

ADEVILSON OLIVEIRA DE BESSA

**AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA LATERAL EM ESTACAS
ESCAVADAS COM TRADO SUBMETIDAS À TRAÇÃO**

Tese apresentada à
Universidade Federal de Viçosa, como
parte das exigências do Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil,
para 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

B557a Bessa, Adevilson Oliveira de, 1969-
2005 Avaliação da resistência lateral em estacas escavadas
com trado submetidas à tração. / Adevilson Oliveira de
Bessa - Viçosa: UFV, 2005.
xxviii, 153f. : il. ; 29cm.

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

Referência bibliográfica: f. 121-128.

1. Estacas de concreto – Resistência lateral a tração.
2. Estacas de concreto – Resistência lateral a compressão.
3. Estacas de concreto – Prova de carga. I. Universidade Federal de Viçosa. II. Título.

CDD 22.ed. 624.154

ADEVILSON OLIVEIRA DE BESSA

**AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA LATERAL EM ESTACAS
ESCAVADAS COM TRADO SUBMETIDAS À TRAÇÃO**

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

Aprovada: 24 de junho de 2005

Prof.º Eduardo Antônio Gomes Marques
(Conselheiro)

Prof.º Carlos Alexandre Braz de Carvalho

Prof.º José Luiz Rangel Paes

Prof.º Stélio Maia Menezes

Prof.º Enivaldo Minette
(Orientador)

*“Feliz aquele que transfere o que sabe
e aprende o que ensina”*

Cora Coralina

Dedico este trabalho

À Euda, pelo companheirismo, compreensão, dedicação e sobretudo o amor .

Ao Arrenius e Renan, dois garotinhos como os demais, no entanto, para mim são fontes de motivação em tudo que faço, obrigado por me deixarem fazer parte de seu universo.

Aos meus pais, meus mestres no ensinamento da vida, que Deus os abençoe sempre .

Ao Maurício e Rosimeire, pelo incentivo, consideração e confiança, motivos pelos quais os tornaram referenciais em minha caminhada.

AGRADECIMENTOS

A Jesus Cristo, meu maior ídolo, exemplo mais expressivo do amor a quem sempre confiei meu caminho, obrigado pela sua proteção e força espiritual para concluir este trabalho.

À minha família, que nunca mediu esforços em apoiar minhas decisões e atitudes no sentido de tornar realidade meus sonhos profissionais e pessoais.

À Universidade Federal Viçosa, por ter concedido a oportunidade e privilégio de estudar e desenvolver tal projeto o qual será o diferencial na minha vida profissional.

Ao Professor Minette, o qual me orientou nesta pesquisa proporcionando uma mudança significativa aos meus conhecimentos geotécnicos, com seus ensinamentos sempre oportunos e fundamentais à carreira de um profissional.

Aos Professores Izabel e Eduardo que atuaram como conselheiros, e devido ao respeito e a experiência profissional de ambos, sempre pude contar e confiar com o apoio e suporte técnico.

Aos Professores Cláudio e Paulo Sérgio, os quais sempre dispuseram de seus conhecimentos técnicos e suporte bibliográfico ao sanar dúvidas geradas ao longo da pesquisa.

Aos técnicos do LEC (Laboratório de Engenharia Civil), na pessoa do Julinho o qual nunca mediu esforços em ajudar a encontrar soluções nas questões técnicas e logísticas.

Ao Hélio e demais funcionário da fábrica de manilhas (UFV), que colaboraram na concretagem das estacas, transporte de matérias, suporte logístico e outras atividades necessárias à montagem e realização das provas de carga.

Ao Paulo Afonso, pelo apoio na realização dos ensaios de campo, o qual fez a diferença devido sua larga experiência nesta área.

Ao amigo e companheiro , Douglas que participou integralmente desde a execução das estacas à montagem e realização das provas de cargas.

À Gisele, por ter conduzido o ensaio PMT, sendo fundamental sua participação devido sua experiência e habilidade em monitorar a realização do ensaio.

Ao amigo Paulo Borges, o qual sempre recorri nos momentos de dúvidas podendo sempre contar com sua palavra amiga e experiente surtindo efeitos positivos na minha pesquisa ao ouvi-lo.

A Meksol, empresa que forneceu o macaco hidráulico vazado, equipamento fundamental na realização das provas de carga sem o qual seria impossível ou dificultaria em muito o processo a ponto de interferir significativamente nos resultados.

Ao Laboratório de Materiais de Construção, que teve participação importante nos ensaios de concreto e calibrações de equipamentos que se fizeram necessários.

Aos funcionários da serralharia, pelo apoio e suporte na montagem de alguns acessórios importantes que foram utilizados nas provas de carga.

Aos colegas e companheiros de trabalho do Grupamento de Polícia Militar Rodoviária de Ponte Nova / MG, na pessoa do Sgt Adécio, por sempre proporcionar condições de conciliar o trabalho com as atividades desenvolvidas na pesquisa.

A todos funcionários do Departamento de Engenharia Civil e aos colegas de curso pela amizade e convivência agradável. A estes agradeço a participação direta ou indiretamente cada um em sua função em seu setor, com os quais tenho a honra e o dever de dividir os méritos desta conquista.

Como não poderia ser diferente, o agradecimento maior faço a Deus nosso Senhor, primeiramente por ter expressado em seu filho (Jesus Cristo) o verdadeiro e sincero amor pela humanidade, e em particular pela saúde espiritual, mental e física não só minha como também de todos que me ajudaram nesta conquista tão gratificante e expressiva na minha vida. Que Deus ilumine e abençoe a todos.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE TABELAS	xvii
LISTA DE SÍMBOLOS	xx
RESUMO	xxv
ABSTRACT	xxvii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações gerais	1
1.2 Objetivos	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Estacas escavadas	4
2.2 Interação Solo-Elemento Estrutural	5

2.3	Resistência lateral	9
2.4	Provas de carga estáticas	11
2.5	Ensaio de campo	13
2.5.1	Ensaio pressiométrico – PMT	13
2.5.2	Ensaio dilatométrico – DMT	17
2.5.3	Ensaio de penetração dinâmica – SPT	21
2.5.4	Ensaio de penetração dinâmica com medida de torque – SPT-T	22
2.6	Métodos de previsão da capacidade de carga	25
2.6.1	Métodos baseados em correlações teóricas	26
2.6.1.1	Método do Tronco de Cone	26
2.6.1.2	Método do Cilindro de Atrito	28
2.6.1.3	Método Balla	30
2.6.1.4	Método Meyerhof e Adams	31
2.6.1.5	Método Meyerhof	34
2.6.1.6	Método Das	36
2.6.1.7	Método de Grenoble	38
2.6.1.8	Teoria da Resistência Lateral	42
2.6.2	Métodos baseados em correlações semi-empíricas	45
2.6.2.1	Métodos baseados em resultados do PMT	45
2.6.2.1.1	Método de Ménard	45
2.6.2.1.2	Método Baguelin et al	47
2.6.2.1.3	Método Bustamante e Gianceselli	48
2.6.2.2	Método baseado em resultado do DMT	49
2.6.2.2.1	Método Peiffer	49

2.6.2.3	Métodos baseados em resultados do SPT	51
2.6.2.3.1	Método Aoki-Velloso	51
2.6.2.3.2	Método Velloso	53
2.6.2.3.3	Método Décourt-Quaresma	55
2.6.2.3.4	Método Décourt	55
2.6.2.4	Métodos baseados em resultados do SPT-T	57
2.6.2.4.1	Método de Alonso	57
2.6.2.4.2	Método de Décourt	58
2.6.2.4.3	Método Ranzini	59
2.6.2.4.4	Método de Peixoto	60
2.7	Relatos de caso de aplicações dos métodos de cálculo	61
2.8	Análise dos métodos com base na revisão bibliográfica e nos relatos de caso	65
2.8.1	Análise do emprego dos métodos teóricos	65
2.8.2	Análise do emprego dos métodos semi-empíricos	68
3.	MATERIAL E MÉTODOS	71
3.1	Localização e descrição do Campo Experimental II	71
3.2	Ensaio de campo e laboratório	73
3.3	Concepção e execução das estacas	75
3.4	Provas de carga	76
3.4.1	Procedimentos e materiais utilizados	76
3.4.2	Montagem das provas de carga	78
3.4.3	Execução dos ensaios	82

4.	ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE CAMPO	84
4.1	Ensaio de caracterização	84
4.1.1	Granulometria	84
4.1.2	Limites de consistência	87
4.1.3	Massa específica dos sólidos	88
4.1.4	Teor de umidade	89
4.2	Ensaio de resistência	89
4.3	Ensaio SPT e SPT-T	90
4.4	Ensaio pressiométrico – PMT	93
4.5	Ensaio dilatométrico – DMT	96
4.6	Ensaio de provas de carga à tração	101
5.	RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DOS MÉTODOS DE CÁLCULO	106
5.1	Estimativa da resistência lateral através dos métodos teóricos	106
5.2	Estimativa da resistência lateral através dos métodos semi-empíricos	107
5.2.1	Métodos que utilizam os parâmetros do PMT	108
5.2.2	Método que utiliza os parâmetros do DMT	108
5.2.3	Métodos que utilizam os parâmetros do SPT	109
5.2.3	Métodos que utilizam os parâmetros do SPT-T	109

6.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	110
6.1	Valores obtidos nas provas de carga à tração	111
6.2	Comparação dos laterais obtidos nas provas de carga à tração e à compressão	112
6.3	Comparação dos valores obtidos nos métodos teóricos e provas de carga	113
6.4	Comparação dos valores obtidos nos métodos semi-empíricos e provas carga	114
7.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	116
7.1	Conclusões	116
7.2	Sugestões	119
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	121
	ANEXO A	129
	ANEXO B	135
	ANEXO C	137
	ANEXO D	145
	ANEXO E	147
	ANEXO F	151

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Distribuição do atrito lateral em estaca num meio semi-infinito (Poulos e Davis – 1980)	6
Figura 2.2 – Distribuição da resistência lateral em estacas em função da carga (Vésic – 1970)	7
Figura 2.3 – Comportamento de estacas submetidas a diferente condições de carregamento axial (Fellenius – 1984)	8
Figura 2.4 – Pressiômetro de Ménard tipo PBP	14
Figura 2.5 – Curva corrigida e Curva de Creep	16
Figura 2.6 – Modelo gráfico para obtenção da pressão limite	16
Figura 2.7 – Configuração do ensaio DMT	18
Figura 2.8 – Lâmina dilatométrica e caixa de controle do DMT	18
Figura 2.9 – Sistema de reação e inserção da lâmina dilatométrica	19
Figura 2.10 – Torquímetro e acessório	22
Figura 2.11 – Torquímetro montado no campo	23
Figura 2.12 – Atrito Lateral (Lutenengger e Kelley – 1998)	25
Figura 2.13 – Modelo típico empregado no Método Tronco de Cone	27

Figura 2.14 – Modelo típico empregado no Método Cilindro de Atrito	29
Figura 2.15 – Superfície de ruptura do Método de Balla (1961)	30
Figura 2.16 – Superfície de ruptura do Método de Meyerhof e Adams (1968)	32
Figura 2.17 – Coeficiente de arrancamento teórico para estacas escavadas	35
Figura 2.18 – Profundidade crítica em função da densidade relativa (Das, 1983)	36
Figura 2.19 – Variação de δ/ϕ em função da densidade relativa (Das, 1977)	38
Figura 2.20 – Superfície de ruptura para estacas em solos homogêneos (Martin)	39
Figura 2.21 – Ábaco do coeficiente de empuxo (f/H) em meio coesivo	42
Figura 2.22 – Diagrama de tensões verticais ao longo do fuste da estaca	44
Figura 2.23 – Atrito lateral máximo em função da pressão limite (Ménard)	46
Figura 2.24 – Atrito lateral máximo em função da pressão limite (Baguelin et al)	47
Figura 2.25 – Atrito lateral unitário em função da pressão limite (Bustamante e Gianceselli – 1981)	49
Figura 3.1 – Localização do campo experimental II – DEC/UFV	72
Figura 3.2 – Perfil do subsolo estudado	73
Figura 3.3 – Locação das estacas, poço e ensaios de campo	74
Figura 3.4 – Curva de calibração do conjunto-bomba macaco hidráulico vazado	77
Figura 3.5 – Ilustração da montagem da prova de carga à tração	80

Figura 3.6 – Montagem das provas de carga	81
Figura 3.7 – Travamento do macaco hidráulico e disposição dos extensômetros	81
Figura 3.8 – Detalhe das fissuras geradas devido ao soerguimento do solo	83
Figura 3.9 – Detalhe do soerguimento do solo junto à estaca	83
Figura 4.1 – Perfil da localização da coleta das amostras em furos de sondagem PMT	85
Figura 4.2 – Curva carga x deslocamento (Estaca 09)	102
Figura 4.3 – Curva carga x deslocamento (Estaca 10)	102
Figura 4.4 – Curva carga x deslocamento (Estaca 11)	103
Figura 4.5 – Curva carga x deslocamento (Estaca 12)	103
Figura 4.6 – Comparação das curvas Carga x Deslocamento da Estaca e Carga x Deslocamento do Solo	105
Figura 6.1 – Curvas Carga x Deslocamento das provas de carga à tração	111
Figura 6.2 – Variação do atrito lateral obtido nas provas de carga à tração e à compressão	112
Figura 6.3 – Variação da resistência lateral obtida nos métodos teóricos e nas provas de carga à tração	113
Figura 6.4 – Variação da resistência lateral obtida nos métodos semi-empíricos e nas provas de carga à tração	115
Figura A1 – Perfil de sondagem SPT 01	129
Figura A2 – Perfil de sondagem SPT 02	130
Figura A3 – Perfil de sondagem SPT 03	131
Figura A4 – Perfil de sondagem SPT 04 e Resultado do SPT-T 01	132
Figura A5 – Perfil de sondagem SPT 05 e Resultado do SPT-T 02	133
Figura A6 – Perfil de sondagem SPT 06 e Resultado do SPT-T 03	134
Figura B1 – Ensaio de granulometria Amt 01 / PMT 01	135

Figura B2 – Ensaio de granulometria Amt 02 / PMT 01	135
Figura B3 – Ensaio de granulometria Amt 03 / PMT 01	136
Figura B4 – Ensaio de granulometria Amt 04 / PMT 01	136
Figura C1 – Ensaio de calibração quanto às perdas de pressão (PMT)	137
Figura C2 – Ensaio pressiométrico PMT 01	139
Figura C3 – Ensaio pressiométrico PMT 02	140
Figura C4 – Ensaio pressiométrico PMT 03	141
Figura C5 – Ensaio pressiométrico PMT 04	142
Figura C6 – Variação da pressão limite e módulo pressiométrico (PMT 01)	143
Figura C7 – Variação da pressão limite e módulo pressiométrico (PMT 02)	143
Figura C8 – Variação da pressão limite e módulo pressiométrico (PMT 03)	144
Figura C9 – Variação da pressão limite e módulo pressiométrico (PMT 04)	144
Figura D1 – Variação de parâmetros ao longo da profundidade DMT 01 e DMT 02	145
Figura D2 – Variação de parâmetros ao longo da profundidade DMT 03 e DMT 04	146
Figura E1 – Ensaio de limites de consistência (PMT01 Amt 1,2)	147
Figura E2 – Ensaio de limites de consistência (PMT01 Amt 3,4,5)	147
Figura E3 – Ensaio limites de consistência (PMT02 Amt 1,2,3,4)	148
Figura E4 – Ensaio de limites de consistência (PMT02 Amt 5)	148
Figura E5 – Ensaio de limites de consistência (PMT03 Amt 1, 2)	149
Figura E6 – Ensaio de limites de consistência (PMT03 Amt 3,4,5)	149
Figura E7 – Ensaio de limites de consistência (PMT04 Amt 1,2,3)	150
Figura E8 – Ensaio de limites de consistência (PMT02 Amt 4, 5)	150

Figura F1 – Ensaio triaxial (amostra 2,00 m)	151
Figura F2 – Ensaio triaxial (amostra 4,00 m)	152
Figura F3 – Ensaio triaxial (amostra 6,00 m)	153

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores tabelados de H/D, coeficiente “m” e fator de forma “S”	34
Tabela 2.2 – Tipos de curvas para determinar atrito lateral unitário	48
Tabela 2.3 – Valores de F_2	52
Tabela 2.4 – Valores de α e K	53
Tabela 2.5 – Valores dos coeficientes a, b, a' e b'	54
Tabela 2.6 – Valores dos coeficientes β em função do tipo de solo e estaca	56
Tabela 2.7 – Valores dos coeficientes F1 e S1	61
Tabela 2.8 – Resultados da aplicação de métodos teóricos na obtenção da resistência lateral	62
Tabela 2.9 – Resultados da aplicação de métodos semi-empíricos na obtenção da resistência lateral	63
Tabela 3.1 – Programação cronológica de perfuração e concretagem das estacas	75
Tabela 4.1 – Ensaio de granulometria	86
Tabela 4.2 – Limites de consistência do solo	87

Tabela 4.3 – Massa específica dos sólidos	88
Tabela 4.4 – Teores de umidade do solo	89
Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios triaxiais CID_{nat}	90
Tabela 4.6 – Resultados dos ensaios SPT 01, SPT 02 e SPT 03	91
Tabela 4.7 – Resultados dos ensaios SPT 04, SPT 05 e SPT 06	92
Tabela 4.8 – Resultados dos SPT-T 01, SPT-T 02 e SPT-T 03	93
Tabela 4.9 – Resultados do ensaio PMT 01	94
Tabela 4.10 – Resultados do ensaio PMT 02	94
Tabela 4.11 – Resultados do ensaio PMT 03	95
Tabela 4.12 – Resultados do ensaio PMT 04	95
Tabela 4.13 – Resultado do ensaio DMT 01	97
Tabela 4.14 – Resultado do ensaio DMT 02	98
Tabela 4.15 – Resultado do ensaio DMT 03	99
Tabela 4.16 – Resultado do ensaio DMT 04	100
Tabela 4.17 – Valores das cargas e deslocamentos obtidos nas provas de carga	101
Tabela 4.18 – Valores do levantamento do solo e deslocamento das estacas	104
Tabela 5.1 – Valores da resistência lateral obtidos através dos métodos teóricos	107
Tabela 5.2 – Valores da resistência lateral obtidos com base nos ensaio PMT	108
Tabela 5.3 – Valores da resistência lateral obtidos com base nos ensaio DMT	108
Tabela 5.4 – Valores da resistência lateral obtidos com base nos ensaio SPT	109
Tabela 5.5 – Valores da resistência lateral obtidos com base nos ensaio SPT-T	109

Tabela 6.1 – Valores das cargas de ruptura e respectivos deslocamentos das provas de carga ensaiadas à tração	111
Tabela 6.2 – Relação atrito lateral à tração e à compressão obtido nas provas de carga	112
Tabela 6.3 – Relação entre a resistência lateral obtida nos métodos teóricos e nas provas de carga à tração	113
Tabela 6.4 – Relação entre a resistência lateral obtida nos métodos semi-empíricos e nas provas de carga à tração	114

LISTA DE SÍMBOLOS

- A – primeira leitura de pressão não corrigida ensaio DMT
- A_l – área lateral do fuste da fundação
- A_s – área da superfície embutida da estaca circular
- B – segunda leitura de pressão não corrigida ensaio DMT
- c – coesão do material
- C – terceira leitura de pressão não corrigida ensaio DMT
- c_a – adesão no contato estaca/solo
- CID_{nat} – Ensaio triaxial CID com amostra com teor de umidade natural
- D – diâmetro da fundação
- D_r – densidade relativa
- E_D – módulo dialtométrico
- E_e – módulo de elasticidade da estaca
- E_i – eficiência do SPT
- E_m – módulo pressiométrico
- E_s – módulo de elasticidade do solo
- f – tensão lateral na ligação estaca/solo (Método Balla)
- f_c – atrito lateral medido no ensaio CPT

f_c – resistência do concreto
 F_1 – fator de correção (Método Peixoto)
 f_l – tensão de atrito lateral ao longo do fuste da estaca (Método Ranzini)
 $f_{m\acute{a}x}$ – atrito lateral unitário líquido
 f_s – tensão de atrito lateral ensaio SPT-T
 f_{sC} – atrito lateral à compressão
 f_{sl} – adesão entre estaca / solo (método Décourt e Quaresma)
 f_{sT} – atrito lateral à tração
 $fT_{m\acute{a}x}$ – tensão de atrito lateral máxima
 fT_{res} – tensão de atrito lateral residual
 G_1 e G_2 – parcelas de peso (Método Balla)
 h – altura total de cravação do amostrador SPT
 h_0 – altura do chanfro tronco-cônico amostrador SPT
 I_D – índice do material ensaio DMT
 IP – índice de plasticidade
 K – coeficiente de rigidez da fundação
 K_0 – coeficiente de empuxo no repouso
 K_D – índice de tensão horizontal ensaio DMT
 K_u – coeficiente de arrancamento
 K_v – coeficiente nominal de empuxo de terra à tração (Método Balla)
 L – comprimento da estaca
 LL – limite de liquidez
 LP – limite de plasticidade
 m – coeficiente de minoração (Método Balla)
 N_c – resistência a penetração corrigida
 N_c e N_q – fatores de capacidade de carga (Método Balla)
 N_{SPT} – índice de resistência à penetração ensaio SPT
 OCR – razão de sobreadensamento
 p – perímetro da estaca

p_0 – pressão corrigida devido a leitura A do ensaio DMT
 P_0 – pressão inicial ensaio PMT
 p_1 – pressão corrigida devido a leitura B do ensaio DMT
 p_2 – pressão corrigida devido a leitura C do ensaio DMT
 P_f – peso do elemento de fundação
 P_f – pressão final ensaio PMT
 P_{fc} – termo de coesão (Método de Grenoble)
 P_{fq} – termo de sobrecarga (Método de Grenoble)
 $P_{f\phi}$ – termo de atrito (Método de Grenoble)
 P_l – pressão limite ensaio PMT
 P_L – resistência lateral (Método Alonso)
PL – resistência lateral (métodos Ranzini / Peixoto)
 p_l^* - pressão limite líquida
 P_{lu} – resistência lateral última na superfície de ruptura admitida (Método Cilindro de Atrito)
 P_p – peso próprio da estaca
PR – carga última à tração (Método Ranzini e Método Peixoto)
 P_s – peso do solo contido no tronco de cone
 P_u – carga última à tração
 P_γ – termo de gravidade (Método de Grenoble)
 \bar{P} – Capacidade de Carga admissível
 q_c – resistência de ponta medido no ensaio CPT
 Q_f – resistência lateral (métodos Ménard / Baguelin et al. / Bustamant e Gianceselli)
 Q_l – resistência lateral à tração
 Q_{lcal} – resistência lateral calculada pelos métodos de cálculo dos relatos de caso
 Q_{lPC} – resistência lateral obtida nas provas de carga dos relatos de caso
 Q_{Rcal} – carga de ruptura calculada pelos métodos de cálculo dos relatos de caso
 Q_{RPC} – carga de ruptura obtida nas provas de carga dos relatos de caso

$Q_{T\text{ cal}}$ – resistência lateral à tração dos métodos de cálculo
 $Q_{T\text{ méd}}$ – resistência lateral média calculada pelos métodos semi-empíricos
 $Q_{T\text{ pc}}$ – resistência lateral à tração da Prova de Carga
 Q_p – resistência de ponta
 Q_R – carga de ruptura obtida nas provas de carga à tração
 Q_s – resistência lateral
 q_{sc} – resistência lateral à compressão
 q_{st} – resistência lateral à tração
 Q_u – capacidade de carga total
 $q_{u,s}$ – atrito lateral unitário interface solo/estaca (Método Peiffer)
 R – capacidade de carga à tração (métodos Aoki-Velloso / Décourt e Quaresma)
 R – raio externo do amostrador SPT
 R_l – resistência lateral (métodos Aoki-Velloso / Décourt e Quaresma / Velloso)
 r_l – tensão média de adesão ou atrito lateral
 S – fator de forma (Método Balla)
 s_1 – coeficiente empírico de majoração (Método Ranzini e Método Peixoto)
 S_u – resistência ao cisalhamento não drenada
 $T_{\text{máx}}$ – torque máximo ensaio SPT-T
 TR – índice de torque
 T_v – parcela correspondente à resistência ao cisalhamento do solo (Método Balla)
 U – perímetro da seção transversal do fuste
 u_0 – poro pressão
 U_D – índice de poro-pressão ensaio DMT
 V_0 – volume inicial ensaio PMT
 V_f – volume final ensaio PMT
 V_i – volume inicial da cavidade no ensaio PMT
 V_l – volume limite ensaio PMT
 V_s – volume da sonda pressiométrica
 w – teor de umidade

Z – profundidade
 Z_{crt} – profundidade crítica
 Z_m – desvio da medida de pressão do manômetro
 α' - ângulo que define geratriz da superfície de ruptura (Método Tronco de Cone)
 δ – ângulo de atrito entre o fuste da estaca e solo
 ρ – razão de atrito lateral (método Peiffer)
 ΔQ – acréscimo de carga
 Δz_i – espessura da camada “i” do solo
 μ – coeficiente de Poisson
 ρ – razão de atrito lateral (Método de Grenoble)
 γ – massa específica dos sólidos
 σ'_v – tensão vertical efetiva
 σ_h – tensão horizontal (tensão normal estaca/solo)
 τ_s – tensão de cisalhamento ao longo do fuste da estaca
 ϕ – ângulo de atrito interno
 ϕ' – ângulo de atrito interno efetivo
 σ – tensão total
 σ' – tensão efetiva
 σ'_{h0} – tensão efetiva horizontal
 σ'_{v0} – tensão efetiva vertical
 σ_1 – tensão principal maior
 σ_3 – tensão principal menor

RESUMO

BESSA, Adevilson Oliveira, M.S., Universidade Federal de Viçosa, junho de 2005. **Avaliação da Resistência Lateral em Estacas Escavadas com Trado Submetidas à Tração**. Orientador: Enivaldo Minette. Conselheiros: Izabel Christina D' Almeida Duarte Azevedo e Eduardo Antônio Gomes Marques.

Com a finalidade de determinar e avaliar a resistência lateral em estacas escavadas com trado sem o uso de lama bentonítica solicitadas à tração, foi executado neste trabalho uma série de ensaios de campo (PMT, DMT, SPT e SPT-T) e laboratório (granulometria conjunta, limites de consistência, massa específica dos sólidos e ensaios triaxiais), através dos quais foi possível identificar a composição de um solo residual maduro variando em torno de 64% de argila, 33% de areia e 3% de silte. Foram realizadas provas de carga estáticas à tração com esforço axial em quatro estacas com comprimento de 6 m e diâmetros de 0,25 m no campo experimental II localizado nas dependências da fábrica de manilhas no campus da Universidade Federal de Viçosa, obtendo valores de resistência lateral os quais serviram de referência quando da avaliação dos valores obtidos através de métodos teóricos e semi-empíricos. Foram comparados

também os resultados obtidos nas provas de carga com os já existentes de provas de carga à compressão, de outro trabalho de mestrado que utilizou outras quatro estacas com as mesmas dimensões e no mesmo campo experimental das ensaiadas neste trabalho. Esta comparação possibilitou identificar a existência ou não de uma defasagem da resistência lateral à tração em relação à resistência lateral à compressão.

ABSTRACT

BESSA, Adevilson Oliveira, M.S., Universidade Federal de Viçosa, June 2005.

Evaluation of the lateral strength in augered piles submitted traction.

Advisor: Enivaldo Minette. Committee members: Izabel Christina D’Almeida Duarte Azevedo and Eduardo Antônio Marques.

With the propose of determining and evaluating the lateral strength in excavated piles, without the usage of Bentonite mud, submitted to a traction effort. A number of field tests (PMT, DMT, SPT and SPT-T) and laboratory tests (triaxial compression, particle size analysis , consistency limits, density of soil particles), with what was possible to identify the composition of a matured residual soil composed by 64% of clay, 33% of sand and 3% silt. It was performed, in the “Experimental Field II”, localized at the Universidade Federal de Viçosa campus, axel pull tests in four piles with 6 m of length and 0,25 m in diameter, obtaining values of lateral strength that where used as reference values for the theatrical and semi-empirical methods values. These results where also compared with values of compression tests made with other four piles of the same

diameter and length located in the same test field, in another recent research. This made possible identify the existence or not of a gap between the lateral strength of pull effort and the lateral strength of a compression effort.

1 . INTRODUÇÃO

1.1) Considerações gerais

Considerando a existência de dois grupos de estacas, estacas de deslocamento (cravadas) e estacas escavadas, é notório a evolução e aplicabilidade desse tipo de fundação no Brasil nas últimas décadas. Limitando-se apenas avaliar a evolução de estacas escavadas, estas foram introduzidas no país em meados de 1935 com a finalidade de minimizar os inconvenientes causados pelo processo construtivo de estacas cravadas tais como, transmissão de elevadas vibrações e ruídos, impossibilidade de atravessar solos muito resistentes ou com matacões, entre outros condicionantes geotécnicos.

Existe hoje uma variedade considerável de estacas escavadas e freqüentemente novos tipos e técnicas são introduzidas no mercado. Com o advento de novas tecnologias implantadas em engenharia de fundações, houve uma evolução considerável na execução de estacas escavadas que obedece basicamente uma escala evolutiva de implantação no mercado a começar pelas estacas tipo broca, Strauss, hélice contínua, estações, barretes e injetadas. O estudo em questão utiliza estaca tipo broca que apesar de ter um emprego mais reduzido no país, apresenta um bom desempenho ao suportar pequenas cargas em

torno de 100 a 150 kN, limitando a profundidades que variam de 6 a 8 m e execução acima do lençol freático. O processo de escavação é feito com a utilização de um trado de diâmetro recomendável de 20 a 25 cm, e ao atingir a profundidade desejada é feita a limpeza do fundo do furo sendo lançado em seguida um concreto plástico com uma resistência à compressão por volta de 3,5 MPa com o auxílio um tubo (funil) de comprimento cinco vezes o seu diâmetro interno do furo, conforme previsto na NBR 6122 (ABNT, 1996).

Quanto à carga admissível a ser suportada por fundações profundas em geral, devem ser avaliados o aspecto estrutural do elemento de fundação (estaca) e o aspecto geotécnico (ruptura do maciço de solo e recalques excessivos), sendo que a este último a verificação do estado-limite último do maciço de solo é realizada ao comprovar o valor da carga admissível (\bar{P}).

Este valor é obtido ao aplicar-se um fator de segurança global a um valor médio da capacidade de carga que provoca a ruptura do maciço de solo que envolve em particular o fuste da estaca e que se encontra sob sua base. Quanto ao fato de estacas cravadas melhorarem a capacidade de carga do solo comparada com estacas escavadas, este conceito é válido quando da cravação de estacas em solo granulares com compacidade fofa a medianamente compacta, o que nem sempre é verídico quando da cravação em solos argilosos e estruturados podendo ocorrer nesse tipo de solo o fenômeno de levantamento.

1.2) Objetivos

A finalidade deste trabalho está voltada para a determinação da resistência lateral em estaca escavada tipo broca solicitada à tração e comparar o valor obtido do atrito lateral na tração com o atrito lateral de estacas solicitadas à compressão. Outros aspectos também foram averiguados, quanto ao desempenho dos métodos teóricos e semi-empíricos mais utilizados no meio

técnico quando comparados aos resultados de prova de carga estática à tração, como também contribuir, sobretudo, para o aprimoramento do banco de dados local que envolve o estudo da distribuição de cargas laterais ao longo do fuste de estacas. Os métodos semi-empíricos foram empregados utilizando parâmetros obtidos de ensaios de campo tipo PMT, DMT, SPT e SPT-T, e estes métodos colocam como condição de estabelecimento da carga de trabalho, que 80% desta carga seja absorvida pela resistência lateral (item 7.1.2 da NBR 6122 / ABNT, 1996), demonstrando a grande importância que tem o atrito lateral e adesão neste tipo de fundação profunda.

Para atingir os objetivos, as estacas foram escavadas em um perfil de solo homogêneo definido segundo uma análise criteriosa após ensaios de campo e laboratório, sendo realizadas provas de carga à tração com carregamento lento nas estacas procurando avaliar o comportamento de transferência de carga ao longo do fuste, por meio de instrumentação capaz de mensurar as cargas aplicadas bem como o deslocamento no decorrer do tempo.

O estudo da resistência lateral à tração se faz necessário, pois além de existir poucos trabalhos a respeito do assunto, não é rara a existência de obras em que seja necessária a determinação da capacidade de carga à tração em seus projetos de fundação. O caso mais comum, entre outros, ocorre nas torres de linhas de transmissão, que tem suas fundações solicitadas à tração proveniente de várias ações tais como, o vento na própria torre e nos cabos, e eventuais rupturas de cabos. Outros casos que podem ser observados são as torres de alguns tipos de pontes que recebem os cabos de aço protendidos, estruturas de contenção atirantadas, ação do vento atuando no topo de edificações elevadas, coberturas, torres de sustentação de painéis, muito comum em algumas regiões dos Estados Unidos conhecido como tufão e tornado, e mais recentemente no litoral sul do Brasil ocorreu o fenômeno divulgado como ciclone.

2 . REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1) Estacas escavadas

Na NBR 6122 (ABNT, 1996), estaca escavada é definida como sendo, *“Tipo de fundação profunda por escavação mecânica, com uso ou não de lama bentonítica, de revestimento total ou parcial, e posterior concretagem”*.

São assim definidas, devido a execução das mesmas começar com uma perfuração no terreno utilizando-se trado mecânico ou manual, retirando-se o material terroso e em seguida executando-se sua concretagem, podendo vir a ter sua base alargada ou não, em função do tipo de solicitação a ela imposta. Geralmente esse tipo de fundação é executada em terrenos coesivos e acima do lençol d'água natural ou rebaixado, pois dependendo do tipo de solo a parede do fuste pode ou não suportar o processo de escavação. Se necessário, a parede pode ser aparada com revestimento recuperável ou perdido, podendo ser usado também lama bentonítica.

No presente trabalho foi utilizada estaca tipo broca sem lama bentonítica ou qualquer tipo de revestimento. Esse tipo de estaca é escavada manualmente com trado concha acima do nível do lençol freático, restringindo a uma

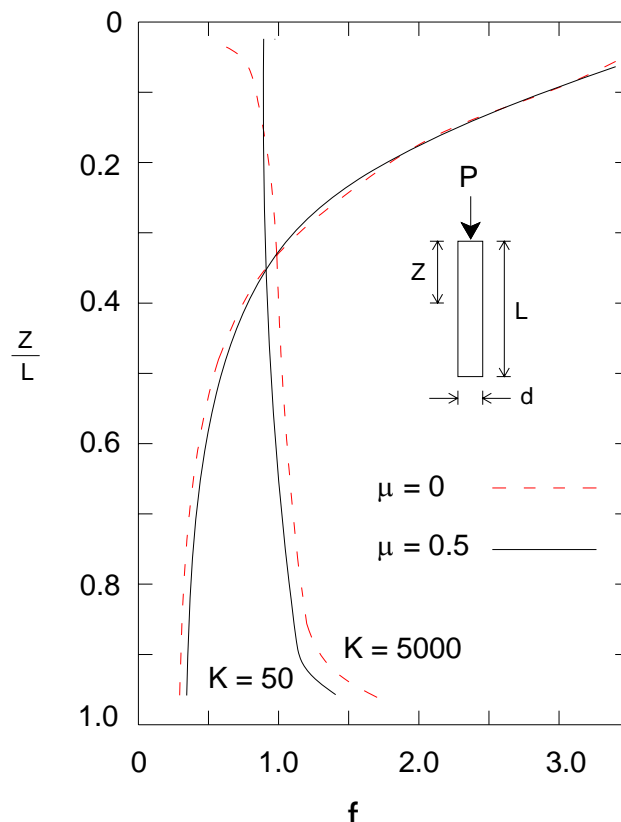
perfuração da ordem de 6 a 8 m, conseqüentemente resistindo a pequenas cargas. Outro fator a se considerar, é quanto à verticalidade, sendo fundamental a correção ao sinal ou tendência de desaprumo ao executar a escavação. Segundo a Norma Brasileira é tolerável um desaprumo de até 1 % do comprimento da estaca. Quanto ao lançamento do concreto, a NBR 6122 (ABNT, 1996) prevê, *“...o concreto é simplesmente lançado do topo da perfuração, através de tromba (funil) de comprimento adequado, sendo suficiente que o comprimento do tubo funil seja de cinco vezes o seu diâmetro interno”*.

2.2) Interação Solo-Elemento Estrutural

Vários estudos relevantes vêm sendo desenvolvidos com o propósito de apontar soluções para o complexo mecanismo de interação solo-estrutura. O entendimento desta interação baseia-se na análise das transferências de carga pela estaca ao solo, a qual ao ser absorvida são gerados esforços ao longo do fuste da estaca denominados resistência lateral, sendo esta em função das dimensões, processo de instalação, material e rigidez da estaca, carga aplicada e características geotécnicas do solo.

O processo de transferência de carga é analisado por alguns autores através de soluções analíticas podendo ser citado entre outros os trabalhos de Ellison et al. (1971), Poulos e Davis (1980) e Vargas (1981). Existe também uma outra corrente de pesquisa que analisa este processo a partir de resultados obtidos em ensaio de provas de carga instrumentadas como os trabalhos de Coyle e Resse (1966), Coyle e Sulaiman (1967), Vésic (1970) e Cooke (1978). Estes trabalhos são citados por Menezes (1997) o qual relata que o resultado das provas de carga instrumentadas é a melhor maneira de se avaliar o mecanismo de transferência de carga da estaca ao solo, já que as soluções analíticas apresentam resultados menos realísticos.

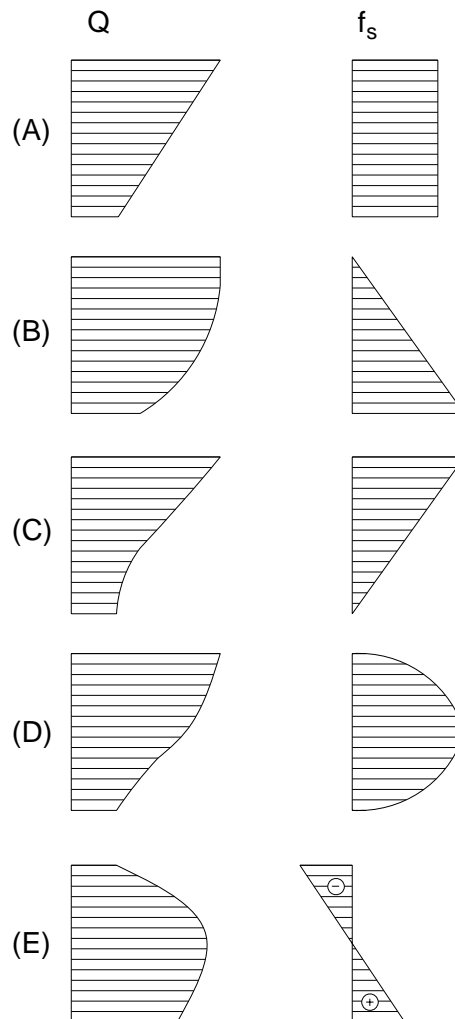
Poulos e Davis (1980) elaboraram um ábaco no qual pode ser observada a distribuição do atrito lateral de uma estaca em função da rigidez estaca-solo (Figura 2.1), onde ($K = E_e / E_s$) é a relação entre o módulo de elasticidade da estaca (E_e) e do solo (E_s) e μ o coeficiente de Poisson do solo. Os autores verificaram que a distribuição do atrito lateral é mais constante ao longo da profundidade em estacas rígidas (K elevado), ao passo que para estacas deformáveis (K pequeno) há uma concentração maior do atrito lateral no topo da estaca.



Fonte: Menezes (1997)

Figura 2.1 – Distribuição do atrito lateral em estacas num meio semi-infinito (Poulos e Davis, 1980)

A Figura 2.2 elaborada por Vésic (1970), apresenta cinco tipos de diagramas de distribuição da resistência lateral em função de suas respectivas cargas. Dos cinco casos apresentados, os dois primeiros são os mais comuns de se obter para estacas instaladas em solos homogêneos. Maiores detalhes sobre estas pesquisas podem ser observados em Menezes (1997).



Fonte: Menezes (1997)

Figura 2.2 – Distribuição resistência lateral em estacas em função da carga (Vésic, 1970)

Fellenius (1984a) apresenta o comportamento de estacas submetidas a diversas situações de carregamento axial de compressão e tração, em análise às tensões verticais impostas ao fuste da estaca influenciando no diâmetro, conforme ilustrado na Figura 2.3, interessando ao presente trabalho apenas a análise dos Caso A e Caso B. Fellenius observou que no caso de esforços à compressão, ocorre um acréscimo de tensões verticais do solo junto a estaca com o aumento do diâmetro (Caso A). Já na situação em que a estaca é submetida a esforço de tração, ocorre uma redução do diâmetro da estaca e um alívio das tensões verticais do solo junto à estaca (Caso B). Sendo este um dos fatores que influencia na defasagem da resistência lateral em estacas submetidas a esforços de tração.

