

MARCELO DE LIMA BELONI

**RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO DE GRAMPOS EM
SOLO RESIDUAL DE GNAISSE**

Dissertação 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
2010

MARCELO DE LIMA BELONI

**RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO DE GRAMPOS EM SOLO
RESIDUAL DE GNAISSE**

Dissertação 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*.

APROVADO: 13 de dezembro de 2010

Prof. Roberto F. de Azevedo
Co-orientador

Prof. Luis Otávio Rigueira Santiago
Co-orientador

Prof. Dario Cardoso de Lima
Co-orientador

Prof. Stélio Maia Menezes

Prof. Enivaldo Minette
Orientador

Dedico este trabalho a mulher da minha vida, Míriam, aos meus pais (Maria e José Jorge) e meu irmão (Matheus).

*“Ninguém ignora tudo. Ninguém sabe tudo.
Todos nós sabemos alguma coisa.
Todos nós ignoramos alguma coisa.
Por isso aprendemos sempre.”*

Paulo Freire

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, fonte de força e sabedoria que me concedeu o privilégio da vida.

Aos meus pais e meu irmão, pelo amor incondicional e por me proporcionarem todas as condições para que os sonhos pudessem ser conquistados. Minha família é o pilar em que sustento toda minha vida.

A Míriam, minha amada, companheira de todas as horas, que com todo seu amor sempre esteve ao meu lado para incentivar, aconselhar, encorajar, socorrer e passar confiança nas horas em que nada parecia dar certo. Sem seu apoio e dedicação este trabalho não se tornaria realidade.

A família Zaidan, principalmente Osvaldo e Evanise, que me adotaram e sempre estiveram presentes me incentivando e apoiando com carinho e dedicação.

A meus tios, tias, primos e primas, que sempre torceram por mim, e que de alguma forma contribuíram com minha formação.

Ao meu orientador Enivaldo Minette, pela amizade, respeito, confiança e que em todos os momentos de dúvidas me aconselhou e ensinou com toda sua experiência e sabedoria.

Aos meus co-orientadores, Luis Otávio que durante os ensaios de campo compartilhou suas idéias enriquecendo os resultados desta pesquisa, e Roberto Azevedo, que durante todo o curso transmitiu da melhor forma todo seu conhecimento.

Ao professor Eduardo, que sempre se mostrou disposto a ajudar, escutando os problemas e buscando soluções.

Aos professores, José Luiz, Reginaldo, Marcio e Paulo Sérgio que de alguma forma contribuíram para o sucesso deste trabalho.

Aos técnicos e amigos do laboratório, Julio (Julinho), Paulo (P3) e Jorge que sempre se mostraram dispostos a ajudar e ensinar na realização dos ensaios.

Aos amigos da turma de Engenharia Civil 2002, que se mostraram presentes durante toda minha formação profissional.

Aos colegas da pós-graduação, André, Kátia, Luana, Ciro, Carla, Lucas, Carlos Augusto (Cantim), Márcio (Teixeiras) e Marcos (Salsicha), pelas contribuições diretas e indiretas no desenvolvimento dos trabalhos.

Aos amigos da República Carandiru, Lucas, Leonardo (Leo Banana), João Luis (John John), Gênesis (Jhames), Ruan (Coveiro), Talles (Tokú), Vitor (Tomate), Daniel (O Pança) que compartilharam comigo anos maravilhosos.

Ao amigo Leonardo Carneiro (Leozinho) (*in memoriam*) pelas noites de viola, momentos de descontração e por ter vivido comigo a alegria de muitas conquistas. Com certeza, de onde estiver, estará sempre torcendo por mim.

Aos amigos do Vale do Aço, que mesmo de longe sempre se mantiveram presentes em minha vida.

Ao amigo conquistado durante os ensaios de campo Leandro (Alemão), que esteve em grande parte dos ensaios de campo, ao meu lado me auxiliando e ensinando com toda sua experiência e calma.

Ao Joacir, pela disponibilidade e vontade de ajudar durante a execução dos grampos.

A todas as pessoas que, direta ou indiretamente, contribuíram para a execução dessa Dissertação de Mestrado, e foram igualmente importantes neste processo.

A Universidade Federal de Viçosa, principalmente às pessoas ligadas a minha formação, pela oportunidade e qualidade do ensino.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela concessão de uma bolsa de Formação de Pesquisador de Mestrado.

BIOGRAFIA

MARCELO DE LIMA BELONI, filho de Maria de Lima Beloni e José Jorge Beloni, nasceu em 10 de janeiro de 1983, na cidade de Coronel Fabriciano, Minas Gerais.

Iniciou em março de 2002 o curso de graduação em Engenharia Civil, na Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa-MG. Estagiou no Laboratório de Geotecnia, coordenado pelo Prof. Paulo Sergio de Almeida. Fez estágio extracurricular na empresa Beloni Engenharia Ltda, desenvolvendo funções de Projetista, dentre estas, projetos arquitetônico, estrutural, hidráulico e incêndio, além de realizar levantamento de lista de materiais. Concluiu o curso de Engenharia Civil em janeiro de 2008.

Em março deste mesmo ano, ingressou no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, trabalhando na área de concentração Geotecnia e na linha de pesquisa Geotecnia Analítica e Experimental, concluindo em dezembro de 2010.

Atualmente é professor do curso de Engenharia Civil, ministrando Mecânica de Solos I, Concreto Armado I e Concreto Armado II, na Universidade Presidente Antônio Carlos (UNIPAC), Campus Vale do Aço / Ipatinga-MG.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABELAS	xiii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xv
LISTA DE SÍMBOLOS	xvii
RESUMO	xix
ABSTRACT	xxi
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Importância da pesquisa	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Organização da tese	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 Histórico	5
2.2 Definição	6
2.3 Etapas Executivas da Técnica de Solo Grampeado	7
2.3.1 Escavação	8
2.3.2 Instalação dos grampos	10
2.3.3 Proteção da face da escavação	14
2.3.4 Sistema de drenagem	15
2.4 Comportamento Mecânico do Solo Grampeado	18
2.5 Resistência ao Arrancamento: atrito solo x grampo	19
2.6 Ensaios de Arrancamento	20
2.6.1 Força de Arrancamento	22
2.6.2 Comportamento Curva de ensaio Carga versus Deslocamento	23
2.7 Tipos de Ruptura	24
2.7.1 Ruptura interna	25
2.7.2 Ruptura externa	26
2.7.3 Ruptura mista	26
2.8 Correlações Semi-Empíricas	26
2.8.1 Correlações semi-empíricas aplicadas ao solo grampeado	26
2.8.2 Correlações para atrito lateral em estacas	30

2.9 Valores Encontrados na Literatura	34
3 MATERIAIS E MÉTODOS	37
3.1 Programa Experimental	37
3.1.1 Área experimental.....	37
3.1.2 Execução dos grampos.....	38
3.1.3 Ensaios de laboratório.....	46
3.1.4 Ensaios de campo.....	52
3.2 Análise estatística.....	63
4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	64
4.1 Ensaios de laboratório.....	64
4.1.1 Peso específico dos sólidos.....	64
4.1.2 Limites de consistência.....	64
4.1.3 Granulometria conjunta.....	65
4.1.4 Ensaios de resistência a compressão triaxial	66
4.2 Ensaios de Campo	67
4.2.1 Sondagem de simples reconhecimento - SPT.....	67
4.2.2 Sondagem pressiométrica – PMT.....	69
4.2.3 Sondagem dilatométrica - DMT	72
4.2.4 Ensaios de arrancamento.....	73
4.3 Estimativa de q_s a partir de métodos semi-empíricos.....	86
4.3.1 Métodos semi-empíricos aplicados a solo grampeado.....	86
4.3.2 Métodos semi-empíricos para determinação do atrito lateral em estacas.....	94
4.4 Comparação com valores encontrados por outros autores	99
4.5 Propostas de correlações semi-empíricas.....	100
4.5.1 Correlações semi-empíricas propostas.....	100
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES	106
5.1 Conclusões.....	106
5.2 Sugestões para trabalhos futuros	109
REFERÊNCIAS	110
APÊNDICE.....	117
Apêndice A - Resultados dos ensaios triaxiais	117
Apêndice B - Resultados dos ensaios PMT	121

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Etapas executivas da técnica de Solos Grampeados.....	8
Figura 2. Escavação com a utilização de bermas de equilíbrio.	10
Figura 3. Detalhes dos grampos injetados.....	11
Figura 4. Tipos de ligações grampo-face. (a) Para barra com mais de 20 mm de diâmetro e (b) barras com menos de 20 mm de diâmetro.	13
Figura 5. Detalhe de dreno profundo.	16
Figura 6. Drenagem superficial.	17
Figura 7. Detalhe dos drenos tipo barbacã e de paramento.	17
Figura 8. Zonas ativa e passiva em estruturas grampeadas	18
Figura 9. Desenvolvimento de zona de cisalhamento em muro experimental de solo grampeado.	19
Figura 10. Ensaio de arrancamento.....	21
Figura 11. Critério para Carga de Arrancamento segundo Clouterre (1991) modificado por Springer (2006), (a) Força máxima obtida através do valor de pico, (b) Força de arrancamento que gera um deslocamento contínuo.....	22
Figura 12. Fases de mobilização de resistência ao arrancamento em curva Carga X Deslocamento.....	23
Figura 13. Mecanismos de ruptura em solos grampeados.	25
Figura 14. Correlação entre N_{spt} e p_L para estimativa de q_s para Areias.....	27
Figura 15. Correlação entre N_{spt} e p_L para estimativa de q_s para siltes e argilas	28
Figura 16. Correlação entre q_s e p_L para solos arenosos	28
Figura 17. Correlação entre q_s e p_L para solos argilosos.....	29
Figura 18. Localização da área experimental.	38
Figura 19. Detalhes posicionamento dos furos (medidas e cm)	39
Figura 20. Trado manual com circulação de água utilizado.....	39
Figura 21. Detalhe adaptação da mangueira para permitir a circulação de água na ponta do equipamento.	40
Figura 22. Detalhe ponteira com haste vazada.....	40

Figura 23. Equipamento utilizado para determinação da inclinação dos grampos	41
Figura 24. Medição da inclinação do furo	41
Figura 25. Detalhe espaçador	42
Figura 26. Detalhe amarração do espaçador junto às barras	42
Figura 27. Detalhe inserção das barras no furo	43
Figura 28. Misturador mecânico	44
Figura 29. Detalhe par misturadora	44
Figura 30. Detalhe calda sendo misturada	44
Figura 31. Detalhe Montagem da bomba de lançamento da calda	45
Figura 32. Detalhe ligação mangueira advinda da bomba de lançamento com PVC pré-instalado	46
Figura 33. Tubo sendo retirado com o avanço do lançamento com detalhe de calda extravasada no furo superior	46
Figura 34. Posição de retirada dos blocos	47
Figura 35. Corpo de prova moldado, com presença de raízes	49
Figura 36. Montagem da célula, antes da colocação da membrana	50
Figura 37. Tubo de PVC furado que auxilia na colocação da membrana	50
Figura 38. Equipamento de ensaio triaxial do laboratório de geotecnia da UFV	51
Figura 39. Corpos de prova rompidos: a) teor de umidade natural e b) saturado	52
Figura 40. Posição dos ensaios de campo	53
Figura 41. Pressiômetro de Menard do Departamento de Engenharia Civil da UFV	54
Figura 42. Trado manual tipo cônico utilizado no ensaio PMT	56
Figura 43. Caixa de controle (a) e lâmina dilatométrica (b)	57
Figura 44. Pórtico de reação para cravação da lâmina dilatométrica	58
Figura 45. Montagem do sistema de arrancamento	59
Figura 46. Peças do sistema de travamento	60
Figura 47. Conjunto de travamento instalado junto à barra	61
Figura 48. Peça de apoio dos extensômetros	61
Figura 49. Extensômetros posicionados	62

Figura 50. Curva granulométrica Bloco 1.....	65
Figura 51. Curva granulométrica Bloco 2.....	66
Figura 52. Relatório de sondagem SPT.....	68
Figura 53. Perfil e resultado SPT.....	69
Figura 54. Gráfico calibração do PMT - perda de pressão.....	69
Figura 55. Gráfico calibração PMT - perda de volume.....	70
Figura 56. Curva ensaio pressiométrico - PMT 1 profundidade 2,3m.....	70
Figura 57. Curva de extrapolação parte plástica PMT 1 Profundidade 2,3m....	71
Figura 58. Perfil e resultado ensaio PMT 1.....	71
Figura 59. Perfil e resultado PMT 2.....	72
Figura 60. Perfil e resultado DMT 1.....	72
Figura 61. Perfil e resultado DMT 2.....	73
Figura 62. Gráfico força <i>versus</i> deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 1.....	74
Figura 63. Gráfico força <i>versus</i> deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 2.....	75
Figura 64. Gráfico força <i>versus</i> deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 3.....	76
Figura 65. Gráfico força <i>versus</i> deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 4.....	77
Figura 66. Gráfico força <i>versus</i> deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 5.....	78
Figura 67. Gráfico força <i>versus</i> deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 6.....	79
Figura 68. Gráfico força <i>versus</i> deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 7.....	79
Figura 69. Gráfico força <i>versus</i> deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 8.....	80
Figura 70. Gráfico força <i>versus</i> deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 9.....	81
Figura 71. Gráfico força <i>versus</i> deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 10.....	81

Figura 72. Gráfico força versus deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 11	82
Figura 73. Gráfico força <i>versus</i> deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 12.....	83
Figura 74. Detalhe de vazios e redução de área na nata do grampo 6	85
Figura 75. Gráfico q_s x N_{spt} para a correlação proposta	101
Figura 76. Gráfico q_s x P_L para a correlação proposta.....	102
Figura 77. Gráfico q_s x P_L para a correlação proposta.....	103
Figura 78. Gráfico q_s x P_0 para correlação proposta.....	104
Figura 79. Gráfico q_s x P_0 para correlação proposta.....	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Altura das etapas de escavação em função ao tipo de solo.	9
Tabela 2. Tipos de barras de aço	12
Tabela 3. Valores do coeficiente de transformação f_2 - aoki-veloso (1975)	31
Tabela 4. Coeficientes k e α - aoki-veloso (1975)	32
Tabela 5. Valores de β (kn/m ²) (teixeira, 1996).....	33
Tabela 6. Valores de q_s para grampos executados somente com bainha da literatura.....	35
Tabela 7. Peso específico dos sólidos.....	64
Tabela 8. Resultado ensaios de limites de consistência.....	65
Tabela 9. Parâmetros de resistência obtidos no ensaio triaxial	67
Tabela 10. Valores de q_s obtidos nos ensaios de arrancamento.....	83
Tabela 11. Parâmetros dos ensaios de campo atribuído a cada grampo.....	84
Tabela 12. Valores de q_s obtidos com métodos semi-empíricos propostos para solo grampeado	87
Tabela 13. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ método bustamante e doix (1985) com spt e $q_{s\text{arrancamento}}$	88
Tabela 14. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ método bustamante & doix (1985) com pmt e $q_{s\text{arrancamento}}$	89
Tabela 15. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ método clouterre (1991) e $q_{s\text{arrancamento}}$	90
Tabela 16. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ pelo método ortigão (1997) e $q_{s\text{arrancamento}}$	91
Tabela 17. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ pelo método ortigão & palmeira (1997) e $q_{s\text{arrancamento}}$	92
Tabela 18. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ pelo método springer (2006) e $q_{s\text{arrancamento}}$	93
Tabela 19. Valores de q_s obtidos com métodos semi-empíricos para atrito lateral em estacas.....	94
Tabela 20. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ pelo método aoki &veloso (1975) e $q_{s\text{arrancamento}}$	95
Tabela 21. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ pelo método décourt & quaresma (1978) e $q_{s\text{arrancamento}}$	96
Tabela 22. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ pelo método teixeira (1996) e $q_{s\text{arrancamento}}$	97

Tabela 23. Relações entre q_{estimado} pelo método peiffer & vam impe (1991) e	
$q_{\text{sarrancamento}}$	98

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AM	Amazonas
ASTM	American Society for Testing and Materials
BL1	Bloco lado direito
BL2	Bloco lado esquerdo
CA-50	Classe de Resistência do aço (50 MPa)
cm	Centímetro
cm ²	Centímetro quadrado
cm ³	Centímetro cúbico
CP II-E-32	Cimento Portland composto com escória com resistência de 32 MPa aos 28 dias
CPT	Ensaio de penetração do Cone
CU	Ensaio triaxial adensado não drenado
cv	Cavalo de Potência
DMT	Dilatômetro de Marchetti
FS	Fator de Segurança
Geo-Rio	Instituto de Geotécnica do Município do Rio
h	Horas
IGU	Múltiplo estágio de injeção
IRS	Estágio de injeção único
kg	Quilo
kgf	Kilograma força
kN	Quilo Newton
kPa	Quilo pascal
L	Litros
ln	Logaritmo
m	Metro
m ²	Metro quadrado
m ³	Metro cúbico
MG	Minas Gerais

min	Minuto
mm	Milímetro
Motor CA	Motor de corrente alternada
NATM	New Austrian Tunneling Method
NBR	Normas brasileiras
PMT	Pressiômetro de Ménard
Prof.	Profundidade
PVC	Cloreto de polivinila
s	Segundos
SP	São Paulo
SPSS	Statiscal Package for Science Social
SPT	Ensaio de Penetração Padrão (<i>Standard Penetration Test</i>)
RJ	Rio de Janeiro
RS	Rio Grande do Sul
t	Tonelada
UFV	Universidade Federal de Viçosa
vs	Verso

LISTA DE SÍMBOLOS

c	Coesão
CH	Argila de alta plasticidade
CIU	Ensaio triaxial isotrópico adensado não drenado
D	Deslocamento
D_s	Diâmetro nominal da sonda
Ed	Módulo dilatométrico
Em	Modulo de Menard
F	Força
f_c	Relacionado a resistência de ponta do ensaio CPT
$F_{ruptura}$	Máxima força de arrancamento;
F_2	Coeficiente de Transformação
G	Módulo de Elasticidade transversal
IC	Índice de Consistência
Id	Índice dilatométrico
IP	Índice de Plasticidade
K	Coeficiente que relaciona o Valor de q_c com N_{spt}
Kd	Coeficiente dilatométrico
l_i	Leitura realizada em cada um dos intervalos de tempo
$L_{ancorado}$	Comprimento de grampo ancorado
LC	Limite de Contração
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
M	Módulo Endométrico
N_{spt}	Índice de resistência à penetração
p-value	Probabilidade de significância
p X q	Método trajetória de tensões
P_f	Pressão final ensaio PMT
p_l	Pressão Limite ensaio PMT
p_0	Pressão inicial ensaio PMT

p_0	Pressão horizontal ensaio DMT
q_c	Resistência de Ponta ensaio CPT
q_s	Resistência ao arrancamento
$q_{u,s}$	Interação solo/estaca unitária última
r_l	Tensão média de atrito lateral na camada de espessura Δl
R_l	Força de resistência lateral
R^2	Coeficiente de determinação
S_l	Área lateral do elemento
U	Perímetro da seção transversal da estaca
u_0	Poropressão
V_f	Volume final ensaio PMT
V_l	Volume limite ensaio PMT
V_s	Volume da sonda
V_0	Volume inicial ensaio PMT
V_{60}	Volume com 60s no PMT
Z_M	Desvio da medida de pressão do manômetro
w	Umidade
w_{Nat}	Umidade Natural
$^\circ$	Grau
$>$	Maior
$<$	Menor
$\%$	Percentual
α	Coeficiente para relação entre a Resistência de ponta do CPT
β	Coeficiente em função do tipo de estaca
Δl	Espessura da camada
φ	Ângulo de atrito
γ	Peso específico
γ_{nat}	Peso específico natural
γ_s	Peso específico dos sólidos
ρ	Razão de atrito lateral
$\sigma_{h,c}$	Tensão horizontal efetiva

RESUMO

BELONI, Marcelo de Lima, M.Sc. Universidade Federal de Viçosa, dezembro de 2010. **Resistência ao arrancamento de grampos em solo residual de gnaisse.** Orientador: Enivaldo Minette. Co-Orientadores: Luis Otávio Rigueira Santiago, Roberto Francisco Azevedo e Dario Cardoso de Lima.

