methods and Interpretation**, Butter-worth, 1987.
- MANTILLA, J.N.R. **Comportamento de Estacas Escavadas Instrumentadas à Compressão**. Tese de Doutorado, EESC-USP, São Carlos, 251 p., 1992.
- MARCHETTI, S. **A New in situ Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability**. In: Conference on *in situ* Measurements of Soil Properties, 2, ASCE, New York, p.255-259, 1975.
- MARCHETTI, S. **In situ Tests by Dilatometer**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol.106, n.GT3, p.299-321, 1980.
- MARCHETTI, S. **In situ Tests by Dilatometer - closure**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol.107, n.GT6, p.831-837, 1981.
- MARCHETTI, S. **The Flat dilatometer**. In: Third Geotechnical Engng. Conf. Cairo University, p.421-448, 1997.
- MARCHETTI, S. & CRAPPS. D.K. **Flat Dilatometer Manual**. Internal Report, Schmertmann and Crapps Inc., Gainesville, Flórida, E.U.A., 1981.
- MARCHETTI, S., TOTANI, G., CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K.; TADDEI, B. **The DMT - s_{hc} Method for Piles Driven in Clay**. Proceedings of In Situ 1986, ASCE, Special Conference on "Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering", Virginia Tech, Blacksburg, VA. ASCE Geotechn. Special Publ. n° 6: 765, 1986.

- MÉNARD, L. **Influence de l'amplitude et de l'Histoire d'un Sol de Fondation**, C.R. 5e Congrès International MSTF, tome 1, Paris, 1961.
- MÉNARD, L. **Calcul de la Force Portante des Foundations sur la Base des Resultants des Essais Pressiométriques**. Sols Soils, n° 5, Juin, Paris, p.9-32, 1963.
- MENEZES, S.M. **Análise do Comportamento de Estacas Pré-moldadas em Solo de Alta Porosidade do Interior do Estado de São Paulo**. Tese de Doutorado, EP-USP, São Paulo, 391 p., 1997.
- MINETTE, E. **O Ensaio Dilatométrico e suas Aplicações: A Experiência na UFV**. Publicação Interna, UFV, Viçosa-MG, 2000.
- PEIFFER, H. et al. **Analysis of CFA-Pile-Behaviour with DMT-Results at Geel Test Site**. In: 4th International DFI Conference, Rotterdam, Bélgica, p.101-105, 1991.
- PEIXOTO, A.S.P. **Estudo do Ensaio SPT – T e sua Aplicação na Prática de Engenharia de Fundações**. Tese de Doutorado, Unicamp, Campinas, 498 p., 2001.
- POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. **Pile Foundation Analysis and Design**. New York, John Wiley and Sons, 397 p., 1980.
- RANZINI, S.M.T. **Sobre a Medida de Torque em Amostrador SPT para Obtenção de Novos Parâmetros Geotécnicos**. Solos e Rochas, vol.11, n. único, p.29-30, São Paulo, 1988.

- RANZINI, S.M.T. **2ª Parte Sobre a Aplicação do Torque na Obtenção do Atrito Lateral no SPT**. Solos e Rochas, vol.17, n.3, p.189-190, São Paulo, 1994.
- RANZINI, S.M.T. **Capacidade de Carga de Estacas a Partir da Medida do Atrito Lateral no SPTF**. Palestra, Instituto de Engenharia, ABMS, São Paulo, Março, 2000.
- ROCHA FILHO P. **Ensaio “In Situ” em Solo Residual**, II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, 1991.
- ROCHA FILHO, P, TOLEDO R.D. **Previsão do Comportamento de Estacas Escavadas com Base em Resultados de Ensaio Pressiométricos**. IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Salvador/BA. ABMS, p.491-501, 1990.
- SCHMERTMANN, J.H. **A Method for Determining the Friction Angle in Sands from the Marchetti Dilatometer Tests**. In: 2nd EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, ESOPT-II, 2, ORLANDO. Proceedings...[Orlando: s.n., 1982] vol.1, p.577-587., 1982.
- SCHNAID F. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**, Oficina de Textos, São Paulo, 189 p., 2000.
- SILVA, C.E.F. da. **Estudo da Distribuição de Cargas ao Longo do Fuste e na Base do Tubulão**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFV, Viçosa-MG, 120 p., 2000.
- TEIXEIRA, A.H. **Projeto e Execução de Fundações**. III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, vol.1, p.33-50, 1996.

TERZAGHI, K. & PECK, R.B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. New York: John Wiley, 1967.

TOLEDO FILHO, R.D. **Estudo da Compressibilidade de Solos Residuais Através de Ensaio Pressiométricos e Prova de Carga em Estaca Instrumentada**. Dissertação de Mestrado em Engenharia, PUC-RJ, Rio de Janeiro, 151 p., 1986.

VAN DER VEEN, C. **The Bearing Capacity of a Pile**. In: III International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, vol.2, p.84-90, 1953.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. New York, McGraw-Hill, 509 p., 1981.

VARGAS, M. **Interação Solo-Estaca**. Solos e Rochas, vol.4, p.11-15, ABMS, 1981.

VELLOSO, D.A.; AOKI, N.; SALAMONI, J.A. **Fundações para o Silo Vertical de 100.000 t no Porto de Paranaguá**. In: VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, vol.3, p.125-151, 1978.

VELLOSO, D.A. **Capacidade de Carga por Meio do SPT**. II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, vol.2, p.293-312, 1991.

VELLOSO, D.A. **Fundações: Projetos, Execuções, Oatologia e Reforço**. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, vol.2, p.1-9, 2000.

VELLOSO, P.P. **Estacas em Solo – Dados para a Estimativa do Comprimento**. Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, 1981.

VELLOSO, P.P.C. **Fundações: Aspectos Geotécnicos**. PUC-RJ, 3^a Ed., vol.3, p. 467-469, 1987.

VÉSIC, A.S. **Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand**. National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record 39, p.112-153, 1963.

VÉSIC, A.S. **Investigations of Bearing Capacity of Piles in Sand**. Proc. North American Conference on Deep Foundations, México City, vol.1, p.197-225, 1964.

VÉSIC, A.S. **Load Transfer in Pile-Soil Systems**. Duke University School of Eng., Soil Mechanics Series, n.23, 29 p., 1970.

VÉSIC, A.S. **Tests on Instrumented Piles. Ogeeche River Site**. ASCE, vol.96, n. SM2, p.561-584, 1970.

VÉSIC, A.S. **Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol.98, n. SM3, Proc. Paper 8790, p.265-290, 1972.

VÉSIC, A.S. **Principles of Pile Foundation Design**. School of Engineering, Duke University, Soil Mechanics Series n° 38, 1975.

WROTH, C.P. **British Experience with the Self-boring Pressuremeter**. In: International Symposium on Pressuremeter and its Marine Applications, Paris, p.143-164, 1982.9

ANEXOS

• ANEXO A

Cálculo do volume inicial da sonda (V_S):

Calculou-se o volume inicial da sonda com recobrimento protetor tipo “Canvas”, sendo necessário o conhecimento do comprimento da célula central ($I_S = 210$ mm), o diâmetro interno do tubo rígido utilizado no ensaio de perda de volume ($d_i = 63$ mm) e a constância do volume quando se executa o ensaio de perda de volume (V_C). Tendo então a fórmula:

$$V_S = \frac{\rho \cdot d_i^2 \cdot I_S}{4} - V_C$$

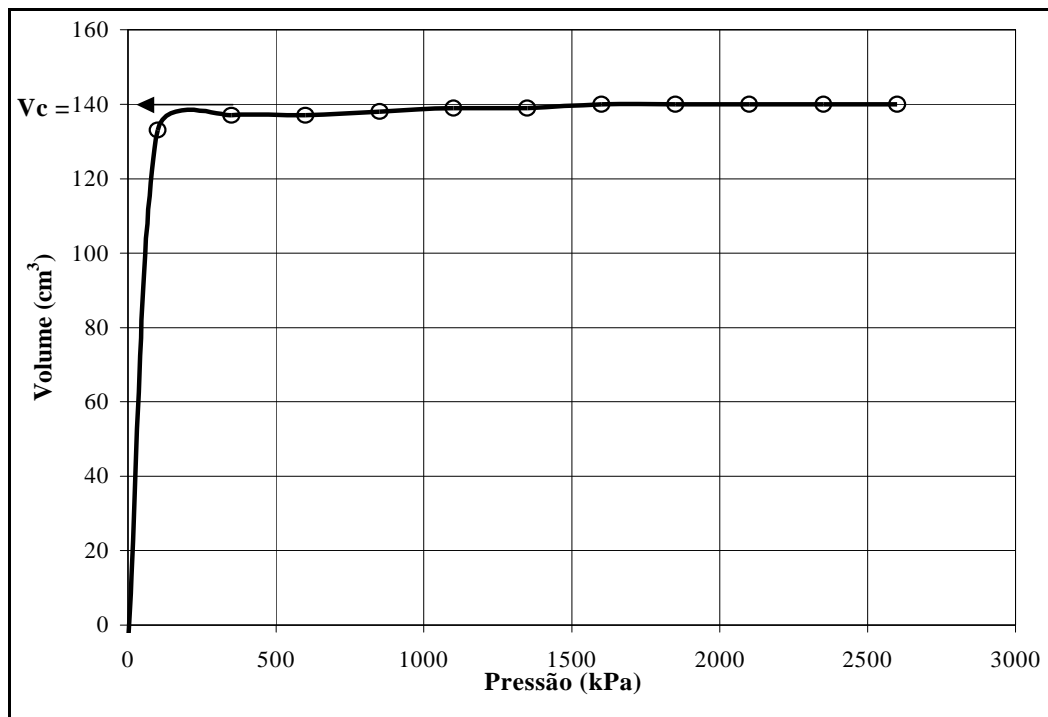


Figura A.1 Determinação do valor de V_C para o cálculo do volume inicial da sonda no repouso.

Através da Figura A.1, encontrou-se $V_C = 140 \text{ cm}^3$, logo:

$$V_S = \frac{p \cdot (6,3)^2 \cdot 21}{4} - 140 = 515 \text{ cm}^3.$$

- **ANEXO B**

Representação gráfica das curvas granulométricas das amostras do PMT 01:

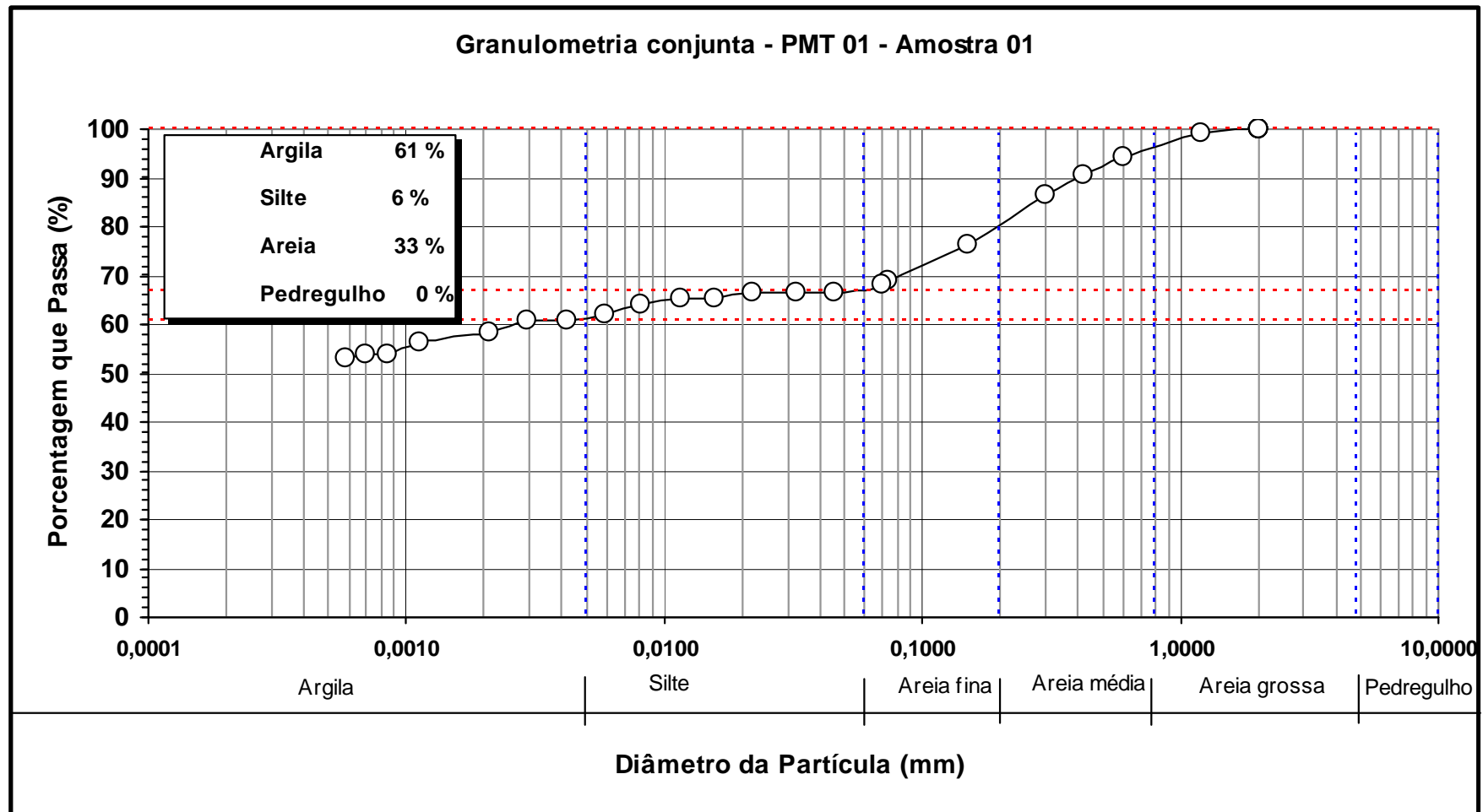


Figura B.1 Granulometria do solo para a amostra 01, localizada de 0,4 m a 1,4 m.

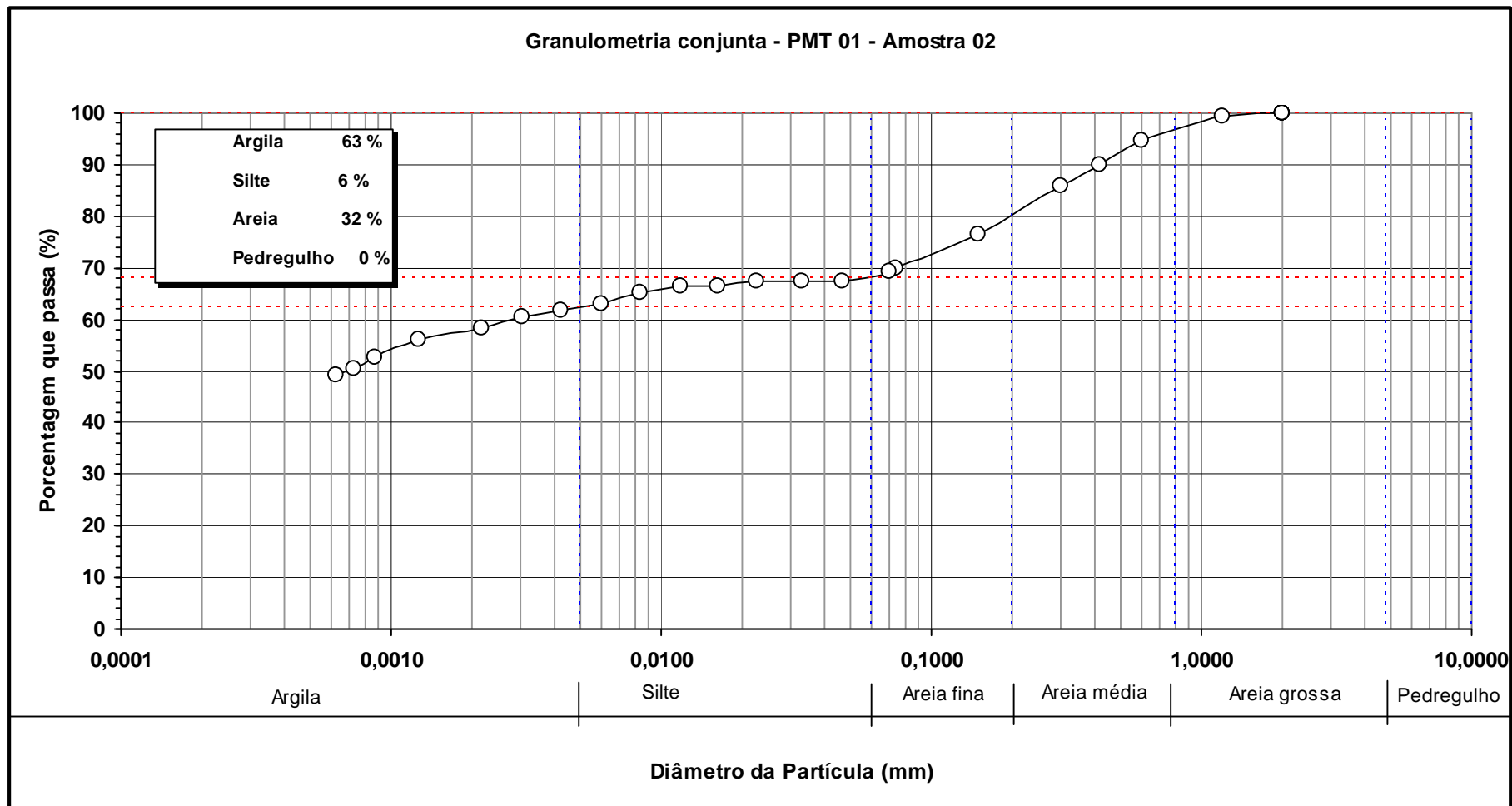


Figura B.2 Granulometria do solo para a amostra 02, localizada de 1,4 m a 2,8 m.

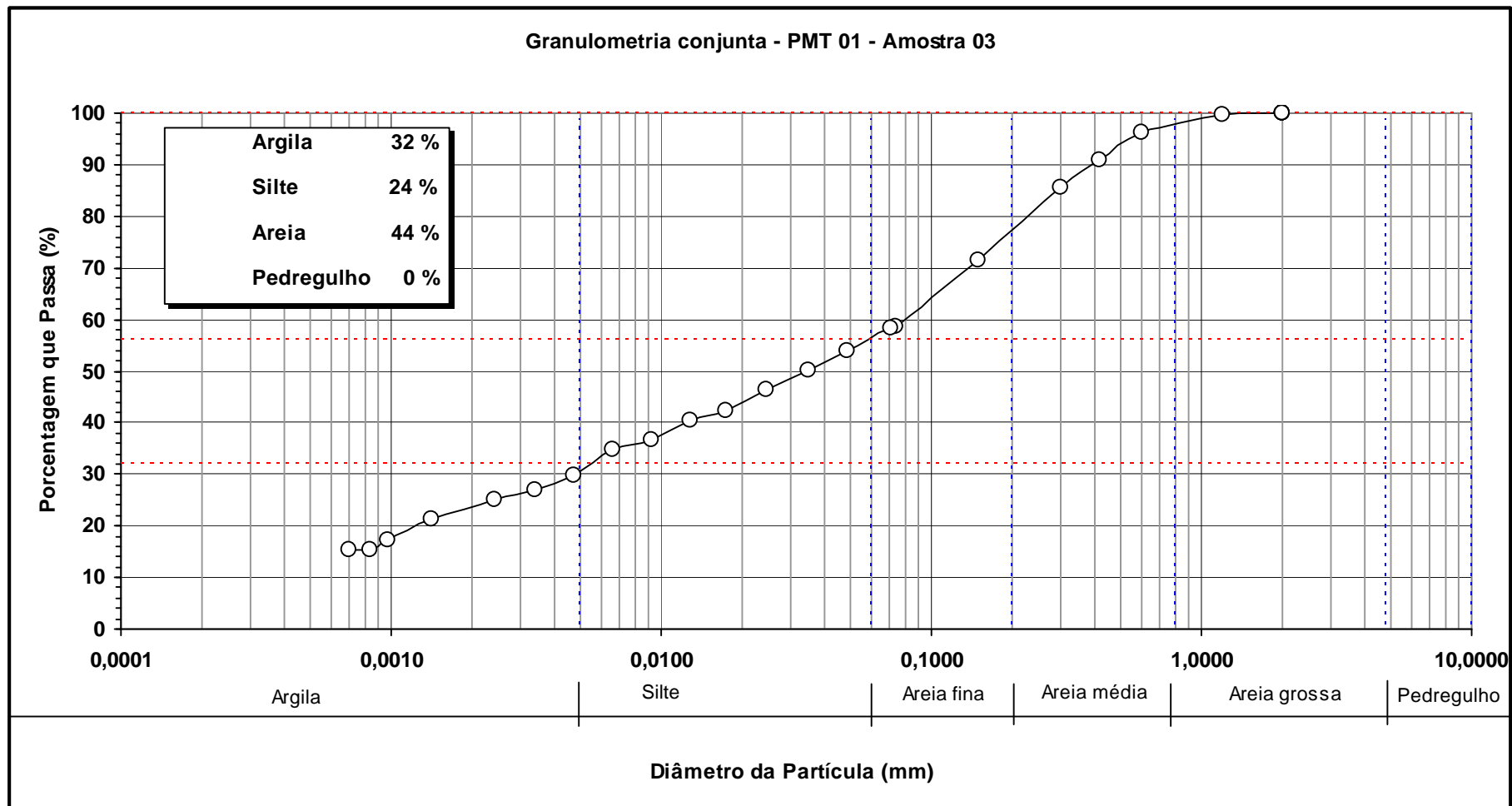


Figura B.3 Granulometria do solo para a amostra 03, localizada de 2,8 m a 3,8 m.