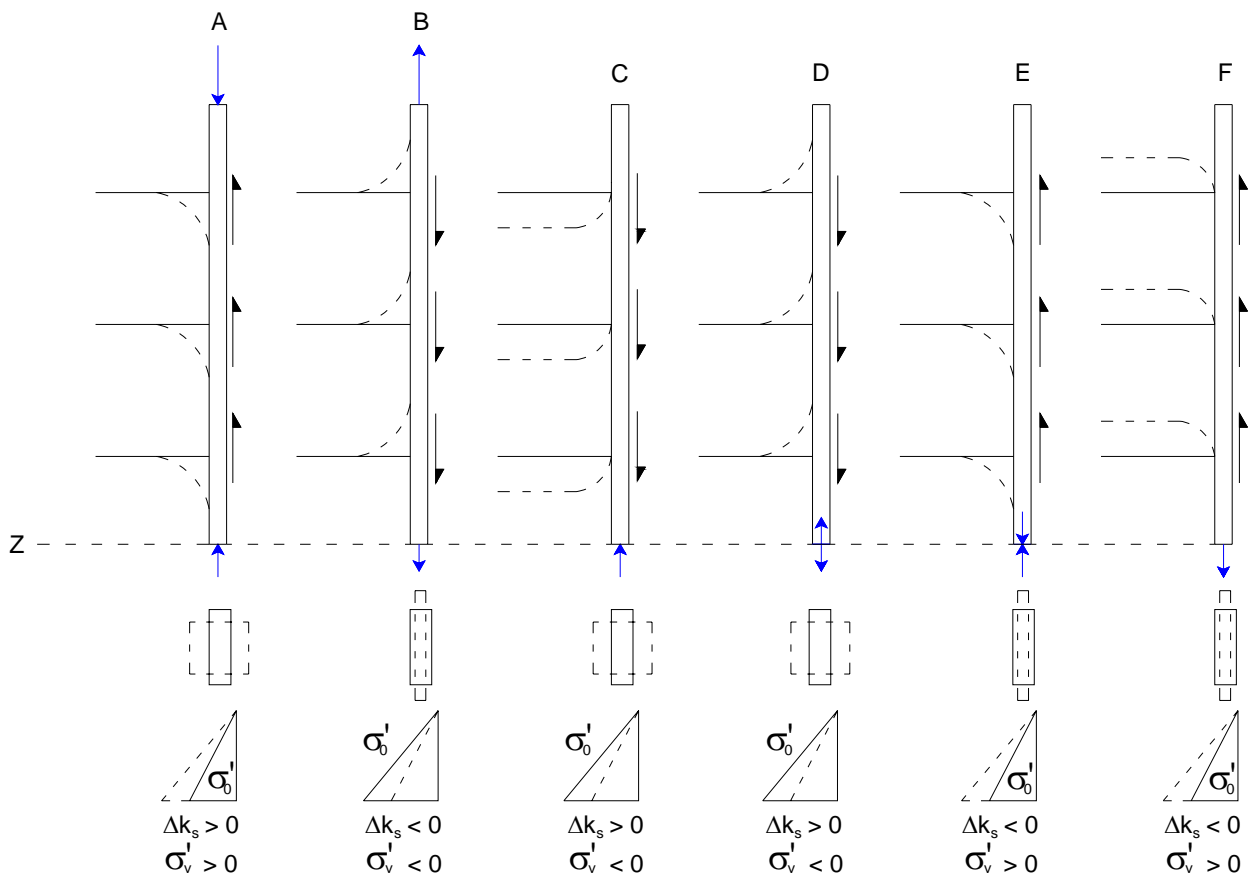


Figura 2.3 – Comportamento de estacas submetidas a diferentes condições de carregamento axial (Fellenius, 1984)

2.3) Resistência lateral

A carga aplicada a uma estaca submetida a esforços de tração é resistida pela interação de duas parcelas que atuam no sentido contrário da carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência lateral gerada ao longo do fuste da estaca, sendo que a mobilização da resistência lateral se dá pela interação da deformabilidade do solo e a da própria estaca. Esta resistência se desenvolve para deformações pequenas, sendo que algumas correntes de pensamento, procuram associar tais deformações em função do diâmetro da estaca da ordem de 0,5 a 0,2% do diâmetro da estaca em argilas e de 1 a 3% em solos granulares, para a mobilização do atrito lateral.

Uma outra proposta admite que o valor de pico da resistência solo-estrutura é atingido com movimentos relativos de alguns poucos milímetros: da ordem de 10 mm. No entanto, existem alguns autores que elevam este valor, como é caso de Jamiolkowsky e Lancellota (1988) que admitem valores que oscilam entre 5 e 25 mm. Vésic (1963) ao ensaiar modelos de estacas de grandes dimensões, comprova que para uma dada densidade da areia o atrito lateral unitário e para estacas de seção circulares, é sempre maior que as estacas de seção retangulares, sendo que esta diferença eleva-se à medida que a densidade relativa da areia aumenta.

Chellis (1962) sugere que a resistência por atrito lateral para estacas quadradas seja em torno de 60% da correspondente a estacas circulares de mesma área. Jaime et al (1992), após uma análise em diversos modelos de estaca variando a seção, na argila da cidade do México, chegam a conclusão que a estaca de melhor desempenho em relação ao atrito lateral, foi a circular, seguida pela, hexagonal, quadrada, triangular e plana. Estudos comprovaram que no caso de estacas escavadas a forma da seção interfere significativamente no valor da resistência lateral, principalmente as escavadas sob proteção de lamas tixotrópicas.

Jaime et al (1992), analisaram o comportamento de estacas escavadas nas argilas moles da cidade do México, e ficou evidenciado que quanto maior a seção do pré-furo, menor será a capacidade de carga por atrito lateral.

Com relação ao comprimento, Vésic (1975b) analisou o comportamento de estacas em areias e constatou que o atrito lateral unitário, a partir de uma certa profundidade crítica, seria constante, como previam as teorias clássicas. Esta profundidade seria da ordem de 10 diâmetros para areias fofas e 20 diâmetros para areias compactas. Sendo que o arqueamento do solo, foi a hipótese atribuída para explicar o comportamento do atrito lateral unitário.

Estudos revelam que a resistência lateral à compressão é maior que a resistência lateral à tração, pois quando a estaca é comprimida, as tensões cisalhantes transmitidas ao solo pela estaca devem aumentar as tensões verticais do solo junto à estaca. Aumentando assim, a tensão horizontal efetiva que o solo exerce sobre a área lateral da estaca. No caso da estaca ser tracionada ocorre o oposto, com as tensões cisalhantes impostas pela estaca ao solo devendo diminuir as tensões verticais efetivas do solo ao redor da estaca.

Iriland (1957) sugere que, para estacas cravadas em areia, estes valores são iguais. Vésic (1970) sugere que o atrito lateral é o mesmo para tração e compressão.

Ismael e Klym (1979) defendem o uso do mesmo valor para tração e compressão. Por outro lado, Poulos e Davis (1980) sugerem adotar para estacas tracionadas, na ausência de outras informações, $2/3$ do valor do atrito lateral considerado para estacas comprimidas.

Fleming (1992) constata que existe a diferença no valor da resistência lateral para as duas situações, com exceção do caso de estacas muito esbeltas. Hunter e Davisson (1969) consideram ($q_{sc} = 1,3 q_{st}$).

Uma relação muito utilizada proposta por Décourt (1995), considera que a resistência lateral à tração seja aproximadamente 70% da resistência lateral à compressão ($q_{st} \approx 0,7 q_{sc}$).

Observa-se que existe certa controvérsia sobre o assunto. Acredita-se que a realização de provas de carga em escala natural, em estacas tracionadas e comprimidas, instrumentadas, trarão maiores esclarecimentos sobre o assunto.

Por hora, é prudente considerar então a seguinte relação entre as resistências laterais à tração e compressão:

$$0,7 \leq q_{st} / q_{sc} \leq 1,0 \quad (2.1)$$

2.4) Provas de carga estáticas

Tido como um ensaio que possibilita verificar por meios diretos aspectos relevantes tais como, capacidade de carga do solo, deslocamentos do elemento da fundação e transferência de carga em profundidade (estacas instrumentadas), a prova de carga é um ensaio fundamental face às dificuldades de se entender o mecanismo de distribuição de cargas na ponta e ao longo do fuste em estacas, sendo o comportamento complexo de interação solo-estrutura de difícil modelagem numérica ou analítica.

No Brasil, o ensaio é normalizado pela NBR 12.131 (ABNT, 1991), sendo que a primeira prova de carga documentada em nosso país, foi realizada nas obras da Estação de Ferro Noroeste do Brasil executada pelo Prof. Telemaco Van Langendonck, em meados 1936. Este levantamento foi realizado por Massad (1985) no acervo do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) sendo que até criação da vigente NBR 12.131 (ABNT, 1991), as provas de cargas eram realizadas ora segundo a norma alemã (DIN 1054/1940), ora segundo o Código de Boston (1944), sendo que 1951 surgiu a primeira Norma Brasileira, a NB 22/1951.

Vários outros pesquisadores investigaram a respeito do assunto dentre os quais podem se destacar os trabalhos realizados por:

- Vargas (1990) realiza um apanhado histórico e após ressaltar ensaios realizados em Bauru/SP, menciona a realização das provas de carga na execução de estacas Franki nas fundações do Instituto de Resseguros do Brasil no Rio de Janeiro/RJ no ano de 1942, levando em consideração que a Companhia Internacional de Estacas Frankignoul, é a principal responsável pela introdução do ensaio de prova de carga no Brasil.

- Alonso (1997) apresenta um relato do histórico da realização de provas de carga no Brasil em palestra realizada pela ABMS/NRSP, abordando dentre vários aspectos, a evolução do sistema de reação a ser empregado, cuidados a serem adotados durante a realização do ensaio bem como as principais mudanças ocorridas nas Normas Brasileiras desde a primeira até a atual.

Considerando os trabalhos, percebe-se que a comunidade geotécnica atualmente é capaz de executar o ensaio obtendo resultados mais confiáveis devido à evolução nos procedimentos da realização das provas de carga, sendo que tal ensaio já se faz presente no meio geotécnico brasileiro por aproximadamente há mais de 63 anos.

O ensaio de provas de carga fornece dados que possibilitam avaliar o comportamento carga x deslocamento e também a determinação da carga de ruptura podendo comparar esta com as cargas estimadas de projeto. Devendo ser realizado de maneira a reproduzir fielmente os tipos de solicitações que irão atuar na fundação, podendo ser cargas axiais ou inclinadas de tração ou compressão e ainda as cargas transversais.

2.5) Ensaio de campo

2.5.1) Ensaio pressiométrico – PMT

Desenvolvido pelo engenheiro francês Luís Ménard em 1955, o pressiômetro foi definido por ele como *“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”*.

Começou a ser difundido no Brasil por volta de 1975 pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (Brandt, 1978; Toledo Filho, 1986) e Universidade do Rio Grande do Sul em trabalhos acadêmicos, além do livro publicado por Lima (1979). Devido a ausência de normas e especificações brasileiras, é utilizada a norma francesa (P 94-110/91) e a americana (ASTM D – 4.719/87), pois estas tratam de pressiômetros de pré-furos (Figura 2.4) os mais utilizados no Brasil, existindo ainda os pressiômetros auto-perfurante e cravável.

O ensaio acontece com a inserção da sonda em um furo de sondagem previamente escavado, até a camada de interesse a ser ensaiada, onde a sonda é inflada em função dos incrementos de pressão da água e do gás, ocorrendo a expansão cilíndrica do solo em torno da membrana, sendo que o incremento de volume da sonda, se dá na direção radial da cavidade. A medida que se executa o furo de sondagem com o trado específico, retira-se uma amostra de solo a cada 20 cm, analisando tátil visualmente o material extraído.

As pressões são aplicadas em intervalos de 1 min., sendo que num ensaio devem ter de 8 a 14 incrementos de pressão. Registra-se então o volume de água deslocado em intervalos de 15, 30 e 60 seg., a cada acréscimo de pressão. Os procedimentos são repetidos em nova profundidade sendo esta limitada pelo tamanho da sonda, finalizando o ensaio na cota desejada.



Figura 2.4 - Pressiômetro de Ménéard tipo PBP

Neste trabalho, não se pretende aprofundar ou descrever detalhadamente o ensaio, sendo necessário uma breve descrição da obtenção pressão limite (p_l) utilizada no cálculo da capacidade de carga.

✓ Pressão limite (p_l)

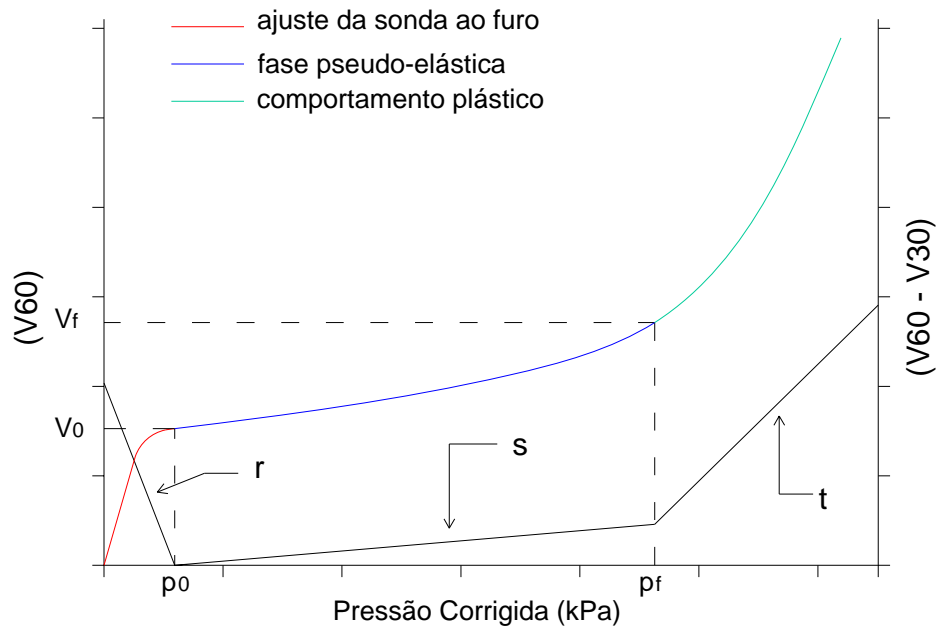
Definida como a máxima pressão atingida num ensaio pressiométrico para qual a cavidade continuaria a se expandir indefinidamente, não se atinge esta pressão na prática devido à limitação volumétrica da membrana de aproximadamente 750 cm^3 . Então extrapola-se a curva corrigida para a obtenção da pressão limite.

Ménard (1961) redefiniu a pressão limite (p_l) como sendo a pressão requerida para dobrar o volume inicial da cavidade. Portanto, têm-se as seguintes expressões para a definição:

$$V_i = V_s + V_0 \quad (2.2)$$

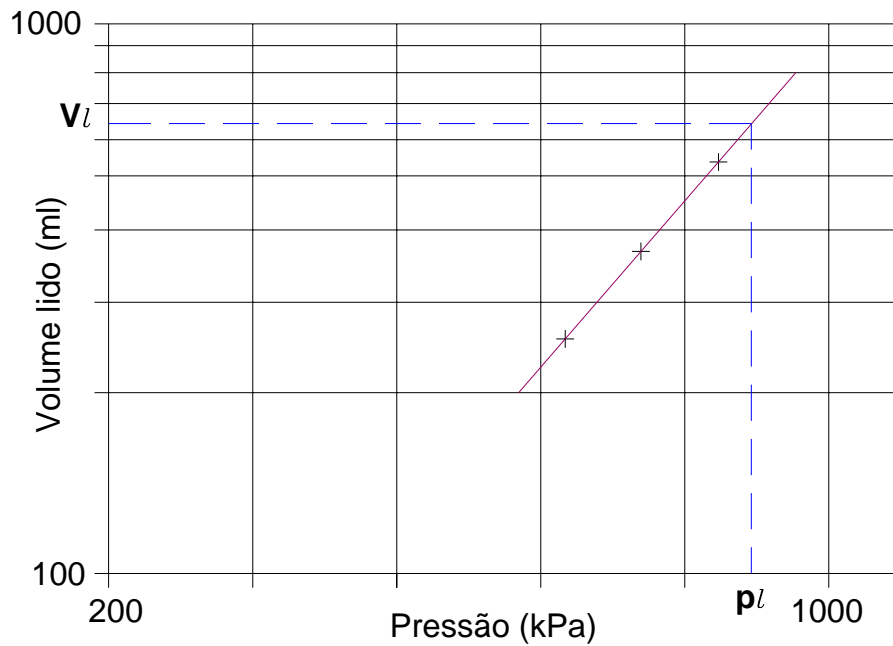
$$V_l = V_s + 2V_0 \quad (2.3)$$

Existem vários métodos para obtenção da pressão limite, sendo que neste trabalho foi utilizado uma adaptação proposta pelas normas francesa e americana e Ménard, que consiste basicamente em plotar nas abscissas de um gráfico semilogarítmico, três valores de pressão extraídos da curva corrigida e de Creep correspondente à fase plástica do solo, com seus respectivos volumes nas ordenadas. Então, extrapola-se a reta obtida para encontrar o valor da pressão limite correspondente ao volume limite calculado pela expressão 2.3.



Fonte: Araújo (2001)

Figura 2.5 – Curva corrigida e Curva de Creep



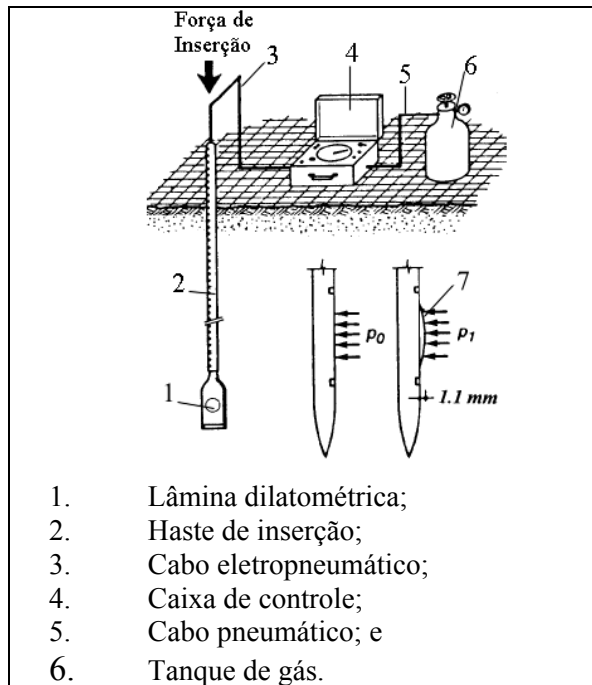
Fonte: Araújo (2001)

Figura 2.6 – Modelo de gráfico para obtenção da pressão limite

Através da pressão limite pode ser calculada a capacidade de carga e recalques tanto de fundações rasas como profundas. Aqui é apresentado apenas o procedimento de cálculo da capacidade de carga para fundações profundas, em específico a parcela da resistência lateral descrito no item 2.6.2.1. Sendo que nos trabalhos de Araújo (2001) e Custódio (2003), encontram-se informações detalhadas e completas da descrição dos vários equipamentos existentes no mercado, metodologia operacional do ensaio, obtenção dos parâmetros de resistência e deformabilidade, correlações com parâmetros geotécnicos de outros ensaios, aplicação a projetos de fundação entre outras informações necessárias sobre o ensaio pressiométrico.

2.5.2) Ensaio dilatométrico – DMT

Desenvolvido pelo professor Silvano Marchetti em 1970, que construiu e formulou os conceitos básicos para interpretação de seus resultados, o equipamento é utilizado para medir módulo de deformabilidade e tensão do solo. Foi patenteado na Itália (1977) e normalizado em 1986 nos Estados Unidos da América (ASTM) e na Europa em 1995 (CEN / TC 250 / SC). O DMT (Figura 2.7 e Figura 2.8) é dotado de uma lâmina fina sendo que em uma de suas faces existe uma membrana circular de aço (diafragma), que funciona basicamente como uma célula tipo pressão total.



Fonte: Custódio (2003)

Figura 2.7 – Configuração do ensaio dilatométrico



Figura 2.8 – Lâmina dilatométrica e caixa de controle do DMT



Figura 2.9 – Sistema de reação e inserção da lâmina dilatométrica

Antes de iniciar o ensaio, é realizada a calibração da membrana ao ar que consiste, na determinação das pressões ΔA e ΔB devido a rigidez da membrana relativas as pressões A e B do ensaio, e a verificação do desvio do medidor de pressão (Z_M) em relação ao zero quando a membrana é relaxada.

Depois de adotados estes procedimentos, o ensaio é iniciado com a cravação estática da lâmina até a profundidade a ser ensaiada e a cada 20 cm de penetração, é aplicada a pressão para a expansão da membrana ouvindo-se um sinal de áudio ininterrupto vindo da caixa de controle, e ao cessar o sinal, realiza a leitura no manômetro denominada leitura A (necessária para o deslocamento

horizontal do centro da membrana de 0,05 mm), sendo a pressão A, depois de corrigida pela calibração, a pressão em que o solo se encontrava na sua posição inicial teórica antes da inserção da lâmina. Em seguida, a pressão de gás é acrescida lentamente acionando o sinal de áudio, momento em que se registra a pressão B (necessária para o deslocamento radial da membrana de 1,10 mm). E ao cessar o sinal de áudio, a membrana é então desinflada através do alívio de pressão retornando a sua posição inicial A, sendo que o sinal pode ser acionado novamente e se obtém a leitura C (pressão interna durante a despressurização do sistema quando o ensaio é realizado abaixo do nível d' água, medindo a poro-pressão). Então nova profundidade é escolhida e repetindo os procedimentos até aqui descritos.

Ao término do ensaio, são obtidos três valores de pressão (p_0 , p_1 , p_2) ao se corrigir as pressões A, B e C em função das calibrações ΔA e ΔB e do desvio do zero (Z_m) do medidor de pressão.

Os valores de p_0 , p_1 e p_2 são obtidos através das seguintes expressões:

$$p_0 = 1,05.(A - Z_M + \Delta A) - 0,05.(B - Z_M - \Delta B) \quad (2.4)$$

$$p_1 = B - Z_M - \Delta B \quad (2.5)$$

$$p_2 = C - Z_M + \Delta A \quad (2.6)$$

Sendo que:

- A, B e C são a primeira, segunda e terceira leituras, respectivamente;
- ΔA e ΔB são as correções da membrana ao ar livre, relativa 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.

Custódio (2003) descreve detalhadamente o procedimento de cálculo dos parâmetros obtidos no DMT, a maneira de como estes são empregados bem como várias correlações com índices de outros ensaios de campo. A pressão p_0 é aqui utilizada no cálculo da resistência lateral.

2.5.3) Ensaio de penetração dinâmica – SPT

Este ensaio é originário da América do Norte e teve suas primeiras investigações no Brasil em 1938 pelo engenheiro Odair Grilo, do IPT de São Paulo, sendo de larga aplicação posteriormente. A finalidade de se realizar uma sondagem, é avaliar o tipo de solo atravessado e a resistência através do índice N_{SPT} , podendo também ser determinado posição do nível d'água encontrado logo após a perfuração. Segundo NBR 6484 (ABNT, 1980), o ensaio inicia com a perfuração do terreno a partir da superfície de instalação do equipamento até 1 m (um metro) de profundidade com o auxílio de um trado cavadeira ou trépano recolhendo uma amostra representativa do solo. No fundo desse furo, apóia-se o amostrador padrão fixado na haste. Com auxílio da corda e das roldanas o martelo é erguido até uma altura de 75 cm acima do topo da composição de hastes, deixando o martelo cair em queda livre sobre a composição. Sendo este procedimento repetido até a cravação do amostrador atingir 45 cm de penetração no solo. Conta-se então o número de golpes necessários (quedas do martelo) para cravação de cada seguimento de 15 cm. O valor do N_{SPT} é a soma do número de golpes necessário para penetrar o amostrador nos últimos 30 cm no solo.

2.5.4) Ensaio de penetração dinâmica com medida de torque – SPT-T

Proposto por Ranzini (1988), este ensaio tem por base a execução do ensaio SPT-T sendo que ao término da cravação do amostrador padrão, uma rotação é aplicada ao conjunto haste- amostrador com o auxílio de um torquímetro, medindo o torque máximo necessário à ruptura da adesão entre o solo e amostrador. O SPT-T permite também obter outra medida, torque residual, que consiste em continuar girando o amostrador até que a leitura se mantenha constante, quando então se efetua a medida do torque residual.



Figura 2.10 – Torquímetro e acessórios

Depois de cravado o amostrador, retira-se a cabeça de bater e é acoplado o disco centralizador até apoiar-se no tubo guia, onde se encontrava a cabeça de bater. Rosqueia-se o pino adaptador e acopla-se na chave soquete o torquímetro. Inicia-se o movimento de rotação das hastes, usando-se o torquímetro como braço de alavanca, um observador deve acompanhar atentamente 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, podendo-se ainda ser anotada a leitura de torque residual, para tanto o operador deve continuar o movimento de rotação até se atingir o torque residual. Esta operação é repetida após cada metro de sondagem executado, limitando-se pela capacidade do torquímetro, que nunca deve ser inferior a 500 kgf x m. Com este procedimento, pode-se obter um dado importante para uma avaliação mais precisa do atrito lateral desenvolvido entre o amostrador e solo.



Figura 2.11 – Torquímetro montado no campo

Ranzini (1994) apresenta a expressão para o cálculo de (f_s), resistência de atrito lateral entre o amostrador e o solo:

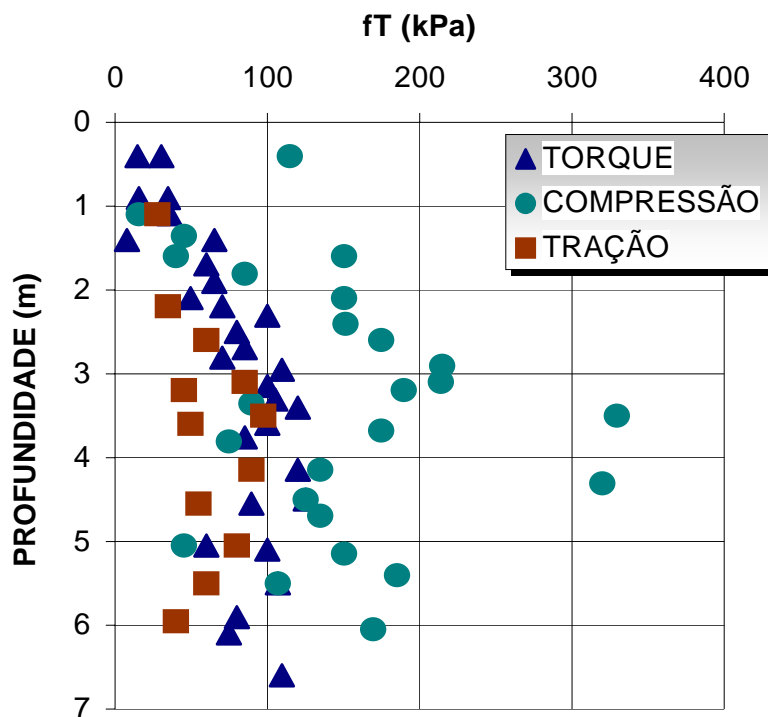
$$f_s = \frac{T}{2 p \{ R^2 h - 1/3 [h_0 (R - r) (2R + r) - r^3] \}} \cdot \text{kPa} \quad (2.7)$$

sendo:

- T - torque máximo necessário para romper a adesão entre o solo e o amostrador
- h - Altura total de cravação do amostrador
- R - Raio externo do amostrador
- r - Raio mínimo da boca do amostrador
- h_0 - Altura do chanfro tronco-cônico

Vale a pena relatar o trabalho de Lutenegger e Kelley (1998), que realizaram prova de carga à compressão e à tração, e ensaio SPT-T no amostrador, sendo os valores confrontados obtendo resultados satisfatórios. Para tanto, esses autores realizaram medidas de torque através de equipamentos analógico e elétrico, obtendo valores de atrito lateral coerentes aos obtidos no ensaio à tração conforme ilustra a Figura 2.12.

Outro trabalho importante foi o desenvolvimento de um torquímetro elétrico elaborado por Peixoto (2001). O torquímetro desenvolvido é dotado de um sistema de aquisição automática de dados que proporciona a obtenção da curva torque versus ângulo-de-rotação. A autora obtém resultados satisfatórios através do equipamento desenvolvido, ao comparar com diversos métodos semi-empíricos mais utilizados na obtenção da capacidade de carga para fundações profundas.



Fonte Peixoto (2001)

Figura 2.12 – Atrito lateral (Lutenengger e Kelley, 1998)

2.6) Métodos de previsão da capacidade de carga

As fundações (estacas) submetidas esforços de tração, resistem a esta sollicitação pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e pelo seu peso próprio. Então a capacidade de carga é definida como a soma da carga máxima suportada pela resistência lateral e o peso da estaca.

$$Q_u = Q_l + P_p \quad (2.8)$$

A capacidade de carga pode ser obtida através de métodos estáticos, dinâmicos e provas de carga conforme prevê o item 7.2 da NBR 6122 (ABNT, 1996), sendo que neste trabalho foram utilizados métodos estáticos e provas de carga.

Os métodos estáticos são divididos em dois processos, diretos e indiretos. Nos processos diretos a capacidade de carga é determinada através de correlações empíricas ou semi-empíricas utilizando ensaios “in situ” de penetração dinâmica ou estática. Já no processo indireto é utilizada uma correlação teórica de capacidade de carga com base em parâmetros de resistência (c , ϕ) obtidos através de ensaio “in situ” ou de laboratório.

2.6.1) Métodos baseados em correlações teóricas

As inúmeras teorias existentes para a determinação da capacidade de carga em fundações têm em sua maioria a extensão dos trabalhos de Prandtl (1921) e Reissner (1924), sendo que os pioneiros nas aplicações práticas destes trabalhos são Caquot (1934), Buisman (1935), Terzaghi (1943) e Meyerhof (1951). A abordagem de problemas de fundações submetidas a esforços de tração, com base em conceitos de mecânicas dos solos, é relativamente recente, tendo-se iniciado na década de 1960. O trabalho de Balla apresentado na V Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações em 1961, é o marco da pesquisa moderna sobre o assunto (Vésic – 1969, Meyerhof e Adams – 1968).

2.6.1.1) Método do Tronco de Cone

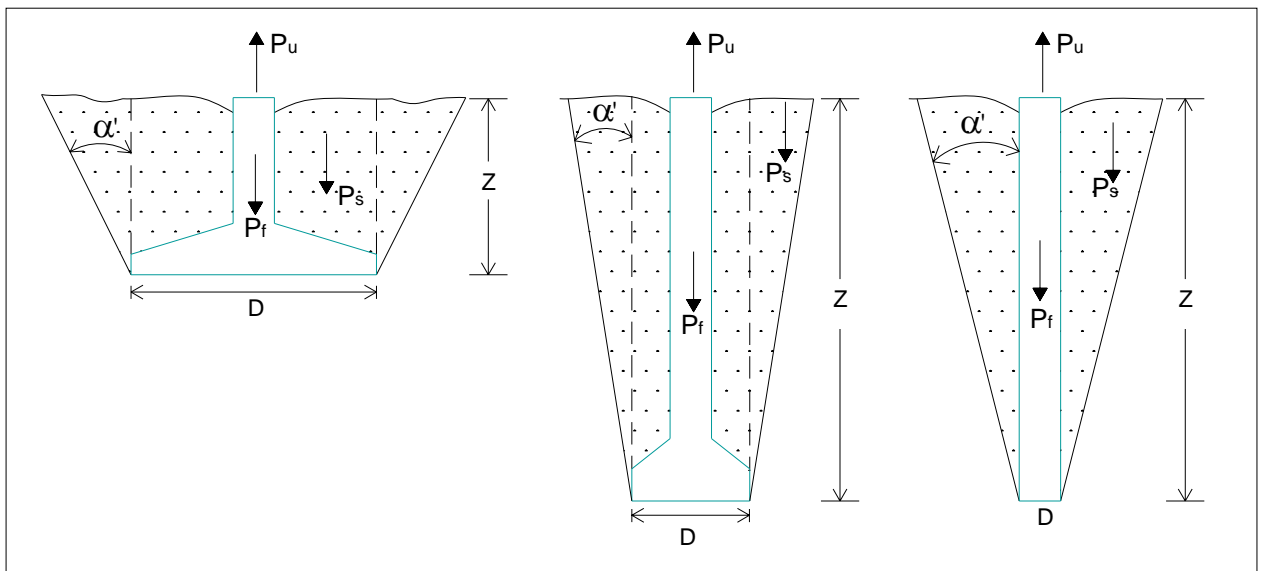
Este método é considerado por vários pesquisadores como dos métodos mais antigos para a determinação da capacidade de carga em estruturas solicitadas à tração. A carga última à tração da fundação (P_u) é obtida segundo a soma de duas parcelas, o peso próprio do elemento de fundação e o peso do solo contido em um tronco de cone, que parte da base da fundação e se abre até

encontrar a superfície do terreno, cuja geratriz forma um ângulo α' com a vertical (Figura 2.13). Então a carga última à tração é obtida segundo a expressão:

$$P_u = P_f + P_s \quad (2.9)$$

sendo: P_f - peso do elemento de fundação;

P_s - peso do solo contido no tronco de cone (base circular) ou tronco pirâmide (base retangular ou quadrada).



Fonte: Carvalho (1991)

Figura 2.13 – Modelo típico empregado no Método do Tronco de Cone

Toda capacidade de carga é atribuída apenas as parcelas de peso (peso próprio e peso do solo no cone), desconsiderando qualquer parcela de resistência devido a tensões de cisalhamento mobilizadas ao longo da superfície de ruptura. No caso de fundações com base circulares de diâmetro D e profundidade z , a carga última à tração pode ser obtida por:

$$P_u = P_f + P_s + C_2 \cdot z^2 + C_3 \cdot z^3 \quad (2.9)$$

sendo: P_s - peso do solo contido no cilindro que tem por base a própria fundação de diâmetro D e altura L

$$C_2 = (\pi \cdot D \cdot \text{tg} \alpha' \cdot \gamma) / 2 \quad (2.10)$$

$$C_3 = (\pi \cdot \text{tg}^2 \alpha' \cdot \gamma) / 3 \quad (2.11)$$

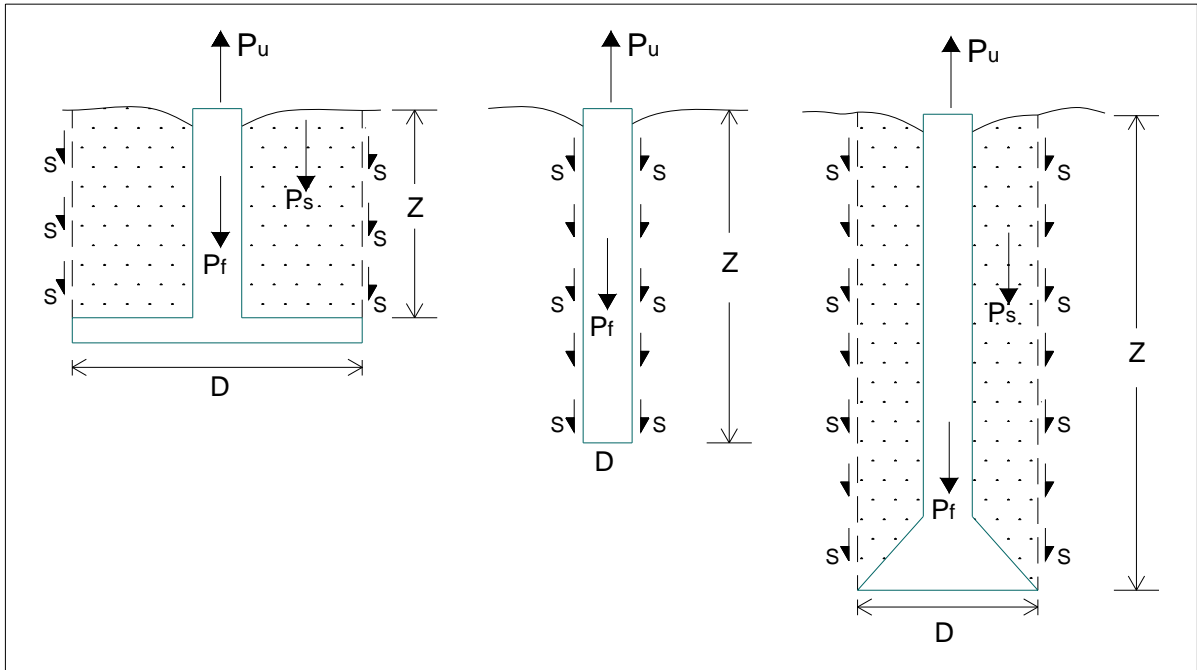
Para fundações quadradas, (P_u) vale:

$$P_u = P_f + P_s + C'_2 \cdot z^2 + C'_3 \cdot D^3 \quad (2.12)$$

sendo: P_s - peso do solo contido no paralelepípedo que tem por base a própria fundação de largura B e altura z .

2.6.1.2) Método do Cilindro de Atrito

Neste método houve uma evolução com relação ao anterior por admitir que a ruptura ocorre ao longo de um cilindro (ou prisma, dependendo da forma da fundação) no interior do solo, a partir da base da fundação estendendo-se até a superfície do terreno (Figura 2.14).



Fonte: Carvalho (1991)

Figura 2.14 – Modelo típico empregado no Método do Cilindro de Atrito

Para obtenção da capacidade de carga, leva-se em consideração o peso próprio do elemento de fundação e do solo contido no interior do cilindro, e a eles acrescido a resistência imposta pelo atrito ou aderência ao longo da superfície de ruptura admitida, conforme a seguinte equação:

$$P_u = P_f + P_s + P_{lu} \quad (2.13)$$

sendo: P_f - peso próprio do elemento de fundação;
 P_s - peso do solo contido no cilindro;
 P_{lu} - resistência lateral última ao longo da superfície de ruptura admitida.

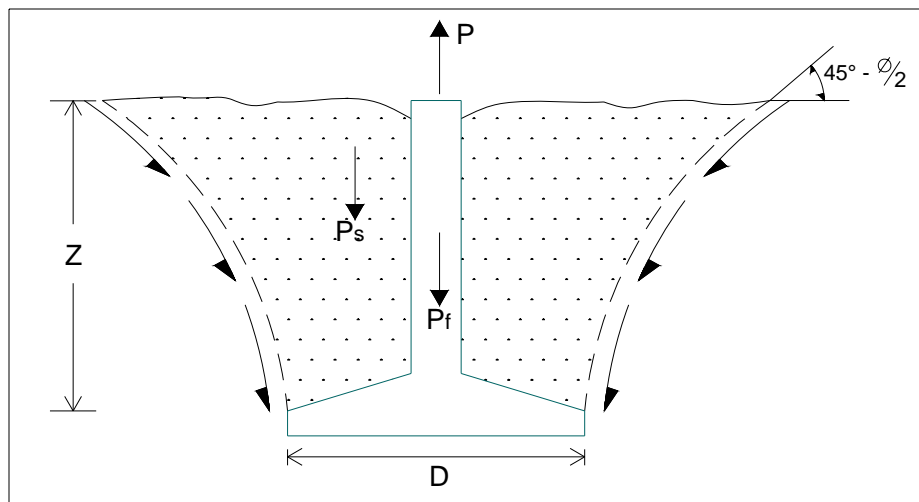
2.6.1.3) Método Balla (1691)

Este método tem por base testes realizados em modelos de sapatas circulares em areia densa ($\phi = 36^\circ$ a 38°), e considerações teóricas. Balla (1961) estudando modelos de ancoragens rasas ($Z / D < 3,3$), chegou às seguintes conclusões, segundo Carvalho (1991):

- a capacidade de carga é a soma de duas parcelas: a primeira englobando o peso da fundação e o peso do solo contido no interior da superfície de ruptura, e a segunda proveniente das tensões de cisalhamento mobilizadas ao longo da superfície de ruptura (Figura 2.15);

- a geratriz da superfície de ruptura é a parte de uma circunferência cuja tangente é vertical junto ao contato da base da sapata, sendo que junto à superfície do terreno, a tangente faz uma ângulo de $(45^\circ - \phi / 2)$ com a horizontal (Figura 2.16);

- a capacidade de carga aumenta com o acréscimo da dimensão da base, assim como com a profundidade de assentamento da fundação.



Fonte: Carvalho (1991)

Figura 2.15 – Superfície de ruptura do Método de Balla (1961)

Balla (1961), sugere a seguinte expressão para o cálculo da capacidade de carga:

$$P = T_v + G_1 + G_2$$

(2.13)

sendo: T_v - parcela correspondente à resistência ao cisalhamento do solo;

G_1 e G_2 - parcelas de peso.

Para solos com coesão e sem coesão, são encontradas as expressões de T_v , G_1 e G_2 bem como valores de F_1 , F_2 e F_3 , fatores que dependem de ϕ e λ' , em ábacos e tabelas sendo λ' um coeficiente padrão cuja expressão consta também em ábacos citados por Carvalho (1991).

2.6.1.4) Método Meyerhof e Adams (1968)

O método considera, no caso de fundações profundas, que a superfície de ruptura não atinge a superfície do terreno, sendo limitada por uma altura H , menor que a profundidade D da fundação; na cota correspondente ao final da superfície de ruptura atua a sobrecarga equivalente ao peso próprio da camada de solo não rompida (Figura 2.16).

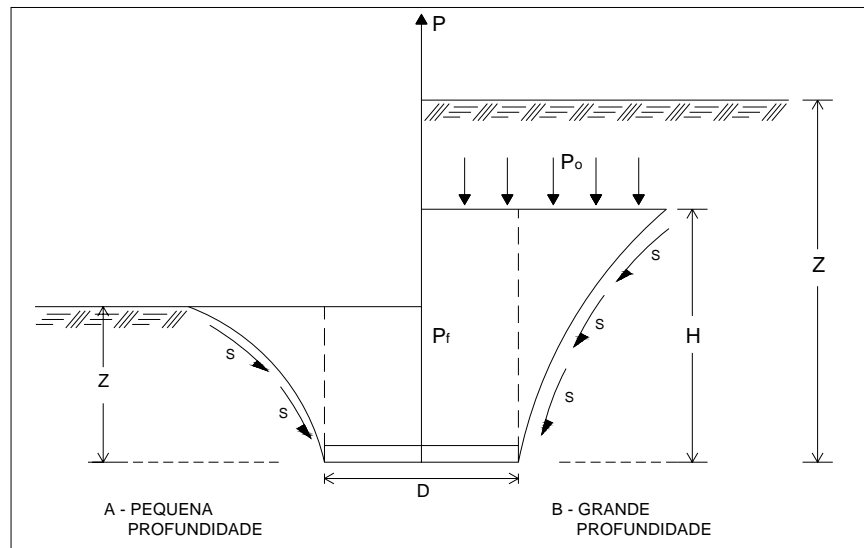


Figura 2.16 – Superfície de ruptura do Método de Meyerhof e Adams (1968)

A carga de ruptura é atingida quando uma massa de solo em forma de um tronco pirâmide é levantada e a superfície de ruptura atinge o nível do terreno, considerando fundações a pequenas profundidades. No caso de fundações a grandes profundidades, a superfície de ruptura não atinge o nível do terreno devido à compressibilidade e as deformações da massa de solo acima da base da fundação. Sendo tal superfície de ruptura limitada a um comprimento vertical H onde atua uma pressão de sobrecarga $p_0 = \gamma(z - H)$.