A adoção da técnica de solo grampeado no projeto de contenção de taludes ou escavações vem sendo cada vez mais freqüente, com isto se faz necessário um maior numero de estudos sobre a estimativa da resistência ao arrancamento (q_s) em função de parâmetros de ensaios de campo para os mais variados tipos de solos brasileiros. O objetivo desta pesquisa foi propor correlações para a estimativa de q_s em função de ensaios de campo, e também comparar os valores encontrados nos ensaios de arrancamento com estimados em formulações existentes. O estudo foi realizado em um talude de solo residual jovem de origem gnáissica, Viçosa – MG. No campo efetuaram-se os ensaios de penetração (SPT), sondagem pressiometrica de Ménard (PMT), sondagem dilatometrica de Marchetti (DMT) e ensaios de arrancamento em 12 grampos, confeccionados somente com a bainha. A montagem do sistema de arrancamento foi diferente da proposta por outros autores e se mostrou eficaz. Os valores de q_s obtidos nos ensaios de arrancamento e os encontrados pelas correlações existentes para cada grampo foram comparados através de estatísticas adequadas para cada análise. Os parâmetros dos ensaios de campo utilizados nas correlações propostas N_{spt} , P_L , e p_0 , foram determinados pela média de suas magnitudes ao longo dos grampos. As resistências ao arrancamento encontrada para cada grampo e os parâmetros obtidos nos ensaios de campo foram plotados em gráficos de dispersão nos quais se aplicaram regressões lineares e não-lineares no intuito de avaliar qual modelo matemático se adequou melhor a cada proposição. Para a correlação $q_s \times N_{spt}$ o modelo logarítmico apresentou maior coeficiente de correlação (R^2) e significância estatística ($p < 0,05$), na relação $q_s \times p_0$ a forma quadrática obteve maior R^2 , porém o comportamento da curva não foi condizente com o do solo,

sendo realizada a opção pelo modelo logarítmico que se mostrou altamente significativa ($p < 0,01$). Já a correlação $q_s \times P_L$ não apresentou nenhum modelo estatisticamente significativo e a escolha do formato da curva linear foi baseada no comportamento do solo, mesmo não apresentando o maior valor de R^2 . Quanto às correlações propostas conclui-se que podem ser utilizadas como estimativa inicial de projeto sendo imprescindível a execução de ensaios de arrancamento para comprovar a segurança quanto aos valores de q_s adotados.

ABSTRACT

BELONI, Marcelo de Lima, M. Sc., Universidade Federal de Viçosa, December, 2010. **Pullout resistance of nails in gneiss residual soil**. Adviser: Enivaldo Minette. Co-advisers: Luis Otávio Rigueira Santiago, Roberto Francisco Azevedo and Dario Cardoso de Lima.

The adoption of the soil nailing technique in the project of slope stability once or excavations it is being more and more frequent. This with it is require a larger number of studies about the estimate of the the pullout resistance (q_s) in function of parameters of field tests for the most varied types of Brazilian soils. The objective of this research was to propose correlations for the q_s resistance in function of field tests, and also to compare the results also found in the pullout test with dear in existent formulations. The study was accomplished in a slope of young gneissic residual soil, Viçosa - MG. In the field test they occurred the standard penetration test (SPT), Menard pressuremeter test (PMT), Marchetti dilatometer test (DMT) and pullout test in twelve nails, only made with no injection procedures. The assembly of the pullout test system was different from the proposal for other authors and it was shown effective. The q_s values obtained in the pullout tests and the correlations found for each nails were compared using appropriate statistics for each analysis. The parameters of the field test used in the proposed correlations N_{spt} , P_L , and P_0 , were certain for the average of your magnitudes along the nails. The pullout resistance found for each nails and the parameters obtained in the field tests they were plotted in dispersion graphs us which lineal and no-lineal regressions were applied in the intention of to evaluate which mathematical model was adapted better to each proposition. For the correlation $q_s \times N_{spt}$ the logarithmic model presented larger correlation coefficient (R^2) and significance ($p < 0,05$), in the relationship $q_s \times p_0$ the quadratic form obtained larger R^2 , however the behavior of the curve was not suitable with the one of the soil, being accomplished the option by the logarithmic model that was highly significant ($p < 0,01$). The correlation $q_s \times P_L$ didn't show any statistically significant and the choice of the format of the lineal

curve was based on the behavior of the soil, same not presenting the largest value of R^2 . In the case to to the proposed correlations it's possible to conclude that they can be used as initial estimate of project being indispensable the execution of pullout tests to prove the safety with relationship to the values of adopted q_s .

1 INTRODUÇÃO

1.1 Importância da pesquisa

O número cada vez maior de acidentes, alguns inclusive com dimensões catastróficas, relacionados à estabilidade de taludes faz com que estudos em sistemas de contenção venham sendo cada vez mais realizados. Uma estrutura de contenção bem executada deve evitar a movimentação da massa de solo que se romperia, delimitada pela superfície de ruptura.

Um bom projeto de estrutura de contenção deve conciliar segurança e menor custo possível. Diante disto, cada vez mais novas tecnologias são desenvolvidas buscando melhorar a relação entre estes condicionantes. Uma destas soluções é o solo grampeado, que teve sua primeira aplicação registrada na década de 70, na França, e cada vez mais vem sendo aplicado no Brasil.

Sua aplicação pode ser realizada em taludes já existentes, novos cortes e escavações de subsolo. Seu sistema construtivo, quando executado em cortes e escavações, impõe uma metodologia mais racional, pois o reforço vai sendo executado à medida que a escavação é realizada, assim quando o maciço é submetido ao desconfinamento lateral dos níveis de escavação inferiores, a parte superior do talude já foi contida.

O princípio da técnica é reforçar o terreno com inclusões passivas, espaçadas, que introduzem resistência à tração e ao cisalhamento no maciço. Entre as principais vantagens desta, têm-se a economia, velocidade de instalação do reforço do paramento, utilização de equipamentos leves, adaptabilidade a diferentes características geométricas da superfície do terreno a ser estabilizado e a flexibilidade na utilização de obras combinadas (ORTIGÃO *et al.*, 1993; DURAND, 2008).

O método executivo mais aplicado no país é feito através da realização de um pré-furo, seguida pela inserção de barra metálica e preenchimento com

calda de cimento, processos de re-injeções de calda sob pressão podem ou não serem executados.

Segundo França (2007), os parâmetros envolvidos nos projetos de solo grampeado relacionam-se com os solos do local da obra e seus elementos, como grampos, revestimento da face e sistema de drenagem. O parâmetro fundamental nestas avaliações é a resistência ao cisalhamento da interface solo-grampo. Este parâmetro é obtido através de ensaios de arrancamento ou por meio de correlações semi-empíricas. Contudo, as publicações recomendam que os valores estimados sejam comprovados por ensaios em campo, executados antes e durante o andamento da obra.

Para a estimativa de resistências cisalhantes, cada vez mais próximas aos valores reais de campo, torna-se necessário que mais estudos para diferentes tipos de solos e métodos executivos sejam realizados. Com isto, nesta pesquisa foram realizados arrancamentos em 12 grampos, executados somente com bainha, em um solo residual de gnaiss maduro típico da região de Viçosa, classificado como argila arenosa. Com os valores das resistências ao arrancamento (q_s) obtidos no ensaio foram realizadas comparações com os determinados em correlações semi-empíricas existentes e valores registrados na literatura. Também são propostas correlações para estimativa da resistência ao arrancamento (q_s) em função de parâmetros obtidos nos ensaios de campo SPT, PMT e DMT. Neste estudo, inicialmente será apresentada uma pequena introdução sobre a utilização da técnica e os fatores que influenciam no valor de q_s , seguido dos objetivos a serem alcançados ao final desta pesquisa.

1.2 Objetivos

Esta pesquisa tem como objetivo geral correlacionar o valor da resistência ao cisalhamento da interface solo-grampo, obtido nos ensaios de arrancamento com os parâmetros de ensaios de campo SPT, PMT e DMT.

E como objetivos específicos têm-se:

- comparar as resistências ao arrancamento dos grampos obtidas nas provas de cargas com valores obtidos por correlações semi-empíricas;
- comparar as resistências ao arrancamento apresentadas na literatura com os valores obtidos nas provas de cargas, de grampos com o mesmo processo executivo;
- comparar q_s de ensaios com valores obtidos para correlações de atrito lateral em estacas;
- propor correlação de q_s em função do N_{spt} ;
- propor correlação de q_s em função de p_L obtido no ensaio PMT;
- propor correlação de q_s em função de p_0 obtido no DMT.

1.3 Organização da tese

A pesquisa foi dividida em 5 itens. No primeiro é apresentado uma introdução sobre o assunto, seguido pelos objetivos e organização da pesquisa.

Na revisão bibliográfica está a descrição sobre a técnica, envolvendo histórico, metodologias executivas, importância e tipos dos sistemas de drenagem, mecanismos de comportamento, tipos de ruptura, descrição sobre o ensaio de arrancamento, correlações semi-empíricas de dimensionamento e valores encontrados por vários autores.

Em seguida, a descrição da metodologia aplicada neste trabalho dissertativo, explicitando a confecção dos grampos, os ensaios de laboratório para caracterização do solo, os ensaios de campo e a metodologia aplicada aos ensaios de arrancamento, bem como a análise de seus resultados devem ser realizadas.

No item resultados, as respectivas análises dos ensaios de laboratório, ensaios de arrancamento e ensaios de campo são apresentados. É realizada também, uma comparação entre os valores de arrancamento com as correlações semi-empíricas e valores de outros autores. São propostas

correlações semi-empíricas, baseadas nos parâmetros obtidos nos ensaios de campo SPT, PMT e DMT.

E para finalizar, apresentam-se as conclusões obtidas no decorrer da pesquisa assim como algumas sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Histórico

A origem da técnica de solo grampeado está em geral associada à construção de túneis com o processo NATM (New Austrian Tunneling Method), desenvolvido pelo professor Landislau Von Rabcewicz em 1945. No NATM após o processo de escavação, o túnel fica submetido aos efeitos de tensões geostáticas e confinantes. A estabilização da cavidade é obtida através da inserção de elementos de reforço metálicos (chumbadores) curtos e radiais no interior da zona plástica, aliada à aplicação de um revestimento flexível de concreto projetado com tela metálica (ORTIGÃO & SAYÃO, 2000a).

Segundo França (2007), a origem do solo grampeado pode também estar associada à técnica da terra armada, que consiste basicamente na introdução de fitas de aço ou geotextil em um maciço compactado.

No fim da década de 60, Lizzi, na Itália, apresentou um sistema de contenção que tendia estabilizar maciços de solo. Esta técnica propunha a utilização de chumbadores longos e não protendidos, executados com várias inclinações e fixados a vigas de concreto armado (MAGALHÃES, 2005).

A primeira obra documentada em solo grampeado foi executada na França, nos anos de 1972 e 1973, em um talude ferroviário próximo a cidade de Versailles, onde foi feita uma estabilização em um corte com 22 m de altura e 70° de inclinação (MAGALHÃES, 2005).

Nos Estados Unidos, a primeira aplicação de solo grampeado foi notificada em 1976, em uma escavação para as fundações do *Good Samaritan Hospital*, em Oregón, entretanto há indícios de sua execução desde a década de 60 (SHEN, 1981¹ *apud* FEIJÓ, 2007).

¹ SHEN, C. K., HERRMANN, L. R.; BANG, S., Ground Movement Analysis of Earth Support System, **Journal of Geotechnical Division**, ASCE, v.107, n. GT12, p.1609-1624, Dez. 1981

Um estudo de quatro anos, a partir de 1975, desenvolvido na Alemanha Ocidental, determinou um grande desenvolvimento na técnica de solo grampeado. Foi realizada a primeira experiência com uma estrutura em solo grampeado em verdadeira grandeza. A estrutura foi construída e levada à ruptura através da aplicação de uma sobrecarga. Os resultados foram analisados e descritos por Stocker *et al* (1979)² *apud* França (2007).

Na década de 80, entre 1986 e 1990 foi desenvolvido o projeto francês *Clouterre*, o qual abrangeu estudos experimentais com muros-modelos, além da análise de dados dos ensaios realizados pelas empresas participantes. Os resultados das pesquisas realizadas, coordenadas pelo professor francês F. Schlosser, foram apresentados em *Recommendations Clouterre* 1991.

No Brasil, a primeira obra foi executada em 1970 de forma intuitiva, para a estabilização do emboque do túnel de adução do sistema Cantareiras. Na rodovia dos emigrantes, grampos cravados ou perfurados e injetados com calda de cimento, foram utilizados nos túneis e taludes em 1972 (FRANÇA, 2007).

A partir da década de 80, houve um grande aumento da utilização da técnica e segundo Pitta, Souza e Zirlis (2003), de 1983 a 2003 foram executados 72.763 m² de obras em solo grampeado sendo, 60% entre 1996 e 2003, o que mostra à expansão na aplicação da técnica no país.

2.2 Definição

O solo grampeado é uma técnica muito prática e eficiente para promover a estabilização de taludes e escavações através do reforço do solo *in situ*. Esta pode ser utilizada tanto de forma provisória, como de forma permanente, para reforço de maciços.

² STOCKER, M.F.; KORBER, G.W.; GASSLER, G.; GUDEHUS, G. **Soil nailing**. Proc. Int. Conf. on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques, Ecole des Ponts et Chaussées, Paris, France, v. 2, p. 469-474, 1979..

Para o grampeamento do solo é aplicado um reforço através da inclusão de elementos resistentes à flexão composta, conhecidos como “grampos”, que dependendo dos esforços podem ser barras de aço, barras sintéticas, micro-estacas ou até mesmo estacas. Os grampos podem ser instalados horizontalmente ou sub-horizontalmente, para que o talude seja capaz de resistir aos esforços de tração e cisalhamento. Durand (2008), afirma que a presença de uma face flexível, associada aos reforços, gera uma deformação do maciço, mobilizando esforços nos grampos que garantem a estabilidade do conjunto.

Segundo Zirlis, Do Val e Neme (1999), a função dos chumbadores é promover a estabilização geral do maciço, enquanto o revestimento de concreto projetado garante a estabilidade local, junto à face da estrutura.

2.3 Etapas Executivas da Técnica de Solo Grampeado

De acordo com Lima (2007), em taludes naturais ou previamente cortados, o grampeamento pode ser efetuado de forma ascendente ou descendente, conforme a escolha do responsável técnico. Neste caso, a construção da estrutura em solo grampeado, consistirá apenas na introdução dos grampos e na execução da face de concreto projetado.

Quando a estabilização é realizada em taludes resultante de escavação, a sequência de execução é feita em três etapas: escavação de uma camada com altura previamente determinada, execução dos grampos, e execução da face estabilizadora. Deve-se repetir as etapas até alcançar a cota desejada, como pode ser visto na Figura 1.

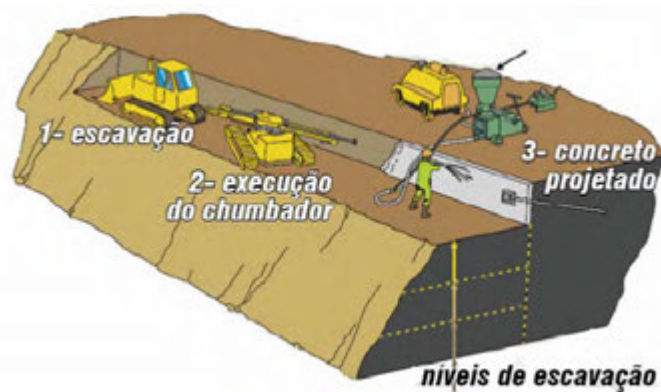


Figura 1. Etapas executivas da técnica de Solos Grampeados.
Fonte: SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2006, p.6.

2.3.1 Escavação

A escavação pode ser realizada de forma manual ou com o auxílio de máquinas. A escolha é feita pelo executor dentro das possibilidades aplicadas a cada obra. As alturas das bancadas de execução variam de 0,5 a 2 metros dependendo da inclinação da face e do tipo do solo, uma vez que a superfície escavada deve permanecer estável por tempo suficiente para a inserção dos grampos e execução da face. Gässler (1990) recomenda alturas de escavação em função do tipo de solo, para cortes verticais, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Altura das etapas de escavação em função ao tipo de solo.

Tipo de Solo	Incremento da Escavação (H_{escav})
Pedregulho	0,5 (com coesão aparente) 1,5 (solo com cimentação)
Areia	1,2 (medianamente compacta, com coesão aparente) 1,5 (compacta, com coesão aparente) 2,0 (com cimentação)
Silte	1,2 2,0 (função do teor de umidade)
Argila	1,5 (normalmente consolidada) 2,5 (sobreadensada)

Fonte: Adaptado de Gässler (1990)

Dependendo da obra, torna-se significativa inclinar a face do talude, de forma a obter uma redução considerável na armadura do reforço (DRINGENBERG; CRAIZER, 1992). De acordo com Lima Filho (2006), para se garantir ganho na estabilidade do conjunto, durante a construção, é recomendado que seja aplicada uma inclinação de 5° a 10° do paramento em relação à vertical.

Em solos de difícil comportamento geotécnico, para se garantir a estabilidade da escavação e/ou diminuir os deslocamentos do talude durante as etapas construtivas, é interessante a formação de bermas de equilíbrio até que sejam executados os grampos do nível em questão (Figura 2). Pitta, Souza e Zirlis (2003) propõem a construção de chumbadores verticais, antes do início da escavação, posicionados ao longo do muro e entre os grampos do muro, com comprimentos da altura a ser escavada. Para os autores, com essa solução há uma grande redução de trincas e deformações nas edificações vizinhas.

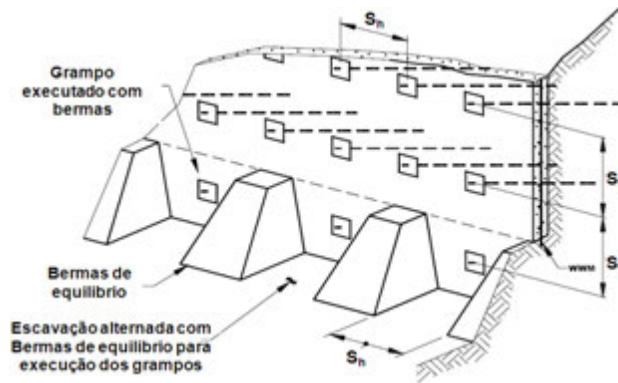


Figura 2. Escavação com a utilização de bermas de equilíbrio.
 Fonte: LAZARTE *et al.* (2003)

Segundo Silva (1999), o material a ser escavado, deve apresentar resistência ao cisalhamento não drenada mínima de 10 kPa, caso contrário a escavação não deve ser executada. Entretanto, na maioria dos solos argilosos e arenosos esta resistência é obtida, e até mesmo em areias puras úmidas, devido ao efeito da capilaridade. Já em terrenos compostos por areia seca, sem cimentação, e argilas muito moles, o processo é de difícil aplicação.

2.3.2 Instalação dos grampos

Os grampos podem ser instalados por percussão ou perfuração, e devem ser executados imediatamente após a conclusão da escavação no nível projetado. Sua inserção no solo pode ser feita na direção horizontal ou com uma pequena inclinação, que em geral, varia de 5° a 15° com a horizontal.

a) Grampos injetados

A técnica executiva mais utilizada é a de perfuração, que pode ser feita por trado manual ou com auxílio de equipamentos mecânicos. O diâmetro dos furos, variam entre 50 e 120 mm. Para garantir a estabilidade de suas paredes, podem ser utilizados fluidos estabilizadores como água e lama. A estabilidade da cavidade do furo até a inserção da barra e preenchimento com calda de

cimento está ligada à escolha do método de perfuração mais adequado à obra (ABRAMENTO; KOSHIMA; ZIRLIS, 1998).

Após a execução do furo, Springer (2006) recomenda que seja realizada a limpeza do furo com circulação de água. Este procedimento, para grampos executados somente com bainha, acarreta um acréscimo de 27% na sua resistência ao arrancamento (q_s), enquanto que para grampos com re-injeções, o aumento é de somente 5%.

Em seguida a barra de aço é inserida, dotada de espaçadores com função de garantir o cobrimento da armadura e centralizá-la no interior da cavidade. Caso sejam realizadas re-injeções de calda de cimento, devem ser instalados junto as barra tubos de re-injeção de polietileno ou similar, com 8 a 15 mm de diâmetro, no qual são acoplados válvulas de injeção a cada 0,5 m a partir de 1,5 m da boca do furo. A quantidade de tubos a se colocar varia de acordo com o número de re-injeções que serão executadas, uma vez que para cada injeção o tubo é perdido (Figura 3). Usualmente são utilizadas barras de aço típicas da construção civil, conforme apresentadas na Tabela 2.