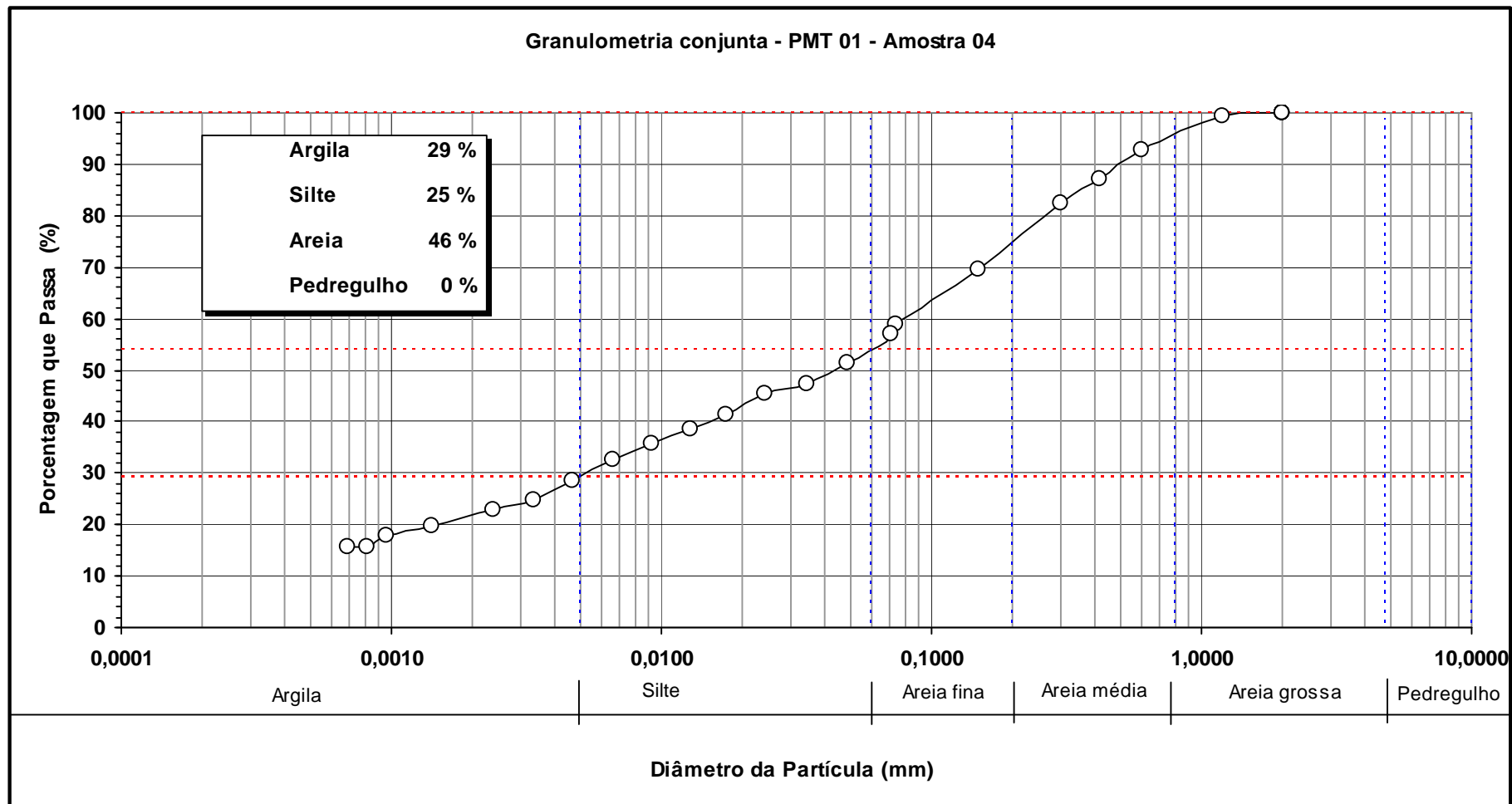


Figura B.4 Granulometria do solo para a amostra 04, localizada de 3,8 m a 4,6 m.

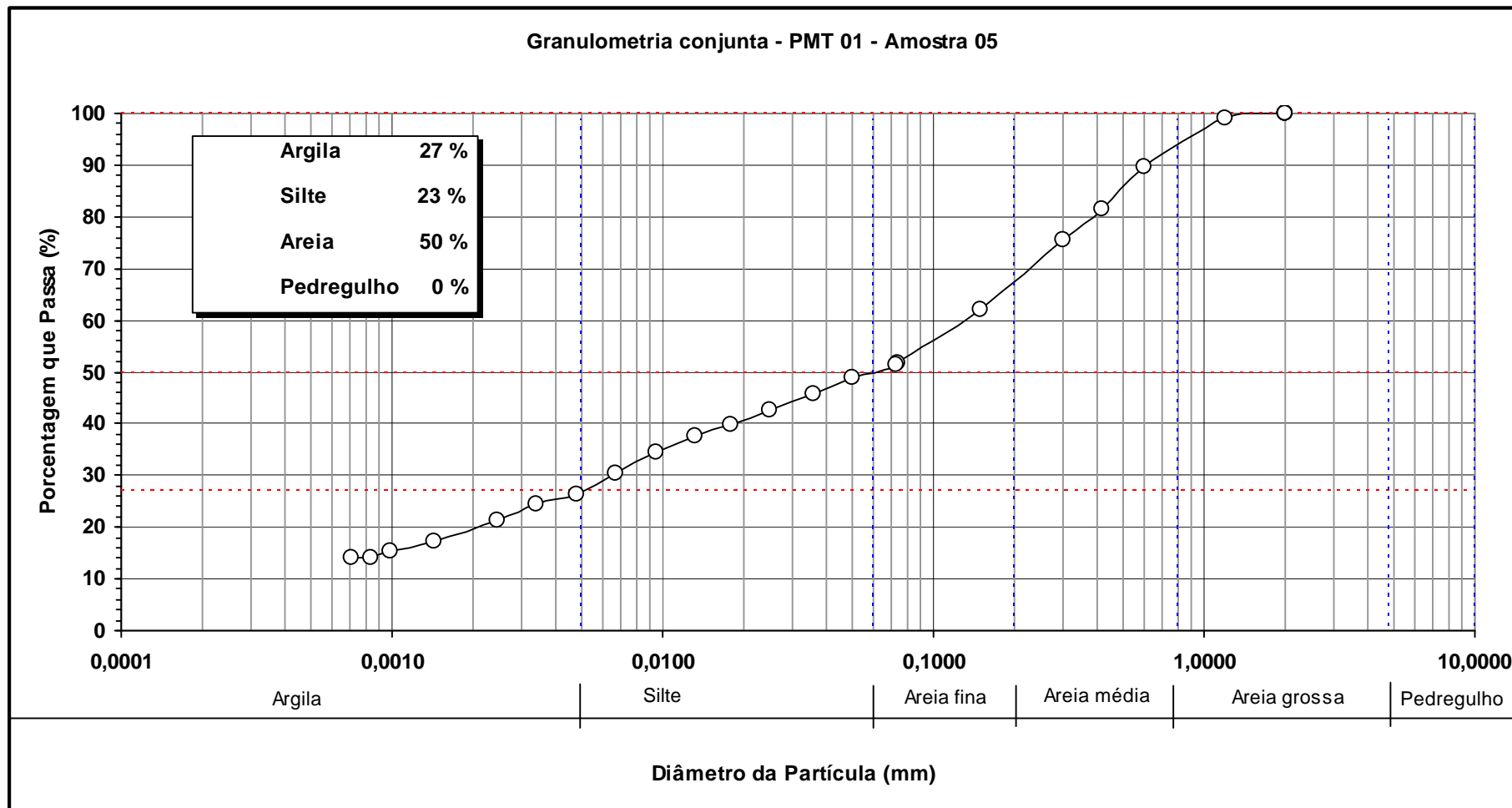


Figura B.5 Granulometria Conjunta para a amostra 05, localizada de 4,6 m a 6,1 m.

- **ANEXO C**

Curvas tensão x deformação e deformação axial x deformação volumétrica obtidas nos ensaios triaxiais CID_{NAT} .

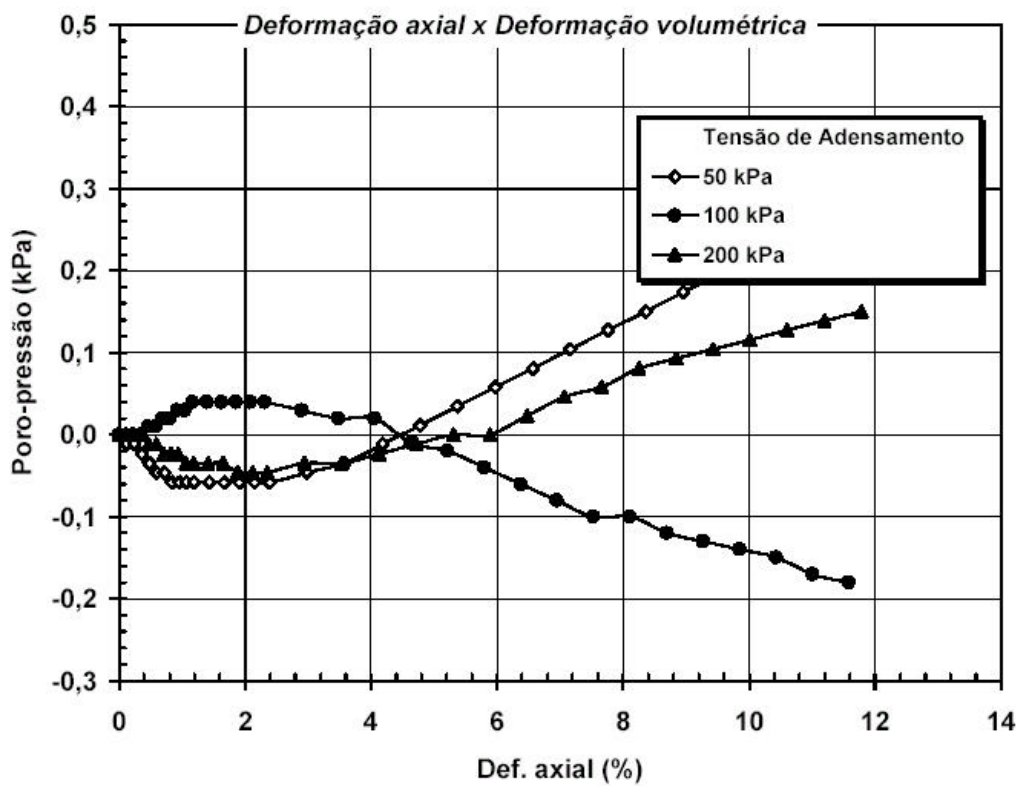
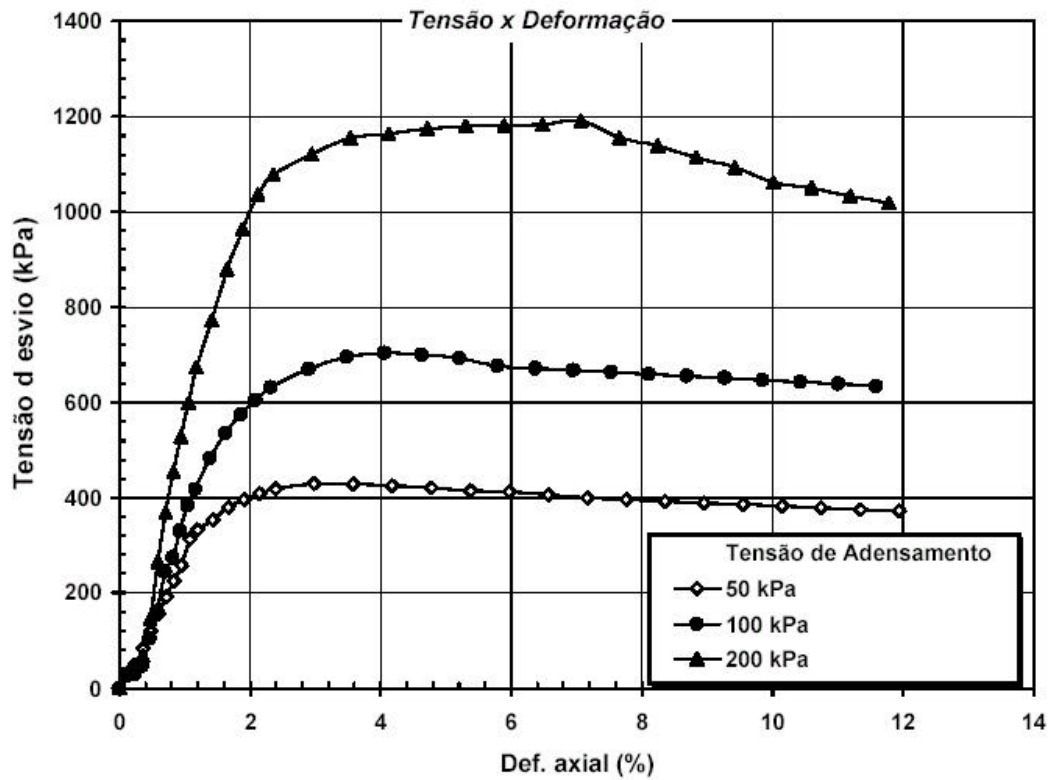


Figura C.1 Curvas tensão x deformação e deformação axial x deformação volumétrica na profundidade de 2,0 m.