Portanto, Meyerhof e Adams (1968) obtiveram as seguintes expressões para o cálculo da carga última de fundações com base circulares para solos com coesão e ângulo de atrito:

- Pequenas profundidades ($z < D$)

$$P_u = \pi \cdot c \cdot D \cdot z + \frac{1}{2} (S \cdot \pi \cdot \gamma \cdot D \cdot z^2 \cdot K_v \cdot \text{tg } \phi) + P_f + P_s \quad (2.14)$$

- Grandes profundidades ($z > H$)

$$P_u = \pi \cdot c \cdot D \cdot H + \frac{1}{2}[S \cdot \pi \cdot \gamma \cdot D \cdot (2z - H) \cdot K_v \cdot \text{tg } \phi] + P_f + P_s \quad (2.15)$$

sendo: γ - peso específico do solo;

S - fator de forma; $S = 1 + (m \cdot z / B)$, com um valor máximo dado por $1 + (m \cdot H / B)$;

K_v - coeficiente nominal de empuxo de terra à tração (aproximadamente 0,9 a 0,95 para ϕ entre 25° e 40°);

m - coeficiente que depende de ϕ ;

H - comprimento vertical da superfície de ruptura acima da base da fundação;

P_f - peso da fundação;

P_s - peso de solo contido no cilindro acima da base, levantado na ruptura.

Um valor limite para a capacidade de carga à tração, é proposto por Meyerhof e Adams (1968), ao somar a capacidade de carga da base da fundação com o atrito lateral de seu fuste:

$$P_u = D (c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q) + A_l \cdot f + P_f + P_s \quad (2.16)$$

sendo: A_l - área lateral do fuste da fundação;

f - tensão lateral na ligação estaca solo;

N_c e N_q - fatores de capacidade de carga para fundações à compressão, obtidos por Meyerhof (1951).

O menor valor obtido pelas equações (2.14 ou 2.15) e (2.16), será o valor da capacidade de carga última à tração de uma fundação a ser considerado. Os valores de (H / D) e dos coeficientes “m” e “S”, das equações (2.14) e (2.16), encontram-se relacionados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Valores de H/D, coeficiente “m” e fator de forma “S” obtidos nos ensaios de Meyerhof e Adams (1968)

ϕ°	20	25	30	35	40	45	48
H/D	2,5	3	4	5	7	9	11
m	0,05	0,1	0,15	0,25	0,35	0,5	0,6
S	1,12	1,3	1,6	2,25	3,45	5,5	7,6

Fonte: Carvalho (1991)

2.6.1.5) Método Meyerhof (1973)

Em 1973, Meyerhof estende o método proposto por Meyerhof e Adams (1968) oferecendo condições de ser aplicado ao considerar situações tais como, estacas inclinadas submetidas a esforços excêntricos de tração e esforços axiais de tração inclinadas, bem como uma reformulação do método ao considerar estaca vertical sob esforço axial. A parcela da resistência lateral é obtida através da expressão (2.16), bastando apenas acrescentar o peso próprio da estaca ao valor obtido pela expressão, para o cálculo da carga última à tração.

$$Q_l = (\sigma'_0 K_u \operatorname{tg} \delta) A_s \quad (2.16)$$

sendo: $\sigma'_0 = \frac{1}{2}(\gamma L)$ - pressão efetiva média;

K_u - coeficiente de arrancamento;

δ - ângulo de atrito na interface solo-estrutura;

$A_S = \pi DL$ - área da superfície embutida da estaca circular.

Os valores do coeficiente de arrancamento K_u para estacas escavadas depende do valor do ângulo de atrito interno do solo (ϕ), obtido através do ábaco da Figura 2.17.

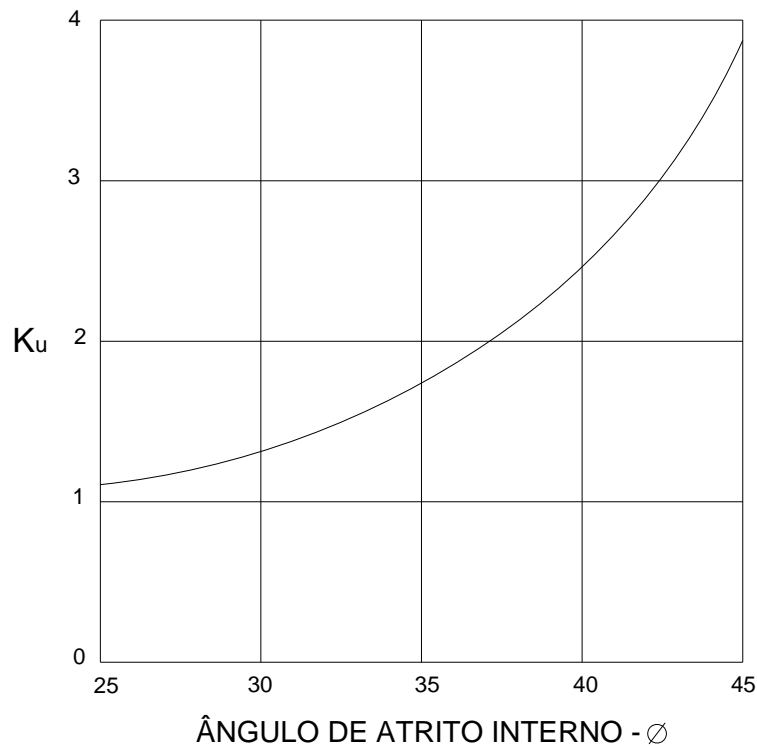


Figura 2.17 – Coeficiente de arrancamento teórico para estacas escavadas (Meyerhof, 1973a)

O método foi desenvolvido especificamente para estacas executadas em solos com coesão e ângulo de atrito, considerando a adesão (c_a) estaca-solo, o ângulo de atrito (δ) estaca-solo e um coeficiente de arrancamento (K_u), os quais dependem além das propriedades do solo, do tipo e do modo de instalação da estaca.

2.6.1.6 Método de Das (1983)

Este método foi desenvolvido com base nos ensaios em modelos de estacas em solos arenosos, com vários comprimentos (relação Z/D até 24), tendo Das (1983) concluído que a tensão lateral na ligação estaca-solo se desenvolve linearmente até uma profundidade crítica, a partir da qual permanece constante, verificando que tal profundidade crítica (Z_c/D) depende da compactidade relativa (D_r) da areia (Figura 2.18).

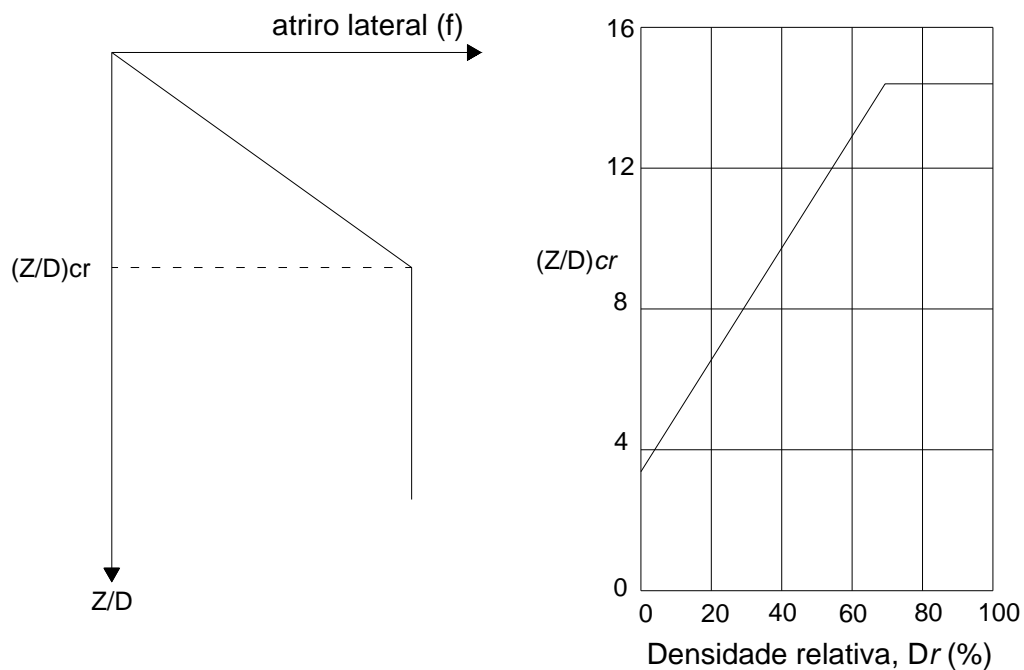


Figura 2.18 – Profundidade crítica em função da densidade relativa (Das, 1983)

Para obter o valor da carga última à tração, Das (1983) em sua metodologia, propõe que seja adotado os seguintes passos:

-com o diâmetro (D) e o comprimento enterrado (Z) da estaca, calcula-se a relação Z/D;

-estimada a compacidade relativa (D_r) da areia, determina-se (Z/D) crítico através das relações:

$$(Z/D)_{cr} = 0,156D_r + 3,58 \quad (D_r \leq 70\%) \quad (2.17)$$

$$(Z/D)_{cr} = 14,5 \quad (D_r \geq 70\%) \quad (2.18)$$

-se $(Z/D) < (Z/D)_{cr}$, a carga última à tração é calculada pela seguinte expressão:

$$P_u = \frac{1}{2}(D \cdot \gamma \cdot Z^2 \cdot K_u \cdot \text{tg } \delta) + P_f \quad (2.19)$$

-se $(Z/D) > (Z/D)_{cr}$, a carga última à tração é calculada pela seguinte expressão:

$$P_u = \frac{1}{2}(D \cdot \pi \cdot \gamma \cdot Z_{cr}^2 \cdot K_u \cdot \text{tg } \delta) + \gamma \cdot \pi \cdot D \cdot Z_{cr} \cdot K_u \cdot \text{tg } \delta \cdot (Z - Z_{cr}) + P_f \quad (2.20)$$

Onde:

$$Z_{cr} = (Z/D)_{cr} \cdot D \quad (2.21)$$

Nas expressões anteriores Das (1977) sugere obter valores do coeficiente de arrancamento (K_u), conforme proposto por Meyerhof (1973b) através da Figura 2.17 e ângulo de atrito estaca-solo (δ) variando de $0,40\phi$ (areias fofas) a ϕ (areias densas). No entanto, Das (1983) apresenta as variações de δ / ϕ com a compacidade relativa (D_r) da areia (Figura 2.19).

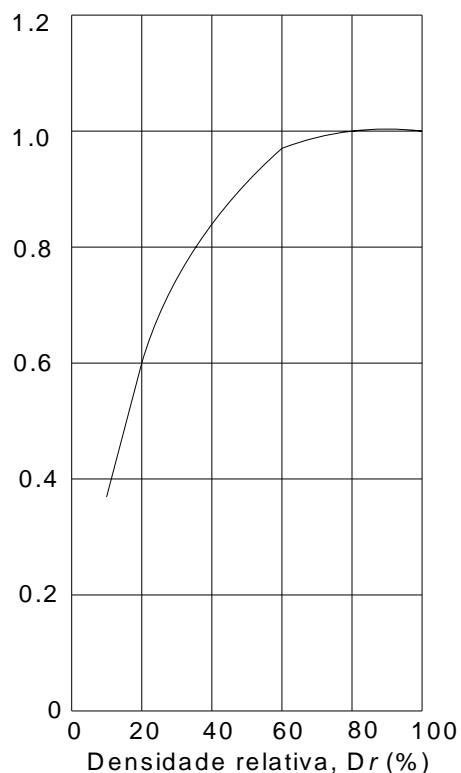


Figura 2.19 – Variação de δ/ϕ em função da densidade relativa (Das, 1977)

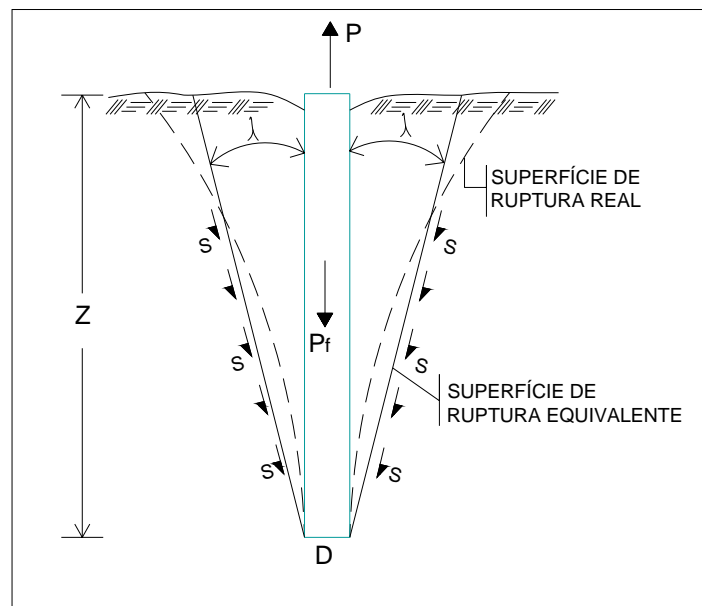
2.6.1.7) Método de Grenoble

Este método é considerado um dos mais aprimorados ao ser empregado na previsão da capacidade de carga à tração. Sendo desenvolvido pela equipe da Universidade de Grenoble (França), juntamente com a Electricité de France (E.D.F.), organização estatal francesa de energia elétrica, e amplamente divulgado por Biarez e Barraud (1968).

Envolvendo praticamente todos os tipos de fundação, o método tem por base uma formação de superfície de ruptura, em função do tipo do elemento de fundação, da profundidade do elemento de fundação e do tipo de solo, efeito de

sobrecarga na superfície do terreno, ao considerar o peso específico (γ), ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c) de todo tipo de solo.

Em análise à ruptura por tração em estacas, o método considera uma zona de solo que permanece solidária junto à estaca, sendo que a superfície de ruptura com um plano vertical se dá por uma reta que vai da base até a superfície do terreno, segundo um ângulo de inclinação λ o qual os autores sugerem adotar ($\lambda = -\phi / 8$) para fundações com D/B variando de 4 a 10.



Fonte: Carvalho (1991)

Figura 2.20 – Superfície de ruptura para estacas em solos homogêneos (Martin, 1966)

A carga última à tração é obtida considerando as seguintes parcelas dos estados de equilíbrio limite em meio homogêneo, segundo Carvalho (1991):

- equilíbrio sob a ação do peso próprio do conjunto estaca-solo solidário que provoca o atrito no contato da superfície de ruptura, ao qual corresponde o esforço $P_{f\phi}$, denominado “termo de atrito”;

- equilíbrio em um meio sem peso, mas coesivo, ao qual corresponde o esforço P_{fc} , denominado “termo de coesão”;
- equilíbrio em um meio sem peso, sob a ação de uma sobrecarga na superfície do terreno, denominado termo de sobrecarga P_q ;
- tendo que acrescentar ainda o peso P_γ do tronco de cone solidário à fundação, denominado termo de gravidade, e também o peso próprio da fundação P_f .

Somando-se então, as parcelas descritas, a carga última de uma estaca cilíndrica submetida a esforços verticais de tração é obtida pela expressão:

$$P_u = P_{f\phi} + P_{fc} + P_q + P_\gamma + P_f \quad (2.22)$$

Sendo estas parcelas obtidas conforme as seguintes relações:

- Termo de Atrito ($P_{f\phi}$)

$$P_{f\phi} = A_l \cdot \gamma \cdot Z \cdot M_\phi, \quad (2.23)$$

$$M_\phi = M_{\phi 0} [1 - 1/3 (\text{tg } \lambda \cdot Z/R)] \quad (2.24)$$

$$M_{\phi 0} = \text{sen}^2(\phi + \lambda) / 4\text{cos}^2\lambda \quad (2.25)$$

- Termo de Coesão (P_{fc})

$$P_{fc} = A_l \cdot c \cdot M_c \quad (2.26)$$

$$M_c = M_{c0} (1 - 1/2 \text{tg } \lambda \cdot Z/R) \quad (2.27)$$

$$M_{c0} = [(- \operatorname{tg} \lambda / \operatorname{tg} \phi) + (f / H) \cos \phi (1 + (\operatorname{tg} \lambda / \operatorname{tg} \phi))] \quad (2.28)$$

Onde a relação (f/H) é extraída do ábaco ilustrado na Figura (2.21).

- Termo de Sobrecarga (P_{fq})

$$P_{fq} = A \cdot q_0 \cdot M_q, \text{ com } M_q = M_{q0} (1 - (1/2 \operatorname{tg} \lambda Z/R)) \quad (2.29)$$

$$M_{q0} = (f_q / q) \operatorname{sen} \phi (1 + (\operatorname{tg} \lambda / \operatorname{tg} \phi)) = M_{c0} \cdot \operatorname{tag} \phi + \operatorname{tg} \lambda \quad (2.30)$$

(q_0 - sobrecarga uniforme e extensa atuante na superfície do terreno)

- Termo de Gravidade (P_γ)

$$P_\gamma = A_l \cdot \gamma \cdot Z \cdot M_\gamma \quad (2.31)$$

$$M_\gamma = M_{\gamma 0} (1 - (1/3 \operatorname{tg} \lambda \cdot Z/D)) \quad (2.32)$$

$$M_{\gamma 0} = - 1/2 (\operatorname{tg} \lambda) \quad (2.33)$$

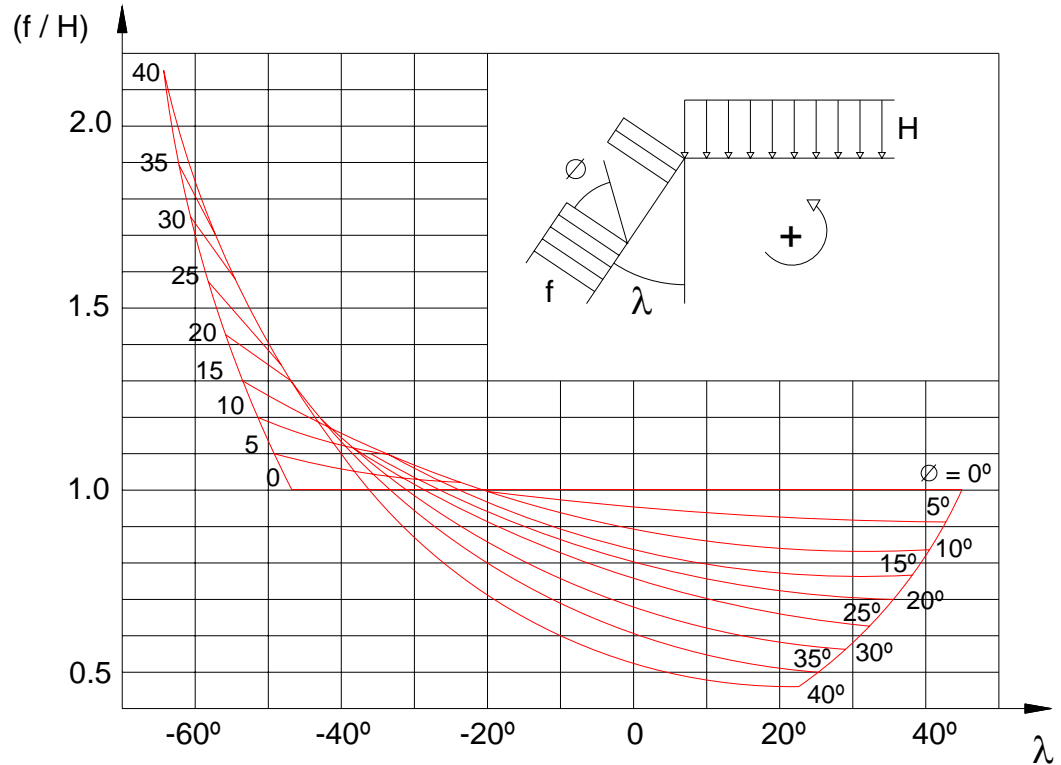
A partir destas correlações, obtém-se então a expressão final para o cálculo da carga última à tração:

$$P_u = A_l \cdot c \cdot M_c + \gamma \cdot Z \cdot (M_\phi + M_\gamma) + q \cdot M_q + P_f \quad (2.34)$$

sendo: A_l - área lateral enterrada da estaca

$$(M_\phi + M_\gamma) = (M_{\phi 0} + M_{\gamma 0}) (1 - 1/3 Z/R \operatorname{tg} \gamma) \quad (2.35)$$

$$M_{\phi 0} + M_{\gamma 0} = (\operatorname{sen} \phi \cdot \cos (\phi + 2\lambda)) / (2\cos^2 \lambda) \quad (2.36)$$



Fonte: Carvalho (1991)

Figura 2.21 – Ábaco do coeficiente de empuxo (f/H) em meio coesivo

2.6.1.8) Teoria da Resistência Lateral

Desenvolvida inicialmente para o cálculo da carga última à compressão de estacas, o método é hoje empregado também na determinação da carga última à tração, considerando que a ruptura ocorra no contato solo-estaca, sendo que a máxima tensão de cisalhamento ao longo do fuste da estaca é estimada através da seguinte expressão:

$$\tau_s = c_a + \sigma_h \cdot \text{tg } \delta \quad (2.37)$$

c_a - adesão entre a estaca e o solo;

σ_h - tensão horizontal (tensão normal entre a estaca e o solo) $\sigma_h = k_h \cdot \sigma_v$;
 δ - ângulo de atrito entre a estaca e o solo.

Desta forma, a resistência lateral última (P_{ul}) de uma estaca de seção constante, obedece a seguinte equação:

$$P_{ul} = p \int_{y=0}^{y=z} (c_a + k_h \cdot \text{tg } \delta \cdot \sigma_v) dy \quad (2.38)$$

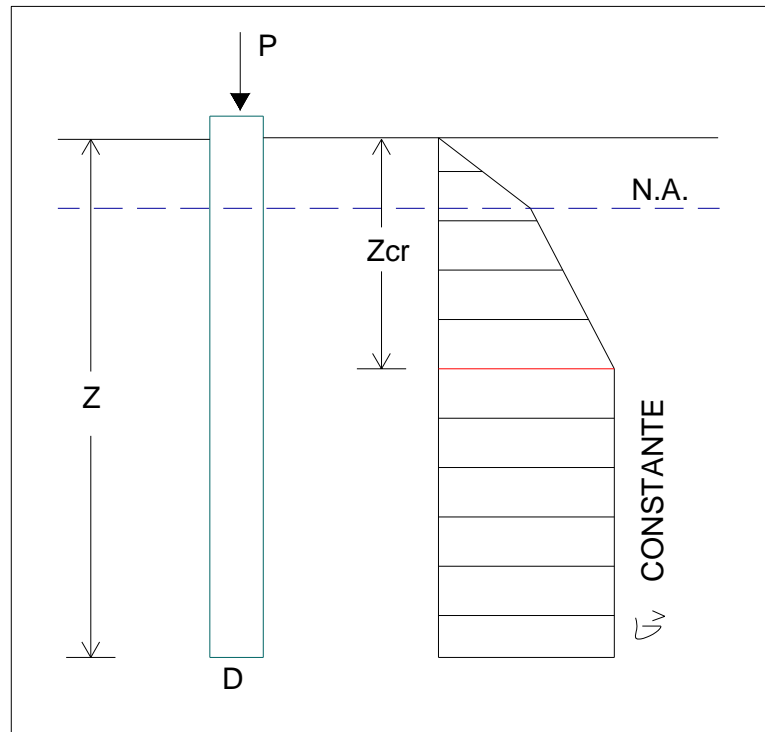
sendo :
 p - perímetro da estaca;
 z - comprimento da estaca;
 σ_v - tensão vertical devido ao peso do solo.

A determinação da carga lateral última (P_{lu}) de uma estaca é função da tensão vertical (σ_v), do coeficiente de empuxo horizontal (K_h), do ângulo de atrito entre a estaca e o solo (δ) e da adesão entre a estaca e o solo (c_a).

A tensão vertical (σ_v), para solos arenosos cresce até uma certa profundidade, denominada profundidade crítica (z_c), a partir da qual permanece constante, conforme diagrama ilustrado na Figura 2.22 sugerido por Poulos e Davis (1980). Já o coeficiente de empuxo horizontal (K_h), depende do ângulo de atrito (ϕ), do tipo e método de instalação da estaca, da compressibilidade do solo, das tensões horizontais no terreno e do tamanho e forma da estaca, sendo que a pressão exercida pelo concreto junto às paredes do solo, é fator que tende a aumentar o valor de K_h .

Poulos e Davis (1980) sugerem adotar, no caso de estacas escavadas ($\phi = \phi'_1$), sendo ϕ'_1 o ângulo de atrito do solo antes da escavação. O valor de δ pode ser obtido segundo o gráfico que apresenta a relação (δ / ϕ) variando em função

da densidade relativa idealizado por Das (1977), o qual sugere δ variando de $0,4 \phi$ (areias fofas) a ϕ (areias densas).



Fonte: Carvalho (1991)

**Figura 2.22 – Diagrama de tensões verticais ao longo do fuste da estaca
(Poulos e Davis, 1980)**

Maiores detalhes e considerações sobre os métodos até aqui expostos, podem ser encontrados nos trabalhos relevantes de Danziger (1983), Orlando (1985) ou Carvalho (1991).

2.6.2) Métodos baseados em correlações semi-empíricas

Alonso e Velloso (2002) relatam que no Brasil, até à década de 70, a capacidade de carga em fundações era estimada com base em correlações empíricas e/ou fórmulas teóricas as quais conduziam a valores muito discrepantes entre si. Somente a partir de 1975, começou a ser colocado em prática um método brasileiro através dos trabalhos desenvolvidos por Aoki e Velloso, os quais impuseram uma sistemática aos outros métodos que vieram a surgir. Estes métodos apresentam expressões usuais de capacidade de carga que correlacionam parâmetros de resistência e/ou deformabilidade obtidos em ensaios de campo com alguns coeficientes de majoração ou minoração em função do tipo de solo, processo de instalação e tipo de material do elemento estrutural de fundação. O PMT, DMT, CPT, SPT, SPT-T são os ensaios mais difundidos no meio técnico brasileiro.

2.6.2.1) Métodos baseados em resultados do PMT

2.6.2.1.1) Método de Ménard (1963)

O método com base nos parâmetros do PMT foi originalmente desenvolvido por Ménard (1963), e posteriormente vários outros contribuíram com as pesquisas dentre os quais se destacam Baguelin (1978), Jézéquel (1958), Bustamante e Gianceselli (1981). A parcela da resistência lateral à compressão é obtida então pela seguinte expressão:

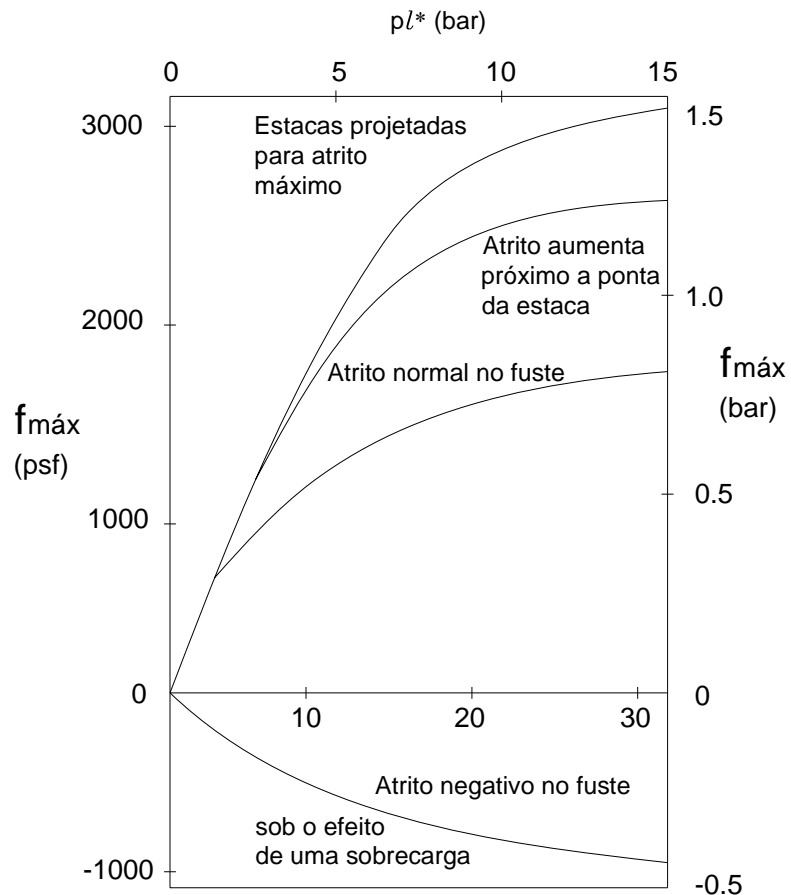
$$Q_f = \sum [f_{m\acute{a}x} \cdot \pi \cdot B \cdot \Delta z_i] \quad (\text{kPa}) \quad (2.39)$$

onde: $f_{\text{máx}}$ - atrito lateral unitário máximo na camada “i”;
 B - diâmetro do elemento de fundação;
 Δz_i - espessura da camada “i”.

Sendo $f_{\text{máx}}$ função da pressão limite líquida $p_l^* = (p_l - \sigma_{h_0})$ obtido através do ábaco exposto na Figura 2.23.

O valor da capacidade de carga última total é obtida pela expressão:

$$Q_u = \sum [f_{\text{máx}} \cdot \pi \cdot B \cdot \Delta z_i] + P_p \quad (\text{kN}) \quad (2.40)$$



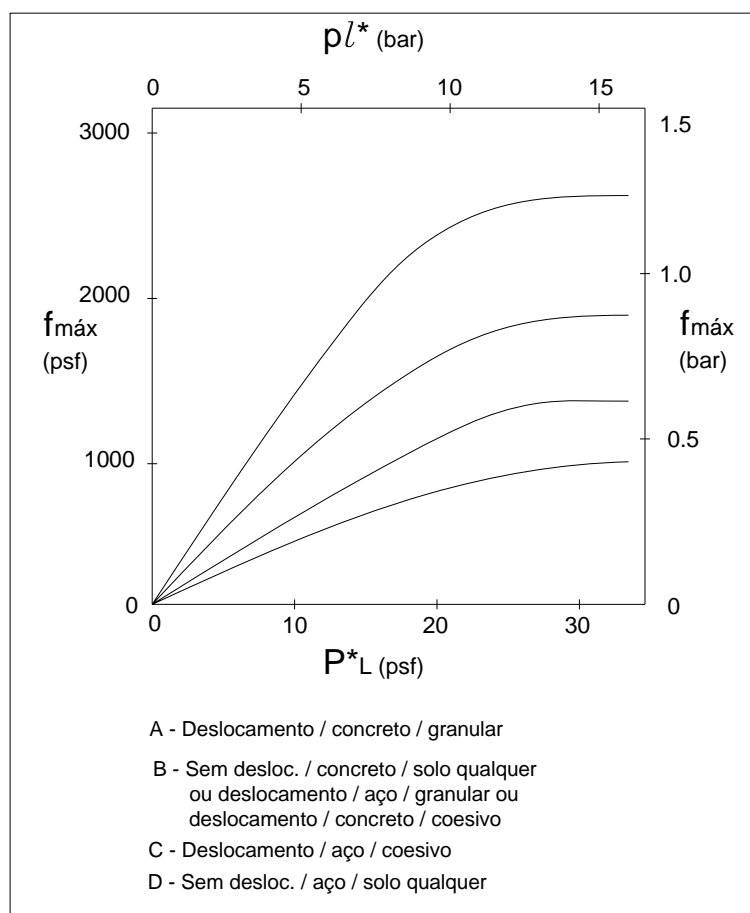
Fonte: Araújo (2001)

Figura 2.23 – Atrito lateral máximo em função da pressão limite (Ménard, 1963)

Os demais métodos desenvolvidos pelos outros autores anteriormente citados, utilizam a mesma expressão (2.40), diferenciando apenas na metodologia de estimativa do atrito lateral unitário ($f_{\text{máx}}$) ao variarem os ábacos para tal.

2.6.2.1.2) Método Baguelin et al. (1978)

Baguelin, Jézéquel e Shields (1978) sugerem para obtenção de ($f_{\text{máx}}$) o ábaco exposto na Figura 2.24.



Fonte: Araújo (2001)

Figura 2.24 – Atrito lateral máximo em função da pressão limite (Baguelin, Jézéquel e Shields, 1978)

2.6.2.1.3) Método Bustamante e Gianeselli (1981)

Para obtenção do atrito lateral unitário ($f_{m\acute{a}x}$), os autores recomendam a utilização da Tabela 2.2 em conjunto com o ábaco exposto na Figura 2.25.

Tabela 2.2 – Tipos de curvas (Figura 2.25) para determinar o atrito lateral unitário (Bustamante e Gianeselli, 1981)

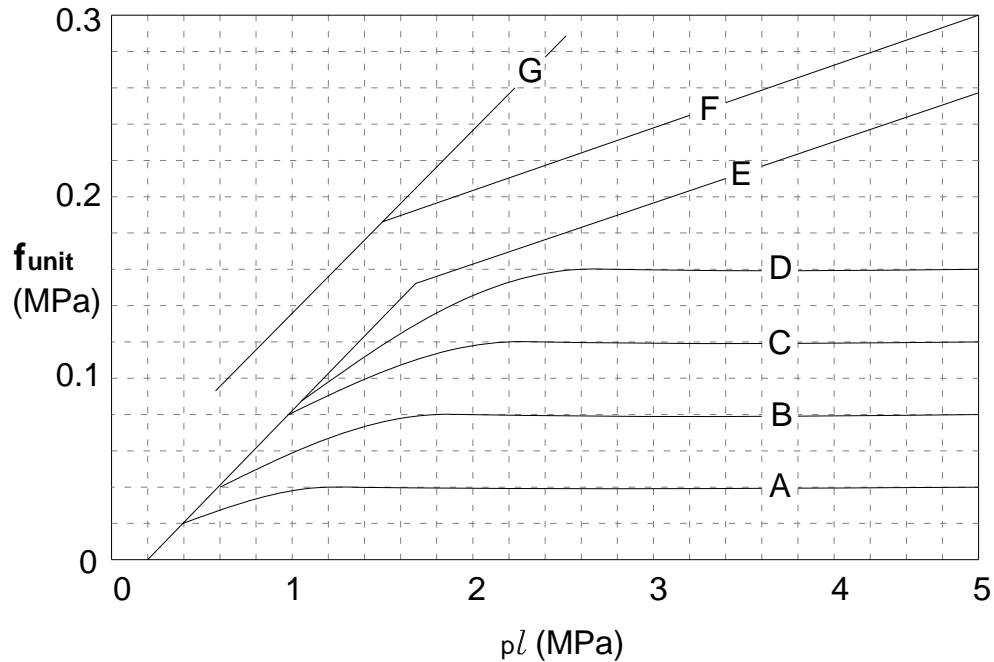
Tipo de solo	pl (kPa)	Estaca escavada sem revestimento	Estacas escavadas com revestimento		Estacas Cravadas		Injetadas com pressão	
			concreto	aço	concreto	aço	Baixa	Alta
Argila mole	0 - 700	A	A	A	A	A	B	
Argila rija	1200 - 2000	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A	B	E*
Argila dura	> 2000	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	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 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 pressão limite < 1500 kPa

Fonte: Araújo (2001)



Fonte: Araújo (2001)

**Figura 2.25 – Atrito lateral unitário em função da pressão limite
(Bustamante e Gianceselli, 1981)**

2.6.2.2) Método baseado em resultados do DMT

2.6.2.2.1) Método Peiffer

O método foi utilizado num trabalho realizado pela Universidade do Estado de Ghent na Bélgica, sendo realizados ensaios de DMT antes e depois da execução de estacas tipo escavadas com concreto injetado sob pressão, comparando os resultados com prova de carga e outros métodos, analisando o comportamento do solo adjacente ao longo do fuste da estaca ($L = 10$ m, $\varnothing = 35$ cm) considerando o tipo de solo e o volume excessivo de concreto penetrado nas paredes da cavidade. Assim atestou-se a eficiência do método na obtenção da capacidade de resistência lateral ao obter valores satisfatórios comparados à prova

de carga. Para aplicação deste método, é imprescindível o monitoramento da tensão horizontal efetiva ($\sigma'_{h,c}$) durante a realização do ensaio de DMT como indica a expressão de cálculo.

$$\rho = q_{u,s} / \sigma'_{h,c} \quad (2.41)$$

sendo: $q_{u,s}$ - atrito lateral unitário na interface solo/estaca
 $\sigma'_{h,c} = p_{0,c} - u_0$ (2.42)
 $\rho = 0,20$ (razão de atrito lateral), valor sugerido por (Marchetti et al, 1986) para o caso específico de estacas escavadas.

Portanto, a parcela da resistência lateral é obtida conforme a expressão:

$$Q_s = q_{u,s} \cdot A_s \quad (\text{kN}) \quad (2.43)$$

Sendo, A_s a área do fuste da estaca.

O valor da capacidade de carga última total é obtida pela expressão:

$$Q_u = Q_s + P_p \quad (\text{kN}) \quad (2.44)$$

Tanto para os métodos desenvolvidos com base em parâmetros do PMT como DMT, os autores não citam nenhum valor para o fator de segurança no cálculo da carga admissível, o que torna prudente adotar o coeficiente de segurança global igual a 2, segundo recomendações da NBR 6122 (ABNT, 1996).

2.6.2.3) Métodos baseados em resultados do SPT

2.6.2.3.1) Método Aoki-Velloso (1975)

Este método teve em seu início procedimentos que adotavam resultados extraídos do ensaio de penetração contínua (CPT). No entanto, foi elaborada também uma formulação que permite correlacionar os parâmetros do CPT com índice de resistência à penetração (N) do ensaio de penetração dinâmica SPT através dos coeficientes (α e K).

Segue as expressões e os critérios desenvolvidos para o cálculo da resistência lateral.

$$R_l = U \sum (r_l \Delta_l) \quad (\text{kN}) \quad (2.45)$$

sendo: R_l - resistência lateral (kN);

U - perímetro da seção transversal do fuste (m);

r_l - tensão média de adesão na camada considerada (kPa);

Δ_l - comprimento do fuste da estaca no trecho considerado (m).

$$r_l = f_c / F_2 \quad (\text{kPa}) \quad (2.46)$$

Sendo f_c o atrito lateral medido no ensaio CPT e F_2 obtido segundo a Tabela 2.3.

O valor de f_c pode ser obtido quando se tem o valor de q_c resistência de ponta medida no CPT pela seguinte expressão:

$$f_c = \alpha q_c \quad (2.47)$$

Quando não se dispõe de resultados do ensaio CPT, q_c pode ser correlacionado com o índice à penetração (N) do ensaio SPT.

$$q_c = K N_{SPT} \quad (2.48)$$

Os valores de α e K são obtidos na Tabela 2.4, podendo então reescrever a expressão r_1 :

$$r_1 = \alpha K N_1 / F_2 \quad (\text{kPa}) \quad (2.49)$$

Para o cálculo da capacidade de carga última total em estacas tracionadas vale a expressão:

$$R = P_p + [U \sum (\alpha K N_1 \Delta_1) / F_2] \quad (\text{kN}) \quad (2.50)$$

Quanto ao fator de segurança, os autores recomendam um valor igual a 2 no cálculo da carga admissível, aplicado a capacidade de carga última total.

Tabela 2.3 – Valores de F2 (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de Estaca	F₂
Franki	5,00
Aço	3,50
Concreto pré-moldado	3,50
Escavada de pequeno diâmetro	6,00
Escavada de grande diâmetro*	7,00

(*) Valor proposto por Alonso (1980)

Fonte: Cintra e Aoki (1999)

Tabela 2.4 – Valores de α e K (Aoki e Velloso, 1975)

TIPO DE SOLO	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
Areia siltosa	0,80	2,00
Areia siltosa-argilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilo-siltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte arenoso-argiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argiloso-arenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila areno-siltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila siltosa-arenosa	0,33	3,00

Fonte: Cintra e Aoki (1999)

2.6.2.3.2) Método Velloso (1981)

A metodologia apresenta uma proposta de maneira análoga aquela verificada em Aoki-Velloso (1975), sendo a parcela da adesão para cada camada de solo obtida mediante correlações entre os resultados de ensaios de penetração dinâmica (SPT) e estática (CPT), estimada segundo a expressão:

$$r_1 = f_c \quad (\text{kPa}) \quad (2.51)$$

Sendo f_c o atrito lateral ou adesão medido na haste do ensaio CPT. Não dispondo de resultado CPT, vale a seguinte correlação:

$$f_c = a' N^{b'} \quad (2.52)$$

Sendo os valores de a' e b' obtidos na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Valores dos coeficientes a, b, a' e b'

SOLO	PONTA		Atrito	
	a (kPa)	b	a' (kPa)	b'
Areias sedimentares submersas (1)	600	1	5	1
Argilas sedimentares submersas (1)	250	1	6,3	1
Solos residuais de gnaiss arenoso-siltosos submersos (1)	500	1	8,5	1
Solos residuais de gnaiss siltoso-arenosos submersos	400 (1)	1 (1)	8 (1)	1 (1)
	470 (2)	0,96 (2)	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)

Fonte: Cintra e Aoki (1999)

Sendo a parcela da resistência lateral obtida pela expressão:

$$Rl = \alpha \lambda U \sum (r_l \Delta l) \quad (\text{kN}) \quad (2.53)$$

sendo: - para estacas escavadas $\alpha = 0,5$
 - para estacas tracionadas $\lambda = 0,7$

O autor recomenda o fator de segurança global igual a 2 no cálculo da carga admissível, aplicado à capacidade de carga última total.

2.6.2.3.3) Método Décourt-Quaresma (1978)

Os autores desenvolveram o método de avaliação da capacidade de carga baseado essencialmente nos resultados do SPT, sendo que para a estimativa da resistência lateral (R_l) ao analisar a tensão de adesão ou atrito lateral (f_{sl}), considera o valor médio do índice de resistência à penetração (N_l) do SPT ao longo do fuste da estaca, sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo. O valor de N_l varia dentro dos limites, $3 \leq N_l \leq 50$ não considerando os valores utilizados na avaliação da resistência da ponta.

$$R_l = f_{sl} S_l \quad (\text{kN}) \quad (2.54)$$

sendo: $f_{sl} = 10 [(N_l / 3) + 1] \quad (\text{kPa}) \quad (2.55)$

O valor da capacidade de carga total última é obtido segundo a expressão:

$$R = P_p + 10 [(N_l / 3) + 1] S_l \quad (\text{kN}) \quad (2.56)$$

Os autores recomendam utilizar o fator de segurança global igual 2 aplicado ao valor médio da capacidade de carga total última, no cálculo da capacidade de carga admissível.