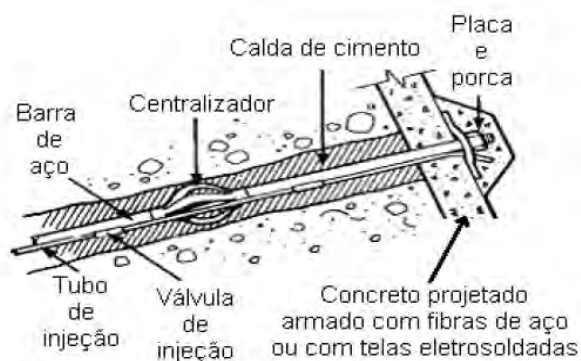


Figura 3. Detalhes dos grampos injetados.

Fonte: ABRAMENTO, KOSHIMA e ZIRLIS (1998)

Tabela 2. Tipos de barras de aço

Aço	Seção	Diâmetro (mm)
Dywidag Gewi ST 50/55	Plena	32
Dywidag ST 85/105	Plena	32
CA 50 A	Plena	Entre 12,5 e 32,0mm
CA 50 A	Reduzida com rosca	Entre 12,5 e 32,0mm
Rocsolo ST 75/85	Rosqueada	Entre 14,0 e 41,1mm
Incotep	Rosqueada	Entre 19,0 e 50,0mm
Resinex	Rosqueada	Entre 14,0 e 41,1mm

Fonte: Adaptada de Ortigão e Sayão (2000b)

Após a barra inserida no interior do furo, realiza-se a bainha, que consiste no preenchimento do furo com calda de cimento, que pode ser realizado por injeção em baixa pressão ou por lançamento ascendente (por gravidade). Pitta & Zirlis (2000) recomendam que a bainha seja injetada por tubo auxiliar removível, de forma ascendente, proveniente de misturador de alta turbulência até o seu extravasamento na boca do furo.

A calda deve apresentar um alto teor de cimento, não contendo materiais agressivos aos grampos. Outro fator muito importante para a qualidade da calda é a relação água/cimento que geralmente é 0,5. A utilização de aditivos expansores na nata pode ocasionar uma maior eficiência, pois evitam a retração. Assim, a resistência ao arrancamento obtida em solos compactos ou rijos é razoavelmente elevada (ABRAMENTO; KOSHIMA; ZIRLIS, 1998).

Para as fases de re-injeções, deve-se aguardar o mínimo de 12 h entre elas, aumentando-se o valor da pressão máxima e do volume de concreto injetado. Esse procedimento é repetido para todas as fases de re-injeções previstas.

De acordo com França (2007), o contato entre os grampos e a face é realizado por porca e parafuso, para barras com diâmetro igual ou maior que 20 mm, ou com a dobra da barra, caso esta possua diâmetro menor que 20 mm (Figura 4).

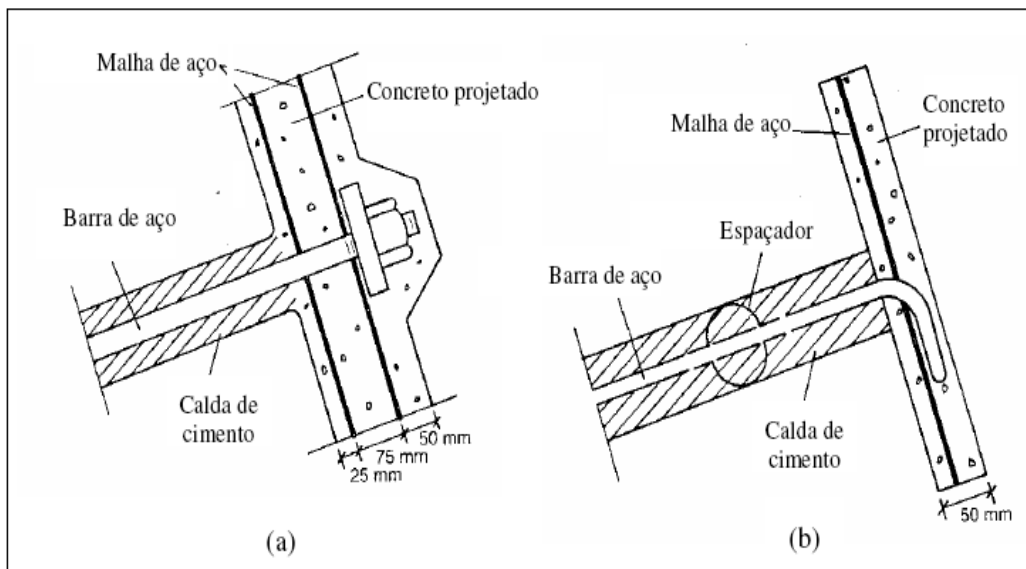


Figura 4. Tipos de ligações grampo-face. (a) Para barra com mais de 20 mm de diâmetro e (b) barras com menos de 20 mm de diâmetro.

Fonte: Adaptado de Springer (2006)

Souza, Pitta e Zirlis (2005) apresentam os resultados da execução de doze grampos, comparando detalhes relativos a diferentes estágios de injeção. Nos grampos onde foi realizada somente a bainha, verificaram-se vazios em grande parte do furo, devido à exsudação e retração da calda de cimento, não obtendo o preenchimento totalmente da cavidade gerada pela perfuração. Se a injeção não promove perfeito preenchimento do furo, o grampo tem sua função prejudicada. Mas, nas inclusões que receberam re-injeção, houve o preenchimento destes vazios. Este fato foi comprovado no estudo pela coloração diferente da calda de re-injeção. Estas re-injeções reconstituíram o confinamento do furo e possibilitaram o tratamento do solo no entorno do grampo, promovendo uma redução dos deslocamentos da contenção.

b) Grampos cravados

É uma técnica mais simples e rápida que consiste na execução por meio de cravação direta de elementos metálicos, tais como, barras, cantoneiras ou tubos de aço no talude, pela aplicação de martelos pneumáticos ou hidráulicos, sem que haja escavação preliminar, em alguns casos pode ser utilizado o martetele manual. Não é o método executivo utilizado no Brasil, porém conforme Vieira (1996), é largamente usado na França e Alemanha.

Quando há ocorrência de pedregulhos, argilas e solos moles, este tipo de execução não pode ser utilizado, devido à dificuldade de cravação e também por apresentar um q_s resultante muito baixo. Segundo Lima (2007), Springer (2006) e Saré (2007), em solos arenosos, a resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo é na maioria das vezes pequena, sendo típicos valores da ordem de 30 a 40 kPa.

Para a proteção contra a corrosão, cuidados especiais devem ser considerados, onde geralmente adota-se uma espessura adicional nos elementos cravados (LIMA, 2002).

2.3.3 Proteção da face da escavação

A proteção da face tem como função evitar processos de rupturas localizadas e erosão superficial, causados por intempéries naturais e escoamento superficial. Esta proteção é feita geralmente através da colocação de tela metálica sobre a face do talude, que é coberta por concreto projetado, cuja espessura varia de 5 a 15 cm. O concreto projetado pode ser aplicado por via seca ou úmida. Para obras de pequeno porte, a aplicação por via seca é mais utilizada, por ser possível interromper e reiniciar os serviços sem que haja perdas de material e gasto de tempo para limpeza do equipamento (ZIRLIS; PITTA, 1992). A aplicação por via úmida é mais apropriada para trabalhos maiores, devido ao porte dos equipamentos utilizados.

Fibras de aço ou sintéticas misturadas ao concreto a ser projetado, podem substituir a tela metálica, tendo como vantagem a redução do tempo de execução e do volume de concreto. Mesmo apresentando um custo inicial maior, a economia do produto final pode chegar a valores de 20 a 40% por m^2 aplicado (FRANÇA, 2007).

Quando não existe a possibilidade de instabilidade a curto prazo, a face também pode ser revestida com concreto moldado *in loco* com auxílio de formas, com a vantagem do resultado apresentar um acabamento superior em concreto liso.

Saramago (2005) apresentam em seus estudos o uso de blocos pré-moldados de cimento, alegando que seu uso apresenta uma vantagem estética à obra, pois permite a execução de faces arquitetonicamente mais elaboradas.

Em taludes menos íngremes, opções que se integram melhor ao meio ambiente, também podem ser aplicadas. Tais soluções são apresentadas com a utilização de malhas metálicas revestidas com plástico ou geogrelha, aliadas à plantação de vegetação para conter a erosão superficial da face (WHEELER, 1994).

2.3.4 Sistema de drenagem

O talude envolvido deve estar acima do nível d'água, caso contrário o rebaixamento do nível d'água deve ser realizado antecipadamente. Porém, é imprescindível evitar a água resultante de chuvas ou vazamentos em tubulações, percole no maciço, pois sua ação pode resultar em carregamentos na face, que podem causar deslizamento ou ruptura do solo. Outro problema que pode ser gerado pela ação da água, é a redução na resistência da estrutura, por meio da corrosão das barras, especialmente quando a água contiver substâncias corrosivas.

Com isto, um sistema de drenagem corretamente projetado deve prevenir a geração de poropressões e proteger a face contra a deterioração causada pela água. Pela prática usual, é recomendado à execução de drenagem profunda e superficial, para proteger a estrutura contra os efeitos nocivos da água (SPRINGER, 2006).

A drenagem profunda é realizada com drenos sub-horizontais profundos, que consistem de tubos plásticos ranhurados, com diâmetro variando entre 40 e 50 mm, inseridos em furos, no solo, de 60 a 100 mm de diâmetro. Os tubos são recobertos, em partes, por geotêxtil ou tela de nylon com a função de filtração (Figura 5). O comprimento dos drenos deve ser superior ao dos grampos, de forma a promover uma proteção adequada e o espaçamento entre eles vai depender das condições locais.

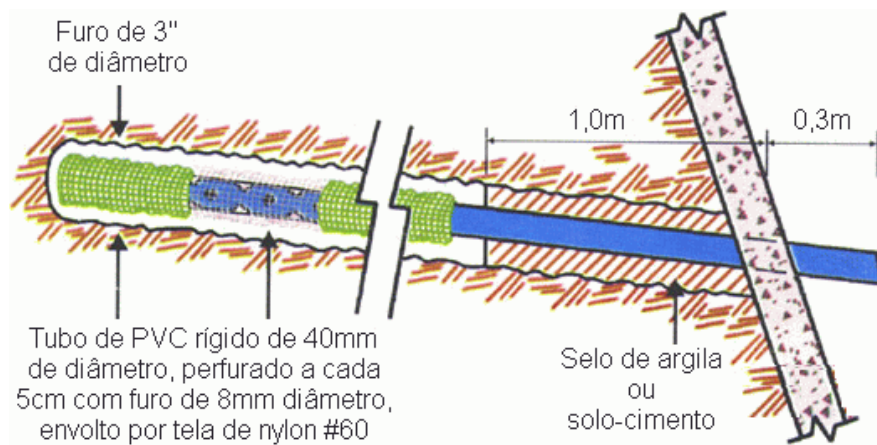


Figura 5. Detalhe de dreno profundo.
 Fonte: ABRAMENTO, KOSHIMA e ZIRLIS (1998)

Segundo Springer (2006), os drenos profundos apresentam uma vida útil limitada, devido aos processos de colmatagem ao longo do tempo, sendo por isso, mais recomendado em obras temporárias. Entretanto, seu uso é indispensável e quando utilizados em obras definitivas, manutenções devem ser previstas.

O sistema de drenagem superficial é composto por canaletas de pé e crista, escadas de descida de água e proteção de paramento, que é realizado por barbacãs e/ou dreno linear contínuo.

O dreno tipo barbacã é realizado com o preenchimento de uma cavidade com cerca de 40 x 40 x 40 cm, com material arenoso onde é instalado um tubo de saída em PVC drenante, encoberto com tela de nylon ou geotêxtil drenante, partindo de seu interior para fora do revestimento com inclinação descendente. O uso de tubos de PVC de 100 mm diâmetro, com comprimento entre 0,3m a 0,5m e espaçamento idêntico ao dos grampos, são recomendados (MITCHELL; VILLET, 1987³ *apud* SPRINGER, 2006). Trata-se de uma drenagem pontual mostrada na Figura 6.

³MITCHELL, J.K.; VILLET, W.C.B. (Editors). **Reinforcement of earth slopes and embankments**, NCHRP Report 290, USA Transportation Research Board, National Research Council. Washington D.C, USA, p. 323, 1987.

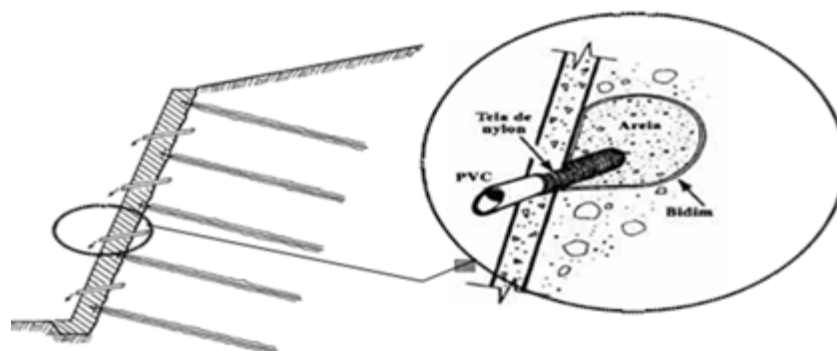


Figura 6. Drenagem superficial.
 Fonte: ABRAMENTO, KOSHIMA e ZIRLIS (1998)

Os drenos lineares contínuos são construídos com a instalação de uma calha plástica, envolta com material filtrante, geotêxtil ou geodreno, numa escavação de 10 x 30 cm, que se estende na vertical do paramento, desde sua crista até aflorar na canaleta de pé. É uma alternativa bastante eficiente e recomendada para o caso de estruturas permanentes (Figura 7).

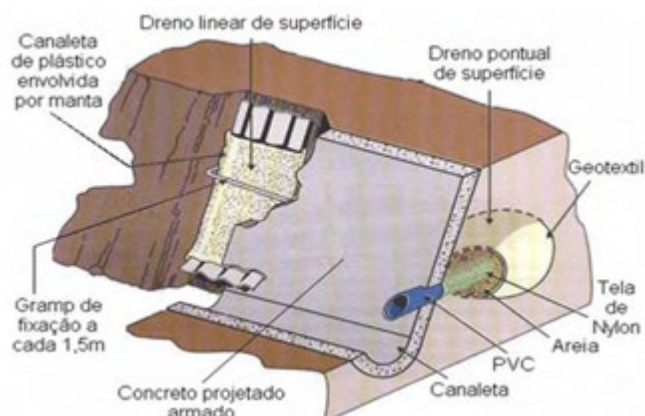


Figura 7. Detalhe dos drenos tipo barbacã e de paramento.
 Fonte: ABRAMENTO, KOSHIMA e ZIRLIS (1998)

As canaletas de crista e pé, bem como as escadas de descida d'água são moldadas *in loco* em concreto lançado ou projetado.

Deve-se ressaltar a importância da manutenção do sistema de drenagem, a fim de evitar problemas, como entupimentos e trincas que podem colocar em risco a estabilidade global ou local da estrutura.

2.4 Comportamento Mecânico do Solo Grampeado

Durante as fases de escavação para execução do solo grampeado, à medida que vai sendo executado o desconfinamento lateral, o maciço tende a se deslocar na direção da escavação, esta deformação é fundamental para a mobilização dos esforços no grampo. Springer (2001) e Lima (2002) afirmam que os esforços de tração nas inclusões, têm aumento significativo até o terceiro nível de escavação subsequente.

Na análise de um maciço grampeado é fundamental a estimativa da linha potencial de ruptura, pois ela delimita comportamentos diferentes ocorridos no grampo. Na zona ativa formada por trás da face do talude até a linha potencial de ruptura, as tensões cisalhantes geradas nas laterais dos grampos, apresentam a mesma direção de movimentação do maciço. Enquanto que na zona passiva, localizada após a linha potencial de ruptura, esses esforços têm direção contrária (Figura 8). Os esforços de tração nos grampos ocorrem devido à direção oposta da tensão cisalhante lateral, ocorrida nas zonas ativa e passiva do grampeamento. O atrito entre a interface solo-grampo, na zona passiva é o principal elemento de estabilização da estrutura.

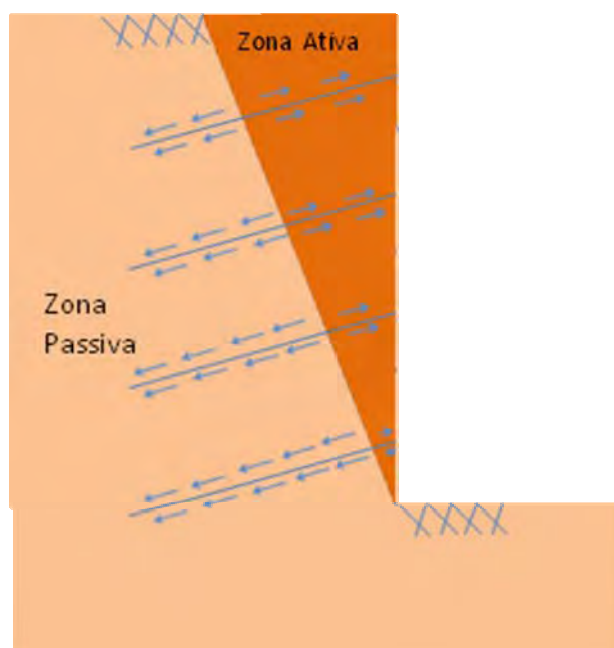


Figura 8. Zonas ativa e passiva em estruturas grampeadas

Próximo à ruptura, ou seja, para maiores deslocamentos, há a formação de uma zona cisalhante, próxima a linha potencial de ruptura, onde se desenvolvem esforços cisalhantes e momentos fletores nos grampos (PROTO SILVA, 2005), como pode ser visto na Figura 9. De acordo com Ehrlich (2003), quando os grampos são instalados na direção de deformação principal maior do maciço, as inclusões são submetidas somente a esforços de tração.

A ruptura do maciço grampeado pode ocorrer por esgotamento da tensão cisalhante, resultante da interação solo-grampo ou por plastificação nos pontos de momentos fletores máximos. Quando os grampos forem muito rígidos, a ruptura não será caracterizada por esta plastificação (SARÉ, 2007).

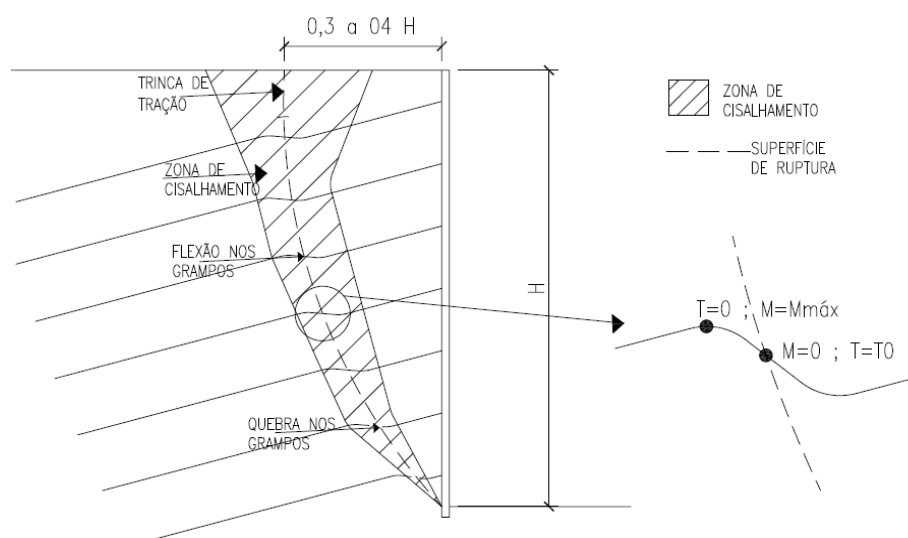


Figura 9. Desenvolvimento de zona de cisalhamento em muro experimental de solo grampeado.

2.5 Resistência ao Arrancamento: atrito solo x grampo

O parâmetro mais importante para o dimensionamento de uma estrutura em solo grampeado é a resistência ao arrancamento (q_s), denominado também por atrito solo - grampo, dado pelo atrito desenvolvido entre o grampo e o solo, similar ao atrito lateral, desenvolvido por uma estaca.

Os principais fatores que influenciam a magnitude de q_s são:

- características mecânicas do solo;
- características mecânicas da calda de cimento;
- metodologia executiva dos furos; e
- processo de injeção.