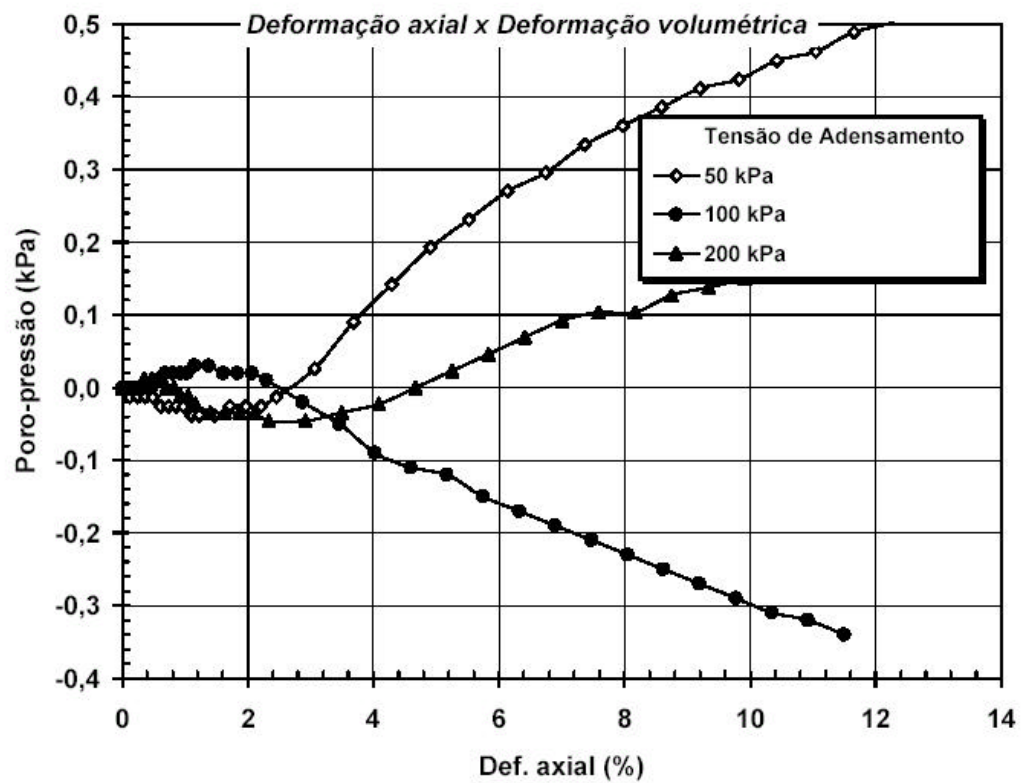
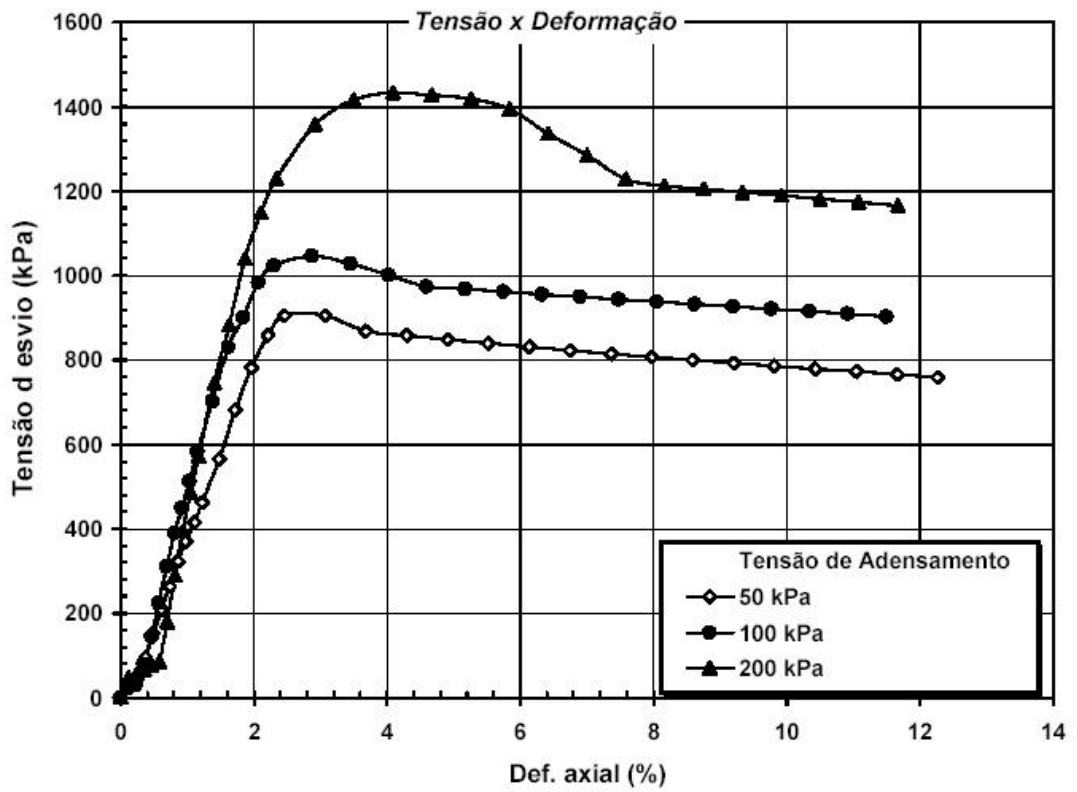


Figura C.2 Curvas tensão x deformação e deformação axial x deformação volumétrica na profundidade de 4,0 m.

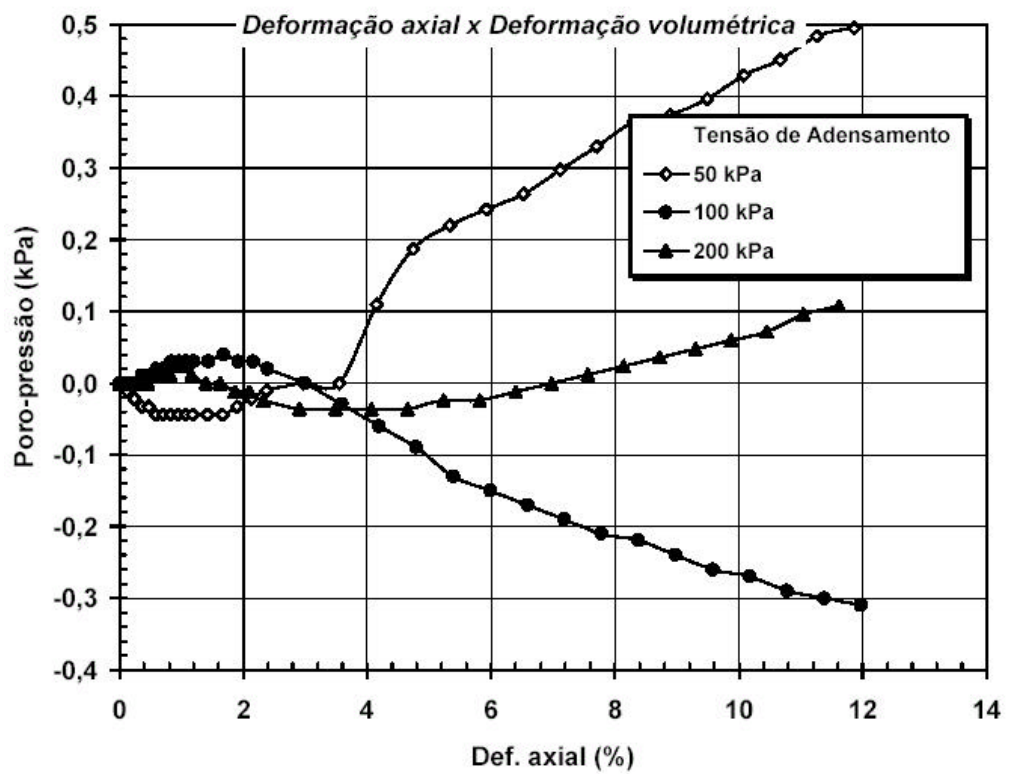
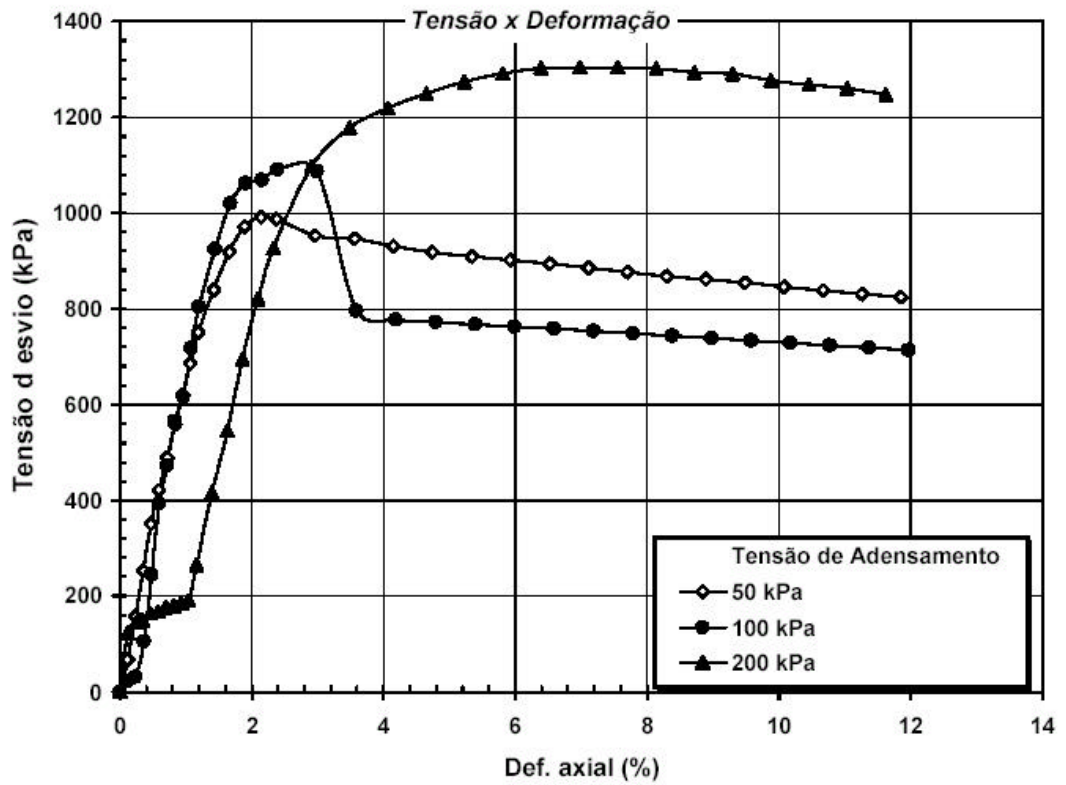


Figura C.3 Curvas tensão x deformação e deformação axial x deformação volumétrica na profundidade de 6,0 m.