2.6.2.3.4) Método Décourt (1996)

Décourt propõe a introdução dos coeficientes α e β na metodologia já consagrada Décourt-Quaresma (1978), assumindo a seguinte expressão ao calcular a capacidade última total.

$$Q_u = \alpha q_p A_p + \beta q_l A_l \quad (\text{kN}) \quad (2.57)$$

$$\text{sendo: } q_l = 10 (N/3 + 1) \quad (\text{kPa}) \quad (2.58)$$

$$q_p = C N_p \quad (2.59)$$

(N_p = valor médio do índice de penetração N na profundidade da ponta da estaca, ou imediatamente acima e abaixo)

O autor propõe valores tabelados para os coeficientes α e C para o cálculo da resistência de ponta. Porém, no presente trabalho interessa apenas a resistência lateral, sendo necessário expor apenas a Tabela 2.6 com valores de β . Bastando apenas substituir a parcela referente à resistência de ponta pelo peso próprio da estaca no cálculo da resistência lateral total última.

$$Q_u = P_p + \beta q_l A_l \Rightarrow Q_u = P_p + 10 \beta A_l (N/3 + 1) \quad (\text{kN}) \quad (2.60)$$

Quanto ao fator de segurança, o autor recomenda o valor de 1,3 para a parcela do atrito lateral, 4 para parcela de ponta no caso de estacas solicitadas à compressão, e um fator de segurança global 2 aplicado à capacidade de carga total última, ao estimar a carga admissível.

Tabela 2.6 – Valores do coeficiente β em função do tipo de solo e estaca (Décourt, 1996)

Tipo de Estaca \ Tipo de Solo	Tipo de Estaca					
	Cravada	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob pressão
Argilas	1,00	0,80	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos Intermediários	1,00	0,65	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	1,00	0,50	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

(*) Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Cintra e Aoki (1999)

2.6.2.4) Métodos baseados em resultados do SPT-T

2.6.2.4.1) Método de Alonso (1996)

O método foi elaborado com base em ensaios SPT-T (Ranzini, 1988 e 1994), após algumas considerações e correlações, tendo para estimativa do atrito lateral a expressão:

$$P_L = U L r_l \quad (\text{kN}) \quad (2.61)$$

sendo: U - Perímetro da estaca (m)
 L - Comprimento da estaca (m)
 r_l - Adesão média ao longo do fuste da estaca (kPa)

Correlacionando as expressões:

$$f_s = 15 + 5 N \rightarrow (\text{Alonso, 1994}) \quad (\text{kPa}) \quad (2.62)$$

$$r_l = 10 + 3.3 N \rightarrow (\text{Décourt-Quaresma, 1978}) \quad (\text{kPa}) \quad (2.63)$$

Alonso utiliza para o cálculo da adesão média a expressão:

$$r_l = 0,65 \cdot f_s \quad (\text{kPa}) \quad (2.64)$$

Sendo que a partir da expressão de Ranzini (1994),

$$f_s = (100 T_{\text{máx}}) / (0.41h - 0.032) \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2.65)$$

considerando $h = 45$ cm, Alonso utiliza a seguinte expressão para o cálculo de f_s :

$$f_s = T_{m\acute{a}x} / 18 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2.66)$$

Então, para o cálculo da carga última total à tração vale a expressão:

$$Q_u = P_p + (0,65 U L T_{m\acute{a}x}) / 18 \Rightarrow Q_u = P_p + 0,036 U L T_{m\acute{a}x} \quad (2.67)$$

O autor recomenda usar fator de segurança global no valor de 2, para o cálculo da carga admissível, empregado a carga última total.

2.6.2.4.2) Método de Décourt (1996)

Além das modificações na metodologia Décourt e Quaresma (1978) ao introduzir os índices α e β , Décourt (1996) sugere utilizar a seguinte equação quando houver dados disponíveis do ensaio SPT-T:

$$N_{eq} = T / 12 \quad (2.68)$$

Assim, os valores de N podem tanto corresponder ao N tradicional como ao N_{eq} , ao ser empregado na metodologia Décourt (1996) que utiliza dados do SPT. Para tal metodologia, ao substituir o N por N_{eq} , a carga total última será obtida pela seguinte expressão:

$$Q_u = P_p + 10 \beta A_1 (N/3 + 1) \Rightarrow Q_u = P_p + 10 \beta A_1 (T/36 + 1) \quad (2.69)$$

2.6.2.4.3) Método Ranzini (2000)

Apesar da metodologia ter sido desenvolvida para estacas tipo Hélices-Contínuas, o autor sugere que pode ser aplicada a outros tipos de estacas. Para o cálculo da parcela da resistência lateral (PL) Ranzini (2000) apresenta a seguinte expressão:

$$PL = s_1 f_l A_l \quad (2.70)$$

sendo: s_1 - 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 de s_1 , o autor recomenda que este coeficiente seja estimado mais adequadamente através de provas-de-carga instrumentadas. Portanto, foi aqui utilizado $s_1 = 2$, sugerido por Peixoto (2001) ao aplicar o método Ranzini (2000) em estacas escavadas.

O valor da tensão de atrito lateral (f_l) é obtido considerando que tal tensão é inteiramente mobilizada quando se verifica na prova de carga um deslocamento de dez milímetros. Em virtude disso, Ranzini (2000) considerou mais prudente e lógico utilizar o atrito lateral medido em função do torque residual, devido à expressão reproduzir uma condição similar ao deslizamento do fuste contra o solo.

$$f_l = \Sigma \Delta l_i f_{T_{res}} / \Sigma \Delta l_i \quad (\text{kPa}) \quad (2.71)$$

em que: Δl_i é o comprimento do trecho elementar de ordem “i” do fuste;
 $f_{T_{res}}$ é a tensão de atrito lateral residual medida pelo torquímetro na altura do trecho elementar de ordem “i” do fuste.

Então, a carga total última à tração pode ser obtida segundo a expressão:

$$PR = P_p + PL \Rightarrow PR = P_p + s_l A_l (\Sigma \Delta l_i fT_{res} / \Sigma \Delta l_i) \quad (\text{kN}) \quad (2.72)$$

2.6.2.4.4) Método de Peixoto (2001)

Este método foi desenvolvido tomando por base a proposta de Ranzini (2000), sendo a este inserido algumas modificações elaboradas no trabalho de Peixoto (2002) ao desenvolver um torquímetro elétrico possibilitando uma análise mais refinada quanto ao emprego desse instrumento na determinação da resistência lateral em estacas. Para tal, foi introduzido um coeficiente F_1 que é função de $(T_{m\acute{a}x} / N)$ e tipo de estaca, utilização de $fT_{m\acute{a}x}$ em substituição a f_i , bem como novos valores de s_l , obtendo a seguinte expressão para o cálculo da resistência lateral:

$$PL = F_1 s_l fT_{m\acute{a}x} A_l \quad (\text{kN}) \quad (2.73)$$

sendo: F_1 - fator de correção conforme Tabela 2.7;
 s_l - coeficiente em função da estaca (Tabela 2.7);
 A_l - área da superfície lateral da estaca (m^2).

$$fT_{m\acute{a}x} = \Sigma \Delta l_i fT_{m\acute{a}x_i} / \Sigma \Delta l_i \quad (\text{kPa}) \quad (2.74)$$

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

Então, a carga total última à tração pode ser obtida segundo a expressão:

$$PR = P_p + PL \Rightarrow PR = P_p + F_1 s_l A_l (\Sigma \Delta l_i fT_{m\acute{a}x_i} / \Sigma \Delta l_i) \quad (\text{kN}) \quad (2.75)$$

Tabela 2.7 – Valores dos coeficientes S_1 e F_1 (Peixoto, 2001)

Tipo de estaca	s_1	F_1	
		$T_{m\acute{a}x} / N < 1$	$T_{m\acute{a}x} / N > 1$
Pré-moldada de pequeno diâmetro	0,8		
Omega	3,0		
Metálica	0,3	1,0	1,0
Injetada de pequeno diâmetro	2,0		
Raiz	1,5		
Strauss	0,8	1,3	0,7
Franki	0,8	0,7	0,5
Apiloadas	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

Fonte: Peixoto (2001)

2.7) Relatos de caso de aplicações dos métodos de cálculo

Estão aqui expostos os resultados de várias pesquisas que utilizaram os métodos apresentados no item 2.6, possibilitando uma análise dos inúmeros trabalhos já realizados em pró da evolução e refinamento da aplicação dos métodos. Na Tabela 2.8 e 2.9, encontram-se os valores da resistência lateral ($Q_{l,cal}$) e carga de ruptura ($Q_{R,cal}$) obtidas através dos métodos teóricos e semi-empíricos respectivamente, sendo estes valores relacionados com resultados de prova de cargas ($Q_{l,PC}$), levando-se em conta as características geotécnicas de cada região quando da aplicação dos métodos em questão.

Tabela 2.8 – Resultados da aplicação de métodos teóricos na obtenção da resistência lateral

MÉTODO	AUTOR DA PESQUISA	SOLO	FUNDAÇÃO (estaca / tubulão)	SOLICITAÇÃO	Q _{lcal} (kN)	Q _{lcal} / Q _{lpc}
Meyrhof e Adams (1968)	Carvalho (1991)	Areia argilosa	Estaca escavada (L = 10 m, d = 40 cm)	Tração	228	0,56
Meyrhof (1973)	Carvalho (1991)	Areia argilosa	Estaca escavada (L = 10 m, d = 40 cm)	Tração	621	1,52
Das (1983)	Carvalho (1991)	Areia argilosa	Estaca escavada (L = 10 m, d = 40 cm)	Tração	469	1,15
	Menezes (1997)	Areia argilosa	Pré-moldada (L = 13 m, As = 17 x 17 cm ²)		224	3,33
Grenoble	Carvalho (1991)	Areia argilosa	Estaca escavada (L = 10 m, d = 40 cm)	Tração	504	1,24
	Menezes (1997)	Areia argilosa	Pré-moldada (L = 13 m, As = 17 x 17 cm ²)		366	5,55
Teoria da Resistência Lateral	Carvalho (1991)	Areia argilosa	Estaca escavada (L = 10 m, d = 35 cm)	Tração	363	0,99
	Menezes (1997)	Areia argilosa	Pré-moldada (L = 13 m, As = 17 x 17 cm ²)		224	3,33

Nota:

Q_{lcal} – Resistência lateral calculada através dos métodos teóricos

Q_{lpc} – Resistência obtida nas provas de carga

Tabela 2.9 – Resultados da aplicação de métodos semi-empíricos na obtenção da resistência lateral

MÉTODO	AUTOR DA PESQUISA	SOLO	FUNDAÇÃO (estaca / tubulão)	SOLICITAÇÃO	QI _{cal} (kN)	QI _{calc} / QI _{PC}	QR _{cal} / QR _{PC}
Ménard (PMT)	Araújo (2001)	Silte argiloso	Tubulão base alargada (L=5,2; d=0,6; B=1,2)	Compressão	410	0,70	-
Banguelin (PMT)	Araújo (2001)	Silte argiloso	Tubulão base alargada (L=5,2; d=0,6; B=1,2)	Compressão	400	0,67	-
Gianeselli (PMT)	Araújo (2001)	Silte argiloso	Tubulão base alargada (L=5,2; d=0,6; B=1,2)	Compressão	128	0,21	-
Peiffer (DMT)	Peiffer e Van Impe	Areia siltosa	Injetada sob pressão (L = 10 m, d = 35 cm)	Compressão	678	0,90	1,00
Aoki-Velloso (SPT)	Menezes (1997)	Areia argilosa	Pré-moldada (L = 13 m, As = 17 x 17 cm ²)	Compressão	239	1,46	1,67
	Abulquerque (2001)		Pré-moldada (L = 14, d = 18 cm)	Compressão	171	0,78	0,89
Décourt e Quaresma (SPT)	Carvalho (1991)	Silte argiloso	Escavada (L = 10 m, d = 35 cm)	Tração	222	0,76	-
	Abulquerque (2001)	Areia argilosa	Pré-moldada (L = 14, d = 18 cm)	Tração	206	0,94	0,95
Décourt (SPT)	Décourt e Niyama (1994)	Silte argiloso	Pré-moldada (L = 9 m, d = 50 cm)	Compressão	1130	1,13	1,34
	Abulquerque (2001)	Areia argilosa	Pré-moldada (L = 14, d = 18 cm)	Tração	206	0,94	0,95
Velloso (SPT)	Carvalho (1991)	Silte argiloso	Escavada (L = 10 m, d = 35 cm)	Tração	405	1,02	-
Alonso (SPT-T)	Menezes (1997)	Areia argilosa	Pré-moldada (L = 13 m, As = 17 x 17 cm ²)	Compressão	182	0,99	1,04
	Carvalho (1991)	Silte argiloso	Raiz (L = 10 m, d = 40 cm)		701	0,75	0,85
Décourt (SPT-T)	Menezes (1997)	Areia argilosa	Pré-moldada (L = 13 m, As = 17 x 17 cm ²)	Compressão	194	1,11	0,97
	Ferreira (1998)	Areia siltosa	Apiloadada (L = 3 m, d = 25 cm)		65	0,85	0,94
	Abulquerque (2001)	Silte argiloso	Ômega (L = 12 m, d = 40 cm)		1218	0,85	0,98
Ranzini (SPT-T)	Peixoto (2001)	Silte argiloso	Escavada (L = 12 m d = 45 cm)	Compressão	503	0,74	1,10
			Hélice contínua (L = 12 m, d = 40 cm)	Compressão	667	0,81	0,95
Peixoto (SPT-T)	Peixoto (2001)	Areia argilosa	Raiz (L = 9,00 d = 15,00 cm)	Tração	452	1,05	-
			Pré-moldada (L = 14 m, d = 18 cm)		199	1,06	-
		Silte argiloso	Hélice contínua (L = 10 m, d = 50 cm)		723	1,11	-
			Escavada (L = 10 m, d = 50 cm)		328	0,78	-

Nota:

QI_{cal} – Resistência lateral calculada através dos métodos semi-empíricos

QI_{PC} – Resistência obtida nas provas de carga

QR_{cal} – Carga de ruptura calculada através dos métodos semi-empíricos

QR_{PC} – Carga de ruptura obtida nas provas de carga

2.8) Análise dos métodos com base na revisão bibliográfica e nos relatos de casos

Expõe-se aqui uma avaliação crítica e analítica das variáveis que supostamente influenciaram os resultados expostos nas Tabelas 2.8 e 2.9, ora conservadores, ora arriscados, com base numa análise criteriosa de cada caso.

2.8.1) Análise do emprego dos métodos teóricos

Estes métodos mais uma vez apresentaram uma discrepância considerável entre si. Contudo, cada caso deve ser analisado isoladamente, pois a generalização fatalmente conduz a conclusões distorcidas, comprometendo o potencial do método analisado. Partindo desse pressuposto, segue então algumas considerações a respeito de cada método utilizado.

➤ Método Meyerhof e Adams (1968)

- os coeficientes (m , s) são obtidos para pequenos valores de profundidade relativa (Z/D);
- o método não faz nenhuma distinção das camadas do subsolo;
- não considera sobrecarga na superfície do terreno;
- conduziu a valores baixos de resistência lateral, conservador.

➤ Método Meyerhof (1973)

- não faz distinção sobre as camadas de solo;
- não sugere valores de adesão (c_a) nem ângulo de atrito (δ) estaca-solo, podendo estes apresentarem uma larga variação em função das propriedades do solo, tipo e modo de instalação da estaca;
- apresentou um valor superestimado para resistência lateral.

➤ **Método de Das (1983)**

- o método foi desenvolvido para estacas mais profundas;
- apresenta propostas para obtenção de coeficientes (K_u , δ);
- apresentou resultado satisfatório nos trabalhos de Carvalho (1991);
- não se pode atribuir ao método o desempenho desfavorável no trabalho de Menezes (1997),

pois este justifica o baixo valor encontrado nas provas de carga devido a influência de vibrações ao cravar a estaca e uma possível carga aprisionada (residual) no trecho inferior da estaca agindo no mesmo sentido da força de tração.

➤ **Método Grenoble**

- o método faz uma abordagem mais refinada em relação aos demais, ao serem considerados

vários aspectos geotécnicos e físicos envolvendo todo tipo de fundação;

- apresenta uma melhor definição da superfície de ruptura;
- considera uma zona de solo junto à estaca que permanece solidária na ruptura à tração;

- apresentou resultado satisfatório nos trabalhos de Carvalho (1991), sendo as mesmas

considerações a respeito dos trabalhos de Menezes (1997) aqui aplicadas.

➤ **Método da Teoria da Resistência Lateral**

- por ser desenvolvido para estacas solicitadas à compressão, é somente aplicado para estacas

solicitadas à tração considerando que a ruptura ocorra no contato solo-estaca;

- atenções especiais devem ser dispensadas ao obter valores do coeficiente de empuxo

horizontal (K_h), pois além de depender de vários parâmetros, a pressão exercida pelo concreto

junto às paredes do solo, é fator que tende a aumentar seu valor;

- apesar das condicionantes levantadas, o método apresentou o melhor desempenho na

obtenção da resistência lateral nos trabalhos de Carvalho (1991), considerando os mesmos

fatores levantados no método Das (1983), para os trabalhos de Menezes (1997).

Pode-se então observar que os métodos de Das e Teoria da Resistência Lateral foram os que apresentaram resultados mais satisfatórios, pois os métodos foram desenvolvidos observando-se os conceitos da mecânica dos solos possibilitando sua aplicabilidade aos diversos tipos de solo e fundações existentes.

O Método Grenoble mostrou excelente desempenho confirmando ser um dos métodos mais confiáveis, devendo para tanto dispensar atenção ao considerar $\lambda = \phi / 8$ ou $\lambda = 0$, que orientam a superfície de ruptura. Ao considerar $\lambda = 0$ em solos granulares o método apresenta melhor desempenho, já que nesses solos é mais provável que a ruptura ocorrerá no contato solo-estrutura, o que em solos mais finos devido a uma adesão maior entre solo-estrutura, a ruptura ocorrerá segundo uma superfície cônica de ruptura, sendo recomendado então a utilização de $\lambda = \phi / 8$ para uma melhor estimativa no valor da resistência lateral.

Outro aspecto relevante a ser considerado, quando da aplicação destes métodos, é a influência base alargada ou não do elemento estrutural, na formação da superfície de ruptura.

2.8.2) Análise do emprego dos métodos semi-empíricos

O emprego destes métodos conduz no geral a valores mais satisfatórios e realísticos, já que os parâmetros geotécnicos são obtidos por ensaios de campo que revelam as peculiaridades do solo a ser utilizado nas fundações. Ficando então as distorções atribuídas à condução e interpretação dos ensaios, e elaboração e correção de alguns coeficientes dos métodos ao variar o tipo de solo.

➤ **Métodos com base nos ensaios PMT**

- o proposto por Ménard, quanto da obtenção da pressão limite (p_1), conduzem a valores mais satisfatórios;

- pelo exposto, não há inconvenientes em se utilizar os valores extraídos no ponto que determina o início da fase pseudo-elástica da curva corrigida. Já que existem relatos que ao realizar o pré-furo altera-se o estado natural do solo, sendo mais viável o procedimento anterior descrito quanto da obtenção de σ_{h0} ser utilizado nos pressiômetros autoperfurantes;

- os valores obtidos com base nestes métodos conduziram a resultados satisfatórios, evidenciando o potencial do equipamento, devido os parâmetros de tensão e deformabilidade serem obtidos a partir da expansão da cavidade cilíndrica gerada no interior do pré-furo.

➤ **Método com base nos ensaios DMT**

- o método é função da tensão efetiva horizontal (σ'_h) calculo da resistência lateral, sendo o DMT um equipamento eficiente para monitorar este parâmetro ao longo da profundidade;

- na literatura brasileira não há relatos de aplicação deste método;

- no estudo de caso apresentado, fica evidente a eficácia do Método Peiffer diante do resultado satisfatório.

➤ **Métodos com base nos ensaios SPT**

- a experiência brasileira utilizando estes métodos é ampla, diante das inúmeras pesquisas e casos reais de obras que atestam a adequação e potencialidade do SPT ao ser utilizado em nossos solos;

- todos os outros equipamentos utilizam correlações que possibilitam averiguar seus parâmetros com base nos valores de N_{SPT} ;

- ao se utilizar os métodos, dependendo do perfil do solo, deve-se corrigir o valor N_{SPT} ;

- apesar de existir pequenas distorções nos valores, os métodos conduzem a resultados satisfatórios.

➤ **Métodos com base nos ensaios SPT-T**

- apesar de serem métodos mais recentes que os demais, não se pode eximir a potencialidade e refinamento nos cálculos da resistência lateral;

- apresentam valores satisfatórios, alguns nem tanto, podendo ser atribuído perda de atrito entre o amostrador ao gerar vibrações quando da sua cravação em solos granulares, conduzindo a valores conservadores da resistência lateral, pois pode-se observar que raramente estes métodos superestima os valores obtidos;

- os métodos se mostram mais eficientes também em função do tipo de estaca. Observa-se que no caso de estacas pré-moldadas os resultados se apresentam mais uniformes, enquanto para demais, oscilam.

Ao serem analisados, os métodos semi-empíricos apresentam variações ao se determinar a resistência lateral. Isso se deve ao fato que um método desenvolvido para um certo tipo de fundação, considerando as características geométricas do elemento estrutural e parâmetros geotécnicos, irá variar os resultados quando aplicado de forma mais ampla em outros tipos de solos e fundação.

Ao analisar os resultados das cargas de ruptura, os métodos semi-empíricos conduzem a valores melhores, mais próximo de 1, e ao ser analisadas apenas as resistências laterais, estas conduzem a valores não próximo de 1. Neste caso devem ser levadas em consideração as análises das resistências de ponta e lateral separadamente, pois, enquanto uma apresenta valores conservadores a outra pode conduzir a valores superdimensionados. Assim não se correrá o risco de obter uma análise distorcida dos resultados.

Quanto à análise da carga admissível, ao aplicar métodos que definem seus fatores de segurança a serem utilizados, pode melhorar a relação com a carga admissível encontrada nas provas de carga chegando a valores mais próximo e igual a um 1.

3 . MATERIAL E MÉTODOS

Segue neste item uma descrição do local e caracterização geotécnica onde foram realizadas as provas-de-carga, bem como a metodologia adotada para sua realização, locação dos ensaios de campo, entre outras informações indispensáveis à realização desse trabalho.

3.1) Localização e descrição do Campo Experimental II

Os trabalhos de campo e laboratório foram todos realizados na Universidade Federal de Viçosa / MG, sendo que esta cidade está localizada na região da Zona da Mata do Estado de Minas Gerais, a uma altitude de 651 m, latitude de 20°45' S, longitude de 42°51' W, temperatura média anual de 19,5 °C e precipitação média anual de 1.226,8 mm.

O Campo Experimental em questão está localizado no Campus da Universidade Federal de Viçosa, nas dependências da fábrica de pré-moldados (fábrica de manilhas), aos fundos do Departamento de Engenharia Agrícola, conforme ilustra a Figura 3.1. Este Campo Experimental foi inaugurado e identificado como Campo Experimental II em virtude das primeiras pesquisas

nele realizadas em 2003, que deu origem ao trabalho de mestrado realizado por Borges (2004), o qual justificou a escolha desta área pelas seguintes características: por não apresentar até os 9 m de profundidade qualquer ocorrência de nível d'água já que as estacas serão assentadas a 6 m, por apresentar um perfil de subsolo homogêneo conforme ilustra a Figura 3.2, proporcionando condições ideais à execução de estacas escavadas.

Não foi realizada nenhuma análise mineralógica referente à área em estudo. No entanto, pode-se observar a presença, em proporções mínimas, de um material que se identifica táctil como quartzo, feldspato e mica, variando ao longo da profundidade quando da escavação das estacas e da realização dos pré-furos do PMT.

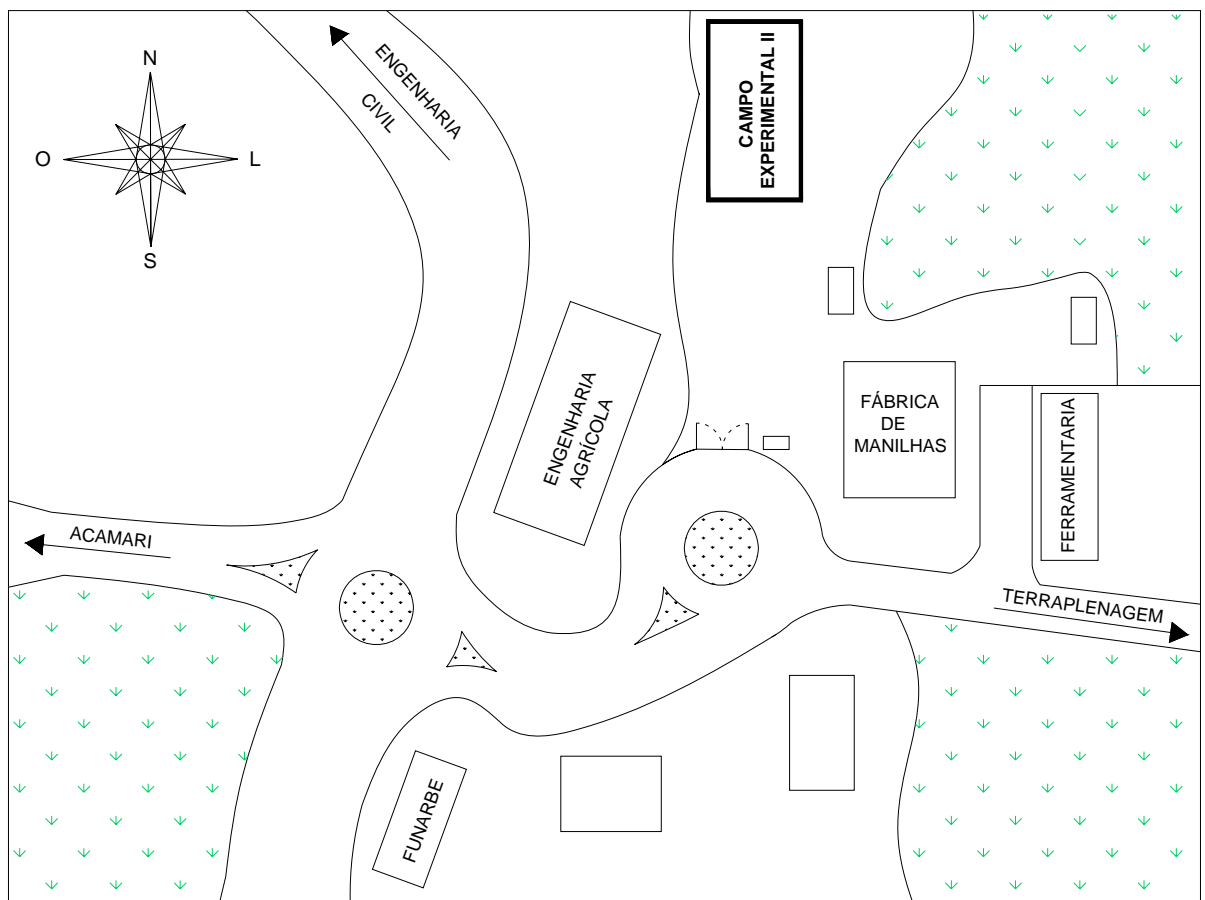


Figura 3.1 – Localização do Campo Experimental II - DEC/UFV

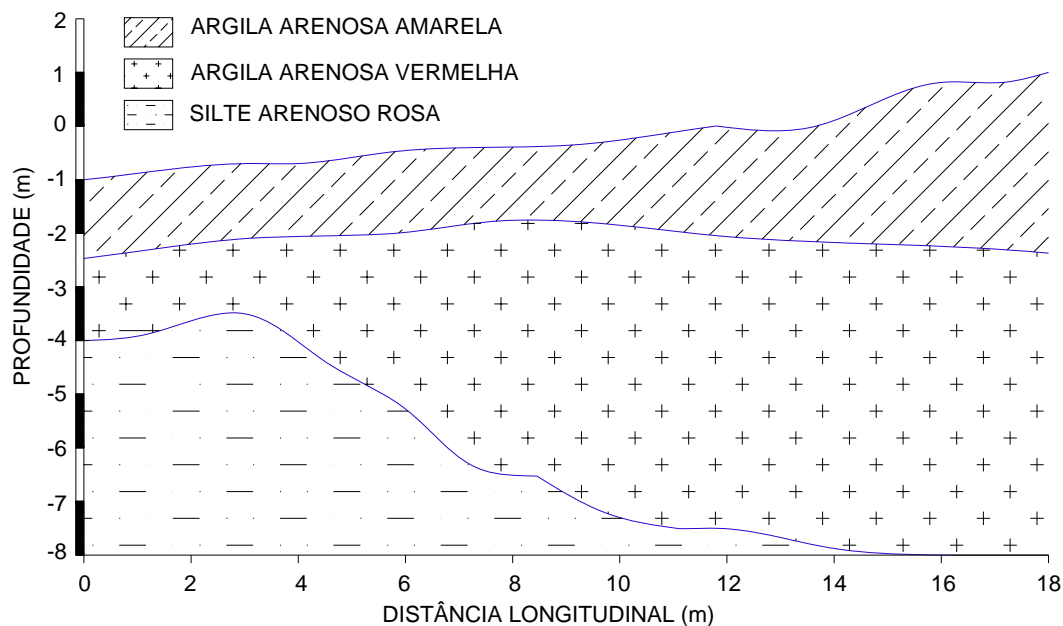


Figura 3.2 – Perfil do subsolo estudado

3.2) Ensaios de campo e laboratório

Com a finalidade de se obter o máximo de parâmetros geotécnicos, possibilitando uma identificação do ponto de vista de deformabilidade e resistência do solo, realizou-se uma série de ensaios de campo e laboratório em conjunto com Borges (2004). Os ensaios de campo realizados foram: 04 PMT, 04 DMT, 06 SPT e 03 SPT-T. Para a extração de amostras indeformadas do solo, foi aberto um poço de coleta atendendo às especificações da NBR 9604 (ABNT, 1986). A locação e distribuição dos ensaios e do poço se encontram Figura 3.3.

Os ensaios de laboratório realizados foram os seguintes: limites de consistência, massa específica dos sólidos, massa específica do solo, teor de umidade, análise granulométrica e ensaio especial triaxial CID_{nat} .

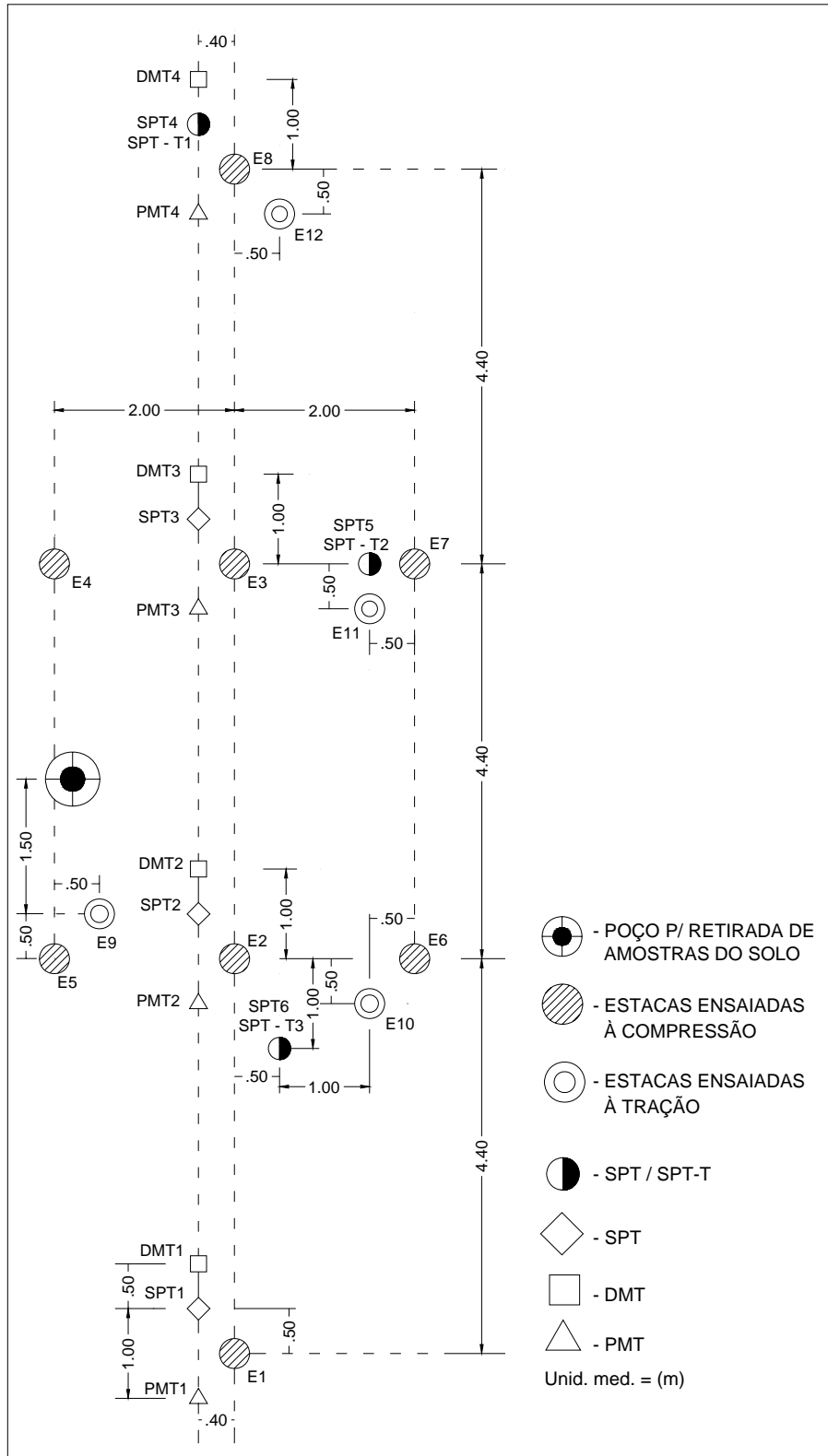


Figura 3.3 – Localização das estacas, poço e ensaios de campo

3.3) Concepção e execução das estacas

No Campo Experimental II já existiam as estacas que deram origem ao trabalho de Borges (2004) e o trabalho de Cesário (2005), este último em andamento. Os autores realizaram provas de carga à compressão nestas estacas. Já no presente trabalho foram executadas as quatro estacas submetidas à prova de carga à tração. Para tanto, foram escavados quatro furos de 6 m de profundidade e 0,25 m de diâmetro com trado manual, seguindo uma programação cronológica de execução da perfuração e tempo de concretagem das estacas, como ilustra a Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Programação cronológica da perfuração e concretagem das estacas

ESTACAS	DATA		INTERVALO (horas)
	ESCAVAÇÃO	CONCRETAGEM	
E 9	14/9/2004	15/9/2004	24
E 10	20/9/2004	22/9/2004	48
E 11	17/9/2004	21/9/2004	96
E 12	23/9/2004	29/9/2004	144

Antes da concretagem das estacas foi colocada uma barra de aço (CA-60), de 20 mm de diâmetro e 7,00 m de comprimento dentro do furo, de maneira que permanecesse centralizada.

Sobrou, desta forma, aproximadamente 1,00 m de barra, sem ser concretada acima da cabeça da estaca, destinada a resistir a carga imposta pela prova de carga à tração. Foi verificado o abatimento do concreto (9 ± 1 cm) e moldados corpos-de-prova de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 1980) extraídos

de suas respectivas estacas que depois de ensaiados conforme a NBR 5739 (ABNT, 1980), apresentaram aos 28 dias de cura, uma resistência à compressão (f_c) de 16,5 MPa (E9); 18,3 MPa (E10); 16,8 MPa (E11) e 21,3 MPa (E12).

Na concretagem das estacas foi utilizado um concreto com seguinte traço em massa, 1,0 : 2,16 : 2,91 : 0,7 preparado no local com betoneira, sendo lançado no furo com o auxílio de um funil e tubos de PVC de comprimentos variados e diâmetro de 20 cm com a finalidade de preservar a integridade das paredes do furo e evitar a segregação dos elementos do concreto.

3.4) Provas de carga

3.4.1) Procedimentos e materiais utilizados

Para a execução das provas de carga, foi necessário adotar algumas medidas de ajuste e adequação do local bem como de equipamentos, para minimizar a influência de certos fatores nos resultados.

- nivelamento do terreno com referência à cabeça das estacas, nas áreas destinadas a receber os apoios das vigas de reação;
- implantação de um sistema simples de drenagem superficial e colocação de uma cobertura, isolando as estacas, na tentativa de preservar ao máximo o estado natural do solo em torno do seu fuste das estacas (período do ano propício à incidência de precipitações);
- aferição dos extensômetros;
- calibração do conjunto-bomba macaco hidráulico vazado (Figura 3.4).

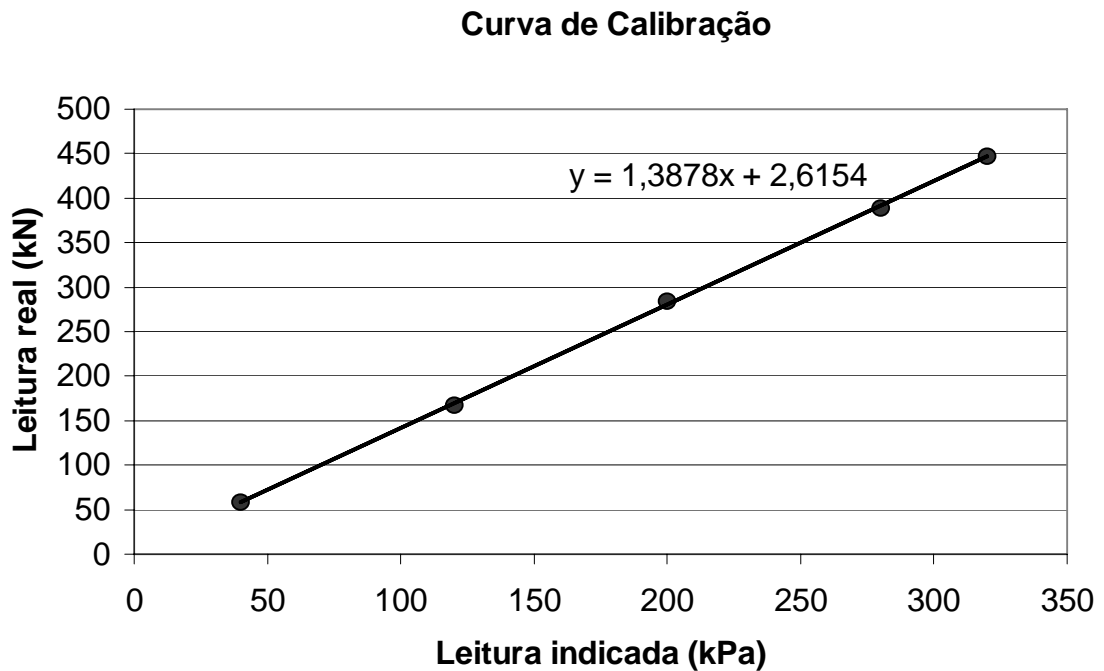


Figura 3.4 – Curva de calibração do conjunto-bomba macaco hidráulico vazado

A calibração do macaco hidráulico vazado foi realizada no Laboratório de Ensaio Mecânicos da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC / RJ), a qual emitiu os resultados necessários para traçar a curva, conforme relatório de medição 148/1994.

A seguir estão listadas as especificações dos materiais empregados nos ensaios:

- placas de concreto armado com dimensões de 1,00 x 0,60 x 0,15 m, que serviram como base para apoiar as vigas de reação;

- duas vigas de reação tipo caixão, confeccionadas a partir de um perfil I metálico, com dimensões de 0,25 m de largura, 0,40 m de altura e 2,00 m comprimento, sobre a qual foi colocado o macaco-hidráulico vazado;

- chapas metálicas de dimensões 30 x 50 x 2 cm com furo central, para apoiar a base do macaco hidráulico;
- viga de referência, para afixar as hastes dos extensômetros;
- anteparo metálico para apoiar os extensômetros;
- hastes metálicas com reguladores numa das extremidades, para encaixar e controlar a posição dos extensômetros;
- extensômetros mecânicos sendo dois de 10 cm e outros dois de 15 cm de curso, que permitem leituras com precisão de 0,01 mm;
- bomba manual com manômetro graduado de 20 kgf/cm²;
- macaco hidráulico vazado com capacidade de 2500 kN e êmbolo com curso de 12 cm, dentro do qual passou a ponta da barra de aço CA-60;
- termômetro, para medir a temperatura ambiente.

3.4.2) Montagem das provas de carga

Atendidas às especificações do item 2.1.7 da NBR 12.131 (ABNT, 1991), que definem as distâncias mínimas da implantação do sistema de reação e a estaca ensaiada de maneira a não interferir no seu comportamento, procedeu-se à montagem colocando as placas de concreto armado, que foram dispostas de maneira eqüidistantes, alinhadas e centralizadas em relação à estaca, ficando esta entre as duas placas de concreto. Com auxílio de um caminhão Munck, as duas vigas de reação foram colocadas sobre as placas de concreto, de modo que ficassem dispostas paralelamente uma em relação à outra, sobrando entre elas um espaço suficiente para permitir a passagem da ponta da barra de aço que foi colocada no centro de área da estaca. Para tanto, foi necessário coincidir o centro geométrico do espaço entre as vigas de reação com o centro de área da estaca. Após nivelar e aprumar o sistema de reação, encaixaram-se as placas metálicas através da ponta da barra de aço até se apoiarem sobre as vigas de reação, sobre

as quais foi colocado o macaco hidráulico vazado, de modo a sobrar uma ponta da barra de aço com aproximadamente 15 cm acima do macaco hidráulico. Na extremidade desta barra instalou-se uma porca rosqueada (7 cm) e um sistema a base de solda (placas e tarugos de aço) com a finalidade de travar o êmbolo do macaco hidráulico.

A viga de referência foi disposta conforme prevê o item 2.2.7 da NBR 12.131 (ABNT, 1991), sendo a ela acopladas as hastes metálicas que, por conseguinte, apararam os extensômetros, dois deles apoiados sobre o anteparo metálico afixado na cabeça da estaca e os outros dois diretamente na superfície do solo próximo à cabeça das estacas, dispostos segundo um eixo ortogonal.

As Figuras 3.5, 3.6 e 3.7 ilustram a montagem descrita neste item.