Seu valor pode ser obtido através de ensaios de arrancamento ou estimado através de correlações empíricas com parâmetros do solo obtidos em ensaios de campo. Deve-se ressaltar que os ensaios de arrancamento são uma necessidade imprescindível para avaliação do atrito solo - grampo (q_s) e no desenvolvimento do projeto executivo.

Schlosser (1993)⁴ *apud* Saré (2007) afirmam que em solos arenosos, os valores de q_s são independentes da profundidade de assentamento. Sendo o valor da resistência ao arrancamento dependente do método executivo da inclusão e do grau de saturação do maciço, havendo um decréscimo da resistência ao cisalhamento com o aumento do teor de umidade (CLOUTERRE, 1991).

2.6 Ensaio de Arrancamento

Mesmo que seja possível a estimativa do valor de q_s através de métodos teóricos e semi-empíricos, a forma mais adequada para sua determinação é a realização de ensaios de arrancamento no campo. Por meio destes, obtém-se diretamente o valor da força de tração necessária para promover a movimentação do grampo no interior da massa de solo, e assim determinar o valor de q_s .

Como no Brasil não existe uma norma técnica para a execução de ensaios de arrancamento em grampos, os procedimentos, esquemas de montagem e recomendações para os ensaios são reportados pela experiência de outros autores (SPRINGER, 2006).

⁴SCHLOSSER, F. Analogies et differences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en terre armée et par clouage du sol. *In: Annales de L'Institut Technique de Batiment et des Travaux Publiques*, n. 418 **Anais...** Sols et Fondations 184, Oct. 1983, p. 8-23.

O princípio básico do ensaio consiste em aplicar uma força de tração junto à cabeça do grampo, por meio de um macaco hidráulico vazado, até provocar um movimento de cisalhamento entre o solo e o grampo. Para cada carga aplicada, registra-se o deslocamento da cabeça do grampo através de um extensômetro, que tem uma fixação externa e é apoiado à barra de aço (Figura 10). Obtém-se assim, a curva carga *versus* deslocamento, da qual se retira o valor da máxima carga axial de tração no grampo (CLOUTERRE, 1991).

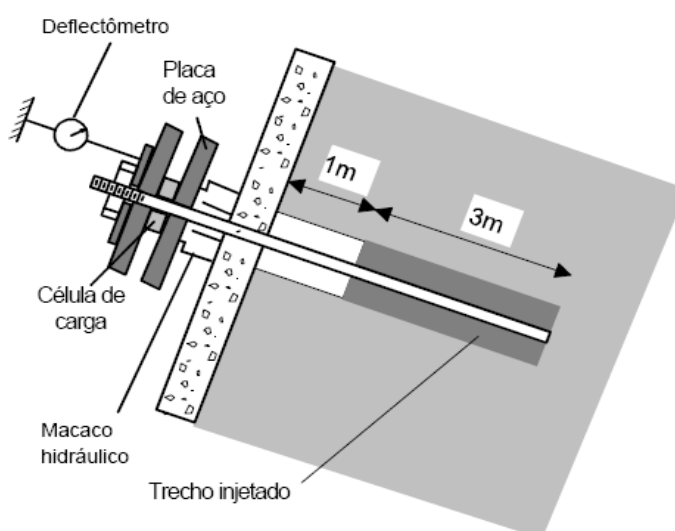


Figura 10. Ensaio de arrancamento
Fonte: ORTIGÃO & SAYÃO (2000c)

Clouterre (1991) classifica os ensaios de arrancamento em três tipos:

- (i) ensaio preliminar: realizado durante a fase de projeto, com o objetivo de se medir o valor de q_s a ser utilizado ou de validar um novo procedimento executivo de solo grampeado no local da obra;
- (ii) ensaio de conformidade: realizado no início da construção, visando verificar a estimativa da resistência ao arrancamento (q_s) utilizada no projeto;
- (iii) ensaio de inspeção: realizado durante a construção em grampos previamente escolhidos, sem que ocorra a ruptura dos mesmos.

Cabe ressaltar que os procedimentos de montagem e execução são idênticos para os três ensaios, e que os grampos ensaiados não devem ser incorporados à estrutura.

2.6.1 Força de Arrancamento

Os valores obtidos durante o ensaio são plotados no gráfico, carga *versus* deslocamento (F *versus* d). Para a determinação da carga de ruptura, o manual técnico de encostas da Geo-Rio descreve que a carga máxima suportada pelo grampo é o valor de pico da curva traçada (ORTIGÃO & SAYÃO, 2000b).

Já para o *Caltrans Foundation Manual* (1997), a carga de ruptura é aquela que causa um deslocamento crescente do grampo sem acréscimo de carga.

Clouterre (1991) considera que a força de arrancamento é obtida no pico da curva F *versus* d , Figura 11(a) ou, quando não houver um valor máximo, a carga é a necessária para que os deslocamentos ocorram sem o acréscimo de carga, conforme ilustrado na Figura 11(b).



Figura 11. Critério para Carga de Arrancamento segundo Clouterre (1991) modificado por Springer (2006), (a) Força máxima obtida através do valor de pico, (b) Força de arrancamento que gera um deslocamento contínuo
Fonte: Adaptado Clouterre (1991)

A obtenção da resistência ao arrancamento (q_s) é obtida através da equação 1:

$$q_s = \frac{F_{ruptura}}{\pi \cdot D \cdot L_{ancorado}} \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

$F_{ruptura}$ = máxima força de arrancamento;

D o diâmetro do grampo e;

$L_{ancorado}$ o comprimento de grampo ancorado.

2.6.2 Comportamento Curva de ensaio Carga versus Deslocamento

Com relação ao comportamento da curva carga *versus* deslocamento, Springer (2006) propõe que é possível identificar até quatro fases durante o ensaio pela formação de retas bem definidas, que estão ligadas à mobilização de resistência ao arrancamento da interface solo grampo e a rigidez do grampo ($r = \Delta F / \Delta l$) em cada uma das fases.

A Figura 12 mostra uma curva obtida nos ensaios, realizados por Springer (2006), onde é possível se detectar as quatro retas bem definidas.

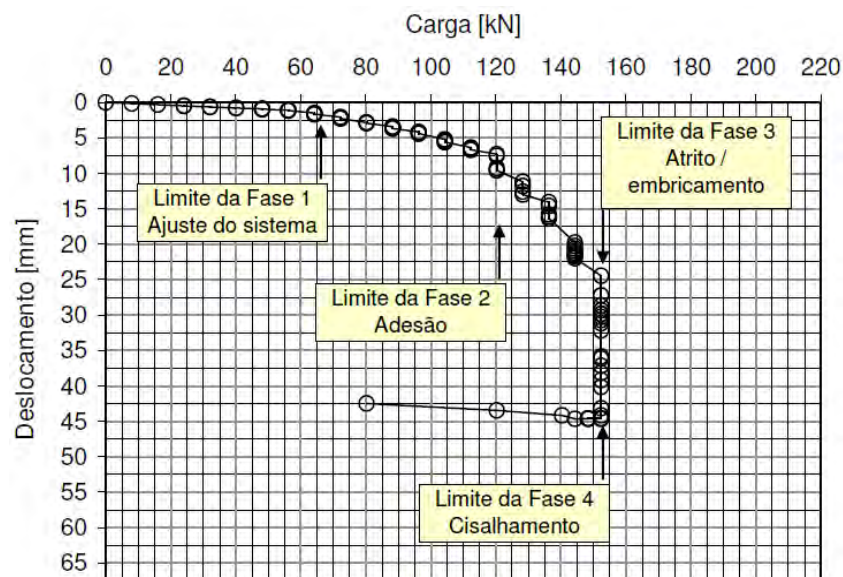


Figura 12. Fases de mobilização de resistência ao arrancamento em curva Carga X Deslocamento

Fonte: SPRINGER (2006)

A reta 1 não ocorre em todos os ensaios, é decorrente de uma falha no ajuste do sistema de arrancamento, por desalinhamento do grampo com o eixo de força do macaco e/ou devido a uma folga existente no sistema de travamento da barra. Como o deslocamento e a força estão ligados a um ajuste final do sistema, a rigidez do grampo nesta fase não tem aplicação prática.

A reta 2 é comum a todos os ensaios, a resistência nesta fase é desenvolvida pela adesão criada entre o grampo e seu solo circundante, apresenta a maior rigidez de todo o ensaio.

A reta 3 também é existente em todos os ensaios, o esforço suportado nesta fase se deve à resistência por atrito e/ou embricamento do solo. Esta mobilização de esforço é decorrente da resistência ao cisalhamento entre o grampo e as irregularidades do maciço circundante, e apresenta menor rigidez que a fase 2.

A reta 4 não é visualizada em todos os ensaios e corresponde ao deslocamento do grampo sem o acréscimo de carga, apresentando neste ponto rigidez nula.

2.7 Tipos de Ruptura

De acordo com França (2007), o comportamento de uma estrutura em solo grampeado é de bloco monolítico, e pode apresentar três tipos de rupturas: ruptura interna, externa e mista (Figura 13).

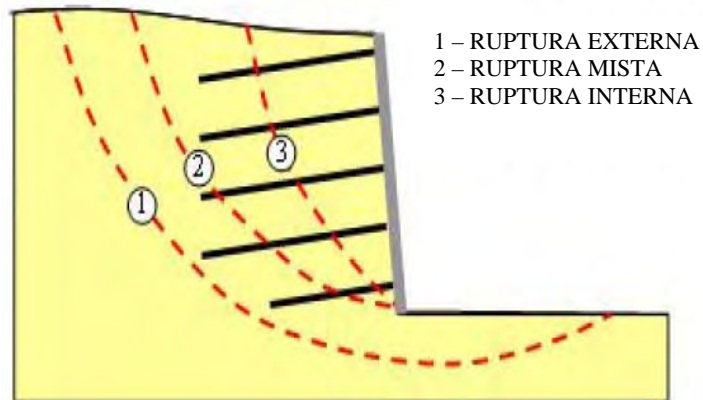


Figura 13. Mecanismos de ruptura em solos grampeados.
 Fonte: CLOUTERRE (1991) adaptado por FRANÇA (2007)

2.7.1 Ruptura interna

O processo de ruptura interna pode ocorrer de quatro formas distintas:

- a) ruptura dos grampos: A ruptura dos grampos pode ocorrer devido a um erro de projeto, no qual a seção transversal do grampo foi subestimada para suporte dos esforços. Outro causador pode ser a aplicação de uma sobrecarga no topo da estrutura ou a corrosão das barras de aço;
- b) falta de aderência: A ruptura por falta de aderência caracteriza-se pelos grampos apresentarem comprimento insuficiente na zona passiva, de forma a não suportar os esforços decorrentes da utilização da estrutura, fazendo com que os grampos sejam arrancados do solo. Pode ocorrer devido a uma má estimativa da resistência ao arrancamento do grampo, que gera comprimentos de grampos insuficientes ou por efeito de saturação do solo;
- c) altura de escavação excessiva: Durante a fase de construção da estrutura, se a altura de escavação do nível de execução for muito elevada, superior à altura crítica, pode ocorrer uma instabilidade local que irá se propagar até o topo da estrutura, causando uma ruptura repentina. O solo flui por entre os grampos devido à falta de resistência; e
- d) erosão interna (piping): A ruptura é bem similar a anterior, porém é causada pela presença de fluxo de água no solo, que durante a

escavação promove o arrastamento de partículas do solo através de seus vazios, empobrecendo-o granulometricamente e reduzindo sua estabilidade local. Comum em solos finos é resultado da heterogeneidade do solo e falta, ou problemas, de drenagem durante a escavação.

2.7.2 Ruptura externa

Ocorre por comprimento insuficiente do grampo ou baixa qualidade do solo, com o escorregamento do maciço através da superfície de ruptura, afetando toda área da estrutura, além dos limites dos grampos.

2.7.3 Ruptura mista

A ruptura mista é dada pela junção de uma ruptura externa e outra interna, já que sua superfície crítica abrange parte do terreno com reforço e outra sem ele. Geralmente, está associada à má estimativa da resistência de arrancamento (comprimento insuficiente dos grampos).

2.8 Correlações Semi-Empíricas

2.8.1 Correlações semi-empíricas aplicadas ao solo grampeado

A determinação da resistência ao arrancamento (q_s) é o fator de maior importância em uma estrutura de contenção em solo grampeado. Em pequenas obras a execução de ensaios de arrancamento antes à confecção do projeto é inviável, devendo então q_s ser estimado através de métodos empíricos. Os valores considerados devem ser comprovados com a realização de ensaios de tração durante a execução da obra, em grampos realizados para tal fim, que

não serão utilizados na contenção, para que caso seja necessário, o projeto seja readequado.

Bustamante & Doix (1985) desenvolveram seus estudos em 249 provas de cargas realizadas em ancoragens e micro estacas, executadas com diferentes metodologias executivas, em solos variados (areias, argilas, siltes, margas⁵ e rochas alteradas) por toda França. As metodologias foram classificadas como injeção em um único procedimento (IGU) e injeção repetitiva seletiva (IRS).

Com os resultados foram desenvolvidos quatro ábacos correlacionando a magnitude de q_s com a pressão limite (p_l) do PMT para os solos (areia, argila e silte, marga e rocha alterada). Para solos arenosos, argilas e siltes, é possível a utilização dos valores de N_{SPT} .

Nas Figuras 14 e 15 são apresentados os ábacos para areias e argilas e siltes, respectivamente. Para areias SG1 está ligado ao processo executivo IRS e SG2 ao IGU, nas argilas AL1 a IRS e AL2 a IGU.

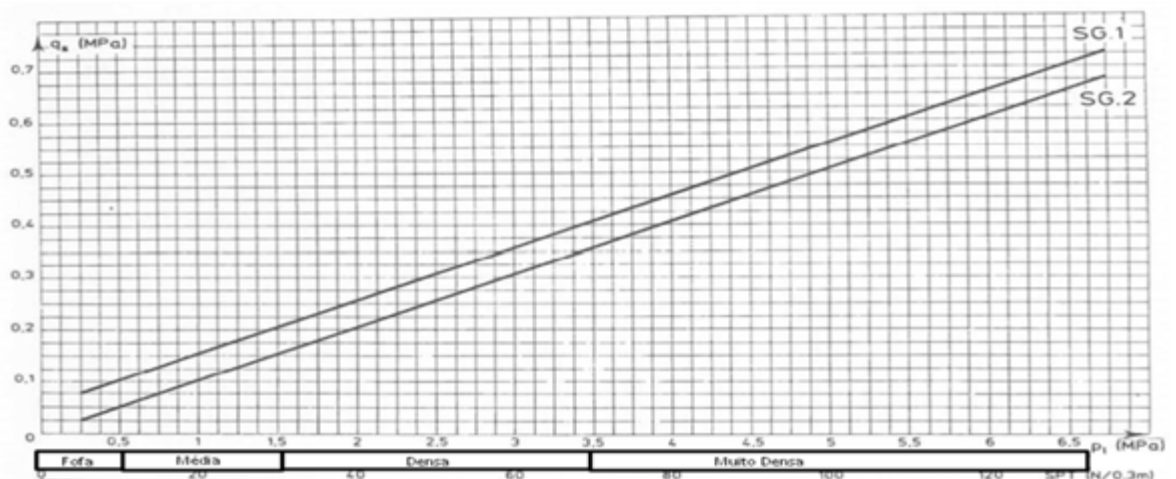


Figura 14. Correlação entre N_{spt} e p_L para estimativa de q_s para Areias
Fonte: Adaptado de BUSTAMANTE & DOIX (1985)

⁵ É um tipo de calcário contendo 35 a 60% de argila

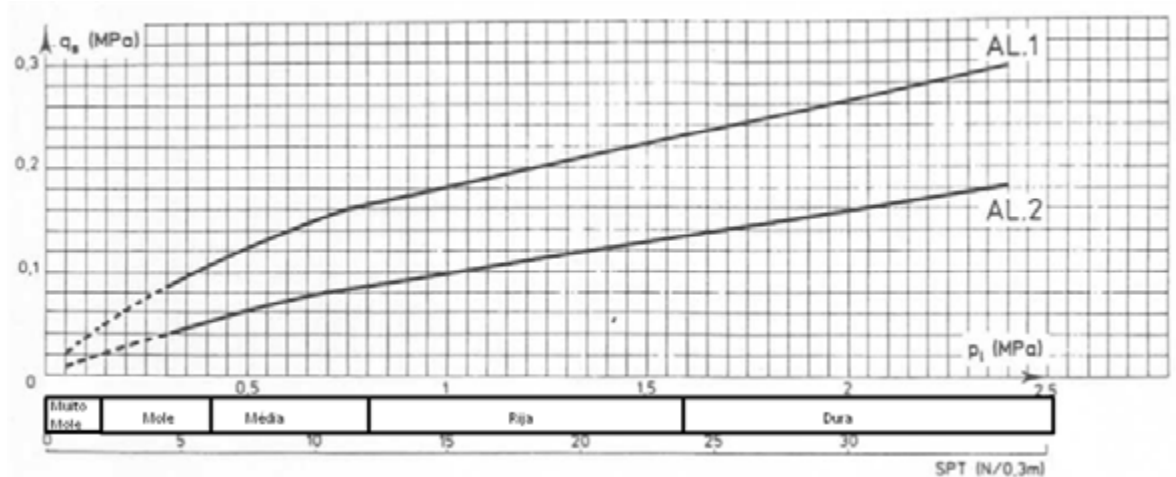


Figura 15. Correlação entre N_{spt} e p_L para estimativa de q_s para siltes e argilas
 Fonte: Adaptado de BUSTAMANTE & DOIX (1985)

Clouterre (1991) através da estimativa de q_s pela correlação proposta por Bustamante & Gianceselli (1981) para o atrito lateral em estacas e em ensaios de arrancamentos realizados propõe a determinação de q_s , pelos gráficos mostrados nas Figuras 16 e 17.

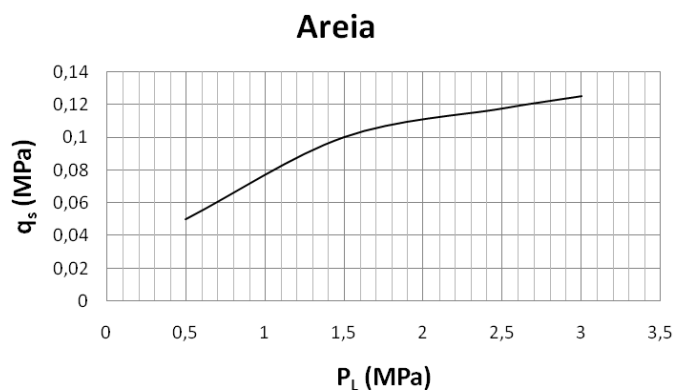


Figura 16. Correlação entre q_s e p_L para solos arenosos
 Fonte: Adaptado de Clouterre (1991)

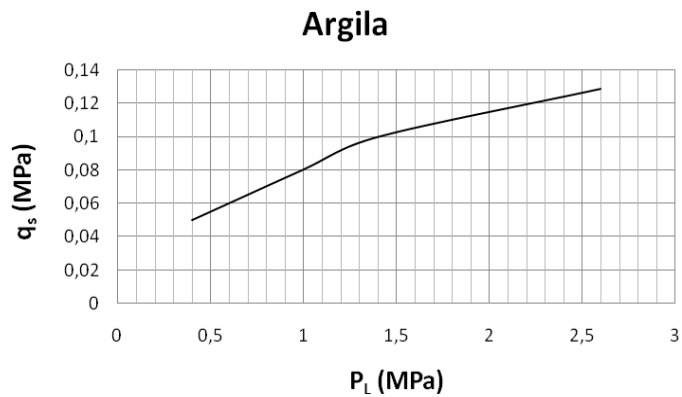


Figura 17. Correlação entre q_s e p_L para solos argilosos
 Fonte: Adaptado de Clouterre (1991)

Ortigão (1997), através de resultados de ensaios realizados em grampos, com diâmetros entre 7,5 e 15 cm, com injeção de calda sem pressão (bainha), propõem que a estimativa inicial de q_s para projeto, mesmo com dispersão dos resultados, devido às diferentes metodologias executivas, pode ser dado pela equação 2:

$$q_s = 50 + 7,5N_{spt} \text{ (kPa)} \quad \text{Equação 2}$$

Ortigão & Palmeira (1997), refinaram os dados aplicados a correlação anterior e sugerem a estimativa da resistência ao arrancamento como 90% do valor obtido pela equação 3:

$$q_s = 67 + 60\ln(N_{spt}) \text{ (kPa)} \quad \text{Equação 3}$$

Para a primeira equação proposta por Ortigão (1997), o coeficiente de determinação (R^2) encontrado foi de 0,51, enquanto que para a segunda equação de Ortigão & Palmeira (1997) encontrou-se R^2 igual a 0,624 comprovando-se ser mais confiável na determinação de q_s .