- **ANEXO D**

Curvas obtidas através dos ensaios pressiométricos de Ménard:

PMT 01

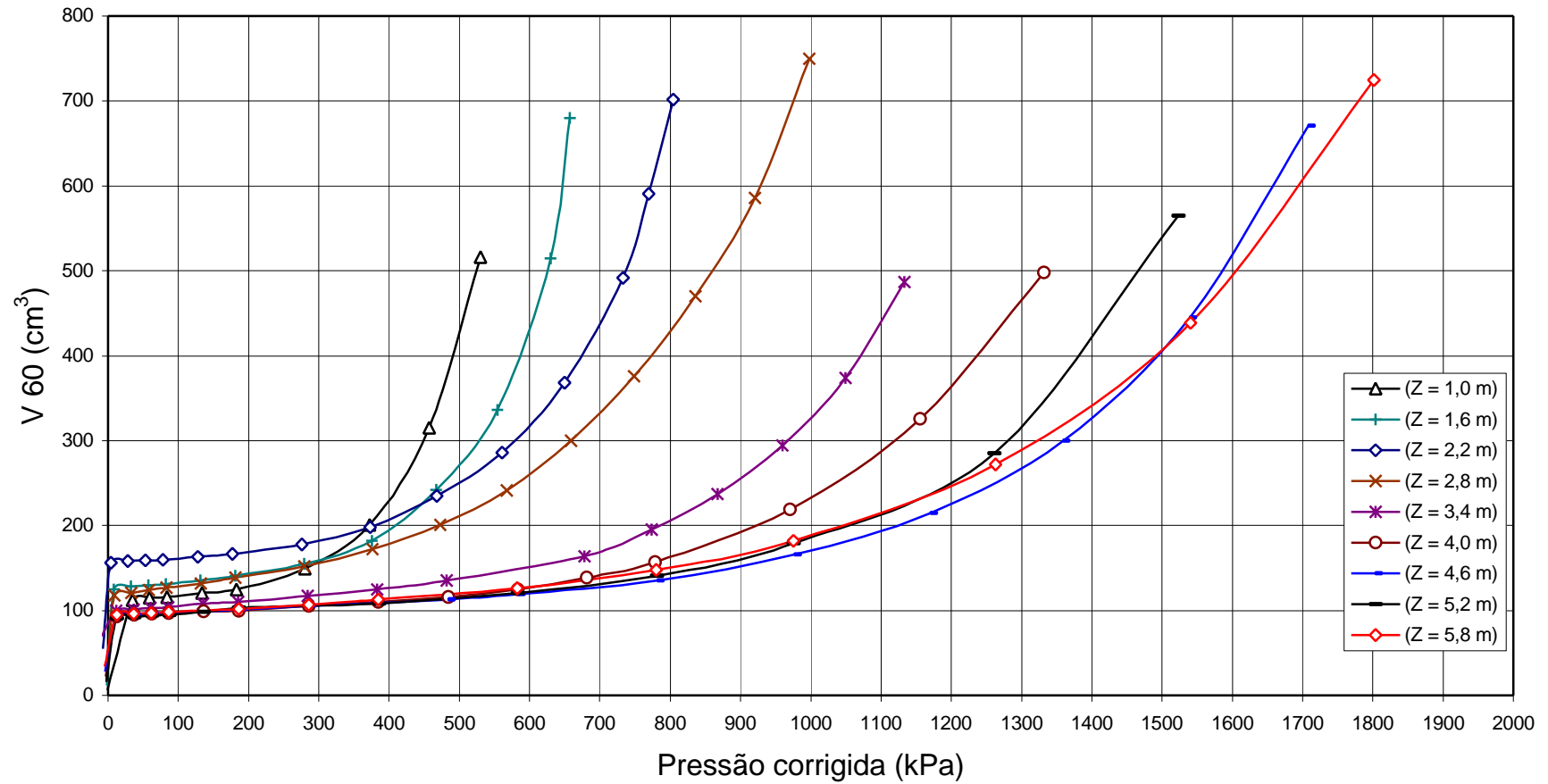


Figura D.1 Curvas obtidas no ensaio pressiométrico PMT 01.

PMT 02

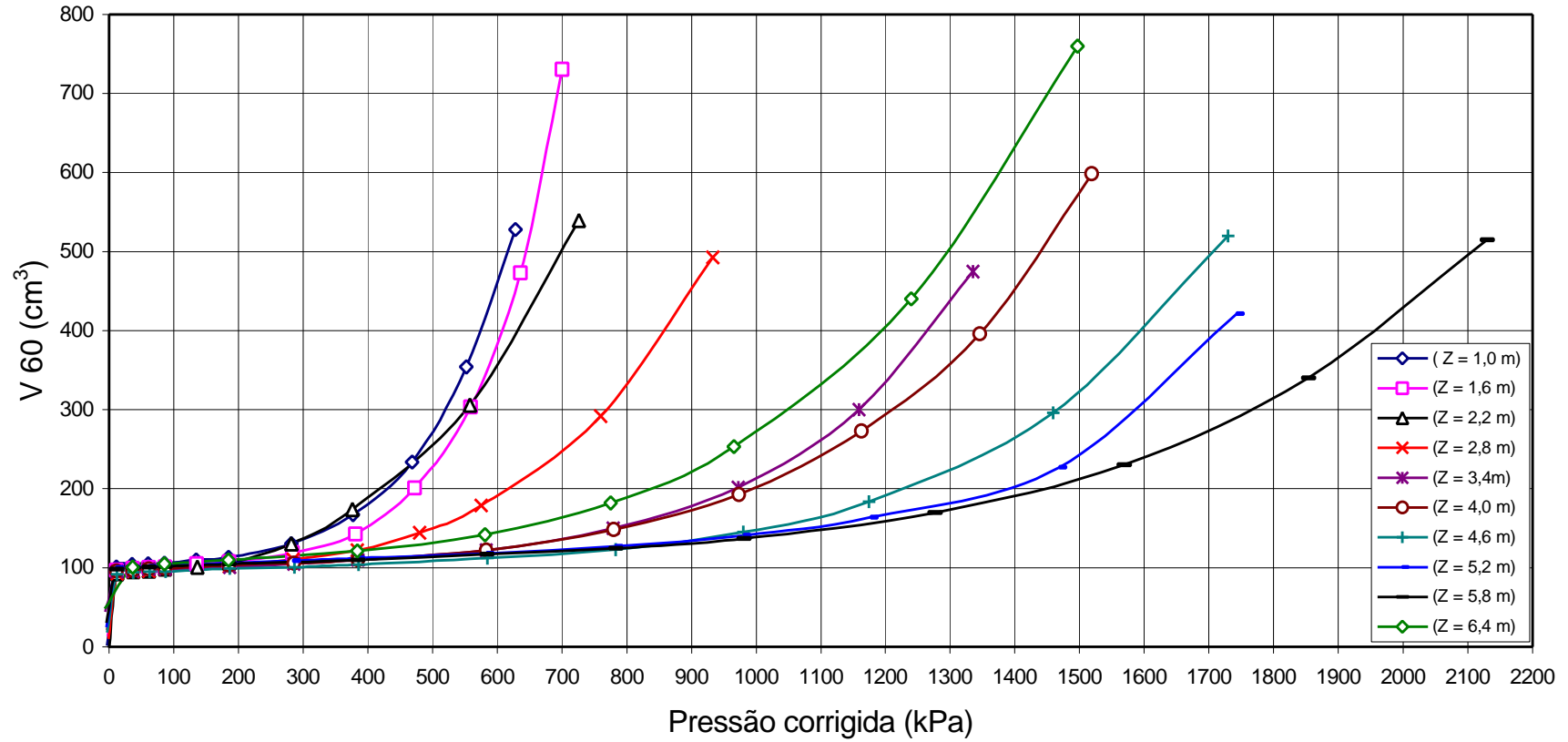


Figura D.2 Curvas obtidas no ensaio pressiométrico PMT 02.

PMT 03

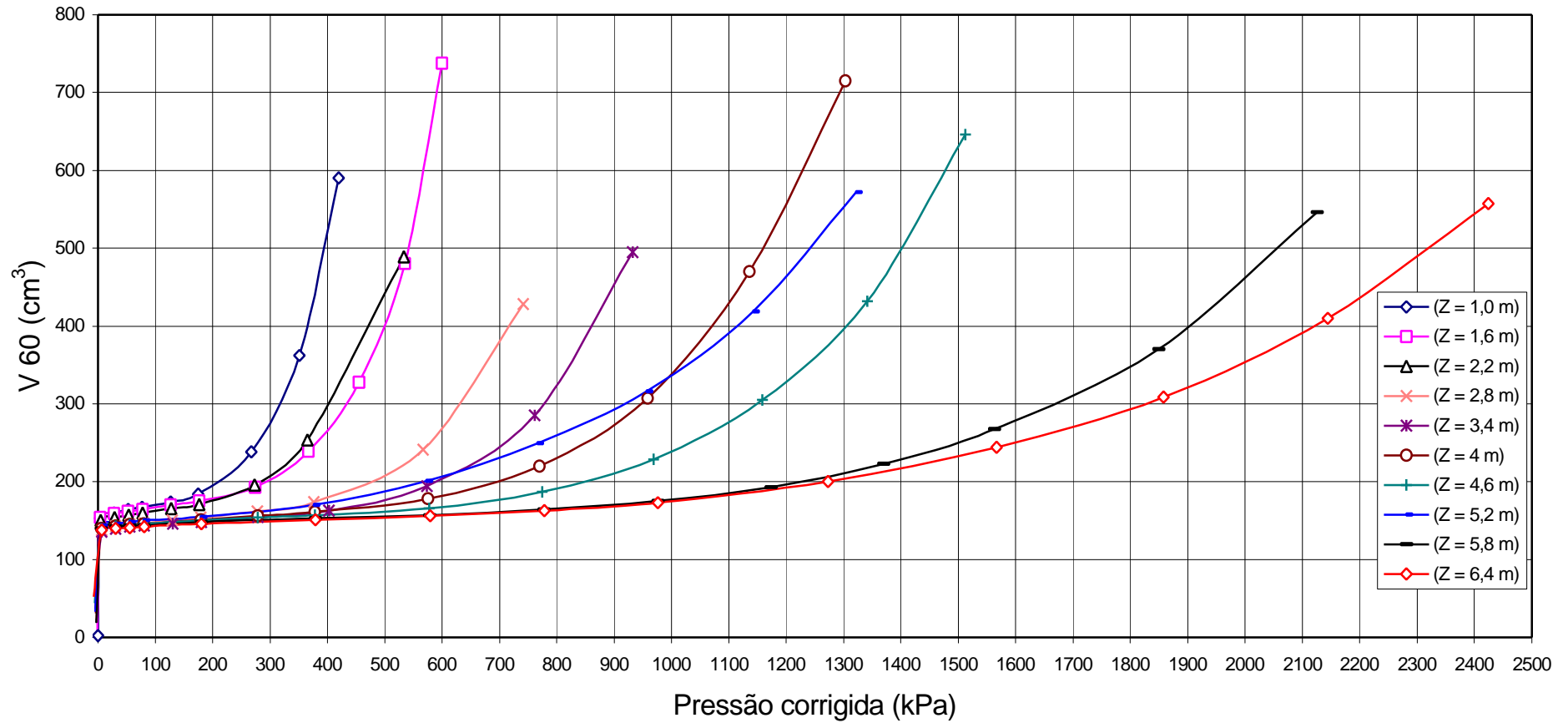


Figura D.3 Curvas obtidas no ensaio pressiométrico PMT 03.