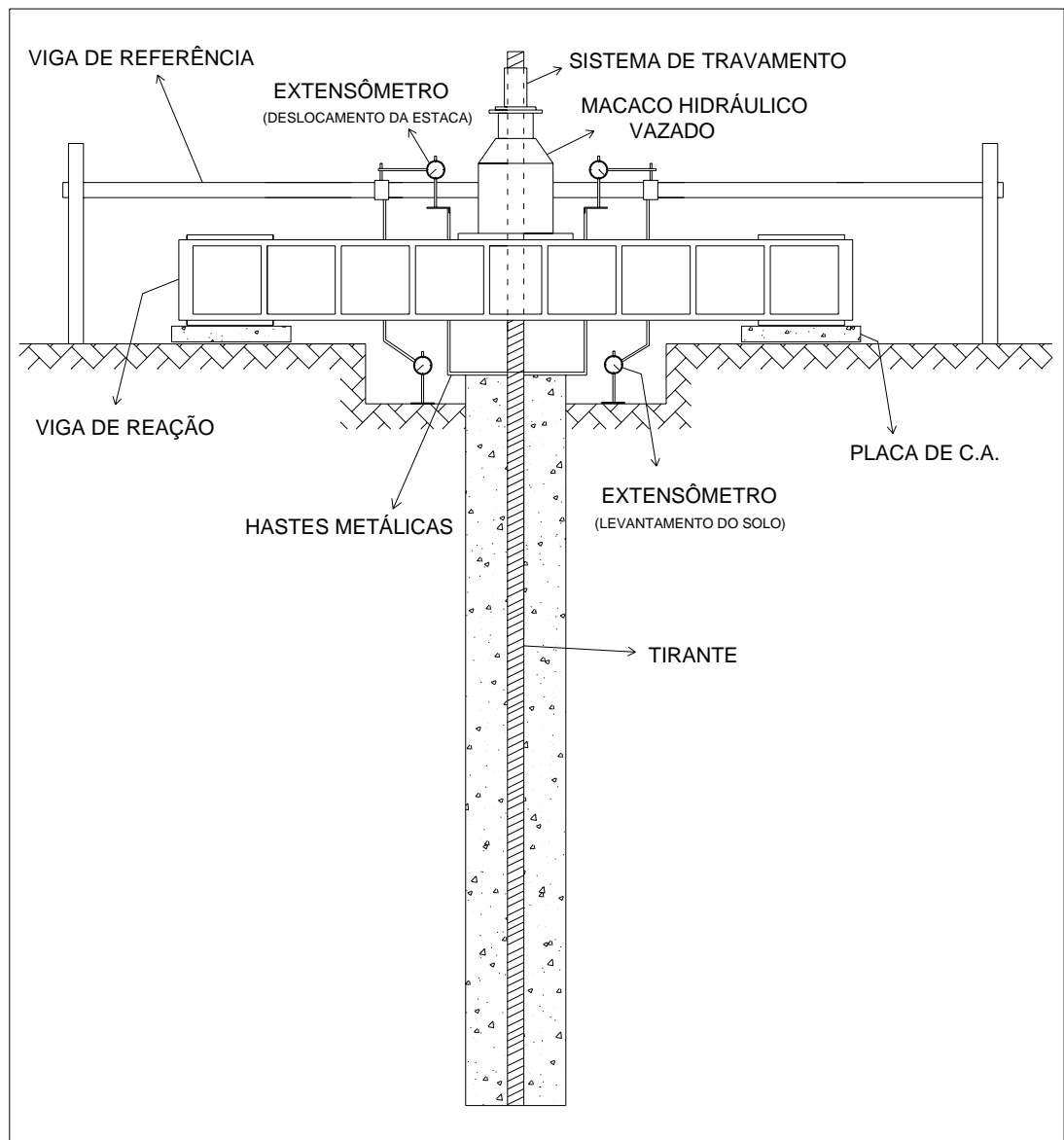


Figura 3.5 – Ilustração da montagem da prova de carga à tração



Figura 3.6 – Montagem das provas de carga



Figura 3.7 – Travamento do êmbolo do macaco hidráulico e disposição dos extensômetros

3.4.3) Execução dos ensaios

Seguindo as prescrições do item 3.3.2 da NBR 12.131 (ABNT, 1991), que define o limite da carga aplicada em cada estágio, ou seja, 20% da carga de trabalho prevista para estaca ensaiada, obteve-se então, valor da carga a ser aplicada em cada estágio a partir de alguns dos métodos mais utilizados (Décourt-Quaresma, 1978; Velloso, 1981; Alonso, 1996; Peixoto, 2000), que forneceram valores que variam entre 28 kN a 32 kN. O manômetro da bomba hidráulica possuía graduação de leitura mínima de 20 kgf/cm², valor esse que ao ser utilizado na equação característica da curva de calibração forneceu um valor máximo de 30 kN para o primeiro estágio de carregamento, e a partir de 40 kgf/cm², forneceu valores de 28 kN para o incremento de carga a ser aplicado nos demais estágios de carregamento. Os valores destes incrementos de carga são mostrados na Tabela 4.17. Após cada estágio de aplicação de carga, foram observados os tempos necessários para a estabilização do recalque e só então aplicado um novo estágio de carga.

A estaca E 10 foi a primeira a ser ensaiada, e à medida que foram aplicados os últimos incrementos de carga, percebeu-se o surgimento de algumas fissuras na superfície do solo ao redor da estaca. Estas fissuras se estendem radialmente, a partir do contato solo/cabeça da estaca até um raio de 40 cm aproximadamente. Ao ser atingida a carga de ruptura, momento em que foi verificada a perda de carga excessiva registrada no manômetro da bomba hidráulica, o número das fissuras aumentou, e foi possível visualizar um pequeno levantamento da superfície do solo envolto à estaca, conforme ilustrado nas Figuras 3.8 e 3.9. Definiu-se então que este levantamento de solo seria monitorado nas demais estacas (E9, E11, E12). Para tanto foram instalados dois extensômetros dispostos ortogonalmente nas proximidades da cabeça da estaca, dentro da região que supostamente sofreria o levantamento, chegando a valores significativos relacionados na Tabela 4.18.



Figura 3.8 – Detalhe das fissuras geradas devido ao soerguimento do solo



Figura 3.9 – Detalhe do soerguimento do solo junto à estaca

4 . ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE CAMPO

4.1) Ensaio de caracterização

4.1.1) Granulometria

Borges (2004) realizou ensaios de granulometria conjunta (NBR 7181 / ABNT, 1984) em amostras de solo coletadas nos 04 ensaios de PMT. Para tanto, em cada furo de sondagem do PMT foram selecionadas 05 amostras, variando com a profundidade, conforme ilustrado na Figura 4.1, totalizando assim 20 ensaios de granulometria conjunta. A seleção das amostras foi orientada segundo uma análise visual táctil, identificando semelhanças na cor e textura, dentre outras características. Segue, na Tabela 4.1, os resultados deste ensaio, e no Anexo B, estão apresentadas as curvas granulométricas do ensaio PMT 01.

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

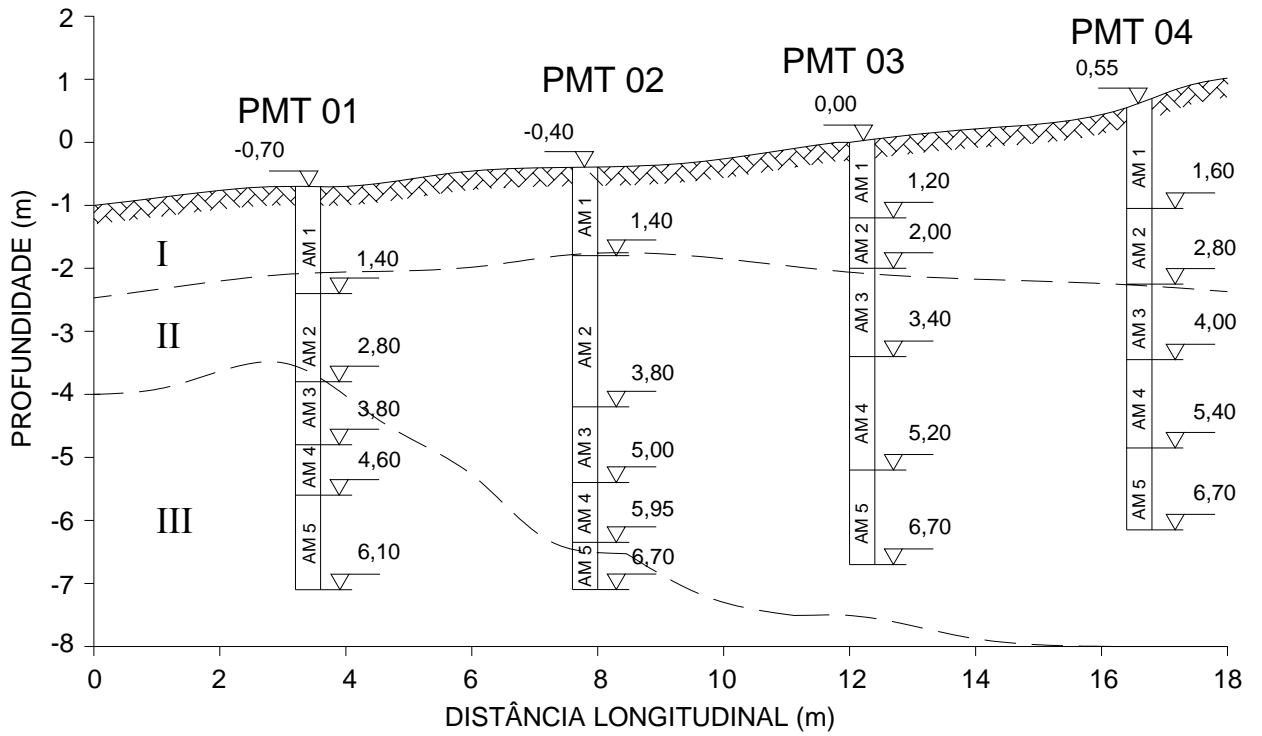


Figura 4.1 – Perfil da localização da coleta das amostras em furos de sondagem PMT

Tabela 4.1 – Ensaios de granulometria

Ensaio	Amostras	Argila (%)	Silte (%)	Arcia (%)
PMT 01	1	61	6	33
	2	63	6	32
	3	32	24	44
	4	29	25	46
	5	29	26	44
PMT 02	1	63	6	31
	2	63	6	31
	3	65	6	29
	4	60	10	30
	5	31	23	46
PMT 03	1	62	4	34
	2	63	4	33
	3	64	4	32
	4	66	4	30
	5	63	5	32
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

Para a realização deste ensaio, as amostras de solo foram subdivididas em dois grupos a cada furo de sondagem do PMT. Os ensaios de Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade foram realizados conforme as NBR 6459 (ABNT, 1984) e NBR 7180 (ABNT, 1994), respectivamente. Os resultados estão relacionados na Tabela 4.2, e no Anexo E, estão representados os gráficos de onde obtiveram os valores.

Tabela 4.2 – Limites de consistência do solo

Ensaio	Amostras	LL (%)	LP (%)
PMT 01	1 e 2	79	42
	3, 4 e 5	46	23
PMT 02	1, 2, 3 e 4	72	39
	5	41	22
PMT 03	1 e 2	72	33
	3, 4 e 5	79	35
PMT 04	1, 2 e 3	70	33
	4 e 5	76	36

4.1.3) Massa específica dos sólidos

Para obtenção dos valores da massa específica dos sólidos, as amostras de solo foram selecionadas e direcionadas da mesma forma daquelas utilizadas no ensaio de granulometria, sendo obedecidas as prescrições da NBR 6508 (ABNT, 1984). Na Tabela 4.3 estão relacionados os resultados deste ensaio.

Tabela 4.3 – Massa específica dos sólidos

Ensaio	Amostras	Prof. (m)	γ (g/cm³)
PMT 01	1	0,4 a 1,4	2,85
	2	1,4 a 2,8	2,86
	3	2,8 a 3,8	2,71
	4	3,8 a 4,6	2,77
	5	4,6 a 6,1	2,69
PMT 02	1	0,4 a 1,4	2,90
	2	1,4 a 3,8	2,93
	3	3,8 a 5,0	2,86
	4	5,0 a 5,95	2,83
	5	5,95 a 6,6	2,67
PMT 03	1	0,4 a 1,2	2,79
	2	1,2 a 2,0	2,71
	3	2,0 a 3,4	2,79
	4	3,4 a 5,2	2,79
	5	5,2 a 6,6	2,85
PMT 04	1	0,4 a 1,6	2,86
	2	1,6 a 2,8	2,80
	3	2,8 a 4,0	2,81
	4	4,0 a 5,4	2,84
	5	5,4 a 6,6	2,78

4.1.4) Teor de umidade

O teor de umidade do solo foi obtido a cada 20 cm de profundidade, nas amostras recolhidas durante a realização dos furos de sondagem do PMT. Obteve-se assim um lote de amostras para cada furo de sondagem do PMT, tendo sido encontrado valor médio do teor de umidade para cada furo. Na Tabela 4.4, estão relacionados os valores dos teores de umidade.

Tabela 4.4 – Teores de umidade do solo

Ensaio	W_{méd} (%)
PMT 01	22,23
PMT 02	22,23
PMT 03	22,74
PMT 04	21,27
Média Geral	22,12

4.2) Ensaios de resistência

Foi realizado ensaio triaxial CID_{nat}, este tipo de ensaio se caracteriza pela aplicação de uma tensão confinante (σ_3) até o adensamento do solo, sendo aplicada, em seguida, a tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$), observando que em todas fases do ensaio se permite a drenagem, não ocorrendo portanto, geração de pressões

neutras. Obtem-se então valores de pressões totais iguais a tensões efetivas. Conforme as recomendações de Head (1982), o preparo dos corpos de prova do solo se deu em câmara úmida, com a finalidade de preservar ao máximo a sua umidade natural, sendo que durante o ensaio foi utilizada uma deformação controlada a uma velocidade de 0,015 mm/min. Como resultado foram obtidos os valores da coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ), que estão relacionados na Tabela 4.5 e representados através de envoltórias do Círculo de Mohr no Anexo F.

Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios triaxiais CID_{nat}

Amostras	Prof. (m)	c (kPa)	ϕ (°)
01	2,0	5,1	45
02	4,0	18,1	39
03	6,0	25,6	31
		16	38

4.3) Ensaio SPT e SPT-T

Conforme ilustrado na Figura 3.3, foram realizadas 6 sondagens a percussão (SPT), das quais em três foram medidos os torques necessários ao rompimento do atrito lateral entre o solo e a parede do amostrador, ou seja, foram realizados 3 SPT-T. Conforme NBR 6484 (ABNT, 1984), a cada metro de profundidade executaram-se ensaios de penetração dinâmica no solo, obtendo o valor do N_{SPT} das camadas penetradas pelo amostrador. Nessas mesmas camadas, ao término da cravação do amostrador, foram medidos o torque máximo e residual segundo os procedimentos idealizados por Ranzini (1988). Os resultados desses ensaios encontram-se nas Tabelas 4.6, 4.7 e 4.8 sendo que os relatórios de sondagem encontram-se no Anexo A.

Tabela 4.6 – Resultados dos ensaios SPT 01, SPT 02 e SPT 03

Ensaio	Profundidade (m)	N_{SPT}	Classificação do material
SPT – 01	1,45	12	Argila siltosa amarela
	2,45	18	Argila siltosa vermelha
	3,45	24	Argila siltosa vermelha
	4,45	33	Silte arenoso rosa + mica
	5,45	44	Silte arenoso rosa + mica
	6,45	43	Silte arenoso rosa + mica
	7,45	35	Silte arenoso rosa + mica
	8,45	39	Silte arenoso - alt. Rocha
	9,45	43	Silte arenoso - alt. Rocha
	SPT – 02	1,45	15
2,45		16	Argila siltosa vermelha
3,45		26	Argila siltosa vermelha
4,45		31	Argila siltosa vermelha
5,45		39	Argila siltosa vermelha
6,45		51	Argila siltosa vermelha
7,45		40	Areia fina siltosa
8,45		41	Areia fina siltosa
9,45		41	Areia fina siltosa
SPT – 03	1,45	9	Argila arenosa amarela
	2,45	13	Argila arenosa vermelha
	3,45	24	Argila arenosa vermelha
	4,45	28	Argila arenosa vermelha
	5,45	36	Argila arenosa vermelha
	6,45	47	Argila arenosa vermelha
	7,45	64	Argila arenosa vermelha

Tabela 4.7 – Resultados dos ensaios SPT 04, SPT 05 e SPT 06

Ensaio	Profundidade (m)	N_{SPT}	Classificação do material
SPT – 04	1,45	16	Argila arenosa amarela
	2,45	22	Argila arenosa amarela
	3,45	28	Argila arenosa vermelha
	4,45	35	Argila arenosa vermelha
	5,45	28	Argila arenosa vermelha
	6,45	38	Argila arenosa vermelha
SPT – 05	1,45	15	Argila arenosa amarela
	2,45	18	Argila arenosa amarela
	3,45	22	Argila arenosa vermelha
	4,45	26	Argila arenosa vermelha
	5,45	24	Argila arenosa vermelha
	6,45	32	Argila arenosa vermelha
SPT –06	1,45	15	Argila arenosa amarela
	2,45	24	Argila arenosa vermelha
	3,45	28	Argila arenosa vermelha
	4,45	32	Argila arenosa vermelha
	5,45	25	Silte arenoso rosa
	6,45	25	Silte arenoso rosa

Tabela 4.8 – Resultados dos ensaios SPT-T 01, SPT-T 02 e SPT-T 03

Profundidade (m)	SPT-T 01		SPT-T 02		SPT-T 03	
	Torque (N x m)	Torque residual (N x m)	Torque (N x m)	Torque residual (N x m)	Torque (N x m)	Torque residual (N x 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	350	240	300	180	480	300
5,45	280	210	260	160	300	220
6,45	380	330	460	260	440	290

4.4) Ensaio pressiométrico – PMT

Para a realização dos ensaios foram executados quatro pré-furos, sendo dois na profundidade de 5,8 m (PMT 01 e PMT 04) e os outros dois à profundidade de 6,4 m (PMT 02 e PMT 03), próximos às estacas ensaiadas, conforme já ilustrado na Figura 3.3. Os resultados destes ensaios estão relacionados nas Tabelas 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4, e no Anexo C encontram-se a curva de calibração e curvas pressiométricas corrigidas dos ensaios.

Tabela 4.9 – Resultados do ensaio PMT 01

Z (m)	V₀ (cm³)	V_f (cm³)	P₀ (kPa)	P_f (kPa)	P₁ (kPa)	E_m (kPa)	E_m / P₁
1,0	117	198	45	369	401	5911	14,7
1,6	132	213	15	428	679	7536	11,1
2,2	162	243	27	489	830	8428	10,2
2,8	123	228	26	540	1167	7390	6,3
3,4	102	225	42	839	1237	9937	8,0
4,0	94	184	31	882	1457	14085	9,7
4,6	96	204	39	1124	1705	15205	8,9
5,2	90	211	41	1089	1632	13259	8,1
5,8	100	246	43	1202	1780	12416	7,0

Tabela 4.10 – Resultados do ensaio PMT 02

Z (m)	V₀ (cm³)	V_f (cm³)	P₀ (kPa)	P_f (kPa)	P₁ (kPa)	E_m (kPa)	E_m / P₁
1,0	106	169	22	385	686	8378	12,2
1,6	100	246	24	517	680	5281	7,8
2,2	99	220	22	455	797	5477	6,9
2,8	97	169	26	551	996	10687	10,7
3,4	97	195	27	949	1502	14115	9,4
4,0	100	249	31	1124	1583	11503	7,3
4,6	92	151	30	1017	1884	24230	12,9
5,2	101	207	30	1423	2177	19855	9,1
5,8	103	189	34	1386	2314	23334	10,1
6,4	102	246	42	956	1440	9911	6,9

Tabela 4.11 – Resultados do ensaio PMT 03

Z (m)	V₀ (cm³)	V_f (cm³)	P₀ (kPa)	P_f (kPa)	P₁ (kPa)	E_m (kPa)	E_m / P₁
1,0	163	225	17	249	479	5435	11,3
1,6	165	234	24	360	624	7118	11,4
2,2	160	202	19	293	697	9301	13,3
2,8	144	217	26	524	1013	10008	9,9
3,4	142	191	27	559	1127	15581	13,8
4,0	144	291	31	935	1331	9627	702
4,6	144	236	30	990	1604	15571	9,7
5,2	147	240	30	731	1511	11258	705
5,8	142	258	34	1529	2365	19644	8,3
6,4	140	231	42	1484	2711	23626	8,7

Tabela 4.12 – Resultados do ensaio PMT 04

Z (m)	V₀ (cm³)	V_f (cm³)	P₀ (kPa)	P_f (kPa)	P₁ (kPa)	E_m (kPa)	E_m / P₁
1,0	155	225	17	202	401	3864	9,6
1,6	165	198	15	149	320	5745	18,0
2,2	146	204	27	489	1024	11526	11,3
2,8	144	270	26	748	1167	8810	7,5
3,4	142	276	42	852	1334	9358	7,0
4,0	157	286	31	860	1457	9906	6,8
4,6	148	211	30	804	1532	17860	11,7
5,2	147	252	30	1066	1758	14894	8,5
5,8	144	210	43	1006	2000	21269	10,6

4.5) Ensaio dilatométrico – DMT

Foram realizados também quatro ensaios dilatométricos, dispostos conforme Figura 3.3, possibilitando avaliar o comportamento mecânico do subsolo a cada 20 cm, sendo atingidas profundidades máximas variando de 6,2 a 7,4 m. O ensaio fornece também parâmetros a partir dos quais é possível estimar a capacidade de carga e parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade do solo. Quanto à descrição do solo obtida no ensaio, pode-se concluir que esta foi uma estimativa coerente quando comparada à encontrada na análise granulométrica, em relação ao comportamento mecânico do solo. Contudo, do ponto de vista de classificação (tipo de solo), percebe-se uma divergência. Tal fato foi analisado por Borges (2004), relatando que o ensaio dilatométrico permite caracterizar o solo com base na sua resistência mecânica, podendo haver em alguns casos argilas com comportamento mecânico igual ao dos siltes. Nas Tabelas 4.13, 4.14, 4.15 e 4.16 estão relacionados os valores dos parâmetros obtidos nesses ensaios, sendo que no Anexo D encontram-se a variação de alguns desses parâmetros ao longo da profundidade.

Tabela 4.13 – Resultados do ensaio DMT 01

Z (m)	P₀ (kPa)	I_d	K_d	E_D (kPa)	φ (°)	Descrição do solo
0,2	408	3,12	99,9	44,1	-	areia siltosa
0,4	291	2,41	40,2	24,6	46	areia siltosa
0,6	334	1,21	30,2	14,0	-	silte arenoso
0,8	256	1,76	17,6	15,7	43	silte arenoso
1,0	164	2,36	9,1	13,5	40	areia siltosa
1,2	182	2,49	8,4	15,7	40	areia siltosa
1,4	192	2,30	7,6	15,3	39	areia siltosa
1,6	246	1,47	8,6	12,6	-	silte arenoso
1,8	162	3,41	5,0	19,1	37	areia
2,0	221	1,62	6,2	12,4	38	silte arenoso
2,2	374	1,33	9,6	17,3	-	silte arenoso
2,4	315	1,55	7,4	16,9	-	silte arenoso
2,6	259	2,33	5,6	21,0	38	areia siltosa
2,8	393	2,12	7,9	29,0	39	areia siltosa
3,0	526	1,85	9,9	33,9	40	areia siltosa
3,2	420	2,87	7,3	41,9	39	areia siltosa
3,4	380	2,10	6,2	27,7	38	areia siltosa
3,6	395	2,80	6,1	38,4	38	areia siltosa
3,8	530	2,68	7,7	49,4	39	areia siltosa
4,0	833	2,00	11,4	57,9	41	areia siltosa
4,2	742	2,14	9,7	55,0	40	areia siltosa
4,4	798	2,11	9,9	58,3	40	areia siltosa
4,6	705	2,02	8,3	49,4	40	areia siltosa
4,8	567	2,62	6,4	51,6	38	areia siltosa
5,0	770	1,86	8,3	49,7	40	areia siltosa
5,2	932	1,71	9,7	55,4	40	silte arenoso
5,4	775	2,10	7,7	56,5	39	areia siltosa
5,6	694	2,25	6,6	54,1	39	areia siltosa
5,8	1456	1,18	13,4	59,8	-	silte
6,0	958	2,29	8,5	76,1	40	areia siltosa
6,2	834	1,73	7,1	50,1	39	silte arenoso

Tabela 4.14 – Resultados do ensaio DMT 02

Z (m)	P ₀ (kPa)	I _d	K _d	E _D (kPa)	φ (°)	Descrição do solo
0,2	511	1,75	99,9	31,0	-	silte arenoso
0,4	182	2,00	25,1	12,6	44	areia siltosa
0,6	232	1,54	21,6	12,4	-	silte arenoso
0,8	221	1,24	15,7	9,5	-	silte arenoso
1,0	267	1,34	15,3	12,4	-	silte arenoso
1,2	169	1,90	8,0	11,1	40	areia siltosa
1,4	258	1,33	10,5	11,9	-	silte arenoso
1,6	185	2,73	6,6	17,5	39	areia siltosa
1,8	224	2,76	7,2	21,5	39	areia siltosa
2,0	305	2,33	8,7	24,6	40	areia siltosa
2,2	356	1,34	9,2	16,6	-	silte arenoso
2,4	328	1,31	7,8	15,0	-	silte arenoso
2,6	215	1,40	4,7	10,4	-	silte arenoso
2,8	292	1,97	5,9	19,9	38	areia siltosa
3,0	588	1,64	11,1	33,6	41	silte arenoso
3,2	245	2,06	4,3	17,5	36	areia siltosa
3,4	351	1,99	5,8	24,3	38	areia siltosa
3,6	588	1,09	9,2	22,3	-	silte
3,8	471	2,14	6,9	35,0	39	areia siltosa
4,0	367	2,96	5,1	37,7	37	areia siltosa
4,2	589	2,49	7,8	50,9	39	areia siltosa
4,4	762	2,25	9,6	59,6	40	areia siltosa
4,6	676	2,74	8,1	64,3	40	areia siltosa
4,8	716	2,28	8,2	56,7	40	areia siltosa
5,0	974	1,93	10,7	65,3	41	areia siltosa
5,2	1042	1,96	10,9	70,7	41	areia siltosa
5,4	963	2,09	9,6	70,0	40	areia siltosa
5,6	932	1,96	9,0	63,3	40	areia siltosa
5,8	1174	1,60	10,8	65,3	41	areia siltosa
6,0	1173	1,50	11,3	66,2	-	silte arenoso
6,2	1366	1,51	11,7	71,6	-	silte arenoso

Tabela 4.15 – Resultados do ensaio DMT 03

Z (m)	P₀ (kPa)	I_d	K_d	E_D (kPa)	φ (°)	Descrição do solo
0,2	911	1,42	99,9	44,8	-	silte arenoso
0,4	588	1,60	81,4	32,6	-	silte arenoso
0,6	220	1,74	19,9	13,3	43	silte arenoso
0,8	73	2,96	5,1	7,5	37	areia siltosa
1,0	231	2,02	13,0	16,2	42	areia siltosa
1,2	40	3,89	1,9	5,5	32	areia
1,4	150	2,60	6,0	13,5	38	areia siltosa
1,6	168	1,88	5,9	10,9	38	areia siltosa
1,8	186	1,92	5,8	12,4	38	areia siltosa
2,0	277	1,57	7,8	15,1	-	silte arenoso
2,2	220	2,20	5,7	16,8	38	areia siltosa
2,4	428	1,25	10,1	18,6	-	silte arenoso
2,6	255	1,89	5,5	16,8	38	areia siltosa
2,8	252	2,21	5,1	19,3	37	areia siltosa
3,0	307	2,14	5,7	22,8	38	areia siltosa
3,2	305	1,95	5,3	20,6	38	areia siltosa
3,4	498	1,46	8,2	25,3	-	silte arenoso
3,6	263	3,19	4,1	29,1	36	areia siltosa
3,8	765	1,58	11,2	42,1	-	silte arenoso
4,0	727	1,89	10,1	47,7	41	areia siltosa
4,2	749	1,89	9,8	48,8	40	areia siltosa
4,4	852	1,88	10,6	55,6	41	areia siltosa
4,6	666	2,27	7,9	52,5	39	areia siltosa
4,8	636	1,87	7,2	41,4	39	areia siltosa
5,0	759	1,90	8,3	50,1	40	areia siltosa
5,2	651	2,30	6,8	52,1	39	areia siltosa
5,4	810	2,80	8,1	78,7	40	areia siltosa
5,6	965	2,34	9,3	78,5	40	areia siltosa
5,8	1306	2,12	12,1	96,2	41	areia siltosa
6,0	1521	1,96	13,5	103,5	42	areia siltosa
6,2	1501	1,92	12,9	99,8	42	areia siltosa

Tabela 4.16 – Resultados do ensaio DMT 04

Z (m)	P ₀ (kPa)	I _d	K _d	E _D (kPa)	φ (°)	Descrição do material
0,2	652	1,96	99,9	44,3	-	areia siltosa
0,4	659	2,04	90,0	46,6	49	areia siltosa
0,6	264	3,45	23,5	31,7	44	areia
0,8	470	1,05	31,4	17,1	-	silte
1,0	254	2,86	13,7	25,1	42	areia siltosa
1,2	353	2,69	15,9	33,0	43	areia siltosa
1,4	367	2,35	14,1	29,9	42	areia siltosa
1,6	372	1,78	12,5	23,0	41	silte arenoso
1,8	378	1,97	11,4	25,8	41	areia siltosa
2,0	591	1,67	16,0	34,2	43	silte arenoso
2,2	473	1,33	11,6	21,9	-	silte arenoso
2,4	395	2,55	8,9	35,0	40	areia siltosa
2,6	455	1,75	9,5	27,7	40	silte arenoso
2,8	525	1,53	10,2	27,9	-	silte arenoso
3,0	706	1,70	12,7	41,5	42	silte arenoso
3,2	584	1,74	9,9	35,3	40	silte arenoso
3,4	460	3,36	7,3	53,6	39	areia
3,6	900	1,59	13,4	49,6	-	silte arenoso
3,8	1018	1,43	14,4	50,6	-	silte arenoso
4,0	515	2,35	6,9	42,1	39	areia siltosa
4,2	706	1,98	9,0	48,5	40	areia siltosa
4,4	535	2,09	6,5	38,8	38	areia siltosa
4,6	640	1,58	7,4	35,2	-	ailte arenoso
4,8	406	3,75	4,5	52,8	37	areia
5,0	489	2,74	5,2	46,5	37	areia siltosa
5,2	498	3,57	5,1	61,8	37	areia
5,4	609	2,21	6,0	46,6	38	areia siltosa
5,6	426	2,59	4,0	38,3	36	areia siltosa
5,8	325	4,39	3,0	49,6	34	areia
6,0	674	2,94	5,9	68,7	38	areia siltosa
6,2	1036	2,07	8,8	74,3	40	areia siltosa
6,4	1168	2,15	9,6	87,1	40	areia siltosa
6,6	996	2,99	7,9	103,5	39	areia siltosa
6,8	1317	2,32	10,1	106,2	41	silte arenoso

4.6) Ensaio de provas de carga à tração

Na Tabela 4.17 estão relacionados o tempo de estabilização e o deslocamento necessário correspondente a cada incremento de carga obtido nos ensaios de provas de carga à tração. Os gráficos da curva carga x deslocamento estão ilustrados nas Figuras 4.2, 4.3, 4.4, e 4.5.

Tabela 4.17 – Valores das cargas e deslocamentos obtidos nas provas de carga

Carga (kN)	Estaca 09		Estaca 10		Estaca 11		Estaca 12	
	Tempo (min)	Desloc. (mm)	Tempo (min)	Desloc. (mm)	Tempo (min)	Desloc. (mm)	Tempo (min)	Desloc. (mm)
30	30	0	30	0	30	0	30	0
58	30	0	30	0	30	0,07	30	0
86	180	0,25	30	0	60	0,26	30	0
114	30	0,59	60	0,11	30	0,55	60	0,24
141	30	1,57	120	0,67	300	1,90	30	0,83
169	60	3,23	120	1,60	60	3,60	30	3,10
197	60	6,20	120	4,10	30	6,90	60	7,32
225	30	15,50	30	15,50	30	14,80	30	16,8
DESCARREGAMENTO								
169	30	15,47	30	14,90	30	14,11	30	16,05
114	30	15,43	30	13,96	30	13,26	30	14,90
58	30	15,40	30	12,15	30	11,50	30	13,10
0	30	15,20	30	10,61	30	9,94	30	11,54

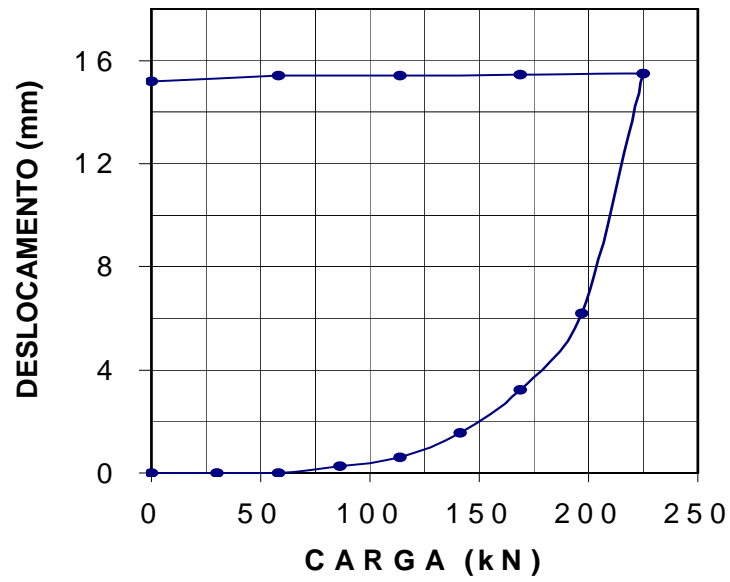


Figura 4.2 – Curva Carga x Deslocamento (Estaca 09)

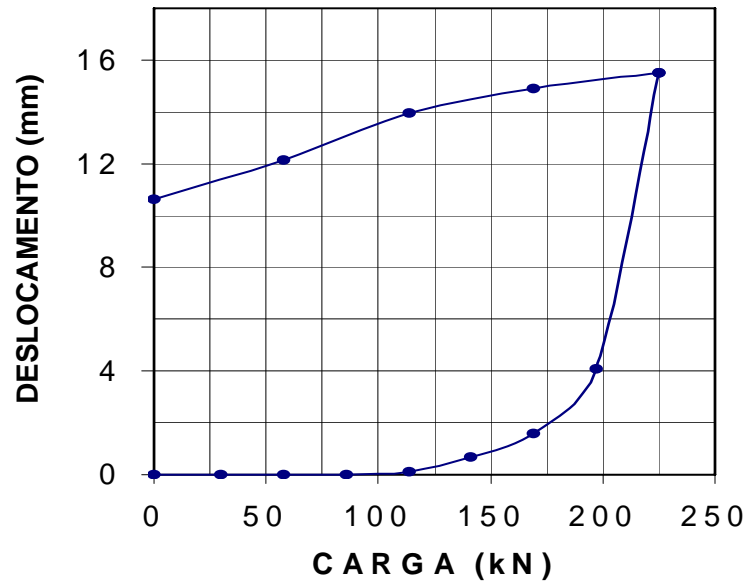


Figura 4.3 – Curva Carga x Deslocamento (Estaca 10)

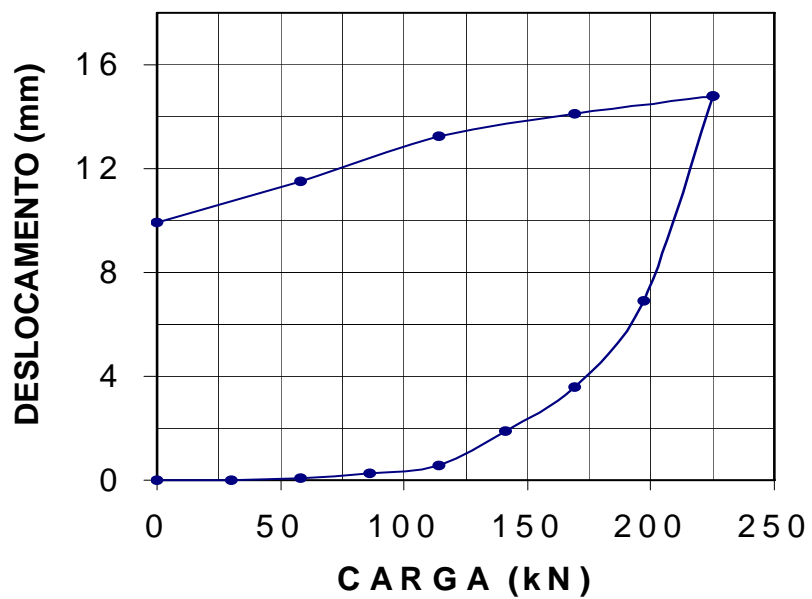


Figura 4.4 – Curva Carga x Deslocamento (Estaca 11)

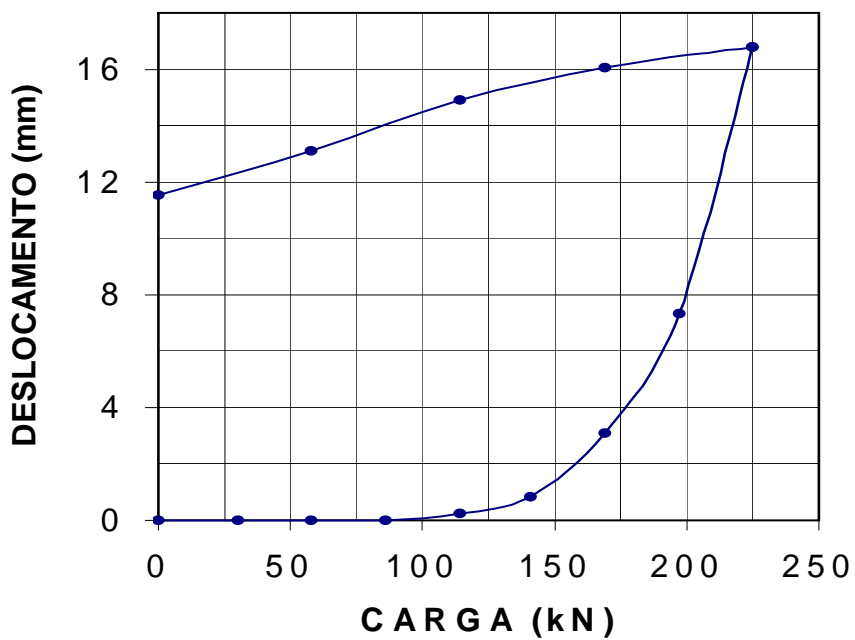


Figura 4.5 – Curva Carga x Deslocamento (Estaca 12)

Na Tabela 4.18, são mostrados os valores do deslocamento vertical (levantamento) do solo conforme variação da carga e deslocamento da estaca, a partir dos quais foram elaborados os gráficos apresentados na Figura 4.6.

Tabela 4.18 – Valores do levantamento do solo e deslocamento das estacas

Carga (kN)	Deslocamento do solo (mm)			Deslocamento da estaca (mm)		
	E 09	E 11	E 12	E 09	E 11	E 12
30	0	0	0	0	0	0
58	0	0	0,03	0	0,07	0
86	0,08	0,05	0,10	0,25	0,26	0
114	0,15	0,12	0,15	0,59	0,55	0,24
141	0,30	0,50	0,19	1,57	1,90	0,83
169	1,30	1,04	0,69	3,23	3,60	3,10
197	2,72	1,76	1,42	6,20	6,90	7,32
225	4,10	2,87	2,26	15,5	14,8	16,8

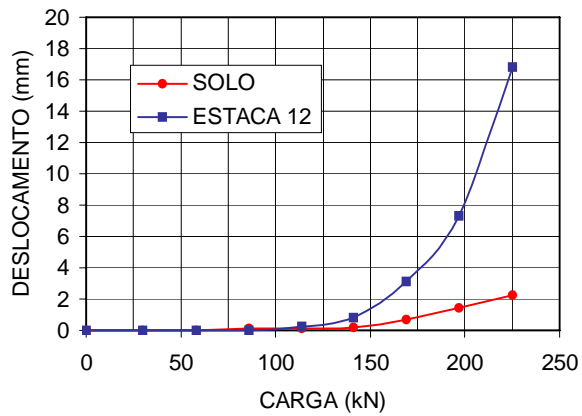
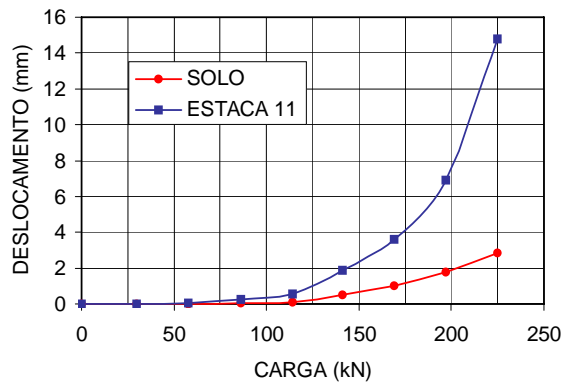
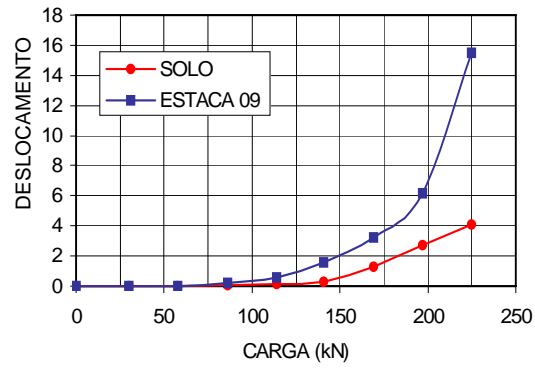


Figura 4.6 – Comparação das Curvas Carga x Deslocamento da Estaca e Carga x Deslocamento do Solo

5 . RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DOS MÉTODOS DE CÁLCULO

5.1) Estimativa da resistência lateral através dos métodos teóricos

Faz-se aqui uma abordagem a respeito da utilização e dos resultados de alguns métodos teóricos de estimativa da resistência lateral das estacas pesquisadas. Neste estudo não se utilizou, os métodos do Tronco de Cone, do Cilindro de Atrito e do Balla, devido a alguns fatores empíricos que limitam a aplicação dos mesmos. Foram citados no trabalho apenas para fornecer uma visão histórica do desenvolvimento dos demais métodos até os dias atuais.