Springer (2006), através de ensaios de arrancamento em um solo residual de gnaiss, obteve em sua proposta um R^2 de 0,68 estimando-se q_s através da equação 4:

$$q_s = 45,12 \ln(N_{spt}) - 14,99 \text{ (kPa)} \quad \text{Equação 4}$$

2.8.2 Correlações para atrito lateral em estacas

Segundo Lima (2002), há semelhança entre a interação solo-grampo com o atrito lateral desenvolvido em estacas, que mostra a validade do uso de correlações para estimativa do atrito lateral em estaca.

2.8.2.1 Métodos baseados no SPT

2.8.2.1.1 Método Aoki-Velloso (1975)

No método é determinada a força de resistência lateral (R_l) através da equação 5:

$$R_l = U \sum (r_l \cdot \Delta l) \text{ (kN)} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

U = perímetro da seção transversal da estaca

r_l = tensão média de atrito lateral na camada de espessura Δl

O valor de r_l é calculado a partir do atrito lateral unitário obtido no ensaio CPT (f_c) conforme equação 6:

$$r_l = \frac{f_c}{F_2} \text{ (kPa)} \quad \text{Equação 6}$$

Em que:

F_2 é um coeficiente de transformação em função do tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca e o cone do CPT obtido na Tabela 3.

Tabela 3. Valores do Coeficiente de Transformação F_2 - Aoki-Velloso (1975)

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

* Valor proposto por Aoki e Velloso *et al.* (1975))

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

‡ Valor proposto por Alonso (1991); Aoki e Alonso (1992)

Fonte: AOKI e CINTRA (1999)

O valor de f_c é correlacionado com a resistência de ponta q_c do CPT através da equação 7:

$$f_c = \alpha \cdot q_c \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

α é dado na Tabela 4 e é função do tipo de solo

Porém, é possível correlacionar q_c com N_{spt} através do parâmetro K que depende do tipo do solo onde:

$$q_c = K \cdot N_{spt} \quad \text{Equação 8}$$

Tabela 4. Coeficientes K e α - Aoki-Velloso (1975)

Tipo de Solo	K (kPa)	α (%)
Areia	1000	1,40
Areia Siltosa	800	2,00
Areia silto-argilosa	700	2,40
Areia argilosa	600	3,00
Areia argilo-siltosa	500	2,80
Silte	400	3,00
Silte arenoso	550	2,20
Silte areno-argiloso	450	2,80
Silte argiloso	230	3,40
Silte argilo-arenoso	250	3,00
Argila	200	6,00
Argila arenosa	350	2,40
Argila areno-siltosa	300	2,80
Argila siltosa	220	4,00
Argila silto-arenosa	330	3,00

Sendo a expressão de r_l , que é o valor desejado para o estudo em questão, reescrita:

$$r_l = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{spt}}{F_2} \text{ (kPa)} \quad \text{Equação 9}$$

2.8.2.1.2 Método Décourt-Quaresma (1978)

A resistência lateral é obtida pela equação 10:

$$R_l = r_l \cdot S_l \text{ (kN)} \quad \text{Equação 10}$$

Onde S_l é a área lateral do elemento.

A determinação da tensão de atrito lateral é realizada com o valor médio do N_{spt} ao longo do fuste, sendo aplicada somente quando $3 \leq N_{spt} \leq 15$ e dado por:

$$r_l = 10 \cdot \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \text{ (kPa)} \quad \text{Equação 11}$$

2.8.2.1.3 Método Teixeira (1996)

A determinação da tensão de atrito lateral é realizada através do N_{spt} e o coeficiente β que é função do tipo de estaca mostrados na Tabela 5.

$$r_l = \beta \cdot N_{spt} \text{ (kPa)} \quad \text{Equação 12}$$

Tabela 5. Valores de β (kN/m²) (Teixeira, 1996)

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

2.8.2.2 Método baseado no DMT

2.8.2.2.1 Método de Peiffer & Van Impe (1991)

A determinação da interação solo/estaca unitária última ($q_{u,s}$) é baseada na tensão horizontal efetiva $\sigma_{h,c}$ e na razão de atrito lateral ρ . Marchetti *et al.* (1986) *apud* Peiffer & Van Impe (1991) recomendam que para estacas escavadas $\rho=0,20$. O atrito lateral unitário ($q_{u,s}$) é dado na equação 13:

$$q_{u,s} = \rho \cdot \sigma_{h,c} \text{ (kPa)} \quad \text{Equação 13}$$

Onde, a tensão horizontal efetiva, definida por Peiffer & Van Impe (1991), como a pressão exercida pelo solo sobre a membrana do ensaio corrigida, menos a poro-pressão na profundidade (u_0) conforme:

$$\sigma_{h,c} = p_0 - u_0 \text{ (kPa)} \quad \text{Equação 14}$$

2.9 Valores Encontrados na Literatura

Neste item apresentam-se valores de q_s obtidos por outros autores em ensaios de arrancamento com grampos executados somente com bainha.

Ortigão *et al.* (1992) apresentam os valores de q_s obtidos em três ensaios de arrancamento, em um muro experimental em solo grampeado, executado no Morro da Formiga (RJ), de solo residual arenoso. Os grampos apresentavam 7,5 cm de diâmetro e inclinação de 20°, a resistência ao arrancamento encontrada foi de 250 kPa para todos os elementos.

Azambuja, Strauss e Silveira (2001) realizaram ensaios de arrancamento em seis grampos de 100mm de diâmetro, inclinação de 18°, executados em dique de riolito e solo residual de paragnaisse com valores variando entre 204 e 270 kPa, cada um será mostrado separadamente na Tabela 6.

Pitta, Souza e Zirlis (2003) relatam resultados de q_s obtidos em ensaios de arrancamento em cinco obras executadas em solo grampeado em São Paulo, com o objetivo de analisar as melhores de resistência devido à execução de re-injeções sob pressão, porém neste estudo só serão apresentados os resultados dos elementos executados somente com a bainha. Todos os grampos apresentavam 75 mm de diâmetro. As resistências e os respectivos tipos de solos são apresentados na Tabela. 6.

Soares & Gomes (2003) apresentam as resistências ao arrancamento obtidas nos ensaios de tração em um solo saprolito de gnaisse, executados as margens da BR-101, em Angra dos Reis-RJ. Foram realizados seis arrancamentos, porém, em um deles houve um problema na execução e não foi possível a obtenção do parâmetro q_s . Os resultados são mostrados na Tabela 6.

Moraes & Arduino (2003) realizaram ensaios de arrancamento em dois grampos, executados em solo areno siltoso, com 54 mm de diâmetro, na zona franca de Manaus-AM (Tabela 6).

Springer (2006) executou ensaios de arrancamento em vinte e cinco grampos, sendo nove em grampos confeccionados somente com bainha e que serão objetos de comparação nesta pesquisa, em três obras em solo

grampeado no Rio de Janeiro-RJ. Os valores referentes ao arrancamento e o tipo de solo circundante serão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6. Valores de q_s para grampos executados somente com bainha da literatura

Referência	Obra	Nº Grampo	Tipo de Solo	q_s (kPa)
Ortigão <i>et al.</i> (1992)	Morro da Formiga, Rio de Janeiro-RJ	1	Solo residual	250
		2	arenoso	250
		3		250
Azambuja, Strauss e Silveira (2001)	Porto Alegre-RS	1	Dique de riolito	260
		2	e solo residual	264
		3	de paragnaisse	261
		4		270
		5		210
		6		204
Pitta, Souza e Zirlis (2003)	Rua Indubel, Cumbica Guarulhos-SP	1	Silte argiloso	82
		2		82
		3		89
		4		82
		5		74
		6		103
Pitta, Souza e Zirlis (2003)	Hospital São Luiz, Morumbi - São Paulo-SP	1	Argila arenosa	69
		2		69
		3		74
		4		74
		5		69
Pitta, Souza e Zirlis (2003)	Higienópolis - SP	1	Argila vermelha	37
		2	porosa paulista	56
		3		82
Pitta, Souza e Zirlis (2003)	Ed. Urban Loft, Morumbi-SP	1	Silte argiloso	81
Pitta, Souza e Zirlis (2003)	Hospital Beneficência Portuguesa, São Paulo-SP	1	Argila vermelha	91
		2	porosa paulista	124
Soares e Gomes (2003)	BR 101 - Angra dos Reis-RJ	1	Areia siltosa	269
		2	compacta com	282
		3	pedregulhos	262
		4		374
		5		310
Moraes & Arduino (2003)	Zona Franca Manaus-AM	1	Areia siltosa	162
Springer (2006)	Obra Fagundes Varela-RJ	1	Solo residual maduro	101

Cont. Tabela 6

Referência	Obra	Nº Grampo	Tipo de Solo	q _s (kPa)
Springer (2006)	Obra Museu 1 - RJ	4	Argila Arenosa	147
		5		145
		14	Argila	115
		15	Arenosa/Silte	134
		16	Argiloso	94
		17		129
		21	Silte areno	162
Springer (2006)	Obra Museu 2 - RJ	24	argiloso	240

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Programa Experimental

Para o estudo experimental de campo, foram construídos doze grampos, executados somente com a bainha, nos quais se realizou os ensaios de arrancamento. Foram realizados com intuito de se obter a resistência lateral no contato solo-calda de cimento ao longo dos grampos, e comparar com valores obtidos através de correlações existentes, onde o valor de q_s é obtido a partir dos resultados de ensaios de campo, e com valores obtidos por outros autores.

Foram propostas correlações semi-empíricas para estimativa de q_s em função dos ensaios de campo SPT, PMT e DMT.

3.1.1 Área experimental

O estudo experimental foi realizado no Centro Psicossocial da Universidade Federal de Viçosa (UFV), localizado próximo ao Departamento de Arquitetura, no campus da UFV, na cidade de Viçosa-MG (Figura 18). Trata-se de um talude existente com inclinação média de 79° e altura aproximada de 2,0 m. Na parte superior há uma plantação de bambu. O local foi escolhido por já apresentar um talude com boas condições para a realização do estudo, fácil acesso e disponibilidade de água e luz para realização dos grampos e ensaios.



Figura 18. Localização da área experimental.
Fonte: Google Earth

3.1.2 Execução dos grampos

Os furos foram locados, no talude, de forma a facilitar os ensaios de arrancamento. A execução foi realizada em duas linhas, com seis furos cada, espaçadas 1,3 m verticalmente e 1,5 m horizontalmente, com as inclusões superiores e inferiores assentados alternadamente, conforme Figura 19. A locação foi realizada com o auxílio de trena, piquetes e linha de obra.

Esta conformação foi definida de forma a evitar a interferência no valor da resistência ao arrancamento do grampo, devido aos esforços de arrancamento das inclusões próximas. A altura da primeira linha de furos com relação ao pé do talude foi estipulada em aproximadamente 30 cm, para que não houvesse problemas na instalação dos equipamentos de ensaio.

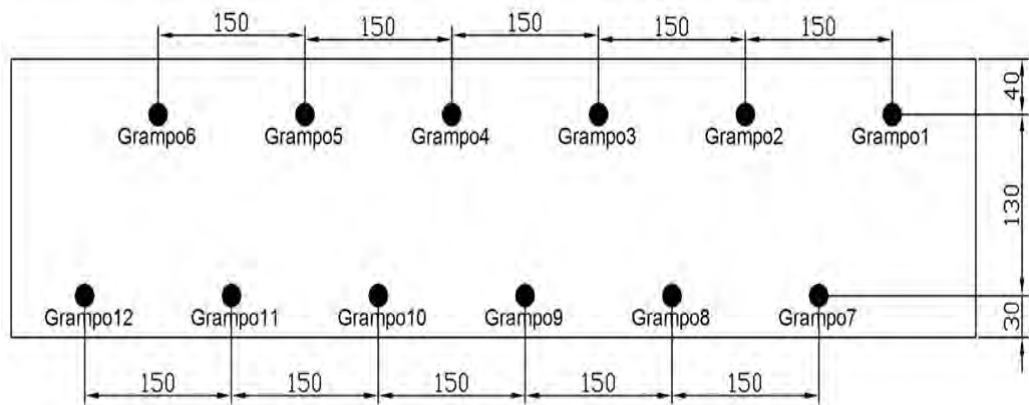


Figura 19. Detalhes posicionamento dos furos (medidas e cm)

a) Perfuração dos furos

A perfuração foi realizada a trado manual com circulação de água, mostrado na Figura 20. Onde em (1) é feita a adaptação da mangueira ao equipamento (Figura 21), permitindo que água circule em sua ponta (3), que apresenta a haste vazada e quatro ponteiras de corte, conforme Figura 22. A circulação de água busca facilitar a perfuração e a célula vazada (2), permite que o fluido utilizado retorne e extravase pela boca do furo.



Figura 20. Trado manual com circulação de água utilizado



Figura 21. Detalhe adaptação da mangueira para permitir a circulação de água na ponta do equipamento.



Figura 22. Detalhe ponteira com haste vazada

Os furos foram executados com um comprimento de 5,30 m, 88 mm de diâmetro médio acabado, e inclinação de 15° graus com a horizontal. Utilizou-se de um equipamento para determinação do ângulo composto por uma cantoneira soldada a uma chapa com marcações dos ângulos e um pêndulo para determinação da inclinação (Figura 23), andaimes com guias para os furos superiores e somente guias para os inferiores.

Na construção, a haste do trado era apoiada na guia e a ponteira no local pré-determinado para o furo, e a inclinação era conferida, conforme Figura 24. A água usada na perfuração foi bombeada da lagoa, que dista aproximadamente 30 m da área experimental, de forma a garantir um fluxo contínuo de fluido.

Após a perfuração, foi inserido no furo um tubo de PVC de 25 mm, utilizado para sua lavagem. De acordo com Springer (2006), quando é executada somente a bainha, tal procedimento acarreta um acréscimo de 20% no valor de q_s . O mesmo tubo foi utilizado posteriormente para o lançamento da calda de cimento.



Figura 23. Equipamento utilizado para determinação da inclinação dos grampos



Figura 24. Medição da inclinação do furo

b) Preparação e inserção das barras

As barras de aço utilizadas foram do tipo CA-50, com diâmetro de 16 mm, fabricadas pela Gerdau, com 6 m de comprimento cada. Para garantir seu posicionamento centralizado, no interior do furo, foram instalados junto a elas, centralizados, produzidos com pedaços de tubo de PVC, conforme Figura 25, que foram amarrados a cada metro da barra com arame recozido (Figura 26).

Como os grampos foram executados somente para a esta pesquisa, não foi realizada pintura de proteção anti-corrosiva nas barras.



Figura 25. Detalhe espaçador



Figura 26. Detalhe amarração do espaçador junto às barras

Depois de instalados os espaçadores, as barras foram inseridas nos furos cuidadosamente, já que os tubos de PVC se encontravam no interior dos mesmos (Figura 27) sendo 5,30 m das barras ficaram assentes dentro dos furos e 70 cm deixados na parte externa, para a execução do ensaio de arrancamento. Por fim, a inclinação das barras foi conferida com o equipamento já citado anteriormente.



Figura 27. Detalhe inserção das barras no furo

c) Preparação e lançamento da calda de cimento

O cimento utilizado foi o CP II-E-32. A mistura foi realizada em um misturador mecânico, construído pelo executor (Figura 28) onde em um tambor de 200 litros foi instalado uma pá misturadora, conforme Figura 29, movimentada por um motor CA elétrico de $\frac{1}{4}$ cv, ligado a pá, por polias e correias, conforme ilustra a Figura 28.

Para cada mistura foram utilizados dois sacos de cimento com 50 kg e 56 l de água, garantindo a relação água/cimento, em massa, de aproximadamente 0,5, conforme sugerido por Pitta e Zirlis (2000). Esta relação junto a um misturador de alta turbulência, garantem a produção de uma calda homogênea e coesa, como a apresentada na Figura 30.



Figura 28. Misturador mecânico



Figura 29. Detalhe par misturadora



Figura 30. Detalhe calda sendo misturada

Após a calda ser misturada por cerca de 5 minutos, foi lançada nos furos com o auxílio de uma bomba de 1cv. Uma mangueira instalada no fundo do misturador era ligada à bomba de onde partia um tubo, com válvulas, acoplado a uma mangueira que transportava a calda (Figura 31), sob baixa pressão, até o tubo de PVC, que foi utilizado na lavagem do furo e já se encontrava instalado em seu interior (Figura 32). O lançamento foi realizado de forma ascendente, onde o tubo era retirado, deixando ao menos 30 cm no interior da nata já lançada, à medida que preenchimento do furo com calda ia se sucedendo até que o fluído extravasasse pela sua boca (Figura 33).

Antes da execução do ensaio de arrancamento, os grampos foram deixados curando por 180 dias, devido a moldagem e montagem do sistema de arrancamento.



Figura 31. Detalhe Montagem da bomba de lançamento da calda



Figura 32. Detalhe ligação mangueira advinda da bomba de lançamento com PVC pré-instalado



Figura 33. Tubo sendo retirado com o avanço do lançamento com detalhe de calda extravasada no furo superior

3.1.3 Ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório são fundamentais para a obtenção de parâmetros que caracterizam o solo, e na análise de seu comportamento mecânico. Para tal, deve-se ter uma amostra mais representativa possível, pois se o material ensaiado não for igual ao da obra em questão, têm-se comportamentos mecânicos diferentes.

Foram retirados dois blocos indeformados de solo, com 30 cm de aresta. Um do lado direito e outro do lado esquerdo do talude (Figura 34), nas cotas dos grampos superior e inferior em posição adjacente aos furos de instalação dos grampos de forma a se ter a representatividade do material coletado em relação ao solo no entorno dos grampos.

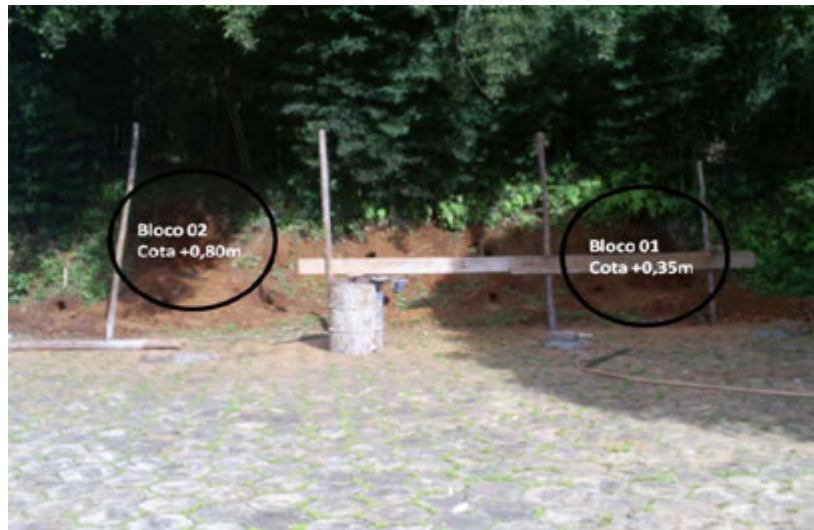


Figura 34. Posição de retirada dos blocos

Os blocos de solo foram extraídos cuidadosamente, pelos funcionários da empresa GEOpontual, com o auxílio de cavadeira de duas bocas, cavadeira de uma boca, espátulas e trena. Para garantir que as condições estruturais e o teor de umidade dos blocos permanecessem iguais ao do campo, eles foram revestidos com parafina e pano de linha. Para realização do transporte foram colocados em caixas de madeira, onde os espaços vazios foram preenchidos com pó de serra, de forma a não permitir que houvesse movimentação dos blocos em seu interior e eventuais deformações acidentais. Depois de tomadas estas precauções, as caixas foram transportadas para o Laboratório de Geotecnia da UFV.

Os blocos foram identificados, como:

- BL1: bloco lado direito;
- BL2: bloco lado esquerdo

Para o programa experimental em questão, foram realizados os ensaios de caracterização (Limites de Atterberg, Massa específica dos grãos e

Granulometria) e ensaios triaxiais CU , com o objetivo de determinação dos parâmetros de resistência dos solos constituintes do talude grampeado.

a) Ensaios de caracterização

Os ensaios de caracterização foram realizados de acordo com os procedimentos recomendados pela NBR 6508/84 (Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica), NBR 7181/84 (Análise granulométrica), NBR 6459/84 (Limite de liquidez), e NBR 7180/84 (Limite de plasticidade).