PMT 04

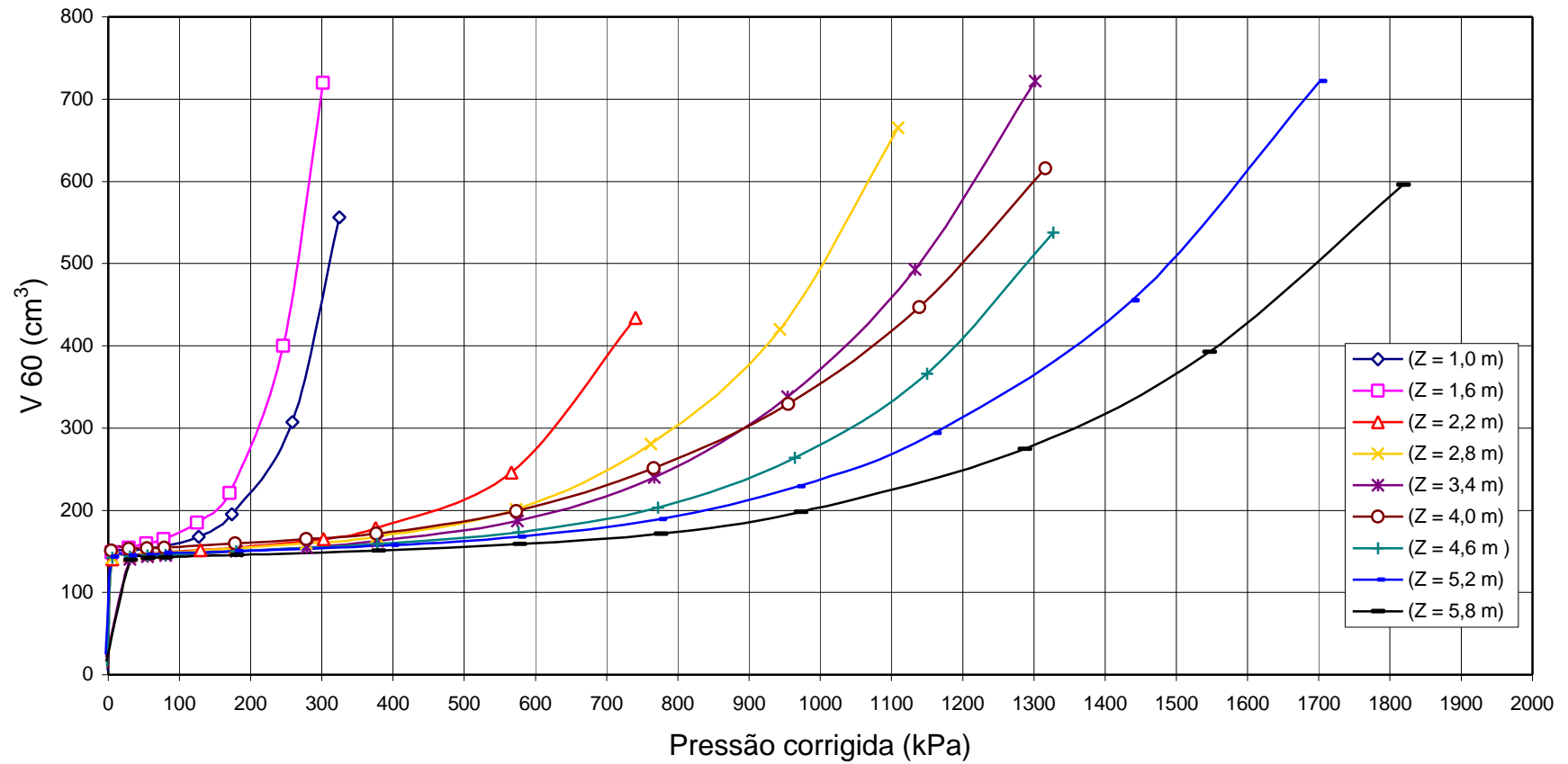


Figura D.4 – Curvas obtidas no ensaio pressiométrico PMT 04.

- **ANEXO E**

Representação gráfica de alguns parâmetros obtidos nos ensaios dilatométricos:

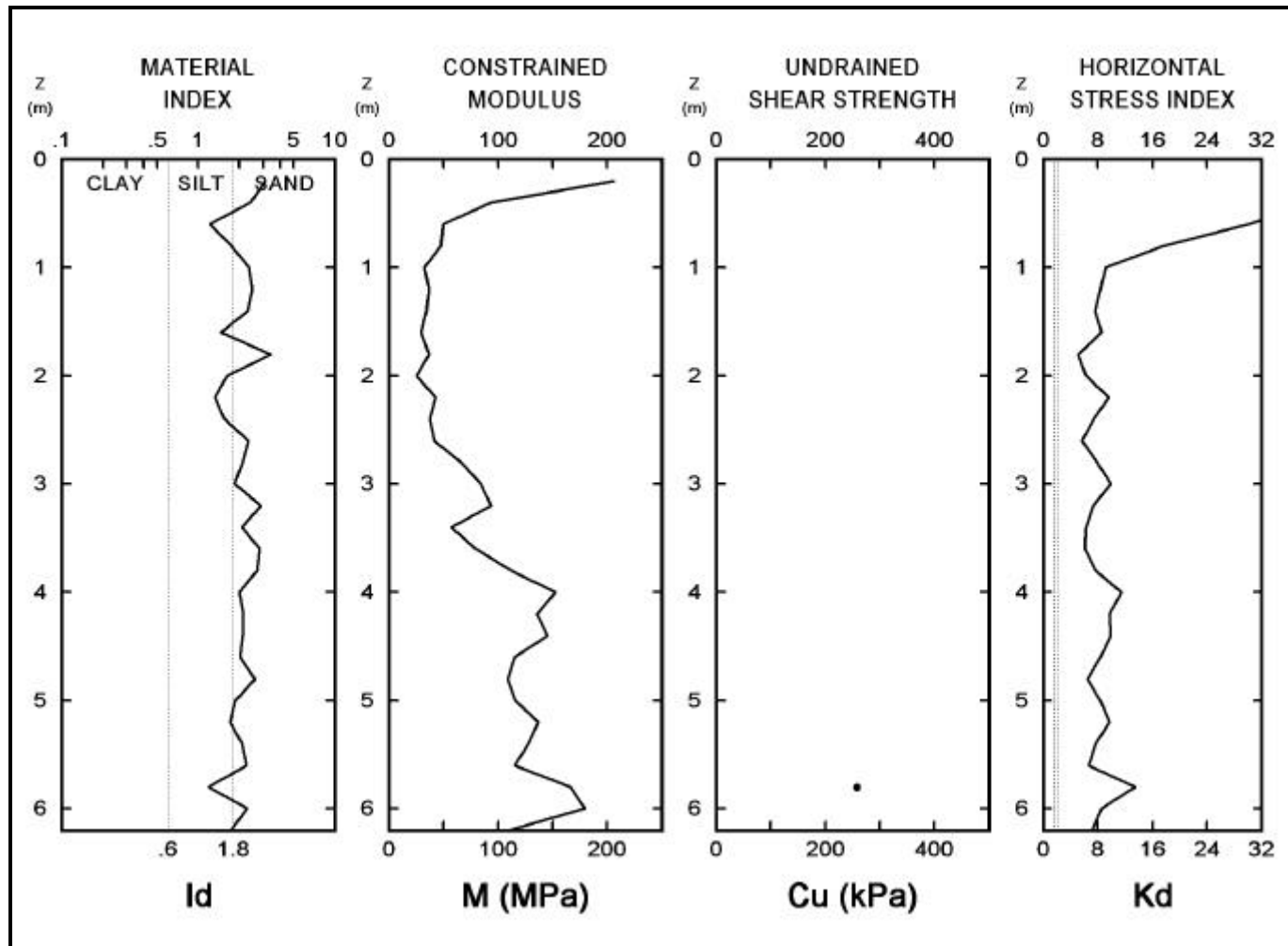


Figura E.1 Variação de alguns parâmetros obtidos no ensaio DMT 01 ao longo da profundidade.

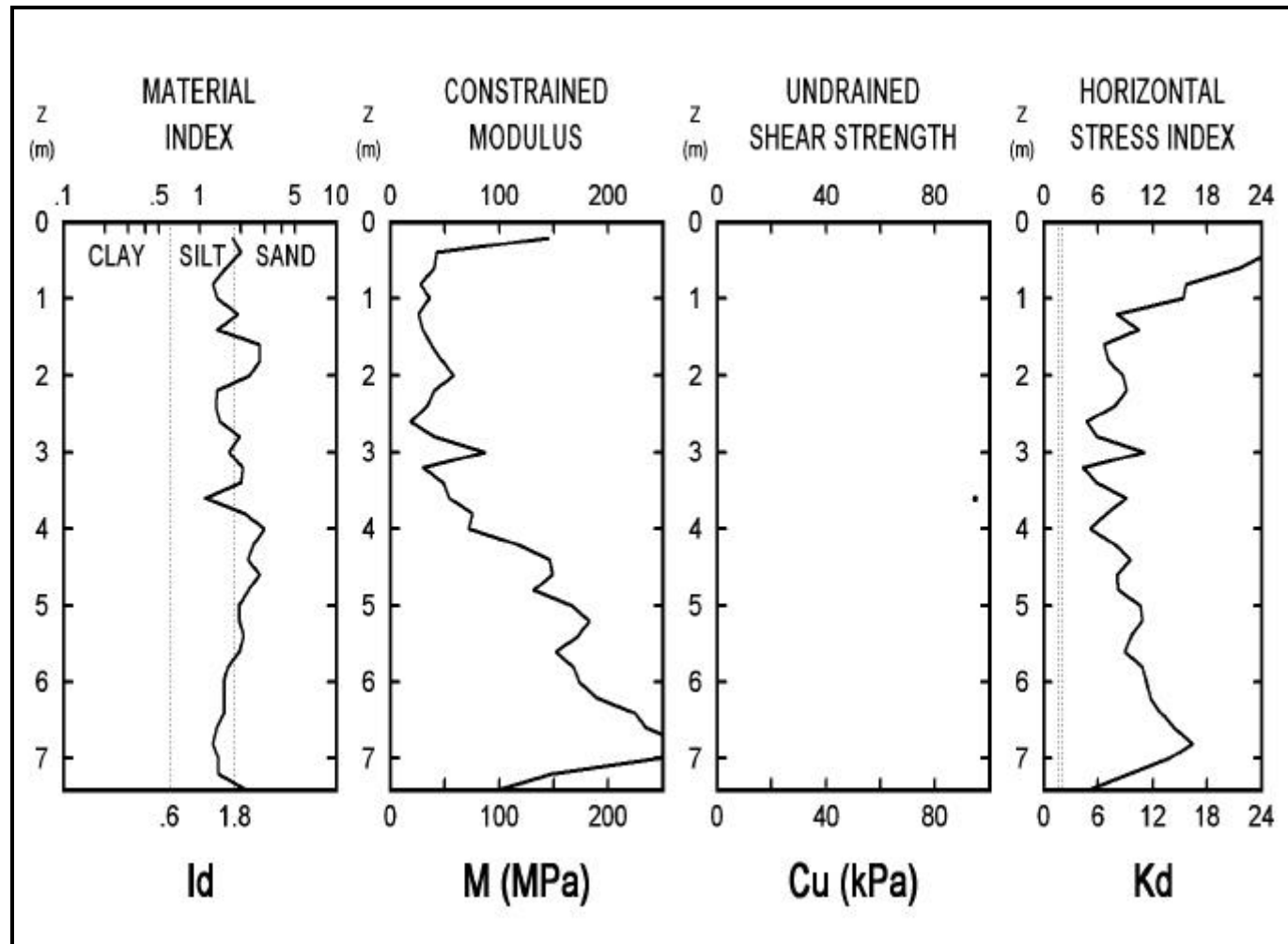


Figura E.2 Variação de alguns parâmetros obtidos no ensaio DMT 02 ao longo da profundidade.