- Para o Método de Meyerhof, o valor do coeficiente de arrancamento ($K_u = 2,1$) foi extraído da figura 2.18 em função do ângulo de atrito $\phi = 38^\circ$ obtido do ensaio triaxial. Foi também considerado uma profundidade crítica de ($Z_c/D = 15$);

- Para o Método de Das, devido este ser desenvolvido para solos arenosos ($c = 0$), na sua aplicação foi incluída a parcela da adesão ($\pi.D.z.c$) na equação, adotando-se $c = 16$ kPa, obtido do ensaio triaxial. O solo foi considerado

como uma areia compacta com densidade relativa em torno de $D_r = 0,8$, e o valor de $K_u = 2,1$, também extraído da figura 2.18;

- Para aplicação do Método de Grenoble, não foi considerada a ação de qualquer sobrecarga na superfície do terreno por esta não existir;

- Os valores da adesão estaca-solo (c_a) e ângulo de atrito estaca-solo (δ) foram considerados aqueles encontrados no ensaio triaxial, respectivamente iguais a 16 kPa e 38° , e o valor do coeficiente de empuxo horizontal ($K_h = 0,7$) foi extraído do gráfico elaborado por Poulos e Davis (1980) que, apresenta, o valor de $K_h \cdot \text{tg} \delta$ em função do ângulo de atrito do solo;

- Foi desconsiderada a parcela do peso próprio da estaca.

Tabela 5.1 – Valores da resistência lateral obtidos através dos métodos teóricos

Métodos	Q_{lT} (kN)
Meyerhof e Adams	451
Meyerhof	303
Das	254
Grenoble	285
Resistência Lateral	221

5.2) Estimativa da resistência lateral através dos métodos semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos aqui utilizados estão dispostos em função do tipo dos ensaios de campo que os originaram, seguindo uma ordem a partir dos ensaios PMT, DMT, SPT e SPT-T.

5.2.1) Métodos que utilizam os parâmetros do PMT

Foram calculados os valores da resistência lateral para as estacas E09 / E10 com base nos resultados do PMT 02, estaca E11 com base no PMT 03, E12 em função dos resultados do PMT 04. Utilizando-se as equações e os respectivos ábacos, pertinentes a cada método, obtiveram-se os resultados apresentados na tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Valores da resistência lateral obtidos com base nos ensaios PMT

Métodos	Q _{lT} (kN)			Q _{lT méd} (kN)
	E09 / E10	E11	E12	
Ménard	196	189	201	195
Baguelin et al.	203	240	215	219
Gianeselli et al.	169	160	175	168

5.2.2) Método que utiliza os parâmetros do DMT

Os valores da resistência lateral foram obtidos para as estacas E09 / E10 com base nos resultados do DMT 02, estaca E11 com base no DMT 03, E12 em função dos resultados do DMT 04, utilizando na aplicação do método, dois valores para a razão de atrito lateral (ρ).

Tabela 5.3– Valores da resistência lateral obtidos com base nos ensaios DMT

Método	ρ	Estacas	Q _{lT} (kN)	Q _{lT méd} (kN)
Peiffer	0,20 (*)	E9 / E10	482	490
		E11	495	
		E12	493	
	0,10 (**)	E9 / E10	241	245
		E11	247	
		E12	246	

(*) Valor utilizado para solos residuais europeus (Marchetti, 1968)

(**) Valor obtido e utilizado para o tipo de solo estudado nesta pesquisa.

5.2.3) Métodos que utilizam os parâmetros do SPT

Para obter os resultados relacionados na Tabela 5.4, foram utilizados os dados dos SPT 04, SPT 06, SPT 05 e SPT 02 no cálculo da resistência lateral da estacas E9, E10, E11 e E12 respectivamente, por serem os que estão localizados mais próximos das estacas.

Tabela 5.4 – Valores da resistência lateral obtidos com base nos ensaios SPT

Métodos	Q _{lT} (kN)				Q _{lT} méd (kN)
	E9	E10	E11	E12	
Aoki – Velloso	208	171	168	200	187
Décourt – Quaresma	329	322	273	290	303
Décourt	214	209	177	189	197
Velloso	310	225	255	300	280

5.2.4) Métodos que utilizam os parâmetros do SPT-T

Foram também utilizados os resultados dos SPT-T 01, SPT-T 03 e SPT-T 02 para calcular o valor da resistência lateral das respectivas estacas (E9), (E10 / E12) e (E11) conforme ilustrado na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Valores da resistência lateral obtidos com base nos ensaios SPT-T

Métodos	Q _{lT} (kN)			Q _{lT} méd (kN)
	E9	E10 / E12	E11	
Alonso	250	236	329	272
Décourt	498	450	518	489
Ranzini	222	130	198	183
Peixoto	223	189	266	226

6 . ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste item apresenta-se uma abordagem resumida dos valores encontrados para a determinação da resistência lateral utilizando os diversos métodos de cálculo e confrontando com os valores obtidos das provas de carga à tração. Para tanto, a carga de ruptura atingida nas provas de carga, foi aquela obtida após observado a nítida ruptura entre estaca-solo momento em que se constatou uma perda de carga expressiva no manômetro da bomba hidráulica e um acréscimo significativo nas leituras dos extensômetros. Para a análise em questão, foi desconsiderado o peso próprio da estaca, ou seja, se o valor da carga de ruptura na prova de carga foi de 225 kN, considerando o peso médio das estacas igual a 7 kN, daí o valor da resistência utilizada na análise foi de 218 kN.

Também é feita uma comparação dos valores de atrito lateral obtidos nas provas de carga ensaiadas à compressão (Borges, 2004) com os valores encontrados no presente trabalho, com o objetivo de se determinar um fator de correlação entre os atritos laterais à tração e à compressão.

6.1) Valores obtidos nas provas de carga à tração

Na Tabela 6.1 estão relacionados os valores das cargas máximas resistidas pelas fundações ensaiadas à tração, e os deslocamentos necessários ao atingir as cargas de ruptura.

Tabela 6.1 – Valores das cargas de ruptura e respectivos deslocamentos das provas de carga ensaiadas à tração

ESTACAS	Q_R (kN)	ρ (mm)
E 09	225	15,5
E 10	225	15,5
E 11	225	14,8
E 12	225	16,8

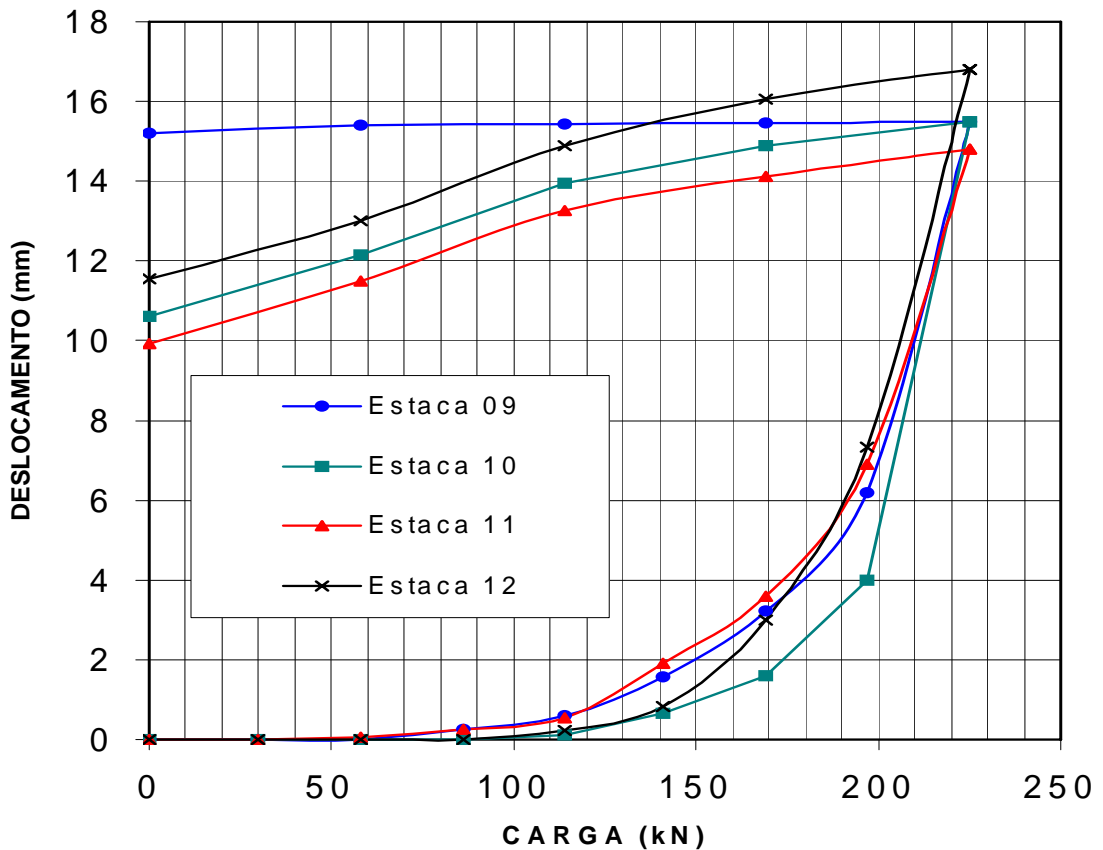


Figura 6.1 – Curvas Carga x Deslocamento das provas de carga à tração

6.2) Comparação dos atritos laterais obtidos nas provas de carga à tração e à compressão

Os valores das resistências laterais foram extraídos das curvas carga x deslocamento (Figura 6.1) para um recalque de $\rho = 10$ mm. Estas mesmas considerações foram feitas ao obter o valor do atrito lateral à compressão encontrado por Borges (2004), do qual foi considerado apenas a estaca (E 04) por se tratar do mesmo tipo de estaca e ter dimensões iguais às pesquisadas neste trabalho. Obteve-se um então, um fator de correlação entre o atrito lateral à tração (f_{sT}) e à compressão (f_{sC}) igual a 0,63.

Tabela 6.2 – Relação atrito lateral à tração e à compressão obtido nas provas de carga

Estacas	Q_{lT} (kN)	f_{sT} (kN/m ²)	Estaca	Q_{lC} (kN)	f_{sC} (kN/m ²)	f_{sT} / f_{sC}
E 09	210,00	46,50	E 04	330,00	73,00	0,64
E 10	212,00	46,90		330,00	73,00	0,64
E 11	208,00	46,02		330,00	73,00	0,63
E 12	206,00	45,58		330,00	73,00	0,62
					(f_{sT} / f_{sC}) médio	0,63

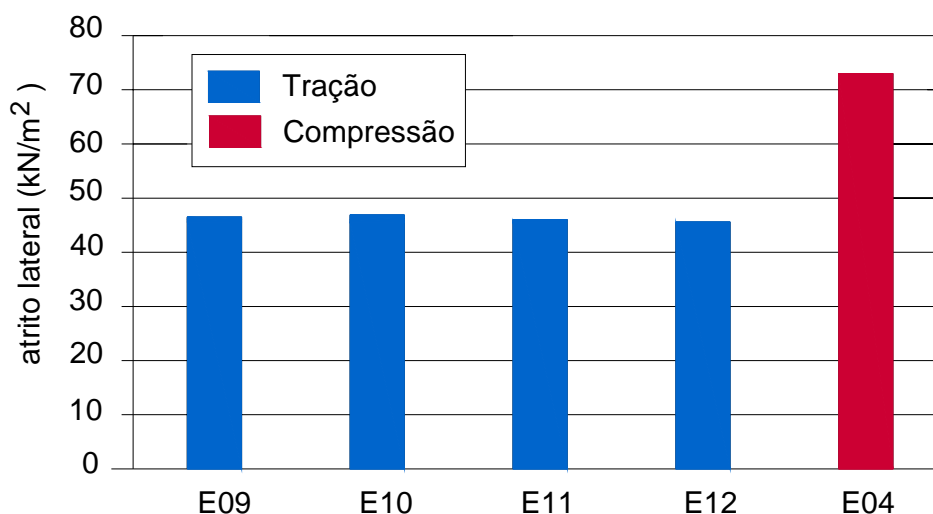


Figura 6.2 – Variação do atrito lateral obtido nas provas de carga à tração e à compressão

6.3) Comparação dos valores obtidos nos métodos teóricos e nas provas de carga

Apresentam-se, na Tabela 6.3, os valores das relações entre resistência lateral obtidos através dos métodos teóricos e a resistência obtida nas provas de carga à tração. Na Figura 6.3, estão ilustrados estes valores.

Tabela 6.3 – Relação entre a resistência lateral obtida nos métodos teóricos e nas provas de carga à tração

Métodos	$Q_{lT\text{ cal}}$ (kN)	$Q_{lT\text{ pc}}$ (kN)	$(Q_{lT\text{ cal}}) / (Q_{lT\text{ pc}})$
Meyerhof e Adams	451	218	2,07
Meyerhof	303		1,39
Das	254		1,16
Grenoble	394		1,81
Resistência Lateral	221		1,01

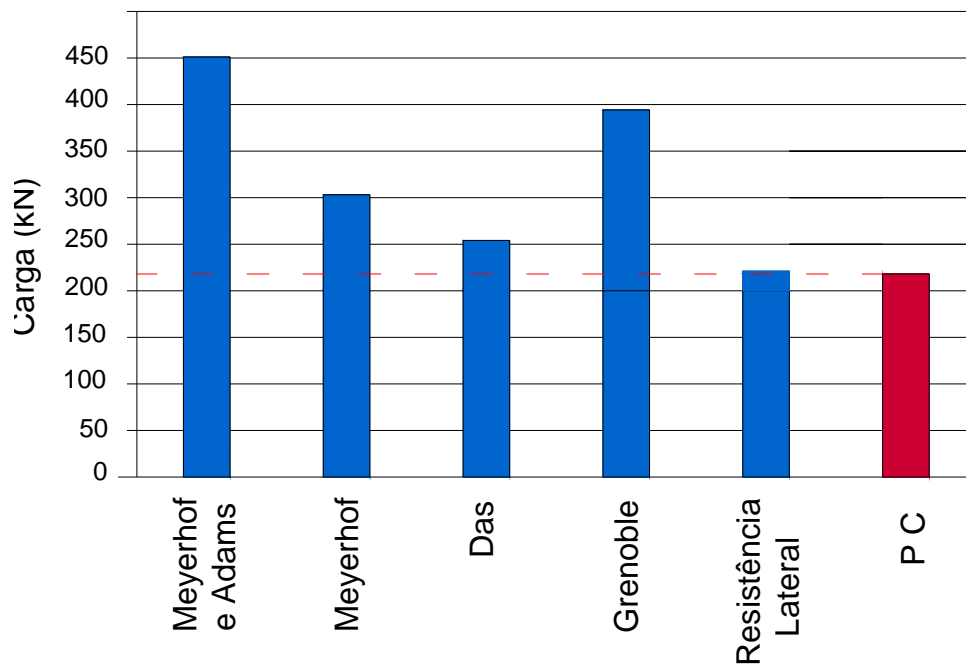


Figura 6.3 – Variação da resistência lateral obtida nos métodos teóricos e nas provas de carga à tração

6.4) Comparação dos valores obtidos nos métodos semi-empíricos e nas provas de carga

Apresentam-se, na Tabela 6.4, os valores das relações entre resistência lateral obtidos através dos métodos semi-empíricos e a resistência obtida nas provas de carga à tração.

Na Figura 6.4, estão ilustrados estes valores.

Tabela 6.4 – Relação entre a resistência lateral obtida nos métodos semi-empíricos e nas provas de carga à tração

Ensaio	Métodos	$Q_{lT \text{ méd}} \text{ (kN)}$	$Q_{lT \text{ pc}} \text{ (kN)}$	$(Q_{lT \text{ méd}}) / (Q_{lT \text{ pc}})$
PMT	Ménard	195	218	0,89
	Baguelin et al.	219		1,00
	Gianeselli et al.	168		0,77
DMT	Peiffer ($\rho = 0,20$)	490	218	2,25
	Peiffer ($\rho = 0,10$)	245	218	1,12
SPT	Aoki – Velloso	187	218	0,86
	Décourt - Quaresma	303		1,39
	Décourt	197		0,90
	Velloso	280		1,28
SPT-T	Alonso	272	218	1,25
	Décourt	489		2,24
	Ranzini	183		0,84
	Peixoto	226		1,04

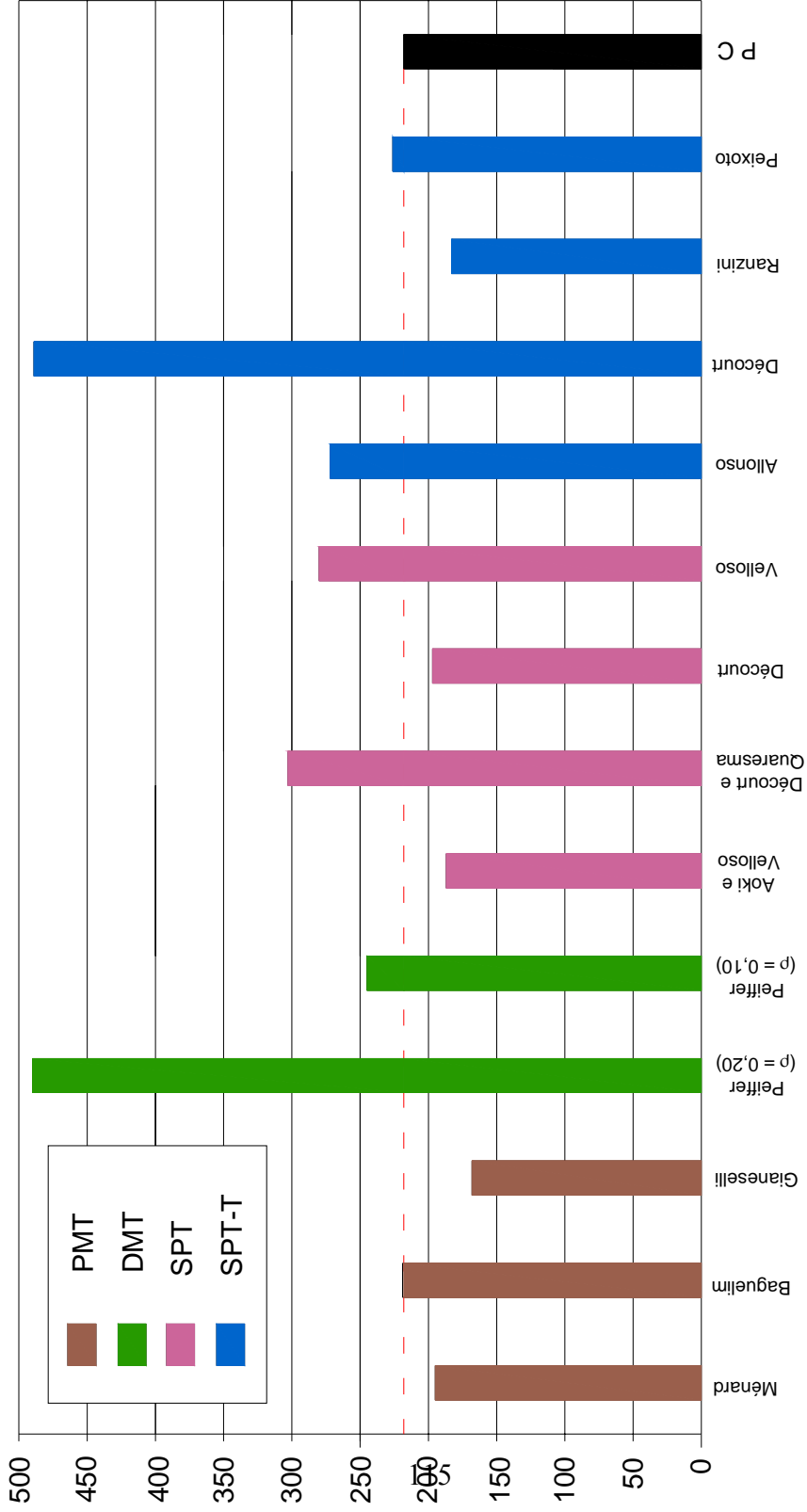


Figura 6.4 - Variação da resistência lateral obtida nos métodos semi-empíricos e nas provas de carga à tração

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

7.1) Conclusões

Com base nas análises e resultados obtidos, foram feitas as seguintes conclusões:

✓ Analisando as Figuras 3.8 e 3.9 e as curvas Carga x Deslocamento (Figura 6.1), ficou nítido que as provas de carga foram conduzidas até à ruptura, momento em que se verificou perdas excessivas da carga através do manômetro da bomba hidráulica;

✓ O valor da carga necessária para iniciar o deslocamento da estaca, variou entre 80 e 100 kN, para um deslocamento da estaca de 0,25 mm a 0,50 mm (Figura 6.1);

✓ Para atingir o valor da carga de ruptura (225 kN), encontrada nas provas de carga à tração, foi necessário um deslocamento médio de 15,7 mm (Figura 6.1);

- ✓ Em análise da Tabela 4.18 e Figura 4.6, percebe-se uma proporcionalidade entre o deslocamento da superfície do solo e da estaca à medida que aumentavam os incrementos de cargas aplicados;
- ✓ Em função da análise do deslocamento conjunto solo-estaca e Figura 3.9, pode-se afirmar que a ruptura se deu no contato solo-solo;
- ✓ O intervalo de tempo da escavação e concretagem das estacas, não influenciou nos resultados obtidos da resistência lateral;
- ✓ Conforme apresentado na Tabela 6.2, ao ser comparado o atrito lateral à tração com o atrito lateral à compressão, obteve-se uma relação média ($f_{sT} = 0,63 f_{sC}$). Esta relação é bastante semelhante àquela proposta por Décourt (1986a e 1995), $Q_{lT} = 0,7 Q_{lC}$, uma das mais utilizadas no meio técnico ao confrontar-se a resistência lateral à tração com a resistência lateral à compressão;
- ✓ Ao ser aplicado um fator de segurança $FS = 2,0$ utilizando a carga de ruptura obtida na prova de carga, obtém-se um valor de capacidade de carga admissível $\bar{P} = 112,5$ kN;
- ✓ Conforme Tabela 6.3 e Figura 6.3 os métodos teóricos (Meyerhof e Adams; Meyerhof; Genobre) conduziram a valores superestimados aos encontrados nas provas de carga, o que provavelmente se deve a uma distorção dos coeficientes recomendados, os quais podem diferir ao serem empregados no solo em estudo, àqueles estudados pelos autores quando de sua elaboração. No entanto, os métodos de Das e da Resistência Lateral forneceram resultados bastante satisfatórios;

✓ Dos métodos que utilizam parâmetros do PMT (Tabela 6.4 e Figura 6.4), o Método de Baguelin et. al. forneceu o mesmo valor encontrado na prova de carga. Os demais mantiveram um pouco conservadores sem, contudo, comprometer os resultados que se apresentaram bastantes satisfatórios no geral;

✓ Através do método Peiffer (DMT) foi obtido um valor superestimado, acima de 100% comparado com o valor encontrado na prova de carga (Tabela 6.4 e Figura 6.4), ao utilizar um valor $\rho = 0,20$, valor este obtido com base em ensaios nos solos residuais da Europa sugerido por Marchetti et al, 1968. Para melhorar o desempenho do método, foi necessário corrigir o fator de atrito lateral para $\rho = 0,10$ devido ser a principal variável que interfere no resultado;

✓ Os métodos que utilizam como base o SPT (Tabela 6.4 e Figura 6.4), apresentaram valores satisfatórios apesar dos métodos Décourt-Quaresma e Velloso conduzirem a resultados superestimados. O método de Décourt foi que obteve melhor desempenho, e o método Aoki-Velloso forneceu valor um pouco conservador;

✓ Com base nos ensaios SPT-T (Tabela 6.4 e Figura 6.4), o Método de Ranzini apresentou um bom desempenho para o tipo de fundação em estudo apesar de apresentar-se conservador, justamente o oposto do Método de Alonso, que forneceu um valor maior das provas de carga, mesmo assim apresentou resultados satisfatórios. Para o tipo de solo e fundação em questão, é inviável a utilização do Método Décourt, pois este superestimou o valor da resistência lateral acima de 100 % do encontrado nas provas de carga, sendo necessário realizar uma correção do coeficiente β através de provas de cargas instrumentadas para melhorar o seu desempenho. Pelo Método de Peixoto, obteve o melhor resultado por ser um método mais refinado ao acrescentar e melhorar os

coeficientes com base nos resultados em provas de carga instrumentadas e utilizar equipamento (torquímetro) elétrico;

✓ Confirma-se, então, o quanto é fundamental o estudo criterioso do comportamento solo-estrutura, devendo para tanto se utilizar-se uma tecnologia confiável e aprimorada quando da investigação de campo e na obtenção de parâmetros em ensaios de laboratórios, aliados aos resultados do mais consagrado ensaio de determinação de capacidade de carga, a prova de carga estática, permitindo um monitoramento fiel do comportamento solo-estrutura.

7.2) Sugestões

Visto que os objetivos deste trabalho foram atingidos, algumas sugestões podem ser propostas com a finalidade de se aprimorar e obter outros resultados quando do estudo da interação solo-estrutura:

✓ No intuito de melhorar a utilização do solo do ponto de vista de absorção das cargas transmitidas ao longo da profundidade, seria muito importante à realização de estudos, com instrumentação ao longo do fuste, na ponta e na superfície da estaca, possibilitando uma avaliação minuciosa, quanto ao comportamento solo-estrutura;

✓ Desenvolver fatores de correção (para o N_{SPT} , por exemplo) e coeficientes específicos para o solo em estudo a serem utilizados em alguns métodos de cálculo. Isto possibilitaria uma melhoria na estimativa da capacidade de carga, gerando assim, um banco de dados desses fatores em função do material, tipo de instalação do elemento estrutural e do tipo de solo;

✓ Neste trabalho, não foi possível mensurar o atrito lateral residual devido a limitações das reações das provas de carga, fator este que deve ser superado em futuras pesquisas devendo-se incluir uma armadura nas estacas;

✓ Variar os tipos de fundações profundas, enriquecendo o banco de dados, tornando-o mais confiável e recomendável a aplicabilidade dos métodos de cálculos disponíveis;

✓ Adotar uma certa cautela na utilização dos métodos semi-empíricos, pois é necessário averiguar a compatibilidade geotécnica do solo que for estudado com aquele para os quais métodos foram desenvolvidos, bem como o tipo de elemento estrutural utilizado pelos respectivos autores.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U. R. – **Estimativa de transferência de carga de estacas escavadas a partir do SPT**. Solos e Rochas, vol. 6, pp. 21-27. ABMS, 1983.

Alonso, U. R. – **Ensaio de torque nos sedimentos da Baixada Santista**. Solos e Rochas, vol. 18, pp. 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. 20, pp. 47-59. ABMS, 1997.

Alonso, U.R.; Velloso D. A. – **Previsão, controle e desempenho de fundações**. pp. 115-127. 2002.

Aoki, N.; Velloso, D. A. – **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. – Proceedings, 5th. Pan American CSMFE, Buenos Aires, vol. 1, pp. 367-376, 1975.

Aoki, N.; Alonso, U. R. – **Previsão e comprovação da carga admissível de estacas**. São Carlos / SP : EESC – USP, 1992, 41 p.

Aoki, N.; Cintra, J.C.A. – **Carga admissível em fundações profundas**. São Carlos/SP: EESC – USP, 1999, 61 p.

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 gnaiss.** Dissertação de Mestrado. Viçosa / MG: UFV, 2001, 156 p.

ABEF (Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia) – **Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos.** São Paulo/SP, PINI, 2004, pp 7-30.

Baguelin, F.; Jézéquel, J. F.; Shields, D. H. – **The Pressuremeter and Foundation Engineering.** Trans Tech Publication S. A., 1978,617p.

Balla, A. – **The resistance of breaking out of mushroom foundations for pylons.** International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5, Proceedings, 1961, Vol. 1: pp. 569-576.

Barata, F. E.; Pacheco, M. P.; Danziger, F. A. B. – **Provas de carga à tração em tubulões e sapatas executados em solo residual.** VI CBMSEF, Rio de Janeiro / RJ. ABMS, 1978, vol. 2, pp. 165-176.

Biarez, J.; Barraud, Y. – **Adaptation des fondations de pylones au terrain per les méthodes de la mécanique des sds.** Conference Internationale des Grands Reseaux Electriques, Paris, 1968. Compte Rendu (Repport 22-06).

Borges, P. R. – **Estudo da Resistência Lateral em Estacas Escavadas com Trado Mecânico sem Uso de Lama Bentônica.** Dissertação de Mestrado. Viçosa / MG: UFV, 2004, 112 p.

Burland, J. – **Shaft friction of piles in clay: a simple fundamental approach.** Ground Engineering, 1973, pp. 30-42.

Campelo, N. S. – **Capacidade de carga de fundações tracionadas.** Monografia Geotécnica nº 6. São Carlos / SP : EESC – USP, 1995, 62 p.

Carvalho, D. – **Análise de cargas últimas à tração de estacas escavadas, instrumentadas, em campo experimental de São Carlos – SP.** Tese de Doutorado. São Carlos: EESC – USP, 1991, 204 p.

Carvalho, D.; Peixoto, A. S. P.; Ferreira, C. V.; Menezes, S. M. – **Comparação entre atritos laterais obtidos no ensaios SPT-T, CPT e Provas de Carga em Estacas**. Solos e Rochas, vol. 22 , pp. 113-123. ABMS, 1999.

Chellis, R. D. – **Foundation Engineering**. Editado por G.A. Leonards, Capítulo 7, MC Graw-Hill Book Company, Inc., 1962.

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. Viçosa / MG: UFV, 2003, 233p.

Danziger, F. A. B. **Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração**. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro: UFRJ, 1983, 331 p.

Das, B. M. – **Pullout resistance of rough rigid piles in granular soil**. Soils and Foundations, Japan, 1977, pp. 72-77.

Das, B. M. – **A procedure for estimation of uplift capacity of rough piles**. Soils and Foundations, Japan, 1983, pp. 122-126.

Da Silva, C. E. F. – **Estudo da distribuição de cargas ao longo do fuste e da base de um tubulão**. Dissertação de Mestrado. Viçosa / MG: UFV, 2000, 120 p.

Décourt, L. – **Previsão da capacidade de estacas com base nos ensaios SPT e CPT**. Divisão técnica de mecânica dos solos e fundações, Instituto de engenharia, São Paulo, 1986.

Décourt, L. – **Análise e Projeto de Fundações Profundas**. – Teoria e Prática, Hachic et al., Ed. Pini Ltda., 1996, São Paulo, pp. 265-315.

Décourt, L. – **Prediction of bearing capacity of piles basead exclusively on N values of the SPT**. Second European Conference on Penetration Testing, Amsterdam, 1982, pp. 29-34.

Décourt, L. – **The Standard Penetration Test-State of the Art Report**. Proc. XII ICMSMFE, Vol. IV, pp. 2405-2416, Rio de Janeiro, 1989.

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

Décourt, L.; Quaresma, A. R. – **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. Anais, VI CBMSEF, Rio de Janeiro. ABMS, 1978, vol. 1, 1978, pp. 45-53.

De Paula, M. C. – **Ensaio dilatométrico em um solo residual de gnaiss**. Dissertação de Mestrado. Viçosa / MG : UFV, 1998, 176 p.

Fleming, W. G.; Weltman, A. J.; Randolph, M. F.; Elson W. K. **Piling Engineering**. Surrey University Press, 2^o edition, 1992.

Head, K.H. – **Manual Of Soil Laboratory Testing**, Vol. 3, Pentech Press Limited, London, 1982.

Hunter, A. J., Davisson, M. T. – **Measurements of Piles Load Transfer**. ASTM SPT 444. Proc. Performance of Deep Foundation, 1992, pp. 106-117.

Ireland, H. O. – **Pulling tests on piles in sand**. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4, London, 1957. Proceedings. Vol. 2: pp. 43-54.

Ismael, N. F.; Klym, T. W. – **Uplift and bearing capacity of short piers in sand**. Journal of Geotechnical Engineering, 1979, ASCE. 105 (5), pp. 579-593.

Jaime, A.; Rojas, E. e Legorreta, H. – **Static Behavior of Floating Piles in Soft Clay**. Raul J. Marsal Volume, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C., 1992, pp.19-30.

Jamiolkowski, M.; Lancellóta, 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, 1998.

Jézéquel, J. F.; Lemassen, H.; Touzé J. – **Le pressiomètre Louis Ménard quelques problèmes de mise en oeuvre et leur influence sur les valeurs pressiométriques**. Bull. De Liaison du LCPC, n^o 32, 1968, pp. 97-120.

Kulhawy, F. H. – **Drained uplift capacity of drilled shafts.** International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 11, San Francisco, 1985. Proceedings. Vol. 3: pp. 1549-1552.

Lutenegger, A. J.; Kelley, S.P. – **Standard Penetration Tests With Torque Measurement.** Geotechnical Site Characterization. Atlanta, 1998, pp. 939-945.

Marchetti, S. – **In situ test by flat dilatometer.** J. Geotech. Engng. Div., GT3, 1980, pp. 299-321.

Martin, D. – **Foundations Profondes sollicitées à l'arranchement en milieu cohérent tridimensionnel.** Thèse de Doctorat de Spécialité, 1963. Faculté des Scinences de Grenoble.

Martin, D. – **Étude à la rupture de différents ancrages sollicitées verticalement.** Thèse de Docteur-Ingénieur, 1966. Faculté des Scinences de Grenoble.

Massad, E. – **Provas de Carga e acompanhamento de recalques.** Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, 1985. Anais, São Paulo/SP, ABMS, 1985, vol.2, pp. 9-72.

Matos, L. F. S. – **Pesquisa experimental da resistência ao arrancamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro, num solo parcialmente saturado.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1989, 131p.

Ménard, L. – **Calcul de la force portante des foundations sur la base des resultants des essays pressiométriques.** Sols Soils, n° 5, Juin, Paris, 1963, pp. 9-32

Menezes, S. M. – **Análise do Comportamento de Estacas Pré-moldadas em Solo de Alta Porosidade do Interior do Estado de São Paulo.** Dissertação de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1997, 391p.

Meyerhof, G. C. – **Bearing capacity of piles in layered soils**. Canadian Geotechnical journal, 1977, pp.171-182.

Meyerhof, G. G. – **The Ultimate uplift capacity of foundations**. Géotechniques, 2, 1951, pp. 301-332.

Meyerhof, G. G. – **The uplift capacity of foundations under oblique loads**. Canadian Geotechnical Journal, 10 (1), 1973a, pp. 64-70.

Meyerhof, G. G. – **Uplift resistance of inclined anchors and piles**. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8, Moscou, 1973b. Proceedings. Vol. 2: pp. 167-172.

Meyerhof, G. G.; Adams, J. I. – **The Ultimate uplift capacity of foundations**. Canadian Geotechnical journal, 1968, vol. 10, pp. 64-70.

Minette, E. – **O Ensaio Dilatométrico e suas Aplicações: A Experiência na UFV**, Departamento de Engenharia Civil. Publicação Interna, 2000.

Mors, H. – **Méthodes de dimensionnement de foundations de pylônes de lignes aériennes sollicitées à l'arrachement**. Conference International des Grands Resseaux Electriques, 20, Paris, 1964. Compte Rendu. Vol. 2.

NBR 12131 – **Ensaio de prova de carga estática**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1991, 4 p.

NBR 5738 – **Modelagem e cura de corpos de prova de concreto cilíndricos ou prismáticos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980.

NBR 5739 – **Ensaio de compressão de corpos-de-prova de concreto cilíndricos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980.

NBR 6122 – **Projeto e execução de fundação**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1996, 33 p.

NBR 6459 – **Determinação do limite de liquidez**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984, 6 p.

NBR 7180 – **Determinação do limite de plasticidade**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984, 3 p.

NBR 7181 – **Análise granulométrica de solos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984, 6 p.

NBR 9604 – **Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retiradas de amostras deformadas e indeformadas**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986, 4 p

NBR 7250 – **Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1982, 3 p.

NBR 6484 – **Execução de sondagem de simples reconhecimento do solo**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980, 12 p.

Orlando, C. – **Fundações submetidas a esforços verticais axiais de tração. Análise de provas de carga de tubulões em areias porosas**. Dissertação de Mestrado. São Paulo / SP: EPUSP, 1985, 235 p.

Paladino, L. – **Fundações para torres de transmissão**. Congresso Panamericano de Mecânica dos Suelos e Ingenieria de Fundaciones, 5, Buenos Aires. Anais. Societae Argentina de Mecânica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, 1975, pp. 437-449.

Peiffer, H.; Van Impe, W. F. – **Analysis of CFA-pile-behaviour with DMT-results at Geel test site**. 4th DFI International Conference on Pilling and Deep Foundations, Stresa, 1991, pp. 101-105.

Peixoto, A. S. P. – **Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações**. Tese de Doutorado. Campinas / SP: UNICAMP, 2001, 498 p.

Poulos, H. G. e Davis, E. H. (1980) – **Pile Foundation analysis and design**. New York, Wiley, 1980.

Presá, E. P. e Pousada M. C. – **Retrospectivas e Técnicas Modernas de Fundação em Estacas**. Salvador / BA, ABMS, 2004, 107 p.

Ranzini, S. M. T. – **SPTF**. Solos e Rochas, Vol. 11, pp. 29 – 30, 1988.

Ranzini, S. M. T. – **SPTF 2ª parte**. Solos e Rochas, Vol. 17, pp. 189 – 190, 1994.

Schnaid, F. – **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo, Oficina de Textos, 1998, 189 p.

Stephan, A. M. – **Comparação entre os métodos de previsão de capacidade de carga, estáticos semi-empíricos e dinâmicos, com a prova de carga estática realizada em estacas pré-moldadas**. Juiz de Fora / MG, UFJF, 2000, 13 p.

Soares, J. M. – **Emprego do SPT-T e pressômetro de Ménard em um depósito arenoso da região litorânea de João Pessoa**. Dissertação de Mestrado. Campina Grande / PB: UFPB, 1999, 98 p.

Teixeira, C. Z. – **Capacidade de carga de sapatas, estacas de pequeno diâmetro e tubulões curtos em função do SPT: um estudo para a região do Sul de Minas**. Tese de Doutorado. São Carlos: EESC – USP, 1997, 369 p.

Vargas, M. – **Interação solo-estaca**. Solos e Rochas, vol. 4, pp. 11-15. ABMS, 1981.

Vargas, M. – **Provas de carga em estacas - Uma apreciação histórica**. Revista Solos e Rochas, vol. 13, São Paulo, 1990, pp. 6-12.

Velloso, D. A. – **Encarte técnico nº 5**. ABMS, 1999.

Vésic, A. S. – **Bearing Capacity of Deep Foundations in sand**. National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record 39, 1963, pp. 112-153.

Vésic, A. S. – **Principles of Pile Foundations Design**. School of Engineering, Duke University, Soil Mechanics Series nº 38, 1975b.

Vésic, A. S. – **Testes on instrumented piles**. Ogeechee river site. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1970 - ASCE, 96 (SM2): 561-584.