Os resultados obtidos e as respectivas classificações são apresentados no tópico relativo a resultados e análises.

b) Ensaios triaxiais

Com o objetivo de se obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ), utilizou-se o ensaio triaxial com compressão axissimétrica CU (adensado não-drenado) na condição natural e saturada, pois simula o comportamento do talude na ruptura.

Foram moldados seis corpos de provas, de cada bloco, sendo três para os ensaios no teor de umidade natural e três saturados. A moldagem realizada manualmente com o auxílio de estilete, espátula, segueta e alicate de corte.

Devido à existência de um bambuzal na parte superior do talude, o solo se encontrava com muitas raízes, o que dificultou o trabalho de moldagem (Figura 35). Todos apresentaram aproximadamente 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, e para cada um foram determinados o teor de umidade e a massa.



Figura 35. Corpo de prova moldado, com presença de raízes

A montagem das células de ensaio procedeu-se da seguinte forma: para os saturados foram colocados papéis filtro ao redor dos corpos de prova, conforme Figura 36, para os que se encontravam em condições naturais não houve esta necessidade. Em seguida eles foram colocados sobre a base da célula de ensaio, com uma pedra porosa na parte inferior e outra foi colocada acima dos corpos de prova, e por cima um top cap que permitiu a drenagem superior. Então, foram revestidos por membrana, que no caso, foi utilizado preservativo aplicado com auxílio de um tubo de PVC com um furo, que permite tal procedimento (Figura 37), a célula foi fechada e preenchida com o fluido hidrostático (água).

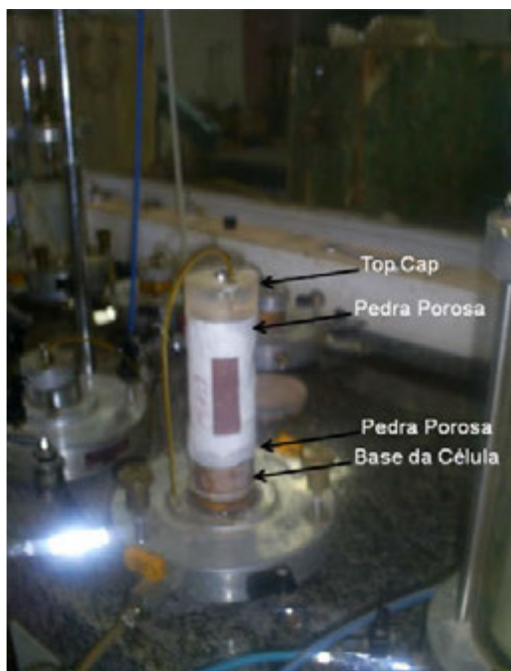


Figura 36. Montagem da célula, antes da colocação da membrana



Figura 37. Tubo de PVC furado que auxilia na colocação da membrana

Para saturar os corpos-de-provas que foram ensaiados nesta condição, suas células foram colocadas em um sistema de percolação de água por

contrapressão e a confirmação deste estado foi feita através da determinação do parâmetro B de Skempton, onde $B \geq 0,99$.

Os ensaios foram realizados com base nos métodos descritos por Head (1986). O equipamento utilizado para a execução do ensaio foi o da Figura 38. Os corpos de prova foram submetidos a tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.

O processo de adensamento durou cerca de 1 h para todos os corpos-de-prova, onde foram realizadas leituras da variação de volume. O fim desta fase foi estabelecido quando não houve mais variação volumétrica, lida em uma bureta instalada junto à célula de ensaio.

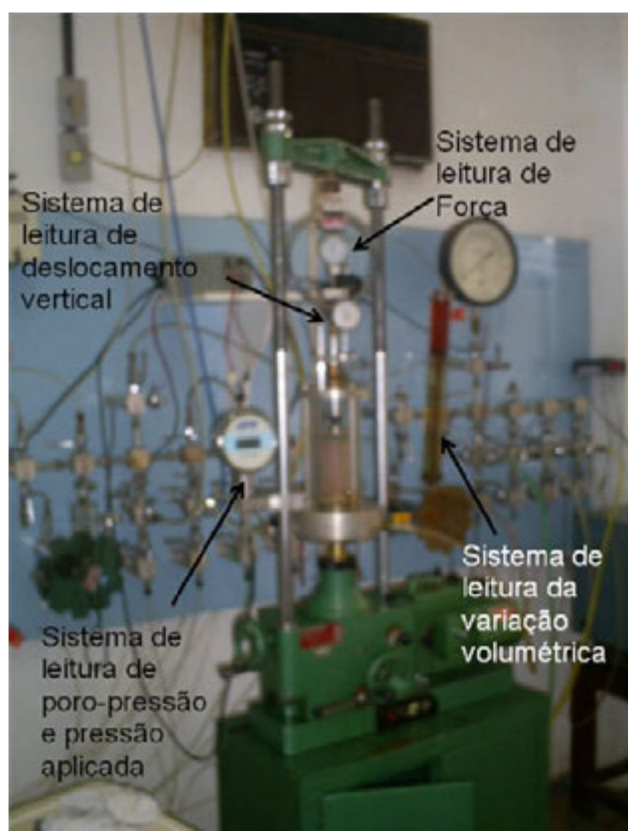


Figura 38. Equipamento de ensaio triaxial do laboratório de geotecnia da UFV

Para a fase de ruptura, foi realizada em deformação controlada com a velocidade de aplicação de força pela prensa de 0,15 mm/mim, onde a cada intervalo de variação de deslocamento vertical eram realizadas leituras da força aplicada e variação da poro-pressão, para os corpos de prova saturados, e

para os com umidade natural. Os ensaios foram realizados até a obtenção de uma deformação vertical de aproximadamente 19 mm. Depois de rompidos, os corpos-de-provas apresentaram-se como os da Figura 39.

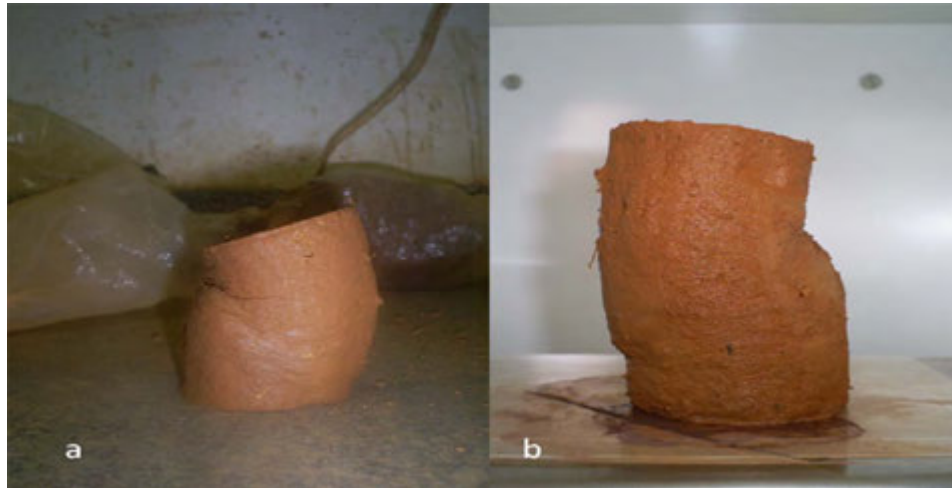


Figura 39. Corpos de prova rompidos: a) teor de umidade natural e b) saturado
Fonte: Arquivo do autor

3.1.4 Ensaio de campo

3.1.4.1 Prospecção geotécnica

Um dos objetivos das investigações geotécnicas é fornecer dados que permitam a estimativa do valor da resistência ao arrancamento do grampo (q_s), a partir de correlações empíricas existentes. Para tal, foram realizados um ensaio SPT, dois DMT e dois PMT. A posição da realização dos ensaios é mostrada na Figura 40, a uma distância de 3 m em relação à face do talude, ponto próximo ao centro do grampo.

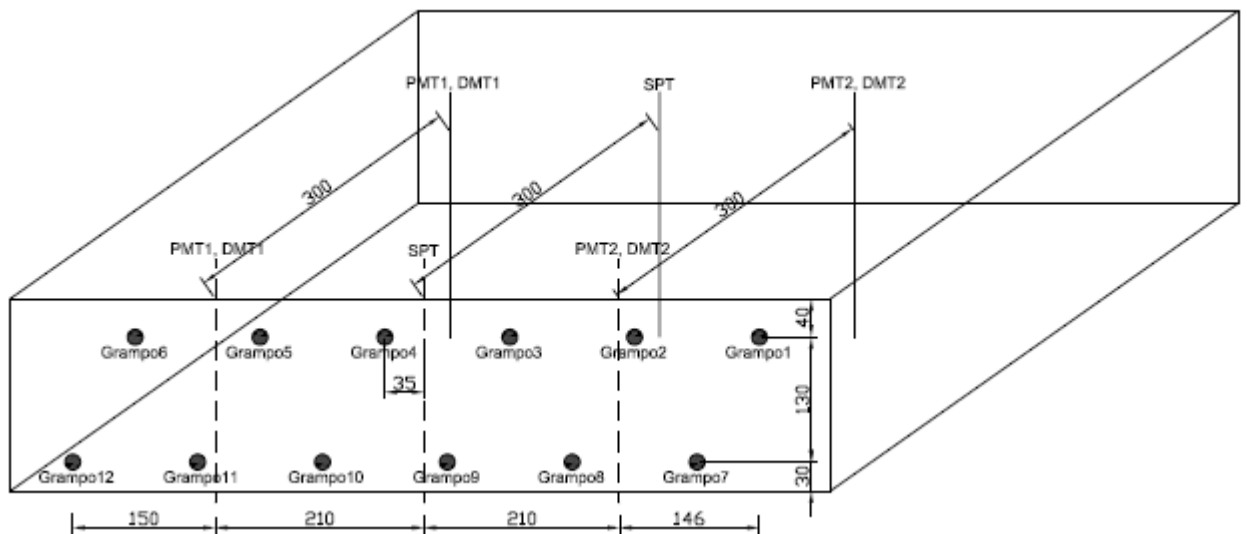


Figura 40. Posição dos ensaios de campo

3.1.4.1.1 Ensaio SPT

O ensaio SPT ou sondagem de penetração dinâmica consiste na cravação de um amostrador padrão no solo, através da queda livre de um martelo com peso de 65 kgf, caindo de uma altura pré-determinada (75 cm). O número de golpes necessários para cravar 45 cm do amostrador é anotado, sendo a contagem realizada a cada 15 cm de penetração. O valor do N_{spt} , da profundidade em questão, é dado pelo número de golpes necessários para a cravação dos 30 cm finais do amostrador. O ensaio também permite o reconhecimento do subsolo, a partir de amostras deformadas que são recolhidas pelo equipamento e classificadas segundo a NBR 7250/82.

A NBR 6484/2001 (Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos) (NBR 6484, 2001), preconiza as características do amostrador, bem como os procedimentos de execução do ensaio.

3.1.4.1.2 Ensaio PMT

O equipamento utilizado no ensaio foi o Pressiômetro de Ménard do tipo GC, fabricado pela empresa francesa Apageo Segelm, equipado com um sistema de aquisição de dados automatizado (“*Spad Apageo Pressuremeter Acquisition System*”), mostrado na Figura 41.



Figura 41. Pressiômetro de Menard do Departamento de Engenharia Civil da UFV
Fonte: CUSTÓDIO (2003)

- Calibração

Antes da realização do ensaio, torna-se necessário a execução da calibração do equipamento para que a curva pressiométrica obtida possa ser corrigida.

Primeiramente é feita a determinação da perda de pressão do recobrimento da membrana da célula central, que apresentam uma sensível resistência à expansão, à medida que são utilizados. Para tal, a sonda foi colocada, ao ar livre, lateralmente à unidade de controle, na posição vertical, de forma que a célula central fique no mesmo nível que a parte intermediária do volumímetro.

Em seguida, a sonda foi inflada aplicando pequenos acréscimos de pressão de 25 kPa, com duração de 1 min. cada. A partir da estabilização da pressão aplicada, foram realizadas leituras das variações volumétricas

correspondentes a 15, 30 e 60 segundos, obtendo-se a curva pressão *versus* volume.

Em seguida foi realizado o ensaio de perda de volume, para medida de possíveis acréscimos de volumes que possam ocorrer no sistema, em razão da dilatação das tubulações internas e mangueiras que fazem a ligação entre a caixa de monitoramento e a sonda pressiométrica. A sonda é inserida em um tubo metálico, considerado rígido, e um incremento de pressão é aplicado, de forma que o equipamento se ajuste às paredes do tubo. Em seguida, são aplicados incrementos sucessivos com 60 s de duração cada, obtendo os volumes correspondentes ao término de cada estágio de pressão (V_{60}). É através destas medidas de V_{30} e V_{60} que se determina o volume inicial da célula centra V_s e o coeficiente de expansão do aparelho.

- Saturação do sistema

De acordo com Araújo (2001), a saturação do sistema é fundamental para o sucesso do ensaio, pois se mal executada poderá levar bolhas de ar ao sistema (tubulações e célula central), que quando submetido a altas pressões, podem implicar em variações volumétricas que não correspondem às do solo. Também recomenda que água destilada e deaerada. seja utilizada neste processo,

Com a sonda de cabeça para baixo e o dreno aberto, é aplicado uma pequena pressão até que não hajam bolhas de ar no sistema.

- Execução do ensaio

Para o ensaio pressiométrico é necessário que o furo seja previamente aberto até a profundidade em que ele será executado, sendo que o seu diâmetro deve estar dentro dos limites da sonda utilizada. De acordo com a ASTM D-4.719/87 (ASTM, 1987), o diâmetro do furo deve apresentar a seguinte relação:

$$1,03 D_s < \text{diâmetro do furo} < 1,2 D_s$$

Onde: D_s diâmetro nominal da sonda.

Como o diâmetro nominal da sonda é de 60 mm, o pré-furo foi realizado com um trado manual tipo cavadeira, com formato cônico de 63 mm (Figura 42), de forma a deixar um espaço entre as paredes do furo e a sonda.



Figura 42. Trado manual tipo cônico utilizado no ensaio PMT

O ensaio foi realizado a cada 1 m, sendo a profundidade de cada ponto determinada do centro da célula de ensaio até a superfície do terreno.

Procedeu-se à inserção da sonda na cavidade, e em cada profundidade, foram aplicados os incrementos de pressão, que foram mantidos por 1 min., e as leituras de variação volumétrica lidas no volumímetro nos intervalos de 15, 30 e 60 segundos. Os incrementos foram repetidos até que a variação de volume na sonda situou-se entre 700 e 750 cm³, que é o limite do equipamento.

Posteriormente, a sonda foi esvaziada lentamente, de forma a não danificar sua membrana central. Com esses valores, foi traçado o gráfico variação de volume *versus* variação de pressão.

3.1.4.1.3 Ensaio DMT

O equipamento utilizado foi o dilatômetro de Marchetti, a Figura 43 em “a” apresenta-se a caixa de controle e em “b” a lâmina dilatométrica, associados a um sistema de reação desenvolvido por Minette (2000).



Figura 43. Caixa de controle (a) e lâmina dilatométrica (b)
Fonte: CUSTÓDIO (2003)

- Calibração do sistema

Antes da realização do ensaio, é necessário calibrar a membrana da lâmina, onde as magnitudes das pressões que promovem sua expansão, ao ar livre, nas posições A e B, 0,5 e 1,1 mm, respectivamente, são determinadas. A essas pressões são dadas os nomes de calibrações ΔA e ΔB , utilizadas nas correções da rigidez do solo e da membrana.

Quando a membrana está relaxada é executada a verificação do desvio do medidor (Z_M) em relação ao zero.

- Sistema de reação

Para a cravação da lâmina no terreno, foi montado um sistema de reação, Figura 44, apresentado por Minette (2000), onde próximo aos locais de ensaios foram chumbados quatro tirantes, utilizados no travamento do pórtico, formado por vigas e colunas metálicas, que permitem o processo de cravação da lâmina pelo tirfor.



Figura 44. Pórtico de reação para cravação da lâmina dilatométrica

- Execução do ensaio

Com o auxílio do sistema de reação, a lâmina dilatométrica foi cravada no maciço até a profundidade de ensaio, sendo que devido ao empuxo ativo do solo a membrana se encontrava contraída. A pressão foi aplicada acompanhada por um sinal sonoro, que só cessou quando a expansão da membrana era de 0,05 mm, tomando-se a leitura do parâmetro A, considerada como a pressão necessária para que o solo se encontre na condição de antes da cravação da lâmina. Com a continuidade da aplicação de pressão, a membrana se expande até 1,1 mm, onde então o sinal sonoro é reativado e a leitura B é feita, sendo o sinal desligado manualmente. Em seguida, a membrana é desinflada e quando se encontra na posição inicial, o sinal é reativado sendo realizada a leitura C. Em cada profundidade de ensaio o processo é refeito.

b) Arrancamento de grampos

A execução dos arrancamentos foi realizada em duas baterias, sendo feita primeiramente a linha inferior de grampos e em seguida a superior.

b.1) Montagem do sistema

Antes da montagem do sistema de arrancamento foi realizado o acerto da superfície do talude. A Figura 45 apresenta o esquema de montagem do sistema de arrancamento, onde são apontados:

- I. peças de madeira;
- II. placa de aço soldada a perfis metálicos;
- III. macaco hidráulico vazado - Capacidade 50 toneladas;
- IV. peça para agarre da barra metálica;
- V. suporte de apoio dos extensômetros;
- VI. extensômetros mecânicos;
- VII. braço com articulações para ajuste da posição do extensômetro;
- VIII. barra fixa para movimentação lateral e posicionamento dos braços articulado no qual os extensômetros são presos.

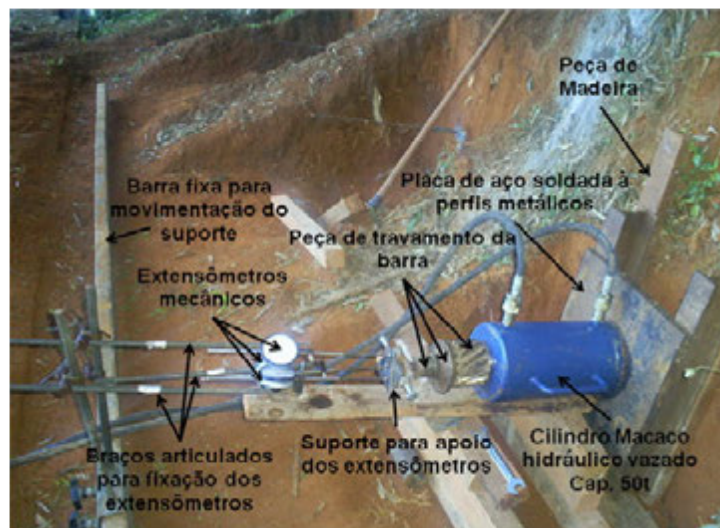


Figura 45. Montagem do sistema de arrancamento

As peças de madeira têm a função de absorver parte da carga transmitida ao terreno pelo arrancamento e, juntamente com os perfis "I" metálicos, visam garantir que estes esforços sejam aplicados a uma distância

de 25 cm do eixo do grampo. Com isto, garante-se que não ocorram acréscimos de forças de compressão no entorno do grampo, maquiando o seu valor de arranque. A placa de aço de reação tem 1" de espessura, com um furo de 50 mm no centro de sua área, que permite a passagem da barra de aço do grampo para a execução do ensaio.

O macaco hidráulico utilizado é de controle manual, com capacidade de 50 t dotado de uma mesa com suporte para o cilindro, caixa de comando de ação e óleo e o cilindro de força. Apresenta seu eixo central vazado, com diâmetro externo de 80 mm e interno (diâmetro do furo) de 35 mm, curso de 200 mm, interligado à mesa por duas mangueiras de óleo, fabricado pela Pollegato Indústria de Equipamentos Hidráulicos Ltda. Ele é apoiado sobre a chapa de reação e o controle da força aplicada é realizada por um manômetro instalado próximo às alavancas de comando e caixa de óleo, com pressão limite de até 100 kgf/cm², equivalente a 178,72 kN, segundo ensaio de calibração do macaco.

O conjunto de peça para travamento da barra é composto por três peças, conforme Figura 46, prolongador ("a" da Figura 46), cone bi-partido ("b" da Figura 46) e o anel de travamento ("c" da Figura 46). A montagem do conjunto é feita pela passagem do cone pelo anel de travamento e prolongador com a barra em seu interior até que seja promovido um contato para travamento do agarre, o sistema é então submetido a uma pequena carga pelo macaco, completando o travamento (Figura 47). Em cada parte, uma das partes do cone bi-partido foram soldadas esferas de aço, que atuam em conjunto com as nervuras da barra e proporcionam um maior travamento da peça à barra.