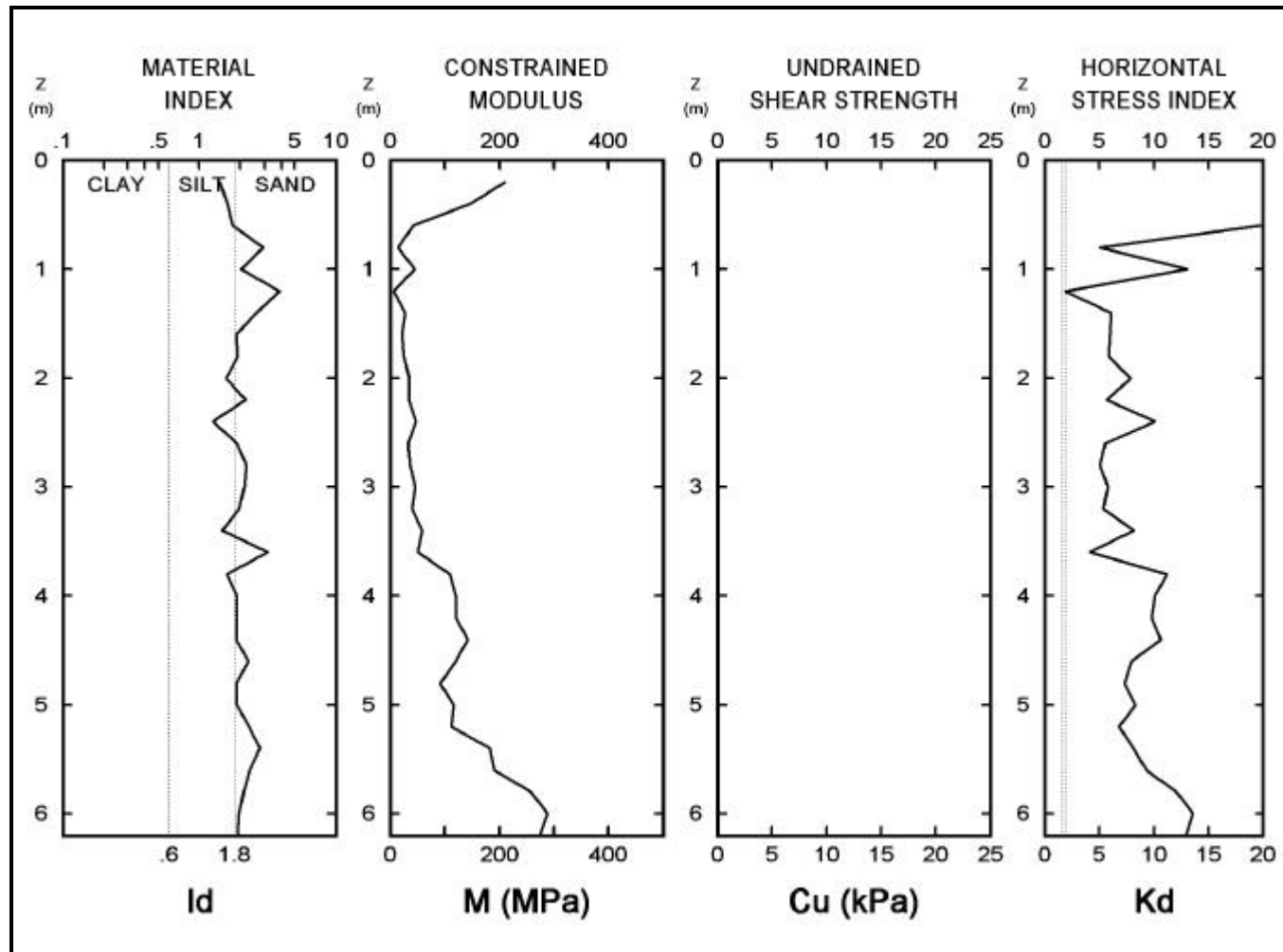


Figura E.3 Variação de alguns parâmetros obtidos no ensaio DMT 03 ao longo da profundidade.

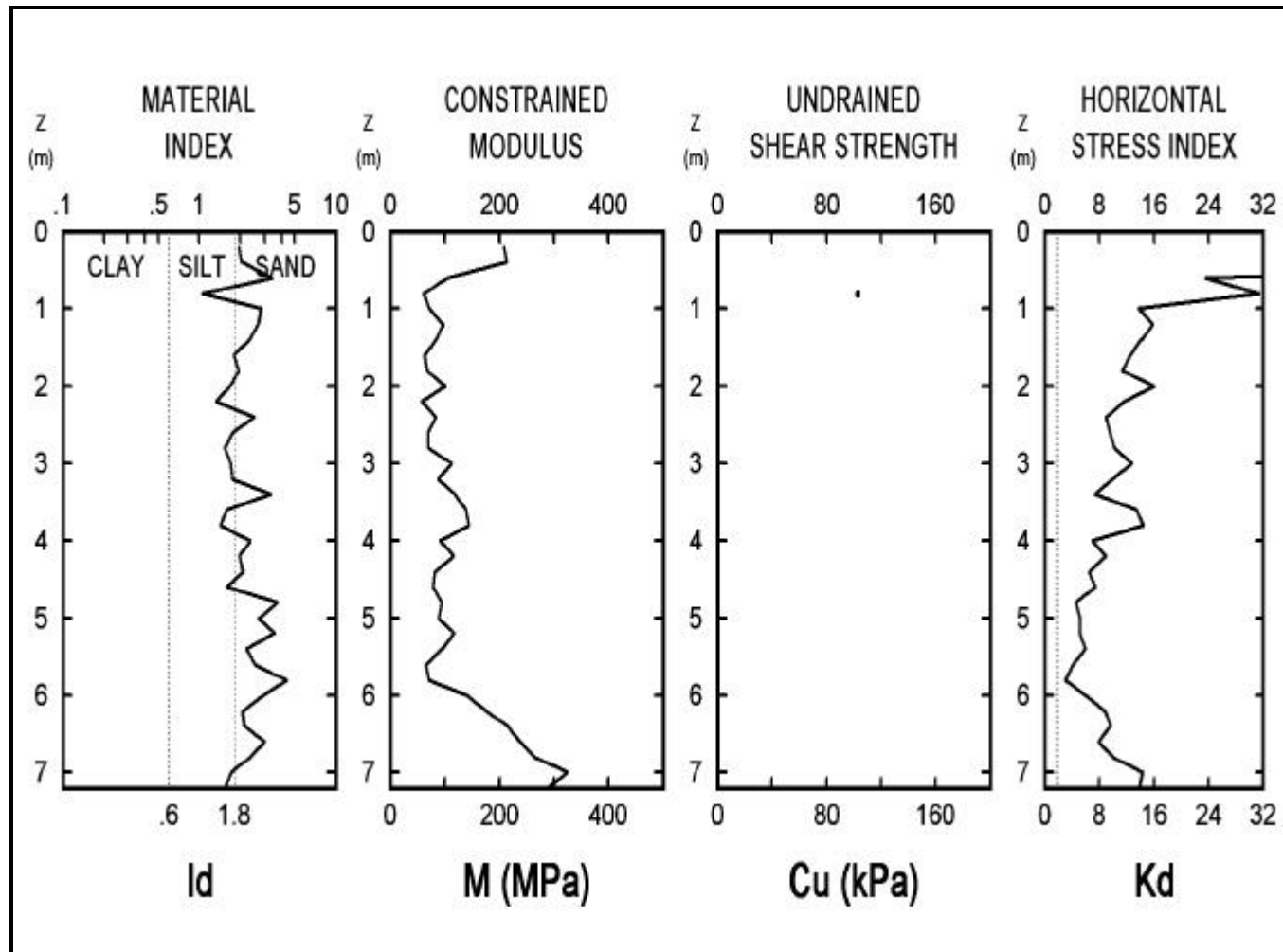


Figura E.4 Variação de alguns parâmetros obtidos no ensaio DMT 04 ao longo da profundidade.

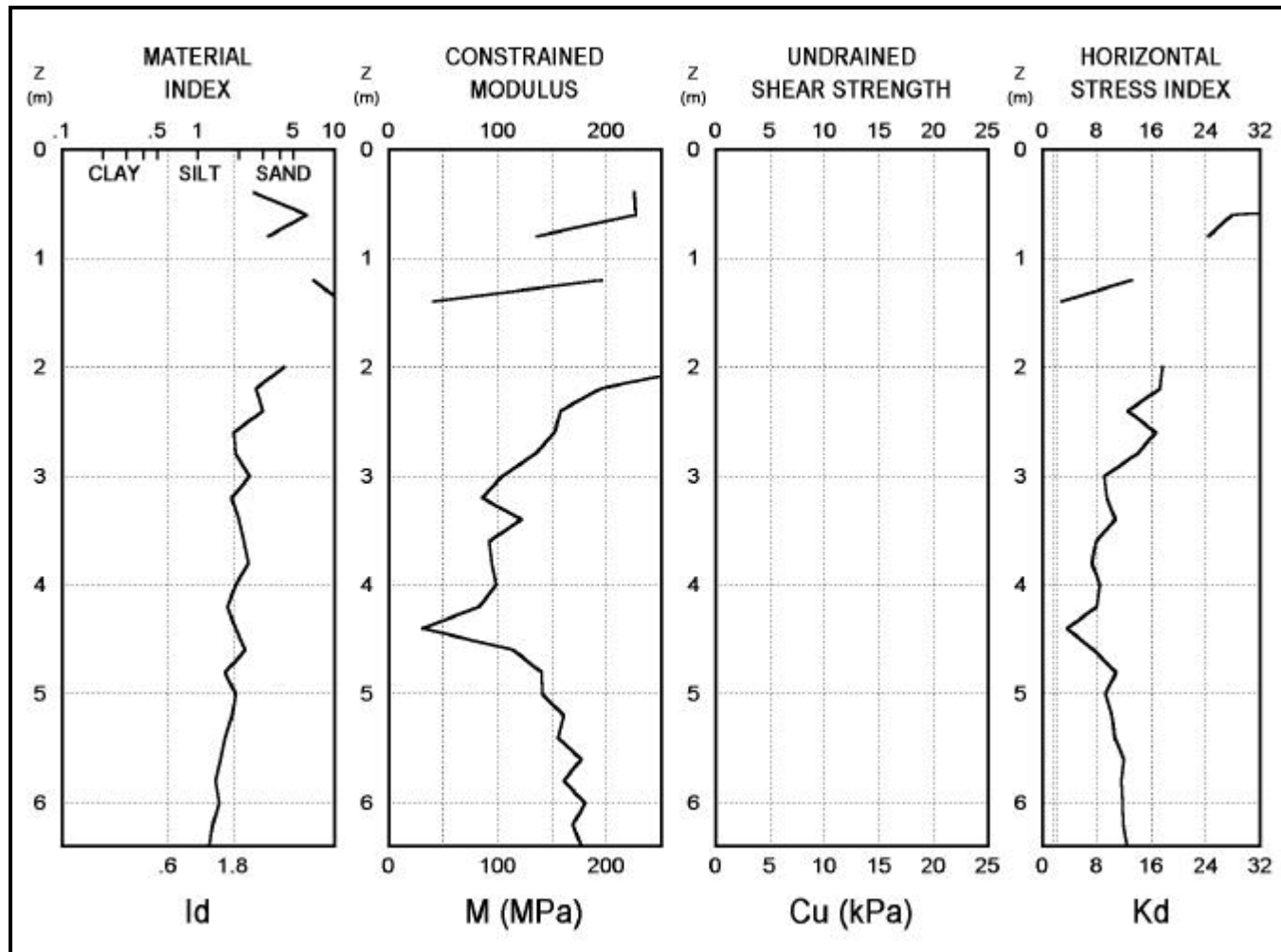


Figura E.5 Variação de alguns parâmetros obtidos no ensaio DMT 05 ao longo da profundidade.