ANEXO – A

Universidade Federal de Viçosa Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Mecânica dos solos				SONDAGEM DE SIMPLES RECONFEITAMENTO (SPT) NBR 6484/80 - NBR 7250/82	
REVESTIMENTO..... 2 1/2" AMOSTRADOR..... 2" PESO..... 65 Kg ALTURA DE QUEDA..... 75 cm				SONDAGEM Nº FURONº COTA (m) SPT 01 01 - 70 cm de nível de referência (SPT 03)	
CLIENTE: Tese de mestrado LOCAL: Campo Experimental II DATA INICIO: 25/04/2003 DATA FINAL: 29/04/2003				PROFUNDIDADE DO NÍVEL DE ÁGUA (m) Não encontrado PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): PROFUNDIDADE TOTAL (m): 9,45 m FOLHA 01 / 01	
A V A N Ç O	A M O S T R A	G O L P E S	COTA p/ BOCA DO FURO	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÃO	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N(SPT)
TH	—	0	0	Argila silto-arenosa vermelha (solo residual maduro)	
TH	1R	12	1,45		
TH	2R	18	2,45		
TH	3R	24	3,45	Silte arenoso rosa (solo residual jovem)	
TH	4R	33	4,45		
TH	5R	44	5,45		
TH	6R	43	6,45		
TH	7R	35	7,45	Silte arenoso rosa (alteração de rocha)	
TH	8R	39	8,45		
TH	9R	43	9,45		
NOTAS: 1) TH: TRADO HELICOIDAL 2) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA 3) R = AMOSTRA RECUPERADA 4) L = AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM					OBS:
DESENHO: Paulo Roberto Borges		DATA: 29/04/2003		RESPONSÁVEL: Paulo Roberto Borges CREA: 72.722/D	

Figura A1 – Perfil de sondagem SPT 01 (Borges, 2004)

Universidade Federal de Viçosa Departamento de Engenharia Civil Laboratório de Mecânica dos solos				SONDAGEM DE SIMPLES RECONFECIMENTO (SPT) NBR 6484/80 - NBR 7250/82		
REVESTIMENTO..... 2 1/2' AMOSTRADOR..... (2' PESO..... 65 Kg ALTURA DE QUEDA..... 75 cm				SONDAGEM Nº	FURONº	COTA (m)
				SPT 02	02	-40 cm do nível de referência (SPT 03)
CLIENTE: Tese de mestrado				PROFUNDIDADE DO NÍVEL DE ÁGUA (m) Não encontrado		
LOCAL: Campo Experimental II				PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m):		
DATA INÍCIO: 23/04/2003				DATA FINAL: 24/04/2003		
				PROFUNDIDADE TOTAL (m): 9,45m		
				FOLHA 01 / 01		
A V A N Ç O	A M O S T R A	G O L P E S	COTA p/ BOCA DO FURO	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÃO		RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N(SPT)
TH	—	0	0	Argila siltosa arenosa vermelha (solo residual maduro)		
TH	1R	15	1,45			
TH	2R	16	2,45			
TH	3R	26	3,45			
TH	4R	31	4,45			
TH	5R	39	5,45			
TH	6R	51	6,45	Areia silteosa rosa / mica (alteração de rocha)		
TH	7R	40	7,45			
TH	8R	41	8,45			
TH	9R	41	9,45			
NOTAS: 1) TH: TRADO HELICOIDAL 2) CA= CIRCULAÇÃO DE ÁGUA 3) R= AMOSTRA RECUPERADA 4) L= AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM				OBS:		
DESENHO: Paulo Roberto Borges				DATA: 24/04/2003 RESPONSÁVEL: Paulo Roberto Borges CREA: 72.722/D		

Figura A2 – Perfil de sondagem SPT 02 (Borges, 2004)

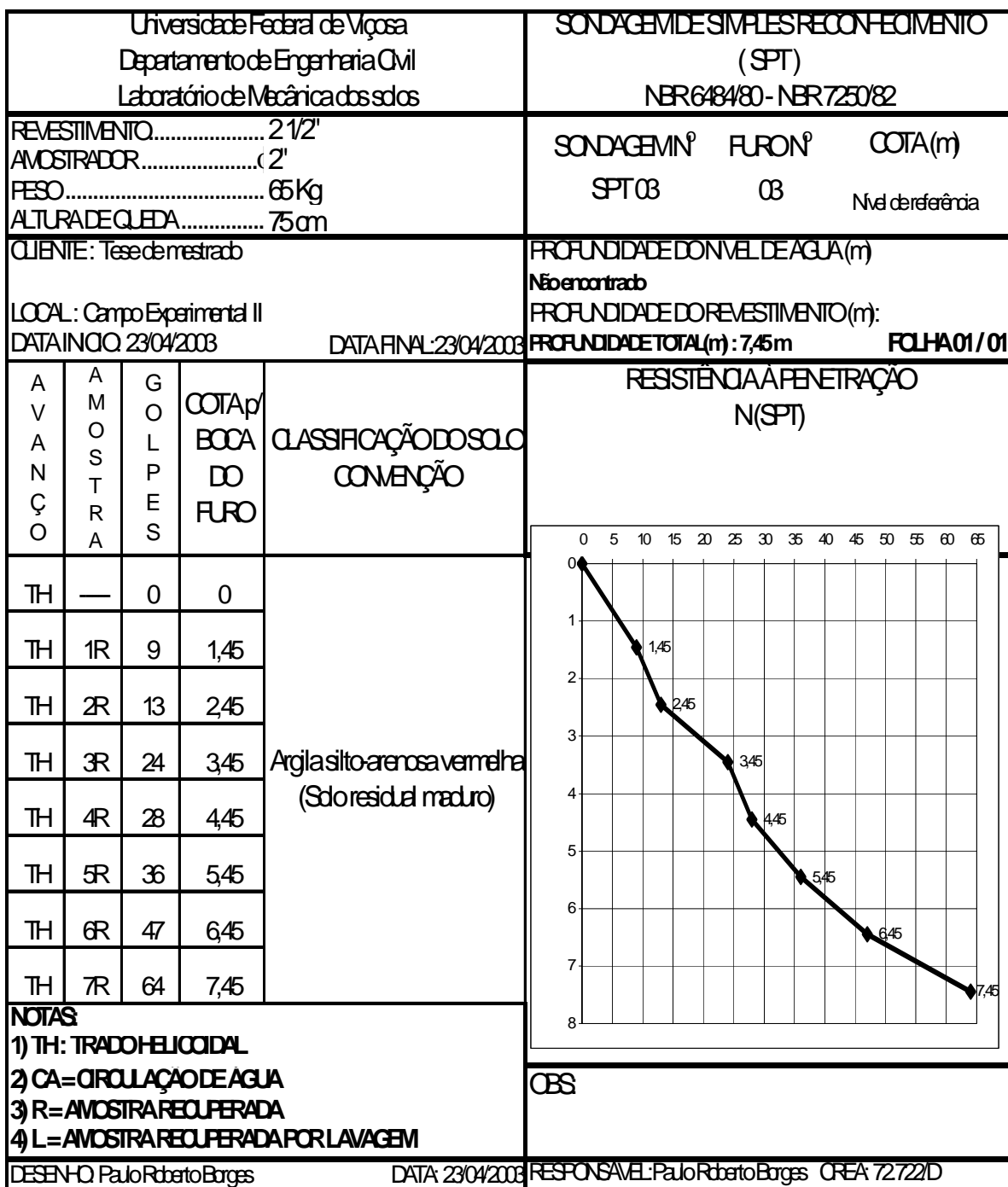


Figura A3 – Perfil de sondagem SPT 03 (Borges, 2004)

Universidade Federal de Viçosa de Engenharia Civil Mecânica dos solos		Departamento Laboratório de		SONDAGEM DE SIMPLES RECONFEITAMENTO (SPT) (SPT-T) NBR 6484/80 - NBR 7250/82		
REVESTIMENTO..... $\phi = 2\frac{1}{2}$ "		SONDAGEM Nº FURONº		COTA (m)		
AMOSTRADOR..... $\phi_{ext} = 2$ "		SPT 04/ SPT-T 01 04		+30 cm nível de referência (SPT 03)		
PESO..... 65 Kg						
ALTURA DE QUEDA..... 75 cm						
CLIENTE: Tese de mestrado		PROF. DO NÍVEL DE ÁGUA (m) Não encontrado				
LOCAL: Campo Experimental II		PROF. DO REVESTIMENTO 0,00 m				
DATA INÍCIO: 23/05/2003		DATA FINAL: 26/05/2003		FOLHA 01/01		
		RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N(SPT)				
A V A N Ç O	A M O S T R A	G O L P E S	T O R Q U E	T R E S I D U A L	COTA p/ BOCA DO FURO	
TH	—	0	0	0	0	
TH	1R	16	12	0	1,45	
TH	2R	22	24	10	2,45	
TH	3R	30	38	20	3,45	
TH	4R	35	42	24	4,45	
TH	5R	28	38	21	5,45	
TH	6R	38	47	28	6,45	
NOTAS: 1) TH: TRADO HELICOIDAL 2) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA 3) R = AMOSTRA RECUPERADA 4) L = AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM						OBS:
DESENHO Paulo Roberto Borges		DATA: 27/05/2003		RESPONSÁVEL: Paulo Roberto Borges		

Figura A4 – Perfil de sondagem SPT 04 e Resultado do SPT – T 01
(Borges, 2004)

Universidade Federal de Viçosa de Engenharia Civil Mecânica dos Solos		Departamento Laboratório de		SONDAGEM DE SIMPLES RECONFECIMENTO (SPT) (SPT-T) NBR 6484/80 - NBR 7250/82					
REVESTIMENTO..... $\phi = 2\frac{1}{2}''$ AMOSTRADOR..... $\phi_{ext} = 2''$ PESO..... 65 Kg ALTURA DE QUEDA..... 75 cm		SONDAGEM Nº FURONº SPT 05/ SPT-T 02 05		COTA (m) -5 cm nível de referência (SPT 03)					
CLIENTE: Tese de mestrado LOCAL: Campo Experimental II DATA INÍCIO: 26/06/2003		PROF. DO NÍVEL DE ÁGUA (m) Não encontrado PROF. DO REVESTIMENTO: 0,00 m PROFUNDIDADE TOTAL: 6,45 m		FOLHA 01/01					
A V A N Ç O	A M O S T R A	G O L P E S	T O R Q U E	T R E S I D U A L	COTA p/ BOCA DO FURO	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÃO	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N(SPT)		
TH	—	0	0	0	0	Argila arenosa amarela			
TH	1R	15	8	6	1,45				
TH	2R	18	8	6	2,45	Argila arenosa vermelha			
TH	3R	22	20	12	3,45				
TH	4R	26	29	18	4,45				
TH	5R	24	26	16	5,45				
TH	6R	32	46	26	6,45				
NOTAS: 1) TH: TRADO HELICOIDAL 2) CA= CIRCULAÇÃO DE ÁGUA 3) R= AMOSTRA RECUPERADA 4) L= AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM							OBS:		
DESENHO: Paulo Roberto Borges				DATA: 27/06/2003		RESPONSÁVEL: Paulo Roberto Borges			

Figura A5 – Perfil de sondagem SPT 05 e Resultado do SPT –T 02
(Borges, 2004)

Universidade Federal de Viçosa de Engenharia Civil		Departamento Laboratório de Mecânica dos solos		SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT) (SPT-T) NBR 6484/80 - NBR 7250/82			
REVESTIMENTO..... $\phi = 2\ 1/2'$ AMOSTRADOR..... $\phi_{ext} = 2'$ PESO 65 Kg ALTURA DE QUEDA..... 75 cm		SONDAGEM Nº FURO Nº SPT 06 / SPT-T 03 06		COTA (m) - 5 cm do nível de referência (SPT 03)			
CLIENTE : Tese de mestrado LOCAL : Campo Experimental II DATA INICIO: 26/06/2003		PROF. DO NÍVEL DE AGUA (m) Não encontrado PROF. DO REVESTIMENTO: 0,00 m PROFUNDIDADE TOTAL: 6,45 m		DATA FINAL: 26/06/2003 FOLHA 01/01			
A V A N Ç O	A M O S T R A	G O L P E S	T O R Q U E	T R E S I D U A L	COTA p/ BOCA DO FURO	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÃO	<p style="text-align: center;">RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N(SPT)</p>
TH	---	0	0	0	0	Argila arenosa amarela	
TH	1R	15	10	6	1,45		
TH	2R	24	28	14	2,45	Argila arenosa vermelha	
TH	3R	28	37	20	3,45		
TH	4R	32	48	30	4,45		
TH	5R	25	30	22	5,45	Silte arenoso rosa	
TH	6R	25	42	28	6,45		
NOTAS: 1) TH: TRADO HELICOIDAL 2) CA = CIRCULAÇÃO DE AGUA 3) R = AMOSTRA RECUPERADA 4) L = AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM						OBS:	
DESENHO: Paulo Roberto Borges		DATA: 27/06/2003		RESPONSÁVEL: Paulo Roberto Borges			

**Figura A6 – Perfil de sondagem SPT 06 e Resultado do SPT –T 03
(Borges, 2004)**

ANEXO – B

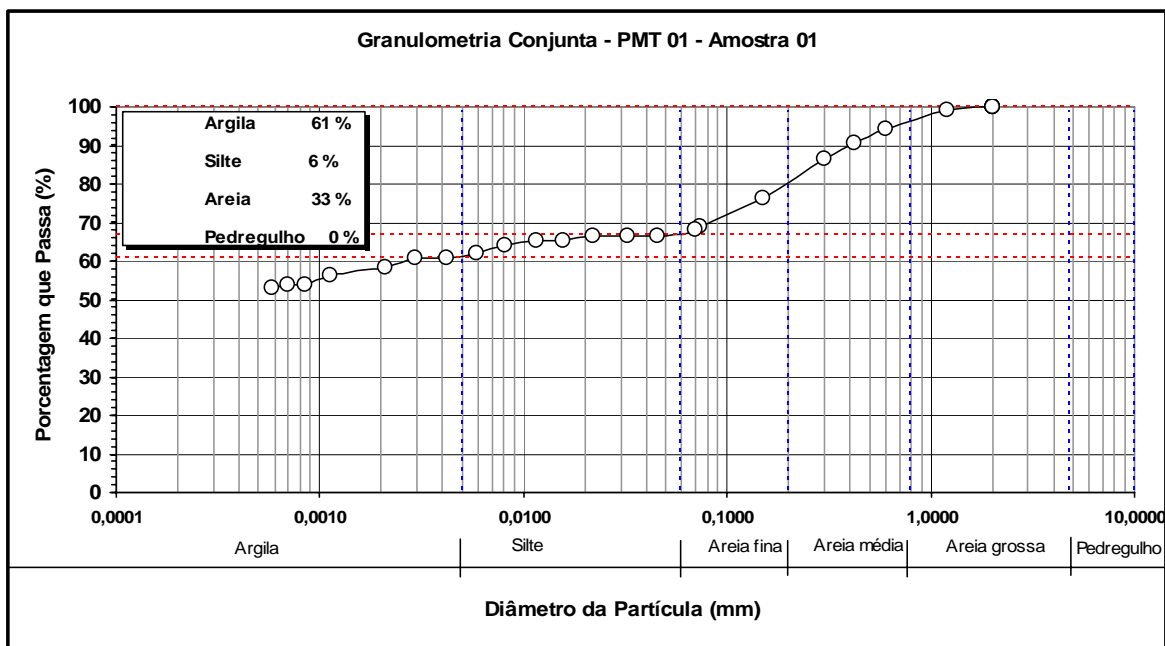


Figura B1 – Ensaio de granulometria Amt 01 / PMT 01

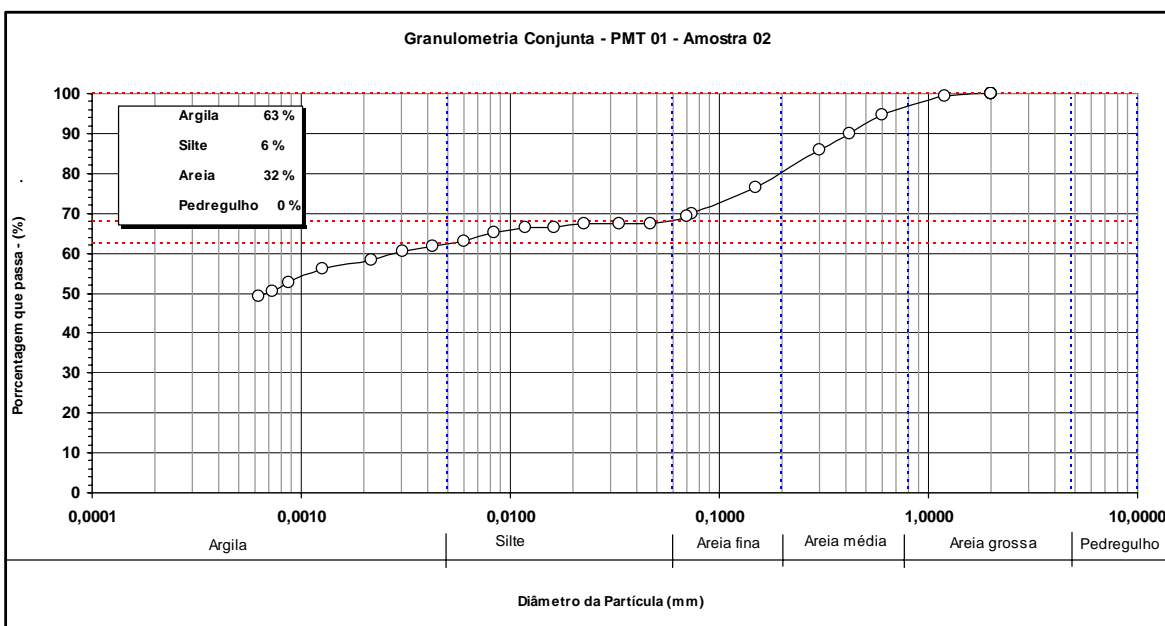


Figura B2 – Ensaio de granulometria Amt 02 / PMT 01

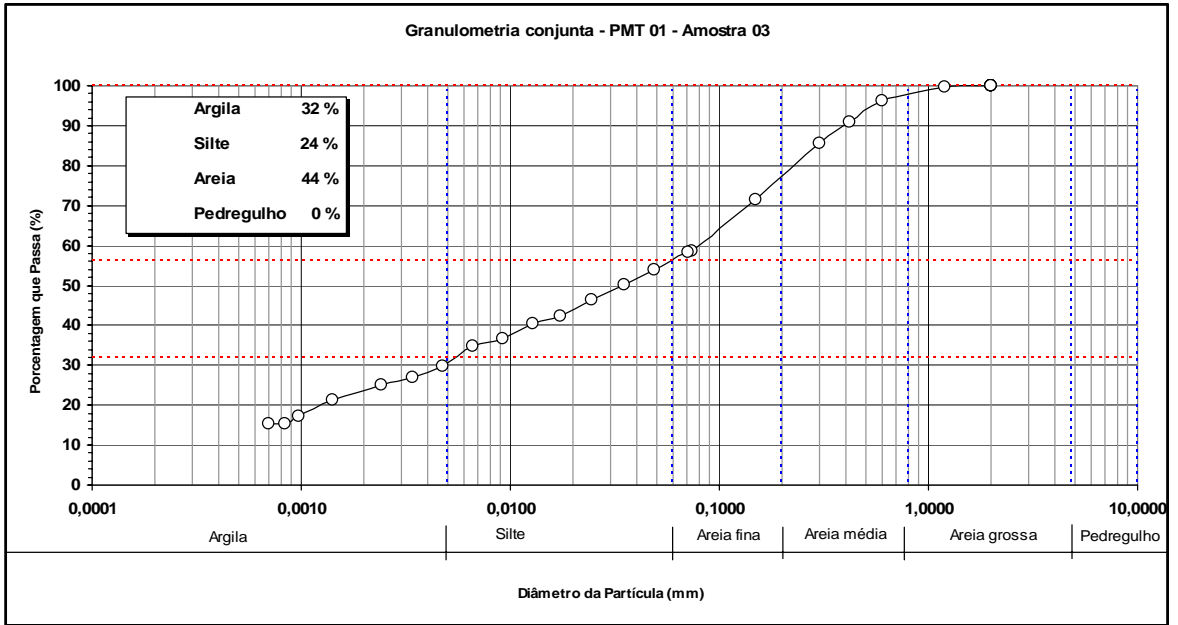


Figura B3 – Ensaio de granulometria Amt 03 / PMT 01

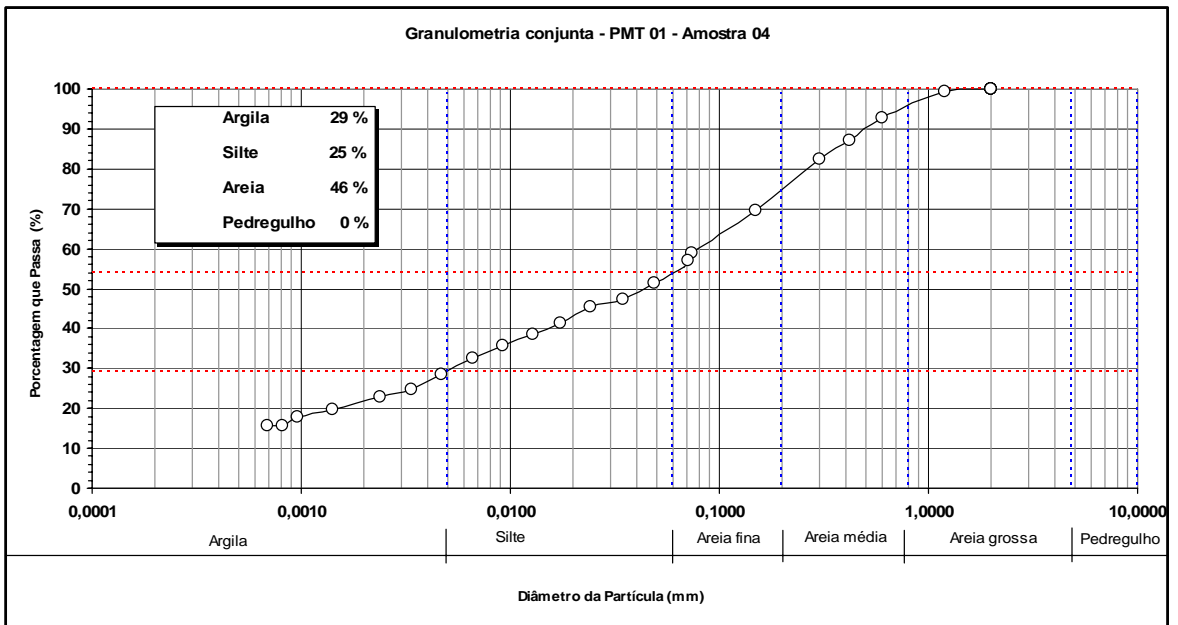


Figura B4 – Ensaio de granulometria Amt 04 / PMT 01

ANEXO – C

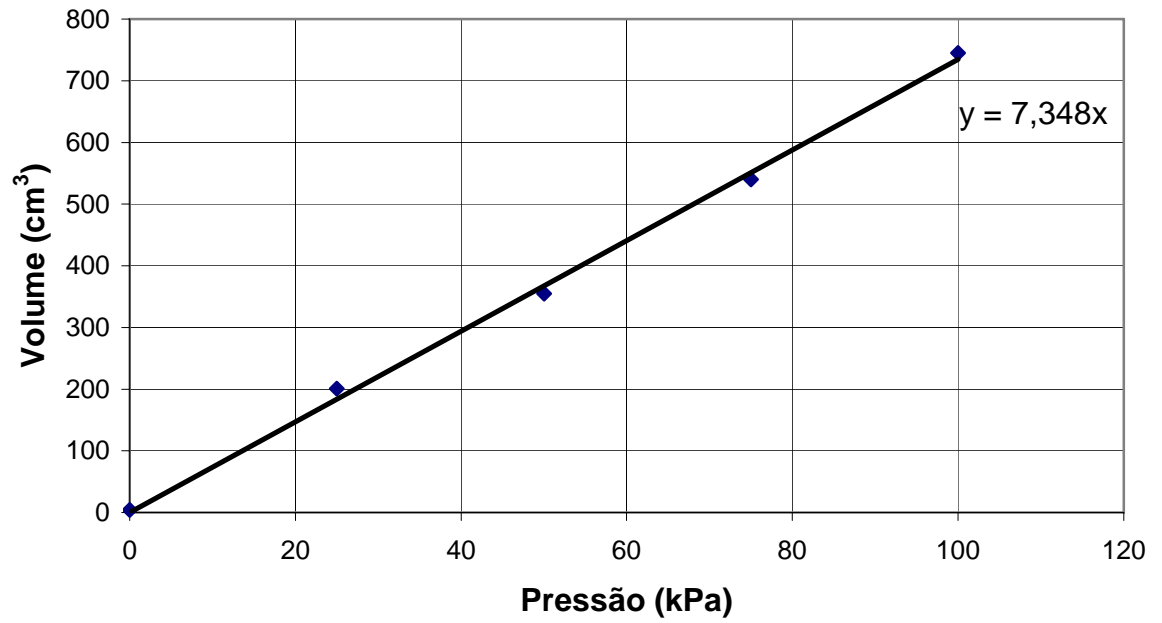


Figura C1 – Ensaio de calibração quanto às perdas de pressão (PMT)

PMT - 01

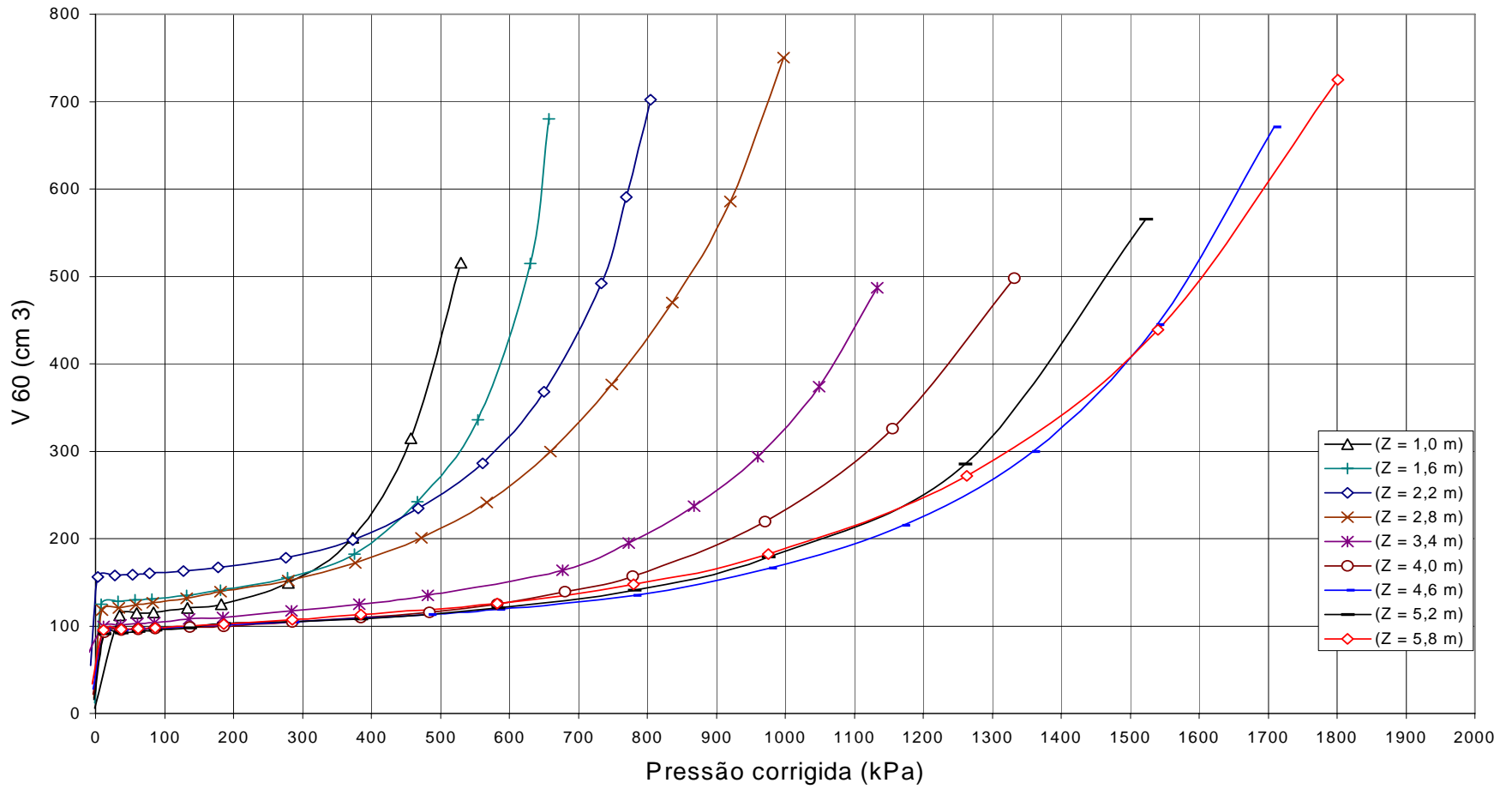


Figura C2 - Ensaio pressiométrico PMT - 01

PMT - 02

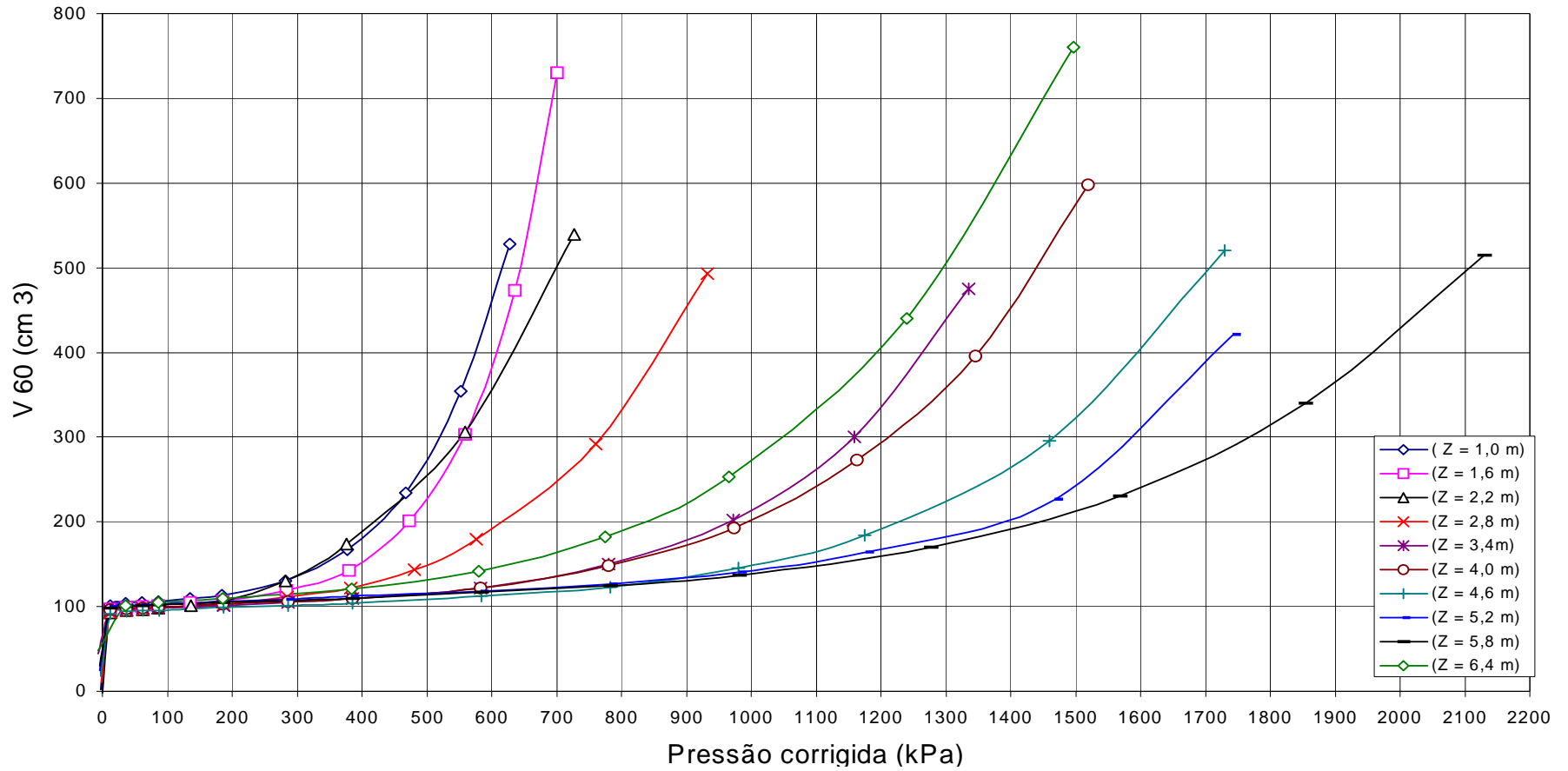


Figura C3 – Ensaio pressiométrico PMT – 02

PMT - 03

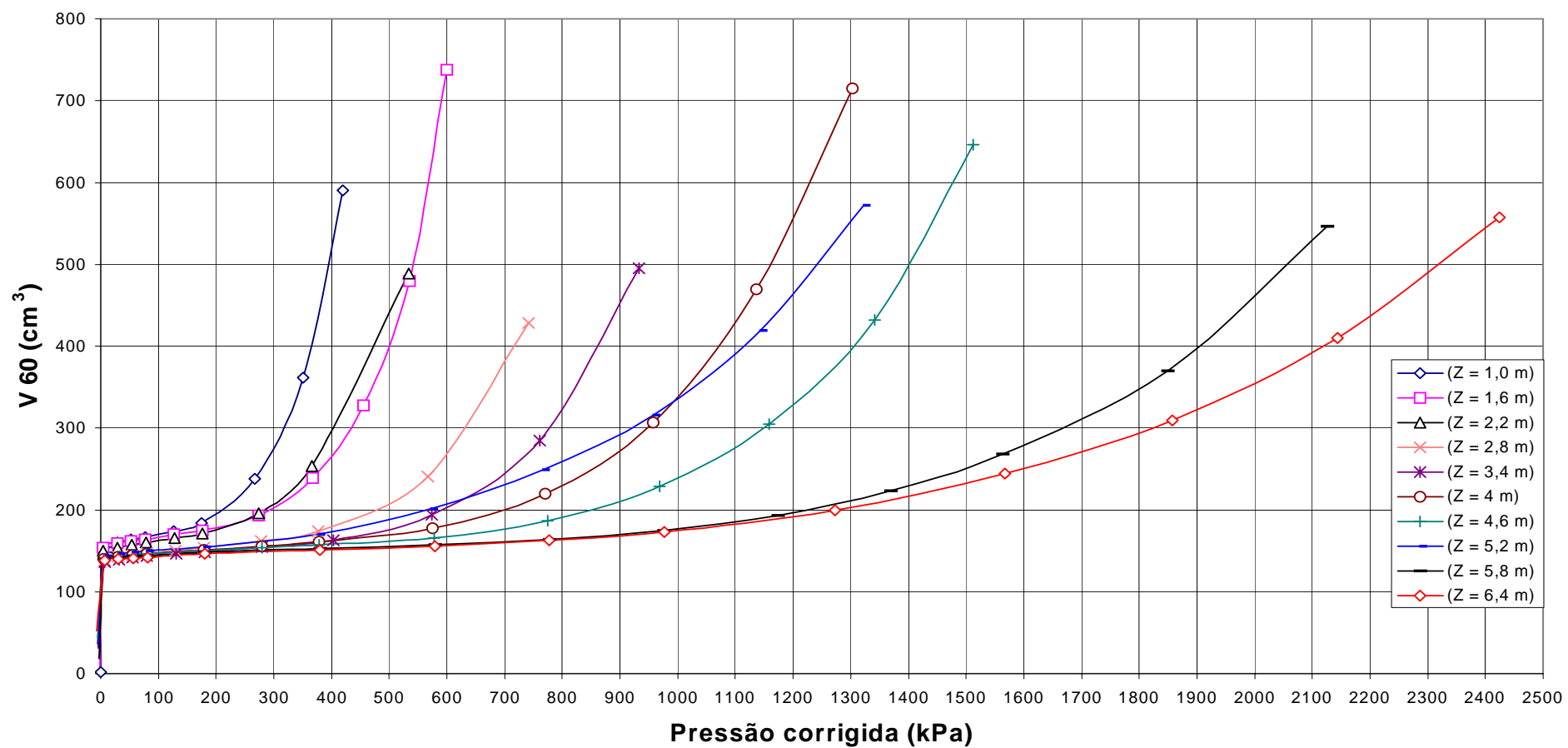


Figura C4 – Ensaio pressiométrico PMT – 03

PMT - 04

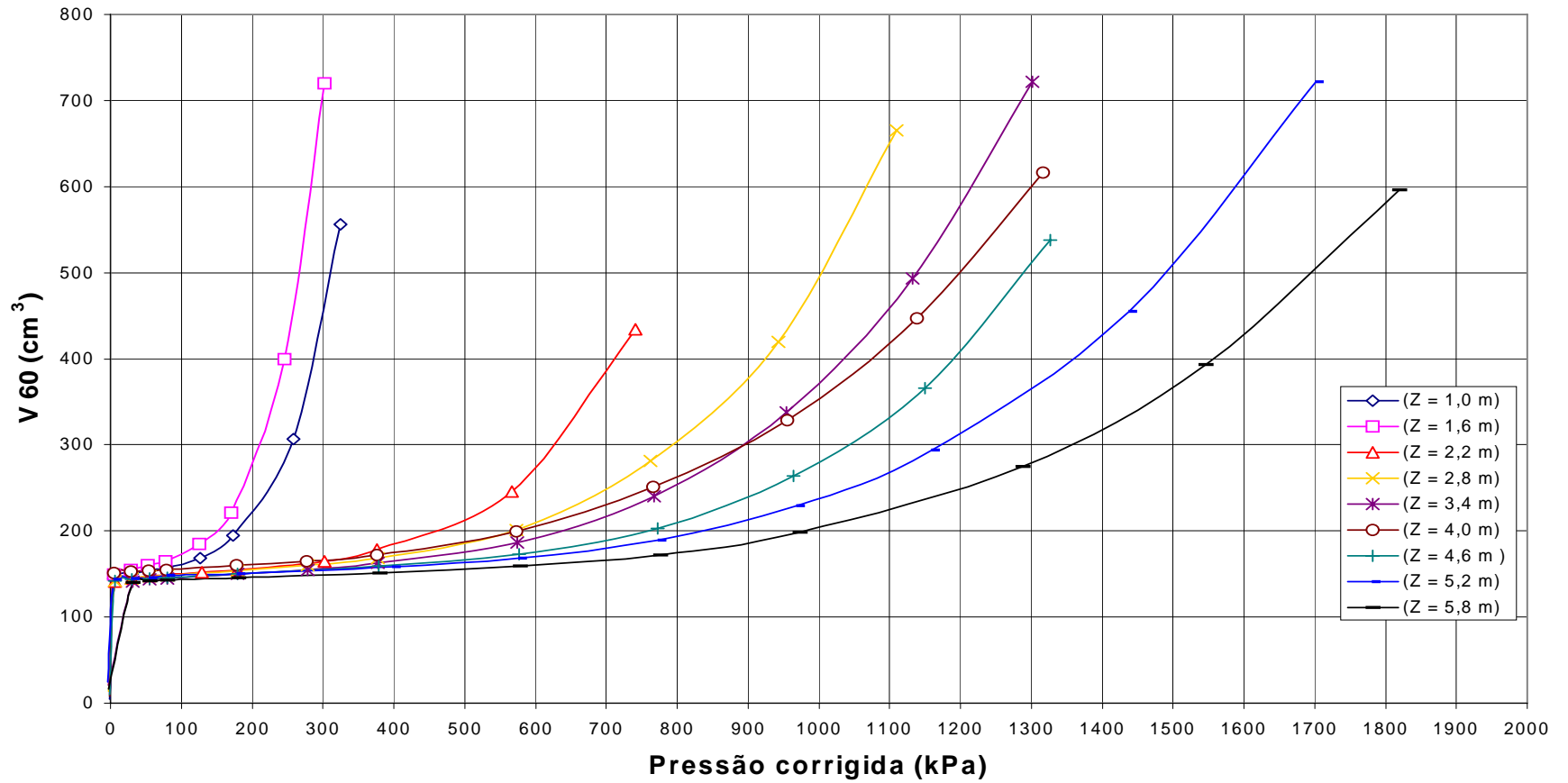


Figura C5 – Ensaio pressiométrico PMT – 04

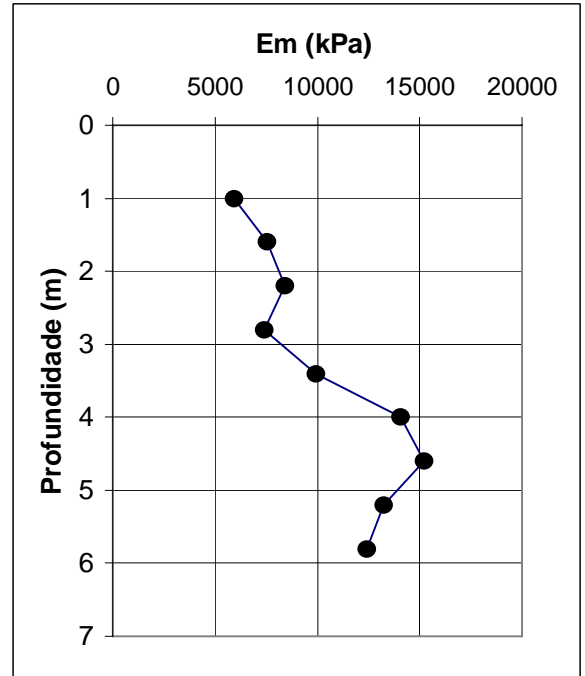
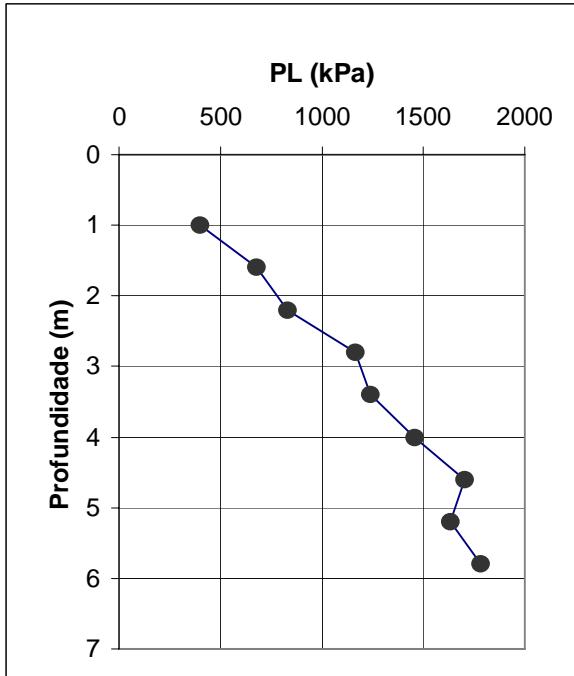


Figura C6 – Variação da pressão limite e do módulo pressiométrico (PMT 01)

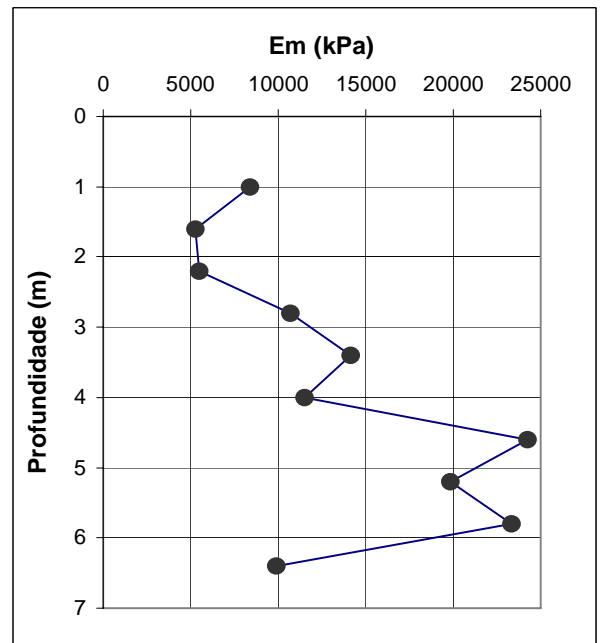
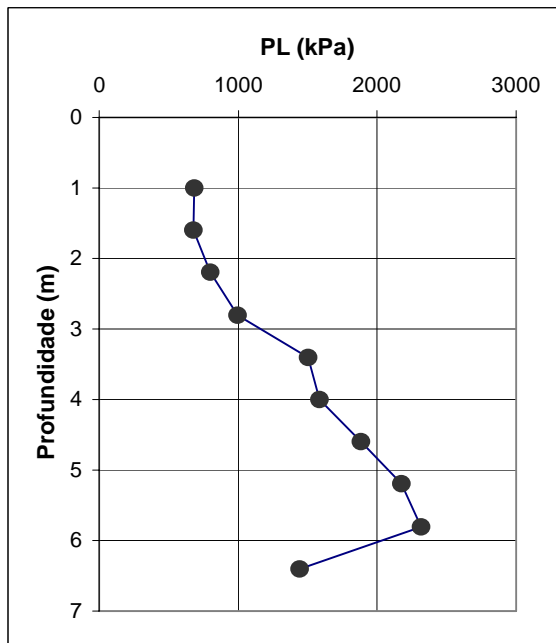


Figura C7 – Variação da pressão limite e do módulo pressiométrico (PMT 02)