Figura 46. Peças do sistema de travamento



Figura 47. Conjunto de travamento instalado junto à barra

O apoio dos extensômetros, mostrado na Figura 48, é composto por uma chapa de 5 mm em formato de triângulo isósceles, soldada a duas porcas com parafusos que permitem o posicionamento e travamento da peça à barra, de forma que suas movimentações sejam solidárias, permitindo a determinação dos deslocamentos sofridos pelo grampo.



Figura 48. Peça de apoio dos extensômetros

Os suportes onde os extensômetros são afixados, apresentam articulações por porcas e parafusos, que permitem aos equipamentos um posicionamento em paralelo com a barra. Cada extensômetro é instalado em uma das extremidades do apoio triangular, pois desta forma, qualquer

deformação angular da chapa é descontada pela média das três leituras (Figura 49).

A barra fixa ao solo permite que os braços articulados se movimentem lateralmente para a execução do ensaio em outras barras.



Figura 49. Extensômetros posicionados

b.2) Execução do ensaio

Após a montagem dos equipamentos são realizadas as leituras iniciais dos extensômetros, e procede-se à aplicação do carregamento. Para cada acréscimo de carga aplicado são realizadas as leituras dos extensômetros para os seguintes tempos, 0, 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h dobrando-se seu valor até que se obtenha a estabilização das leituras de deslocamento, dada quando:

$$l_i = \frac{l_i - l_{i-1}}{\sum_{i=0}^i l_i} \times 100 \leq 5\% \quad \text{Equação 15}$$

Onde:

l_i = leitura realizada em cada um dos intervalos de tempo

Em seguida o procedimento é refeito aplicando-se um novo carregamento e o ciclo das leituras repetidas, até que seja obtida sua estabilização. O processo é repetido até o rompimento do atrito lateral entre o

grampo e o solo, dado pela não estabilização da carga aplicada com grandes deslocamentos registrados.

3.2 Análise estatística

Os parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento, SPT, PMT, DMT, bem como as estimativas obtidas por correlações de outros autores foram analisados utilizando-se o software *Statiscal Package for Science Social* (SPSS, 2000), versão 11.5. O nível de significância adotado para todos os testes foi de 5%.

O teste de *Shapiro-Wilk* (HALL; NEVES; PEREIRA, 2007) foi utilizado para observar a normalidade das variáveis das resistências ao arrancamento, encontrados nas correlações propostas para solo grampeado por Bustamante & Doix (1985), Clouterre (1991), Ortigão (1997), Ortigão & Palmeira (1997) e Springer (2006), e para atrito lateral em estadas de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978), Teixeira (1996), Peiffer & Van Impe (1991) e os valores obtidos no arrancamento. Valores elevados na significância ($p > 0,05$) indicam que a distribuição observada corresponde a uma distribuição normal.

Para a comparação das médias dos valores obtidos nas correlações de outros autores e dos resultantes dos ensaios de arrancamento, foi utilizado o teste paramétrico t “*student*” para amostras independentes, quando os dados atenderam a distribuição normal. Já o teste não paramétrico *Mann-Whitney* foi empregado em amostras que não atenderam ao pressuposto da normalidade.

Gráficos de dispersão (q_s versus N_{spt} , q_s versus p_L e q_s versus p_0) foram elaborados para compreensão do tipo de relação estabelecida entre as variáveis. Em seguida, foram submetidos à análise de regressão linear e não linear (polinomial quadrática, exponencial e logarítmica), a fim de se verificar qual delas se ajustaria melhor às relações existentes entre as variáveis analisadas. Os modelos foram avaliados pela lógica do comportamento no solo e pelo coeficiente de determinação (R^2) apresentado.

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 Ensaio de laboratório

4.1.1 Peso específico dos sólidos

O ensaio foi realizado em amostras dos dois blocos indeformados, com o objetivo de determinar o peso específico dos sólidos. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7. Peso específico dos sólidos

Bloco	γ_s (kN/m ³)
1	27,03
2	26,95

Os valores encontrados são muito próximos, o que era esperado devido à proximidade dos blocos retirados.

4.1.2 Limites de consistência

De acordo com os ensaios realizados para as duas amostragens de solo, os limites encontrados são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8. Resultado ensaios de limites de consistência

Bloco	w _{nat} (%)	LP (%)	LL (%)
1	27,29	31,35	61,1
2	28,29	31,36	60,84

Assim como para o peso específico dos sólidos, os valores encontrados nos ensaios para os dois blocos são semelhantes.

4.1.3 Granulometria conjunta

As curvas granulométricas encontradas são apresentadas nas Figura 50 e 51.

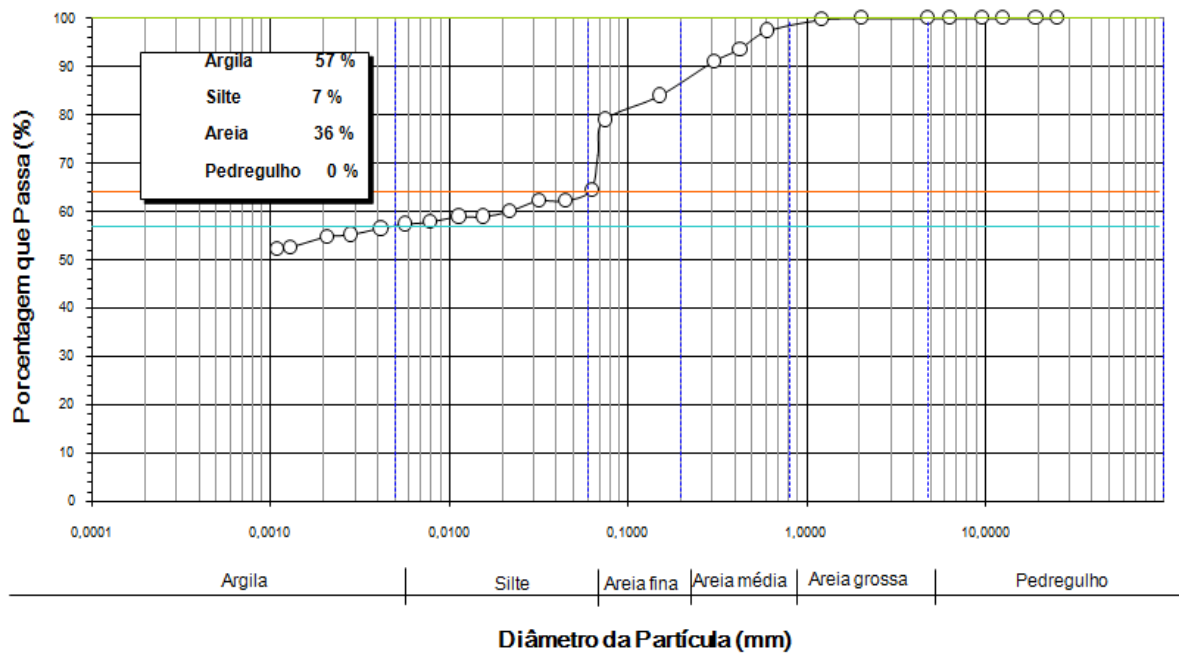


Figura 50. Curva granulométrica Bloco 1

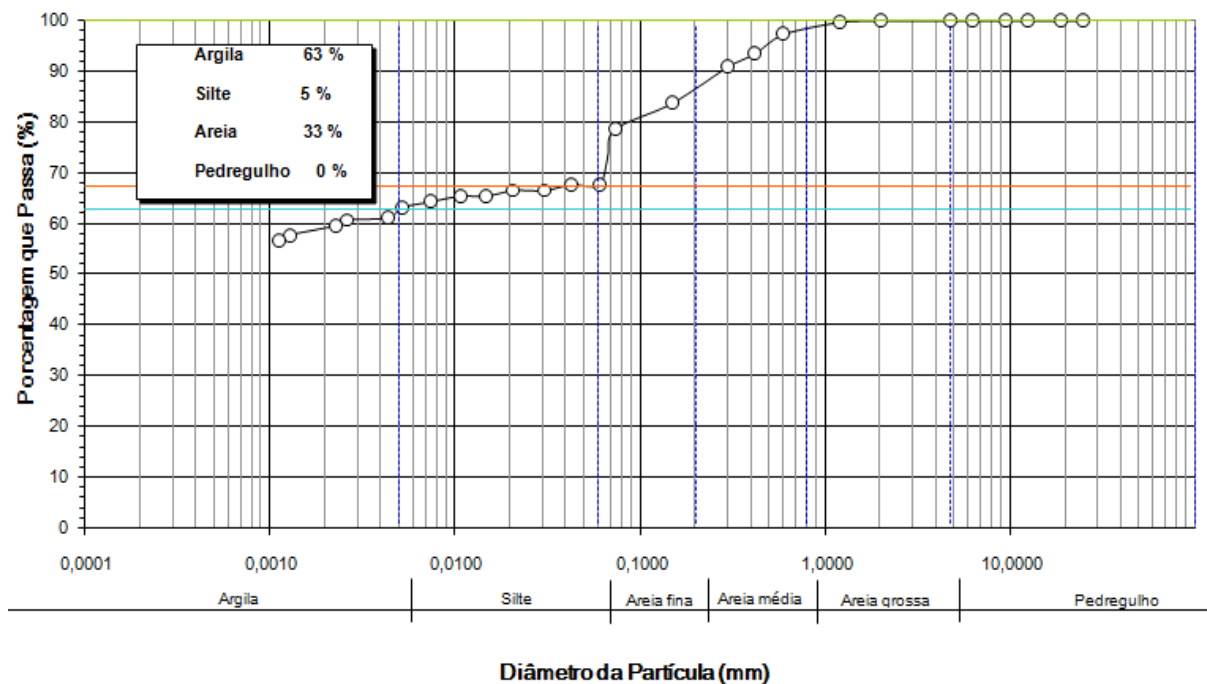


Figura 51. Curva granulométrica Bloco 2

De acordo com as porcentagens de material retido em cada peneira foi possível classificar o material como argilo-arenosos com predominância de material argílico. De acordo com o Sistema de Classificação Universal, este solo é classificado em função do Índice de Plasticidade e Limite de Liquidez, e dado como argila de alta plasticidade CH.

4.1.4 Ensaios de resistência a compressão triaxial

Conforme já descrito anteriormente, os ensaios foram executados na condição adensada não-drenada (CIU), com umidade natural e saturado. A Tabela 9 mostra os parâmetros de resistência obtidos no ensaio.

Tabela 9. Parâmetros de resistência obtidos no ensaio triaxial

Umidade de ensaio	Bloco	w_{nat} (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	Tensão total		Tensão e	
				c (kPa)	Φ (°)	c' (kPa)	Φ' (°)
Natural	1	27,29	13,37	20	21	29	27
	2	28,29	13,17	23	20	29	27
Saturado	1	27,29	13,37	14	7	15	8
	2	28,29	13,17	11	8	14	7

Como as duas amostras de solos apresentam classificações, parâmetros de resistência próximos eram esperados e foram comprovados.

4.2 Ensaio de Campo

4.2.1 Sondagem de simples reconhecimento - SPT

De acordo com o descrito na metodologia, o ensaio foi realizado até a cota de 5 m, com o objetivo de caracterizar o perfil geotécnico do terreno. O relatório de sondagem é apresentado na Figura 52.

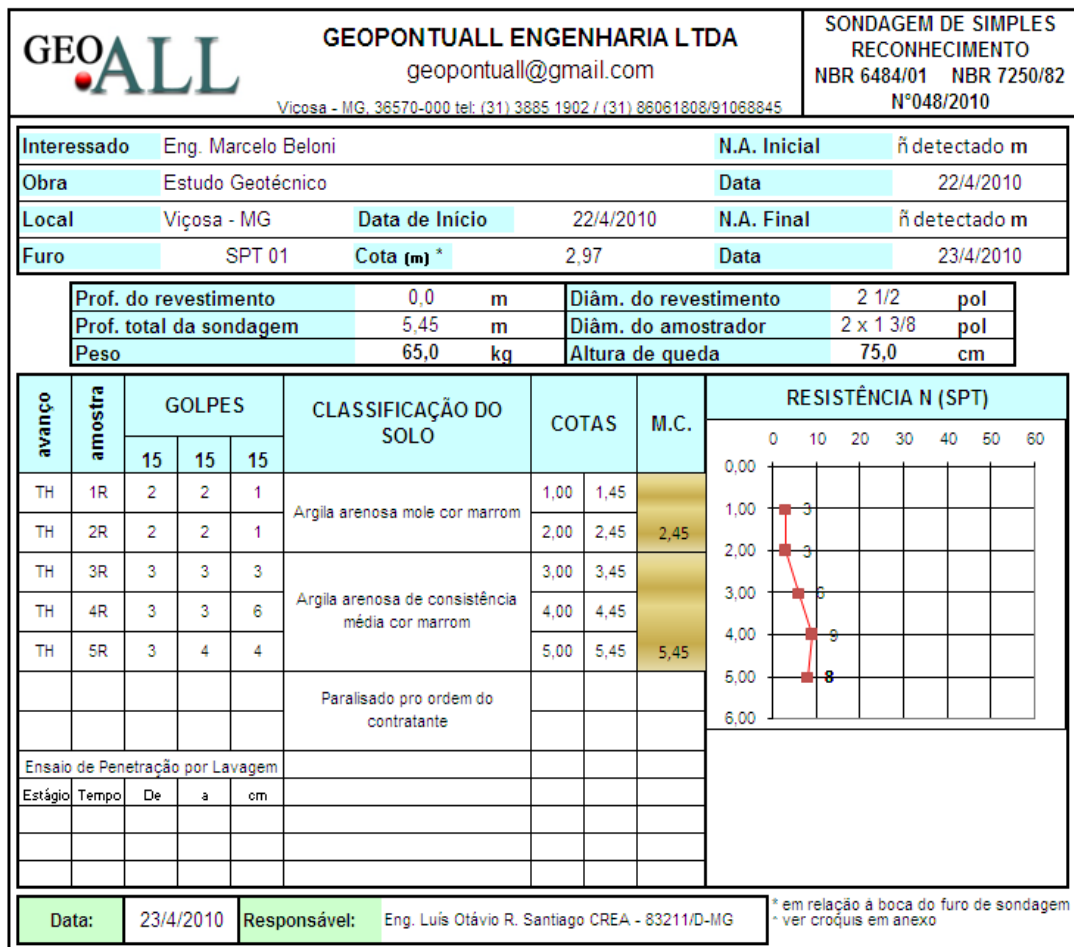


Figura 52. Relatório de sondagem SPT

De acordo com o ensaio, percebe-se que se trata de um solo residual maduro, provavelmente de origem gnáissica, constituído por misturas argilo arenosas onde até a profundidade de 3 m apresenta-se com consistência mole e média até 6 m. O solo apresenta um N_{spt} crescente com a profundidade, tal comportamento é típico de solos residuais sob ação do intemperismo, composto por uma camada superficial menos resistente de solo maduro, seguido por uma camada mais competente de solo jovem.

Na Figura 53 é apresentado o posicionamento dos grampos e os N_{spt} obtidos. Com o valor de N_{spt} médio ao longo do grampo, foi possível se aplicar as correlações já citadas e obter uma estimativa para q_s .

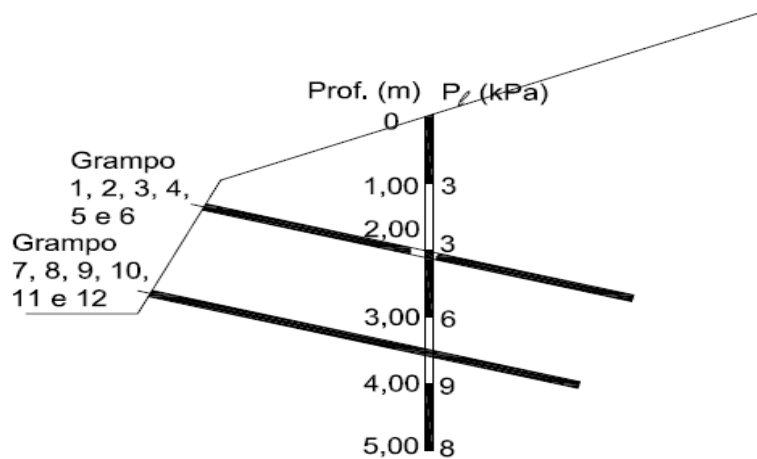


Figura 53. Perfil e resultado SPT

4.2.2 Sondagem pressiométrica – PMT

Para correta determinação dos parâmetros, é necessário que sejam realizadas correções nas leituras executadas antes ao traçado dos gráficos. Tais modificações estão ligadas a perda de pressão e volume que o sistema pode sofrer, no segundo inclusive é determinado o valor do volume inicial da sonda. Os ensaios de calibrações foram executados de acordo com o dito anteriormente, e as curvas resultantes são apresentadas nas Figuras 54 e 55.

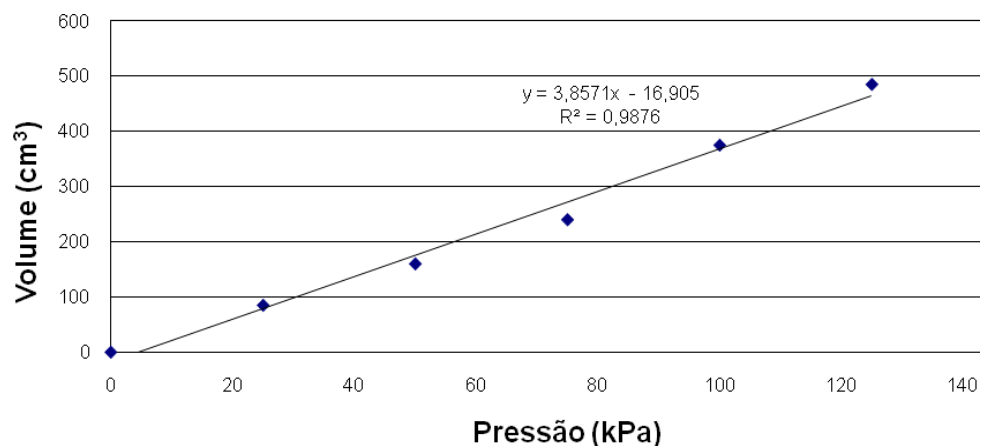


Figura 54. Gráfico calibração do PMT - perda de pressão

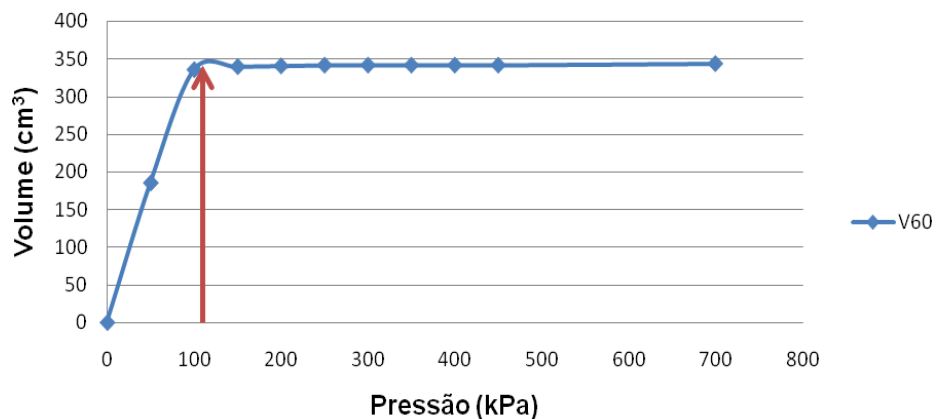


Figura 55. Gráfico calibração PMT - perda de volume

Depois de realizadas as correções foram traçados os gráficos pressão *versus* volume para cada profundidade na qual o ensaio foi executado. Na Figura 56 tem-se a curva para o pré-furo PMT 1 com profundidade de 2,3.