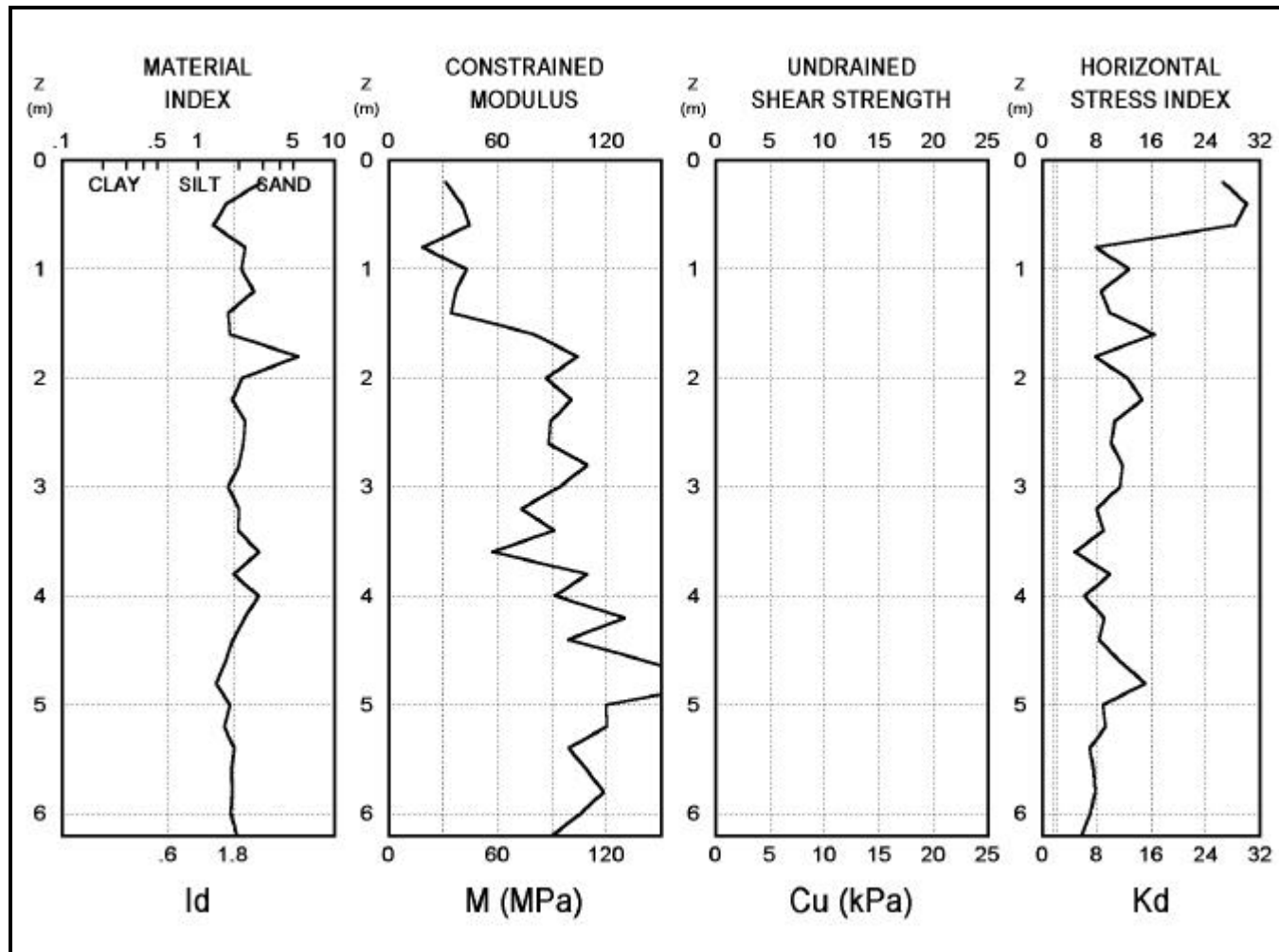


Figura E.6 Variação de alguns parâmetros obtidos no ensaio DMT 06 ao longo da profundidade.

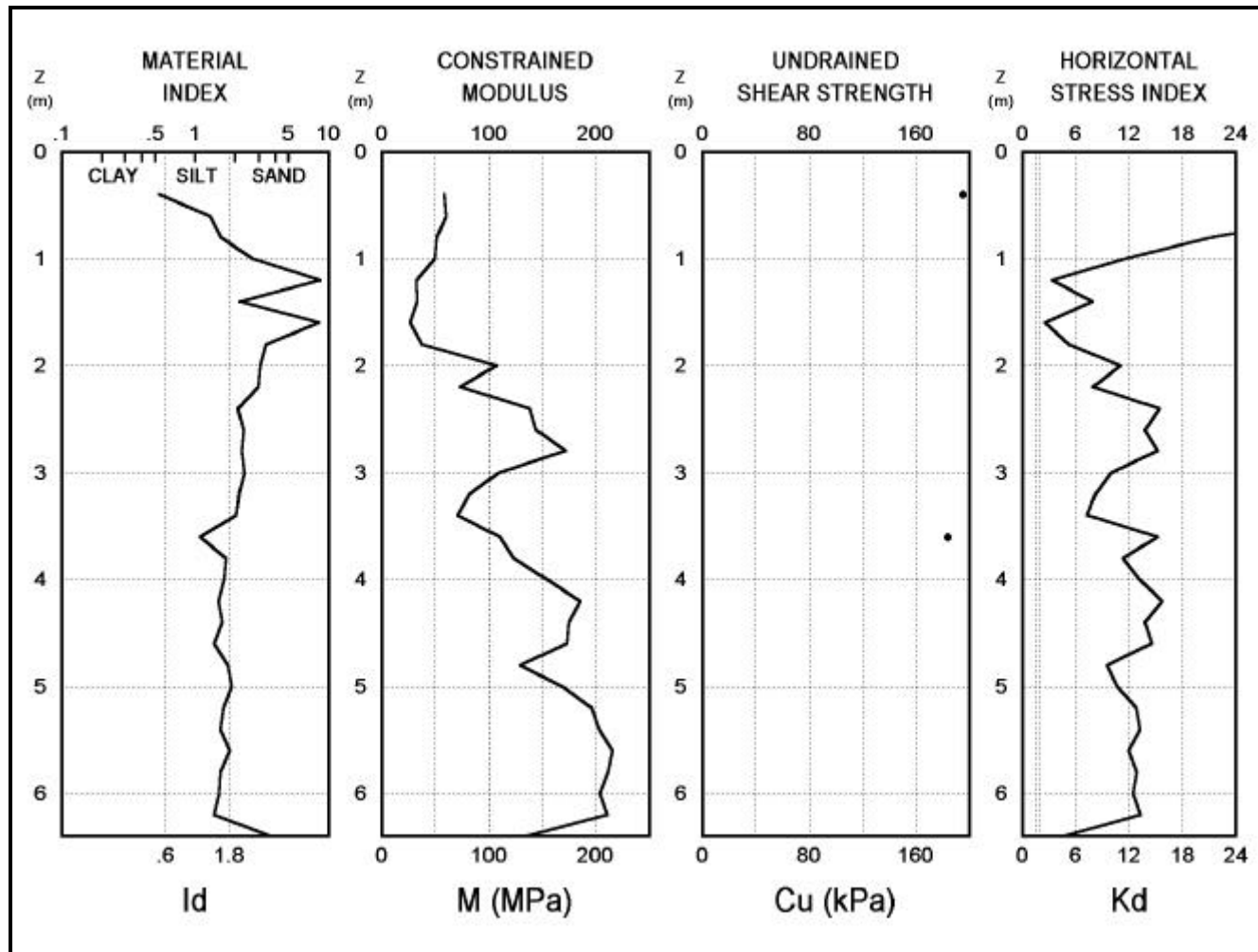


Figura E.7 Variação de alguns parâmetros obtidos no ensaio DMT 07 ao longo da profundidade.

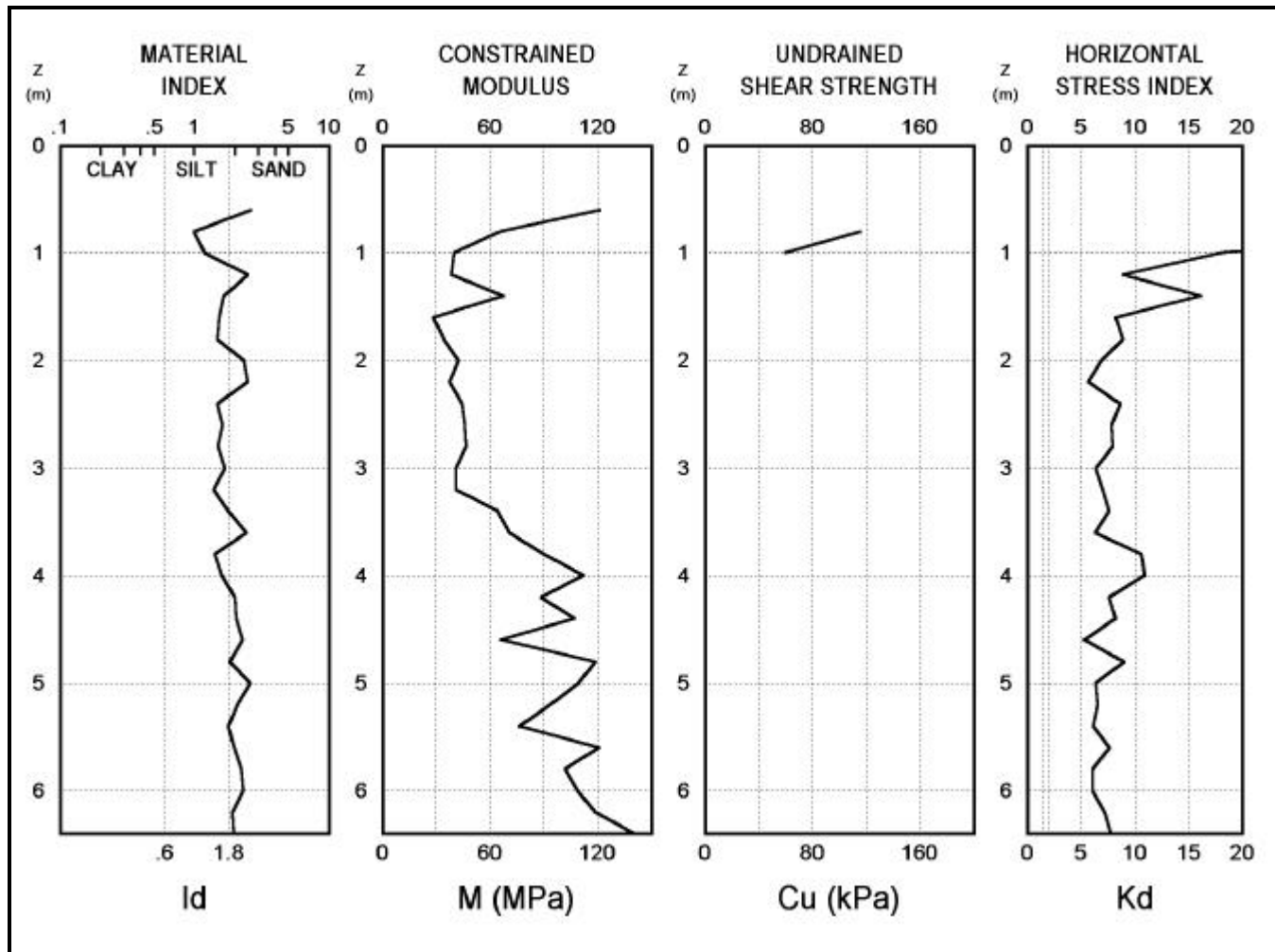


Figura E.8 Variação de alguns parâmetros obtidos no ensaio DMT 08 ao longo da profundidade.