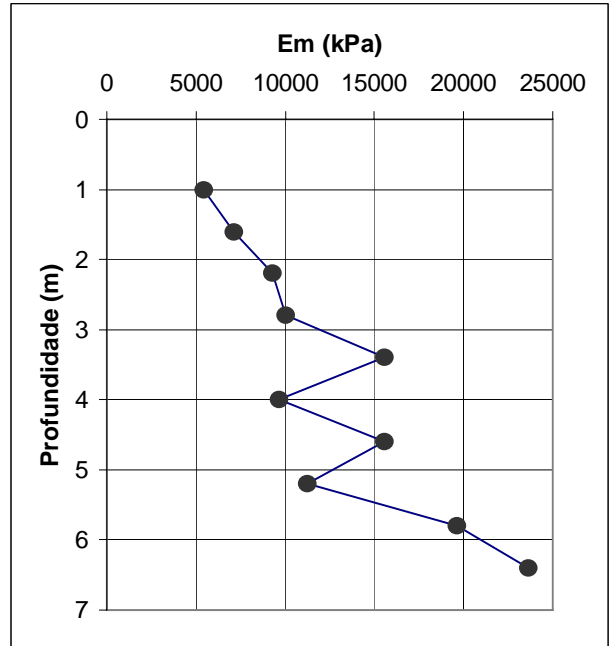
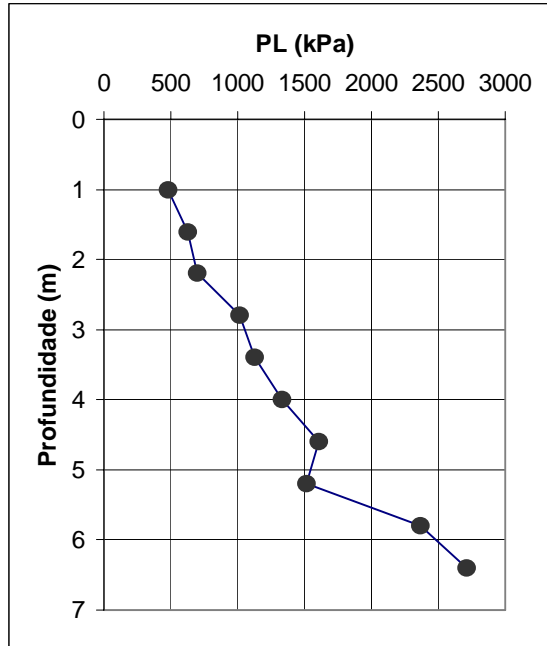


Figura C8 – Variação da pressão limite e do módulo pressiométrico (PMT 03)

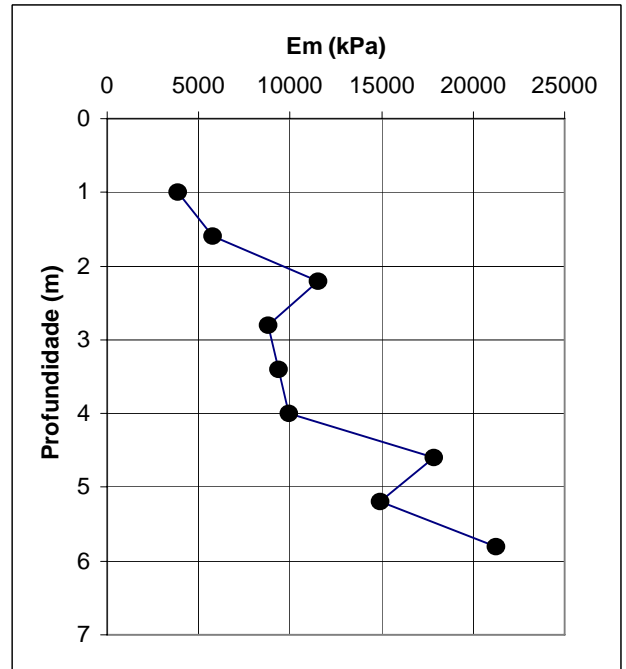
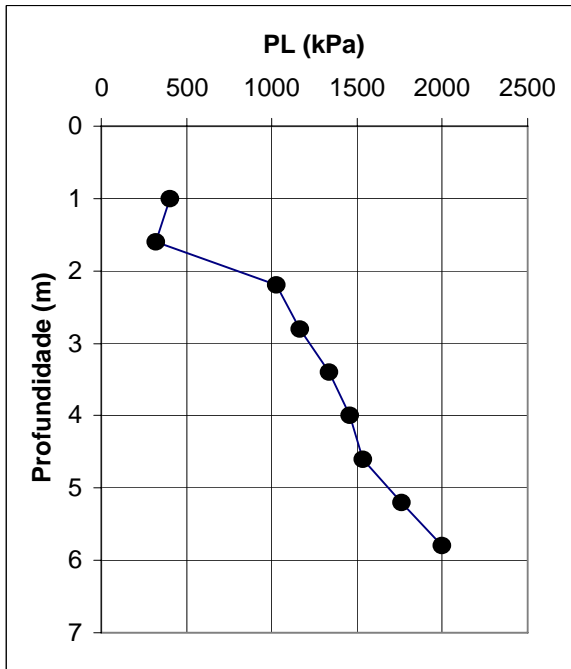


Figura C9 – Variação da pressão limite e do módulo pressiométrico (PMT 04)

ANEXO – D

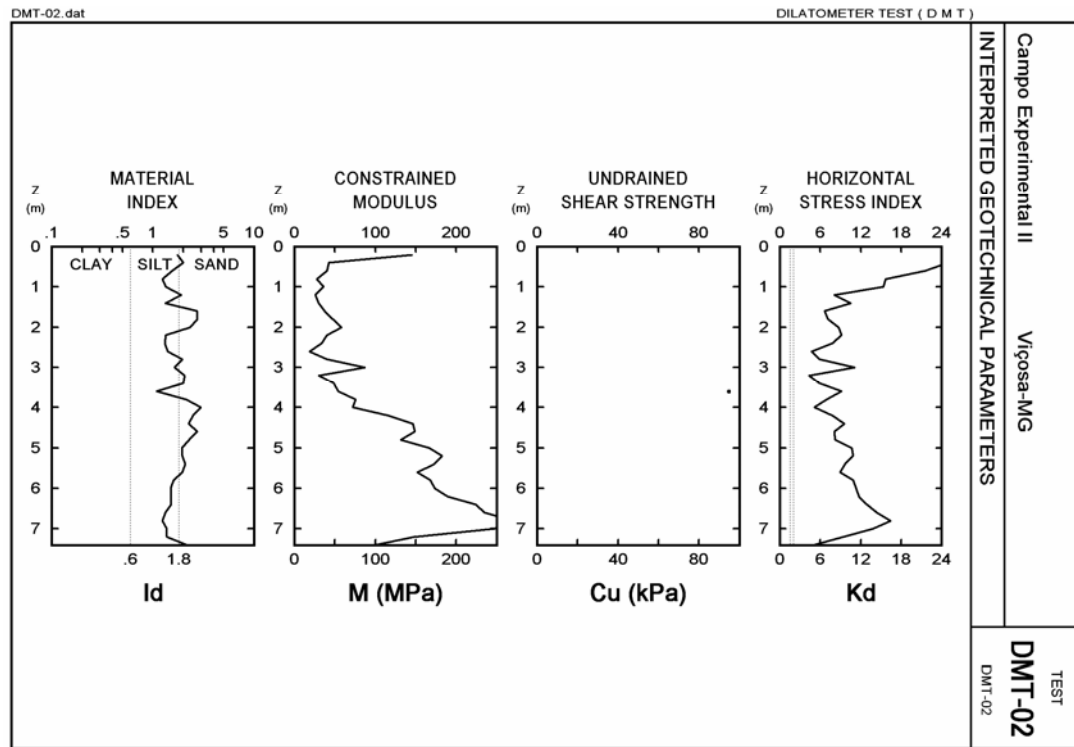
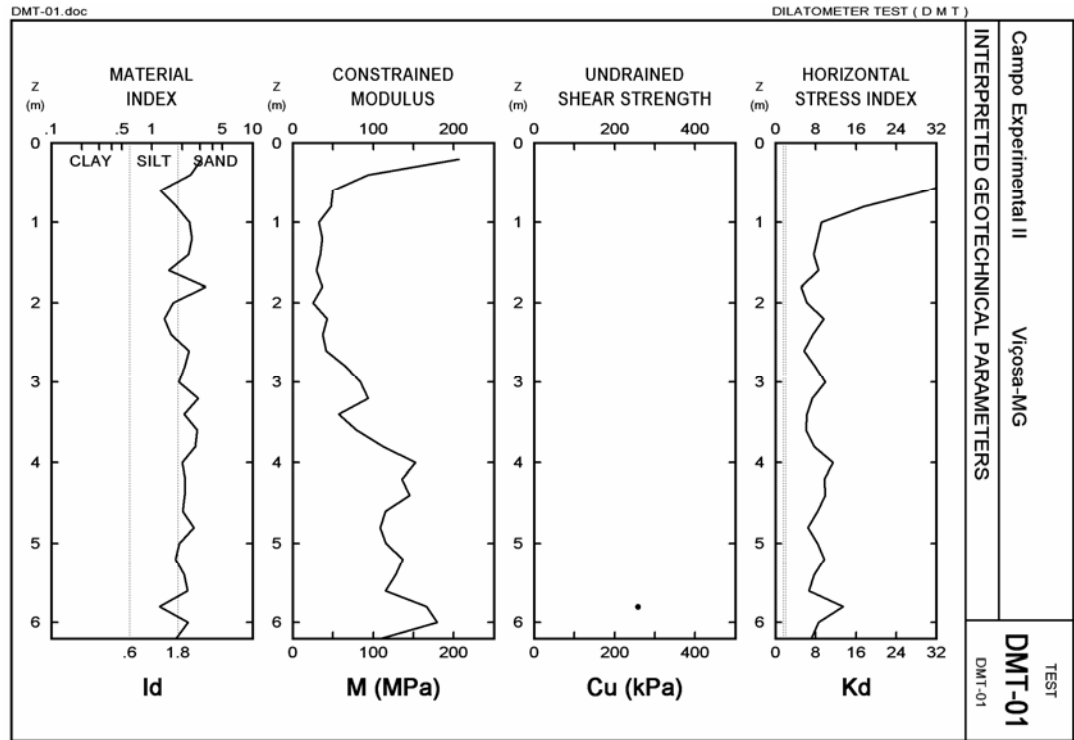


Figura D1 – Variação de parâmetros ao longo da profundidade DMT 01 e DMT 02

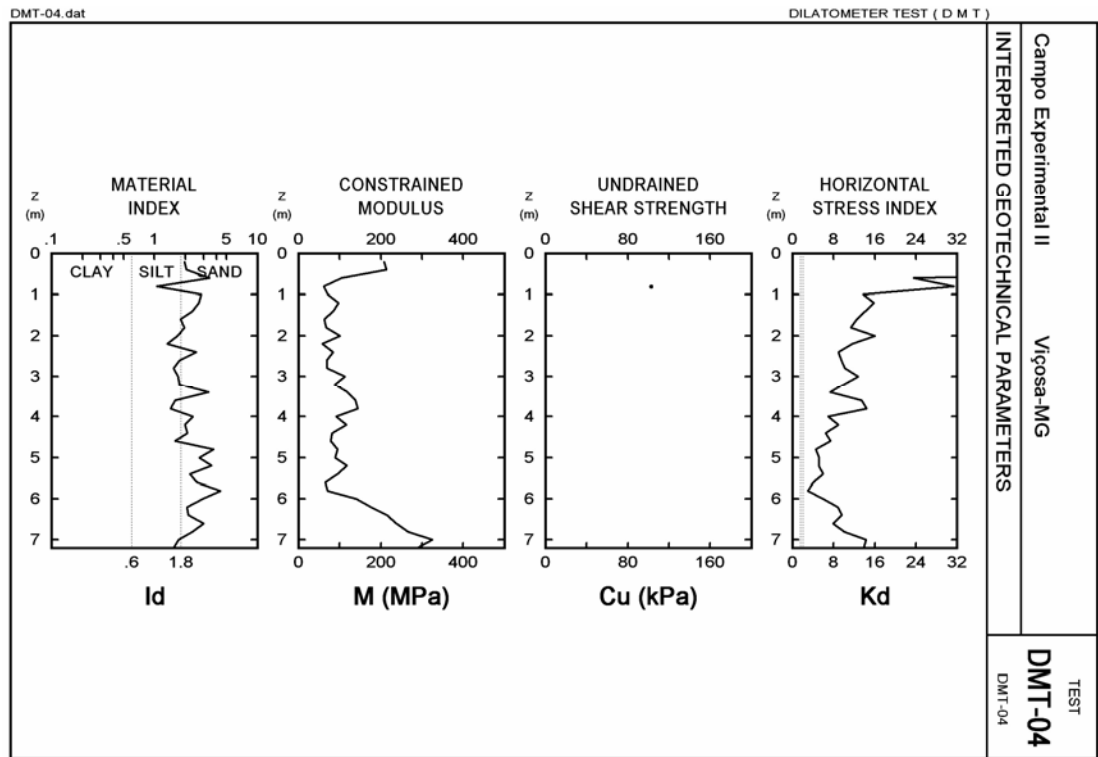
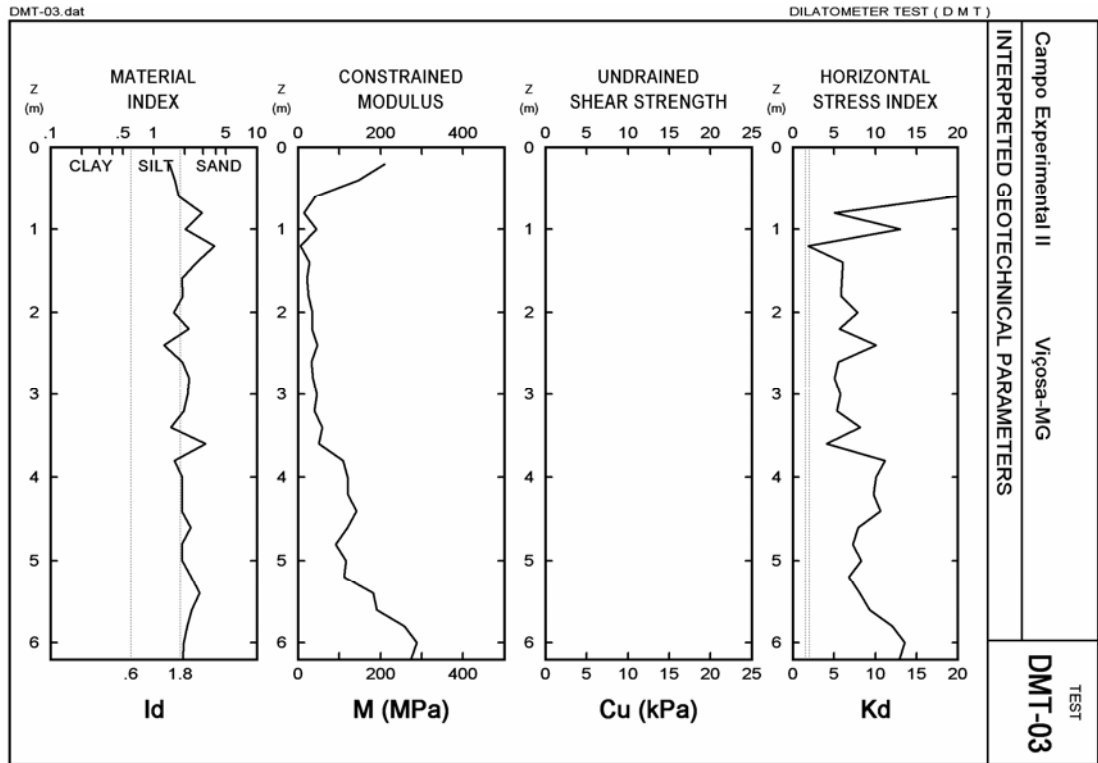
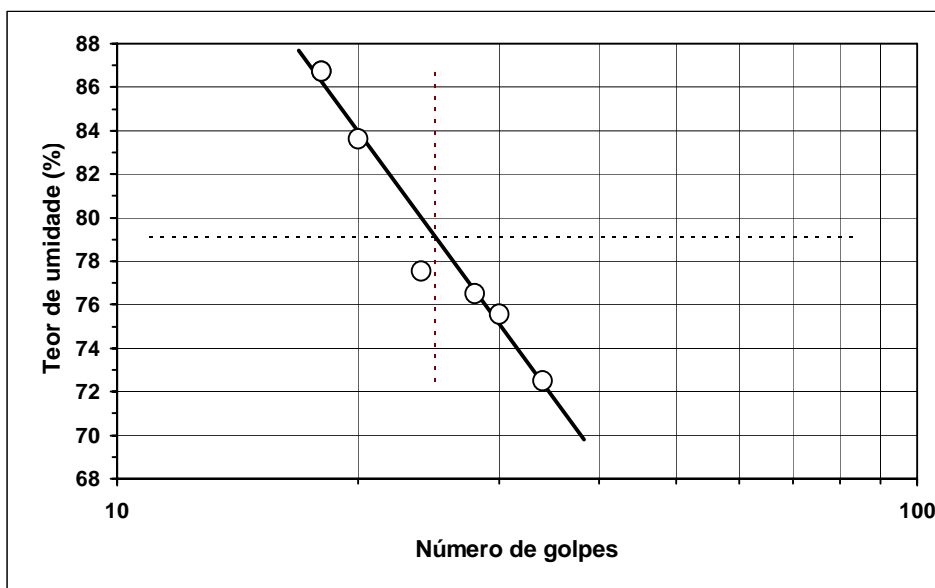
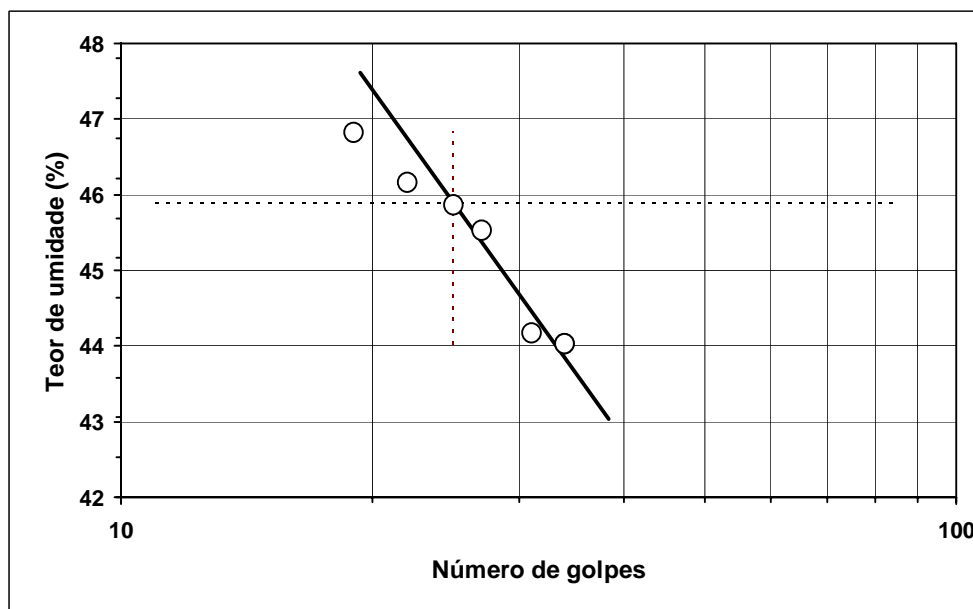


Figura D2 – Variação de parâmetros ao longo da profundidade DMT 03 e DMT 04

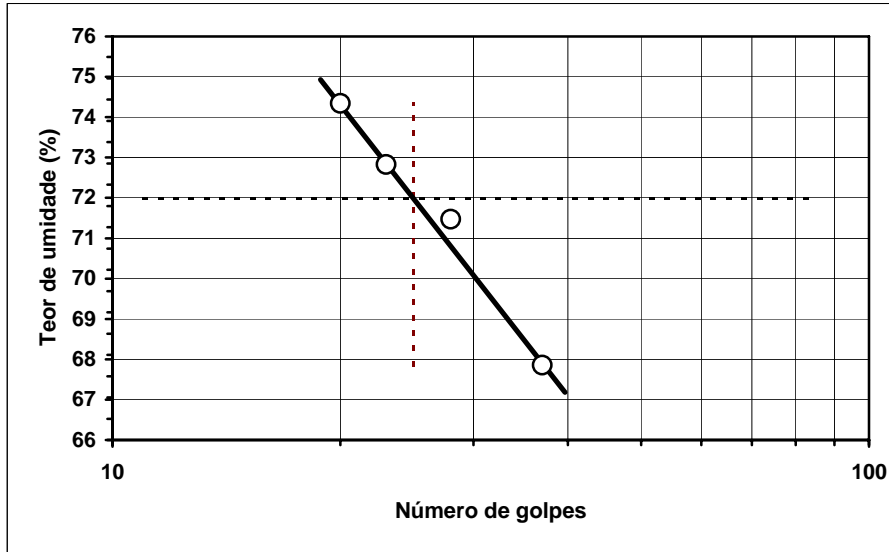
ANEXO – E



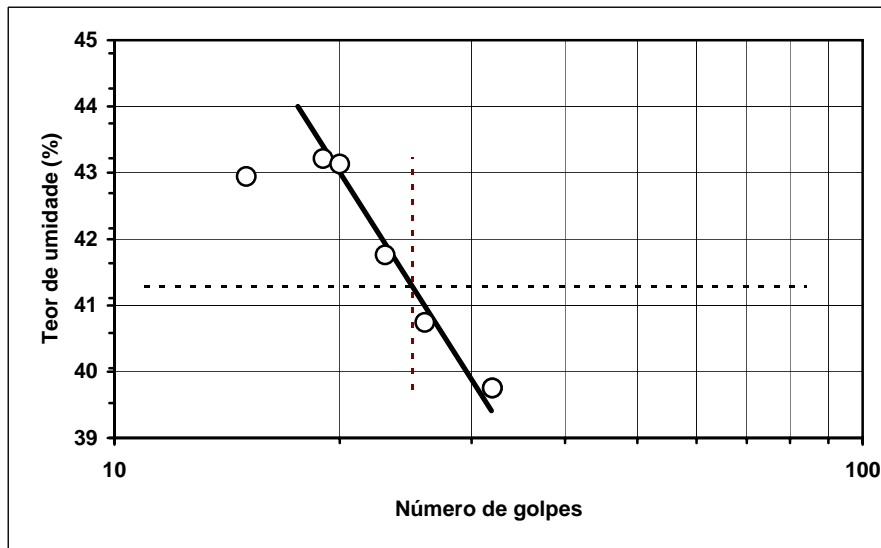
**Figura E1 - Ensaio de Limites de Consistência
PMT 01 / Amt 01e 02 – Profundidade 0,4 a 2,8 m**



**Figura E2 - Ensaio de Limites de Consistência
PMT 01 / Amt 03, 04, 05 – Profundidade 2,8 a 6,1 m**



**Figura E3 - Ensaio de Limites de Consistência
PMT 02 / Amt 01, 02,03 e 04 – Profundidade 0,4 a 5,95 m**



**Figura E4 - Ensaio de Limites de Consistência
PMT 02 / Amt 05 – Profundidade 5,95 a 6,7 m**

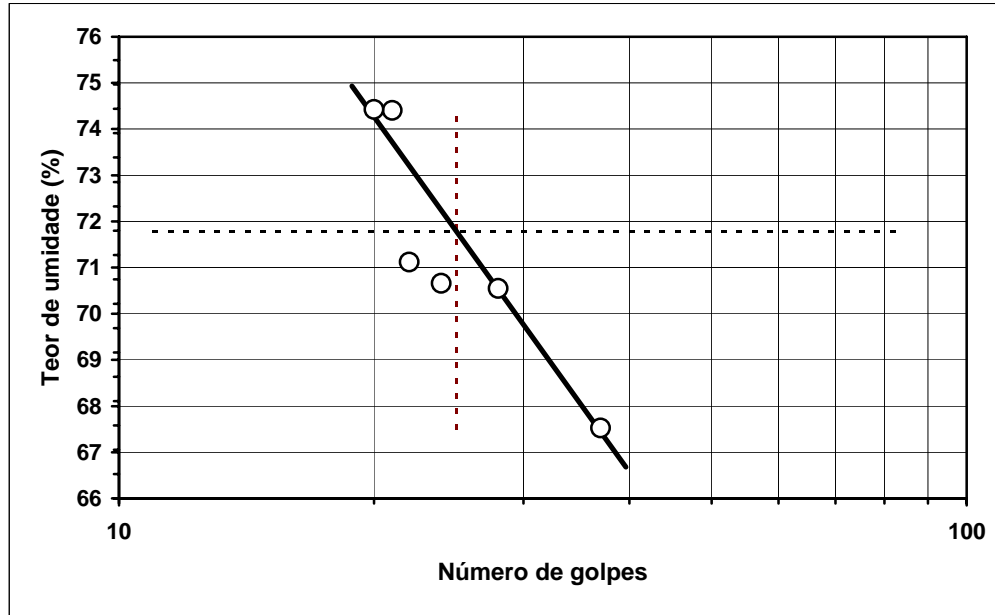


Figura E5 - Ensaio de Limites de Consistência
PMT 03 / Amt 01, 02 – Profundidade 0,4 a 2,0 m

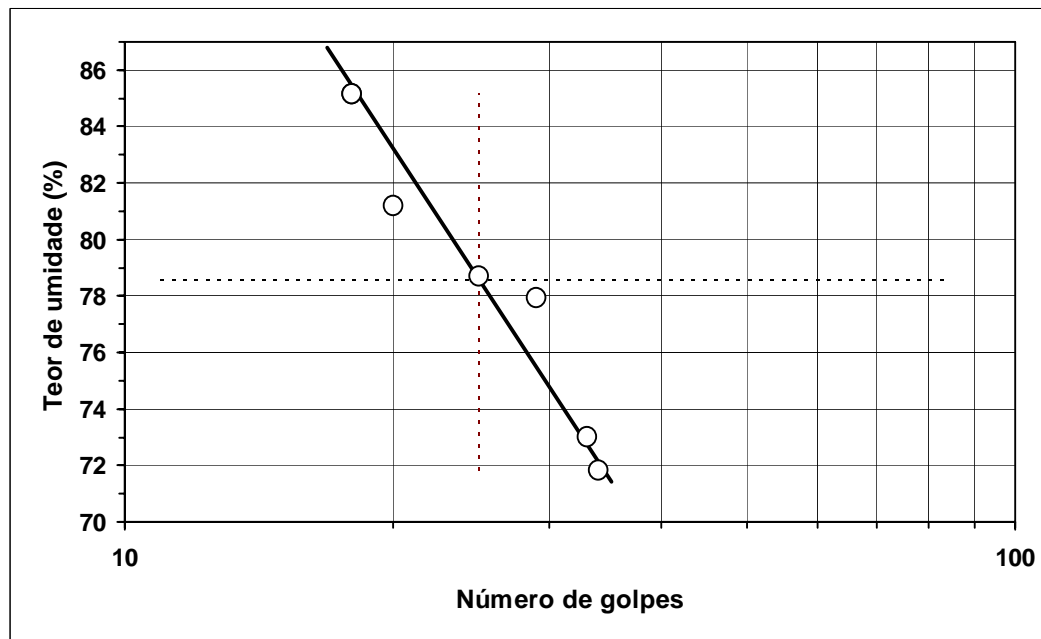
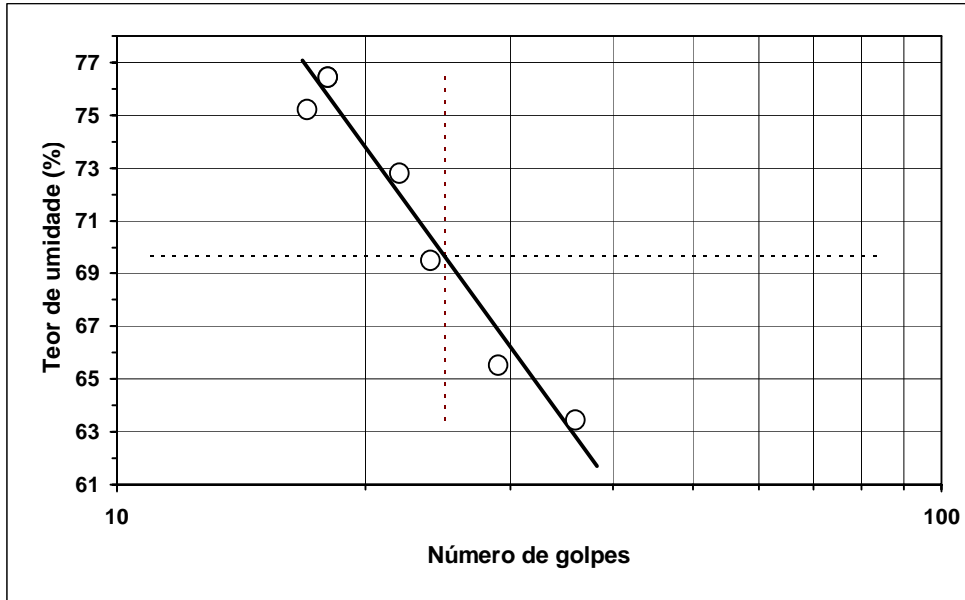
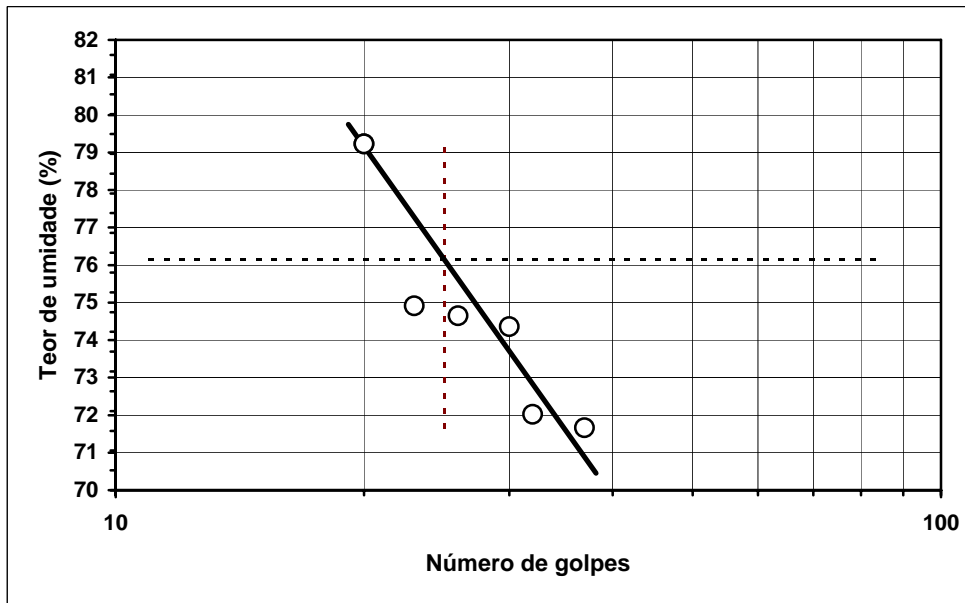


Figura E6 - Ensaio de Limites de Consistência
PMT 03 / Amt 03, 04, 05 – Profundidade 2,0 a 6,7 m



**Figura E7 - Ensaio de Limites de Consistência
PMT 04 / Amt 01, 02, 03 – Profundidade 0,4 a 4,0 m**



**Figura E8 - Ensaio de Limites de Consistência
PMT 04 / Amt 04, 05 – Profundidade 4,0 a 6,7 m**

ANEXO F

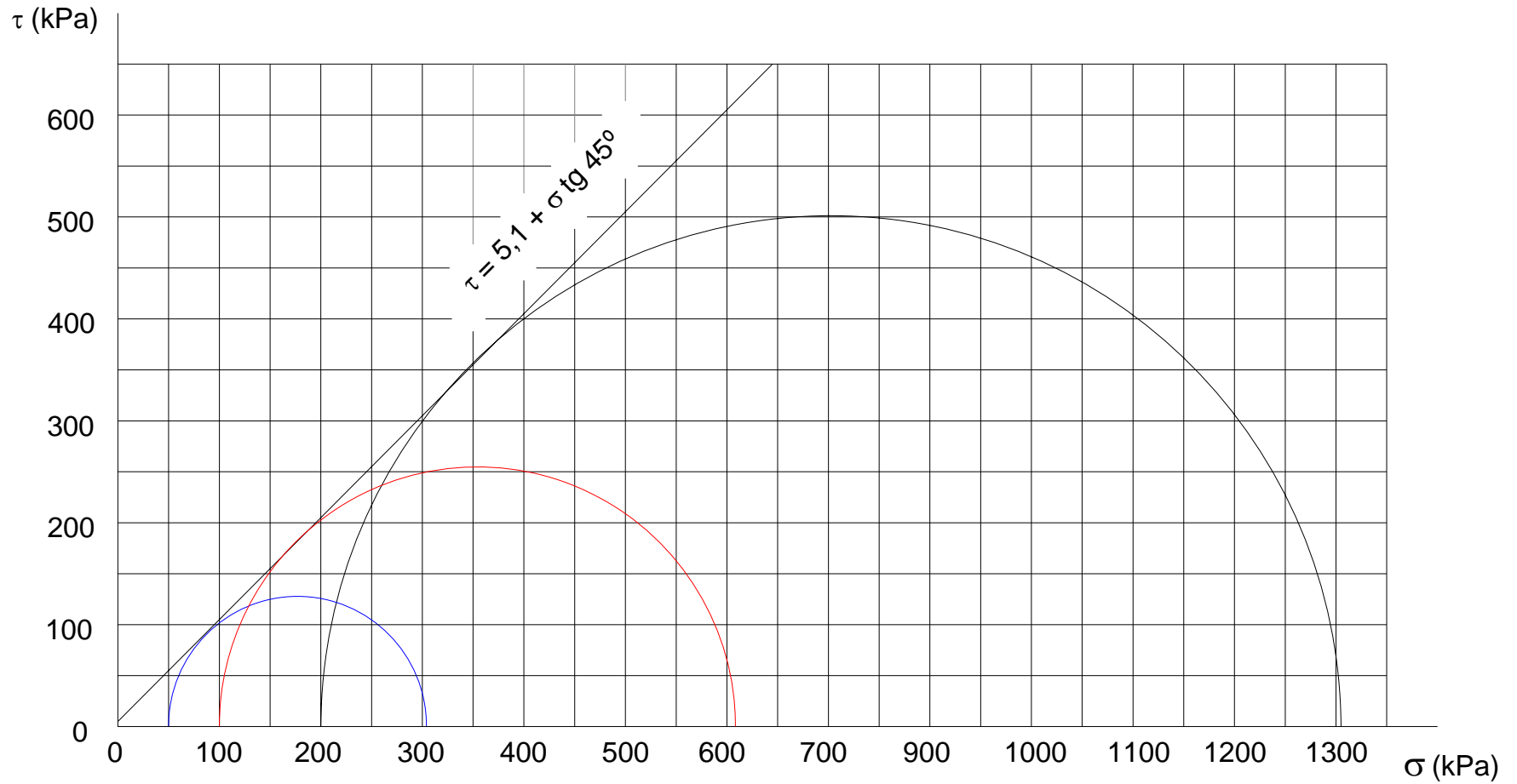


Figura F1 – Ensaio triaxial (amostra 2,00 m)

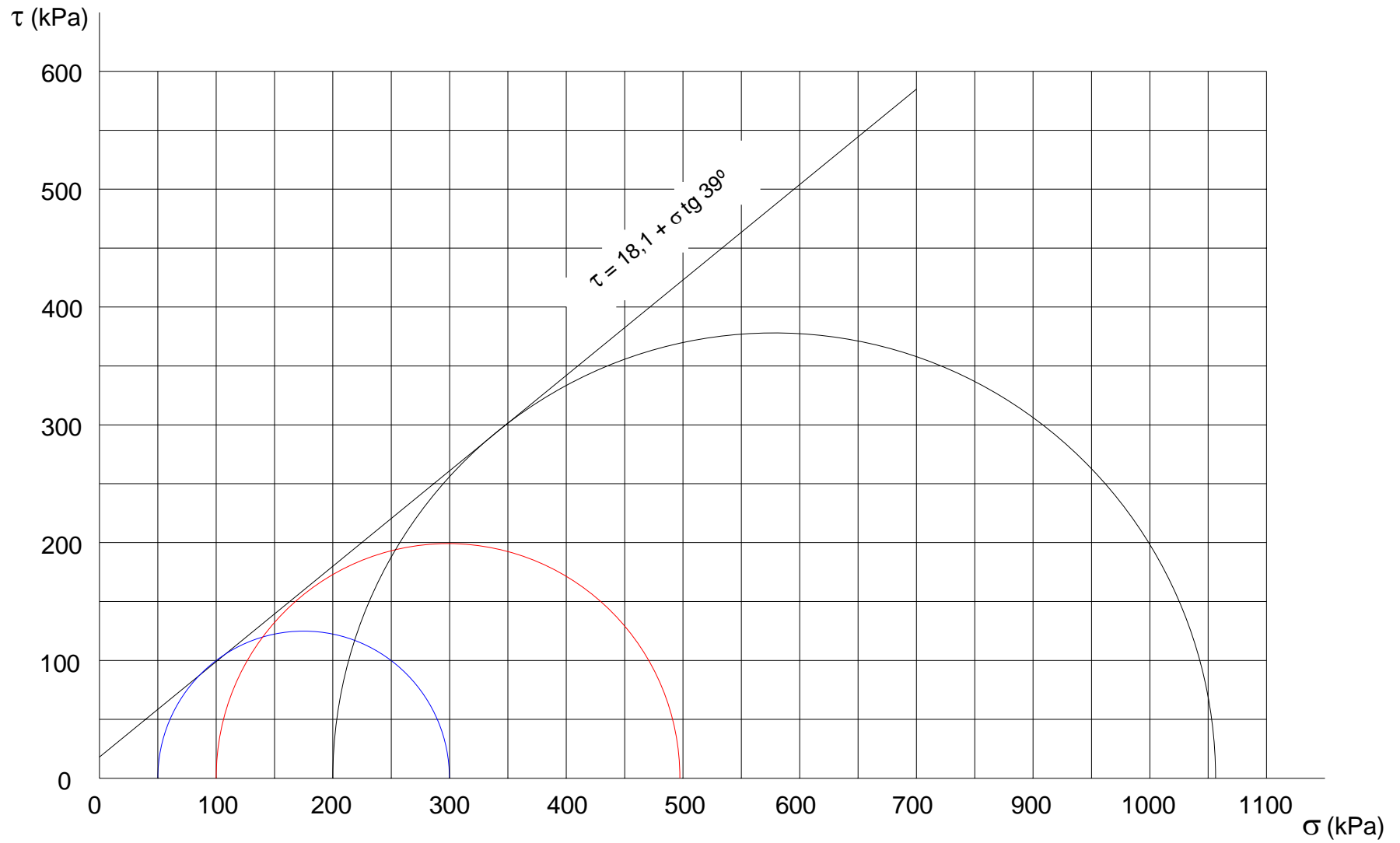


Figura F2 – Ensaio triaxial (amostra 4,00 m)

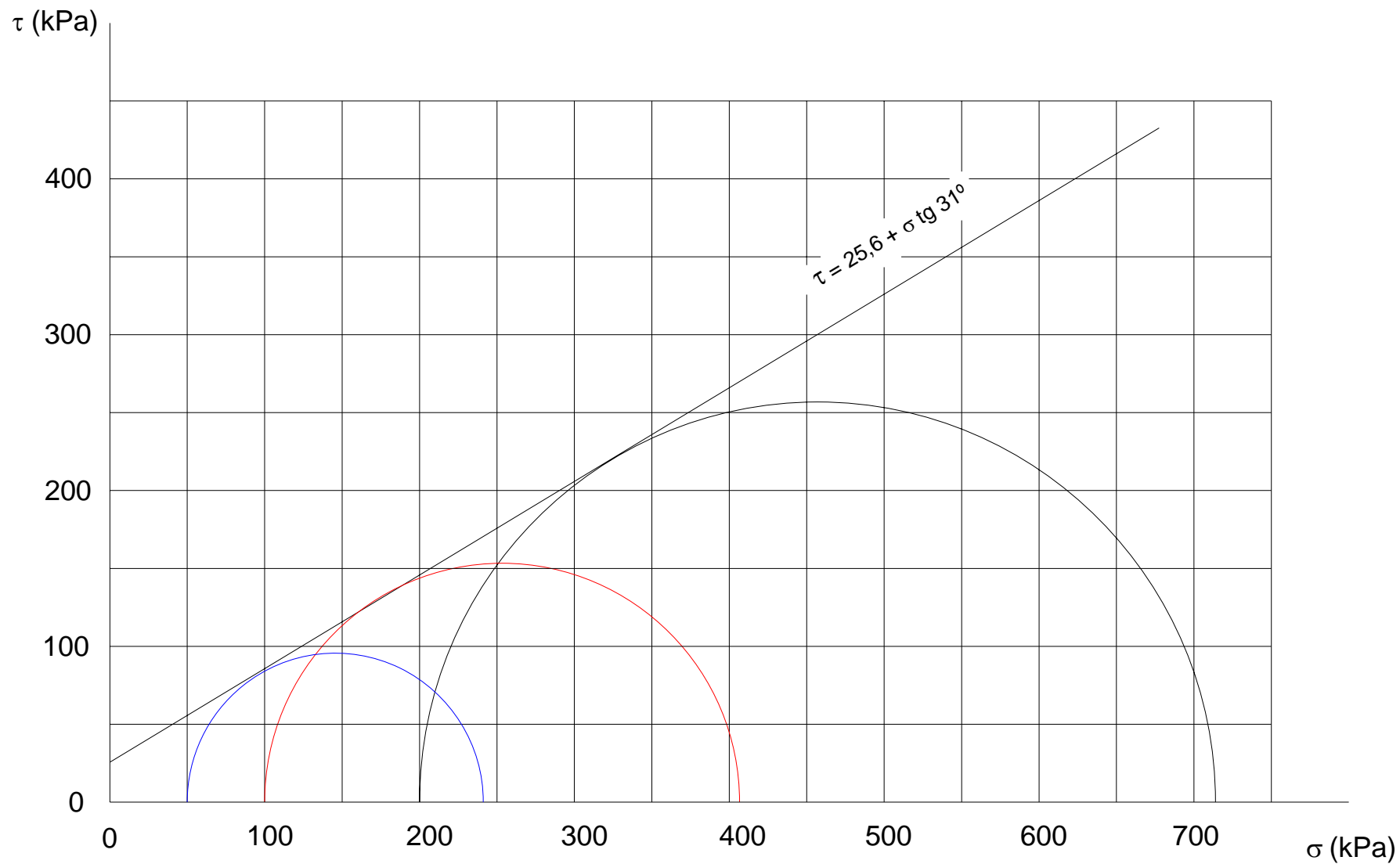


Figura F3 – Ensaio triaxial (amostra 6,00 m)