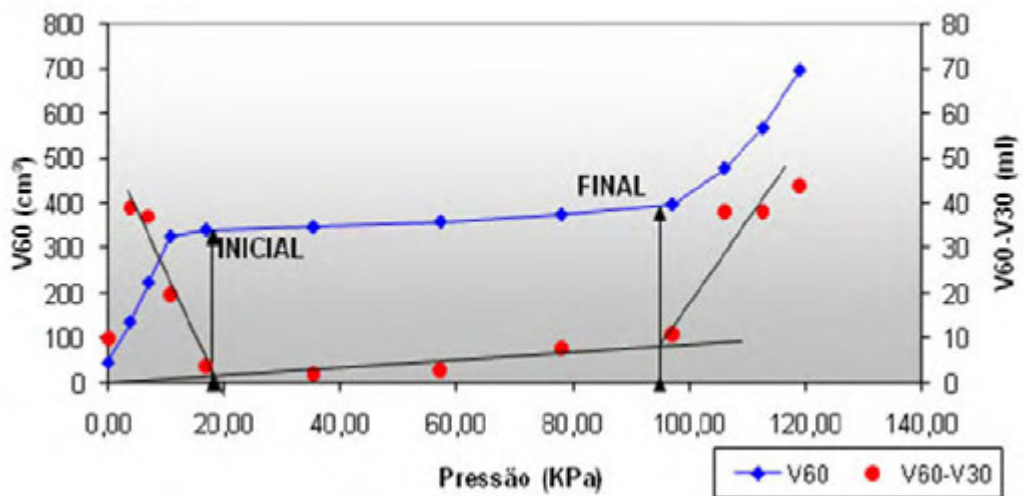


Figura 56. Curva ensaio pressiométrico - PMT 1 profundidade 2,3m

Assim foi possível se estimar a pressão inicial (p_0), volume inicial (V_0), pressão de fluência (p_f), volume de fluência (V_f) e com eles determinado o módulo de elasticidade de Menard (E_m).

A determinação da Pressão Limite (p_l) foi realizada pelo volume limite (V_l), que foi estimado com base em V_i e V_s , porém, como nem sempre o volume

de água do equipamento é suficiente para sua determinação, foi feita uma extrapolação da parte plástica do gráfico para se determinar seu valor. A Figura 57 mostra a curva de extrapolação da parte plástica com a respectiva determinação da pressão limite para o PMT 1 e profundidade de 2,3 m. Assim como os gráficos pressão *versus* volume, no Apêndice A são apresentadas também as curvas extrapoladas para determinação de p_l .

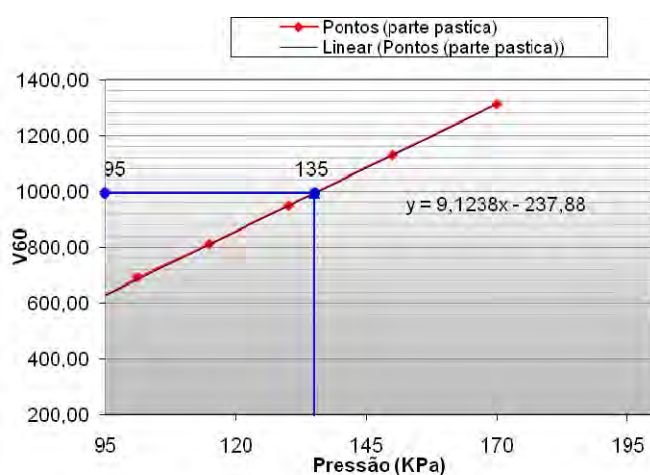


Figura 57. Curva de extrapolação parte plástica PMT 1 Profundidade 2,3m

Todos os parâmetros obtidos nos furos 1 e 2 para todas as profundidades e posição dos grampos são nas Figuras 58, 59.

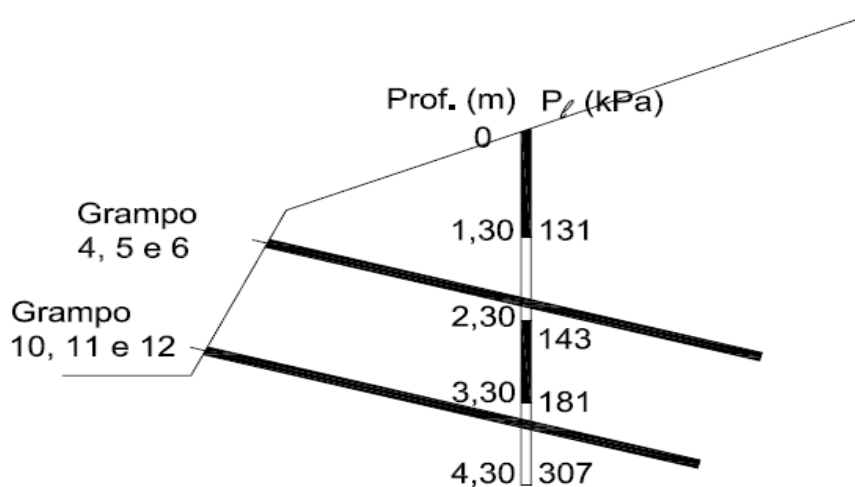


Figura 58. Perfil e resultado ensaio PMT 1

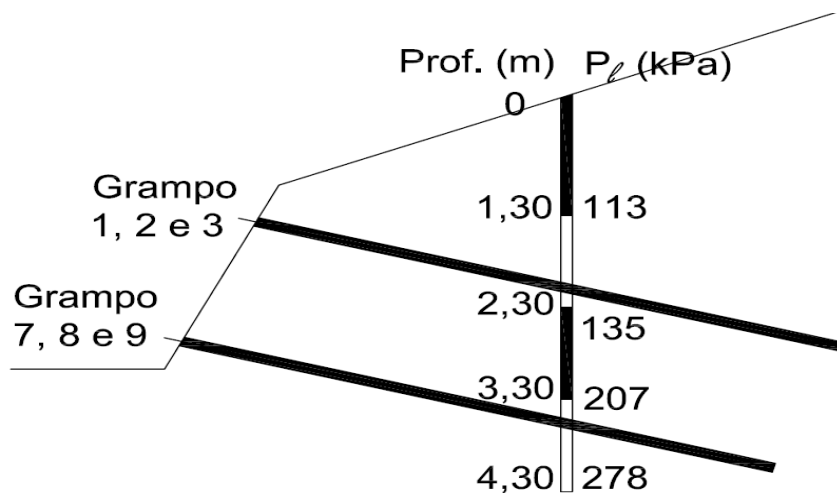


Figura 59. Perfil e resultado PMT 2

De acordo com os resultados apresentados têm-se que os valores de P_1 crescem com a profundidade, qualificando as camadas inferiores como mais competentes que as superiores. Tal situação confirma a situação de perfil de solo residual.

4.2.3 Sondagem dilatométrica - DMT

Com o ensaio executado de acordo com a metodologia descrita, obteve-se os parâmetros mostrados nas Figuras 60, 61 respectivos a DMT 1 e DMT 2.

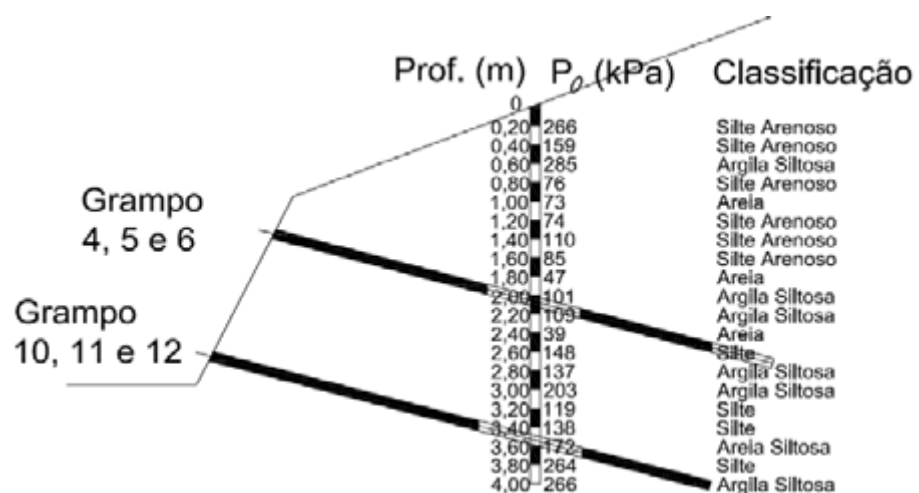


Figura 60. Perfil e resultado DMT 1

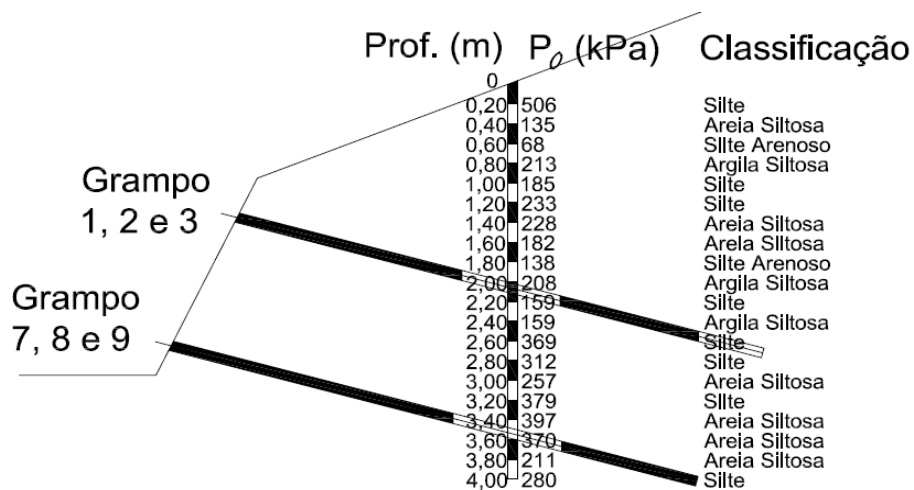


Figura 61. Perfil e resultado DMT 2

A classificação do solo processada pelo resultado do ensaio DMT foi diferente da realizada na granulometria conjunta através das porcentagens de materiais presentes, pois a mesma o ensaio classifica o material de acordo com o seu comportamento mecânico e argilas, siltes e areias finas podem apresentar desempenhos semelhantes.

4.2.4 Ensaios de arrancamento

Em todos os ensaios a carga inicial de ensaio foi de 5,34 kN, referente ao valor mínimo de leitura do manômetro utilizado. Detectada a ruptura, os grampos foram descarregados em 5 estágios de igual valor.

São apresentadas nos itens subseqüentes as curvas carga *versus* deslocamento, para cada um dos ensaios onde foram determinadas as forças de arrancamento e suas respectivas resistências. A determinação do diâmetro efetivo do grampo para cálculo de q_s foi realizada através da retirada de 4 m de comprimento do grampo 4, através do mesmo sistema de arrancamento, e executadas medidas do diâmetro a cada 20 cm obtendo um diâmetro médio efetivo de 88 mm.

Para todos os gráficos resultantes dos ensaios foi realizada uma análise quanto à mobilização da resistência ao arrancamento através da curva carga *versus* deslocamento de acordo com o proposto por Springer (2006), apresentado na metodologia.

a) Grampo 01

Como o grampo 1 foi o primeiro a ser executado, os estágios de carregamentos foram executados com acréscimos de carga de 1,78 kN, pois não havia certeza sobre valor de arrancamento obtidos por correlações empíricas para solos de outras localidades e metodologia de execução dos grampos diferentes. Para o traçado do gráfico era necessário um número mínimo de estágios para que a conformação da curva fosse a mais representativa possível.

Foram obtidos 34 estágios de carregamento. O descarregamento final foi realizado após a ruptura com 5 estágios até a retirada total da força. A curva do ensaio é apresentada a seguir na Figura 62.

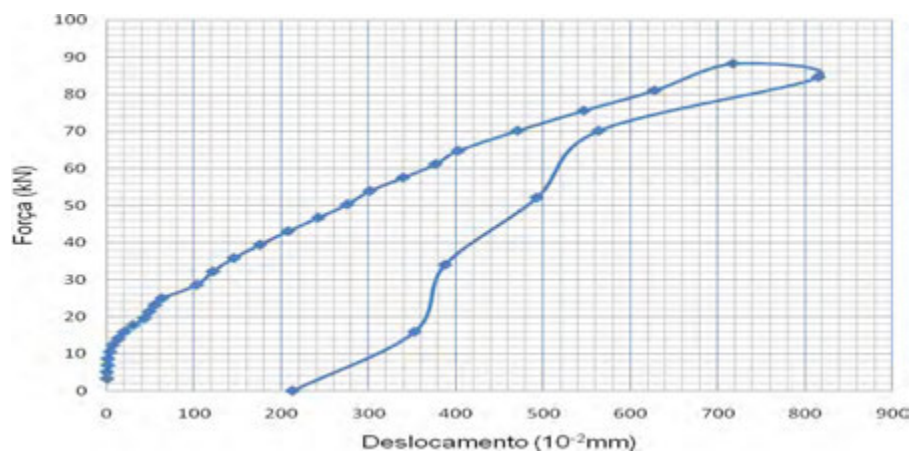


Figura 62. Gráfico força *versus* deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 1

No gráfico mostrado na Figura 62, determinou-se que a máxima carga de tração suportada pelo grampo foi de 89,1 kN e a tensão de resistência ao arrancamento de 60,81 kPa. A ruptura se mostra claramente com o gráfico apresentando o pico de carga máxima e deslocamento sob carga constante. O deslocamento da cabeça do grampo na ruptura foi de 7,18 mm.

Na fase de carregamento do gráfico foi percebido quatro retas com inclinações diferentes, sendo que a reta 1 se refere a um ajuste do sistema de transmissão de força que vai do início do ensaio até uma força de 25 kN. A segunda reta refere-se à parte na qual há uma relação linear entre a força aplicada e as deformações sofridas, que se inicial com carga de 25 kN e vai até a carga de ruptura de 67,4 kN decorrente da adesão. A reta 3 tem sua causa pelo embricamento mecânico e se encerra com 89,1 kN, a última refere-se à parte no qual os deslocamentos ocorrem sob força constante, a reta não se encontra horizontal, pois como o ajuste de força foi realizado manualmente não foi possível manter a carga constante.

b) Grampo 02

Durante o ensaio realizado no grampo 2, o acréscimo de carga aplicado em cada estágio foi de 3,56 kN, foram executados 27 acréscimos de força até a ruptura, e prosseguiu-se a retirada de carga através dos 5 estágios de carregamento. A curva referente a este ensaio é mostrada na Figura 63.

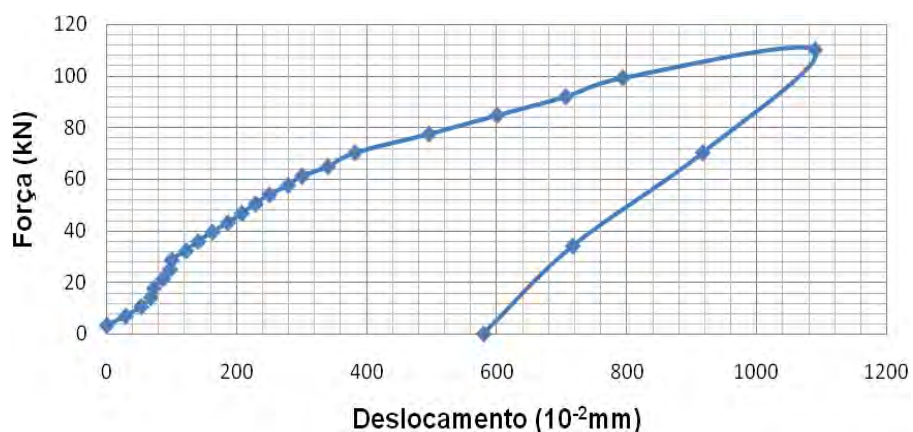


Figura 63. Gráfico força *versus* deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 2.

A carga de ruptura do grampo determinada a partir da curva força *versus* deslocamento é de 109,9 kN e q_s de 75,00 kPa, após a ruptura houve um decréscimo muito grande de força aplicada e não se conseguiu manter o valor do carregamento. Foi então realizado o processo de descarregamento

imediatamente e se seguiu esse procedimento para todos os ensaios. O deslocamento de ruptura foi de 10,09 mm.

Para o grampo 2 a primeira reta da curva não se mostrou bem definida, isto pode ser resultado de uma montagem do sistema com muita folga entre os elementos utilizados no arrancamento e se finaliza com carga de 26 kN. A segunda reta obtida pela adesão, caracterizada por uma relação linear entre as forças aplicadas e os deslocamentos e se finaliza com uma força de 70 kN.

A terceira reta do grampo em questão também está relacionada a uma relação linear entre a força aplicada e o deslocamento sofrido com maiores deformações, devido à ação do embricamento, sua modificação de inclinação decorrente do decréscimo na resistência do contato solo/grampo antes à ruptura, e se finaliza com a força de ruptura de 109,9 kN.

Não foi observado uma reta referente ao arraste do grampo sob carga constante, pois, quando houve a ruptura o valor da carga aplicada reduziu bruscamente, porém, acredita-se que sob carregamento constante o grampo se moveria constantemente na direção do arrancamento.

c) Grampo 03

Para o grampo 3 os acréscimos de carga foram de 5,34 kN em cada estágio. Foram realizados 22 estágios de carregamento e 5 de descarregamento. O gráfico do ensaio é mostrado na Figura 64.

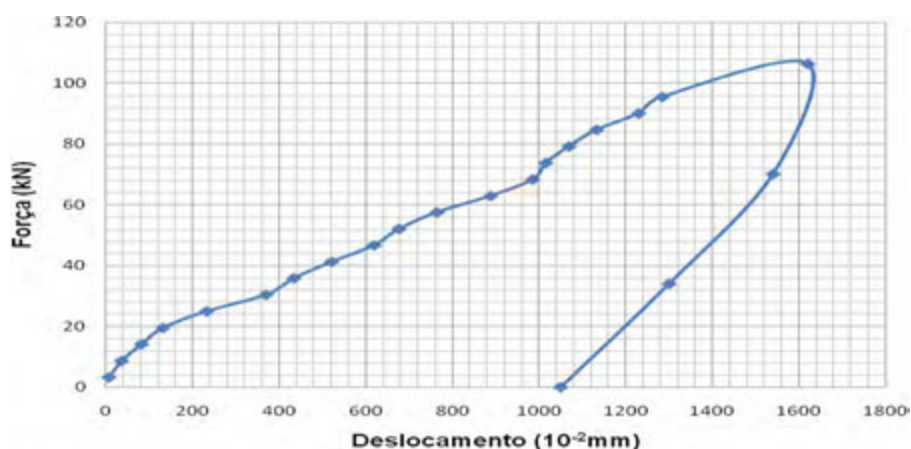


Figura 64. Gráfico força versus deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 3

A força de arranque obtida através da curva da Figura 64 é de 107,9 kN e resistência de arrancamento de 73,64 kPa, com um deslocamento de 17,20 mm.

A primeira reta devido ao ajuste do sistema se finalizou com uma força de 20 kN, a segunda devido à adesão grampo/solo apresenta um limite de força de 68,3 kN, onde inicia-se a terceira reta com grande deformação sob acréscimo de carga que antecede a ruptura.

Assim como para o grampo 2 não há a reta referente ao aumento da deformação sob carregamento constante por não ter sido possível manter a valor da carga após a ruptura.

d) Grampo 04

A Figura 65 apresenta o gráfico para o ensaio de arrancamento do grampo 4, sendo os acréscimo de carga de cada estágio de 5,34 kN.

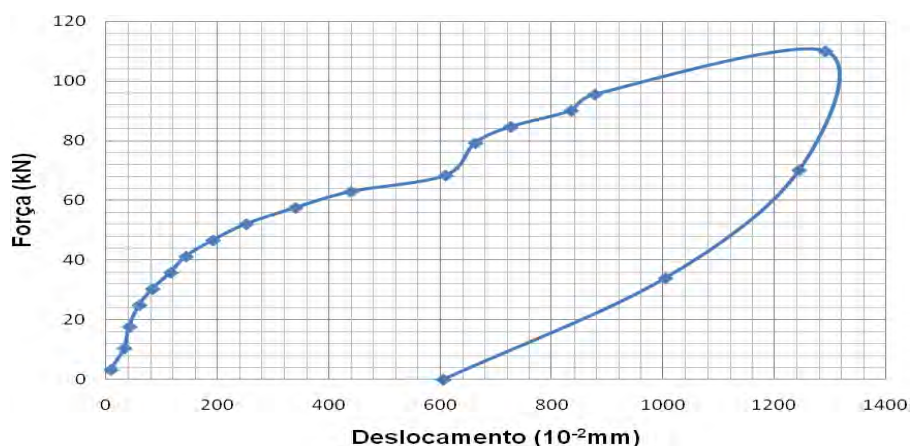


Figura 65. Gráfico força *versus* deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 4

A força máxima de tração suportada pelo grampo na eminência de ruptura foi de 111,2 kN e respectiva resistência de arrancamento de 75,89 kPa, com deslocamento de 12,91 mm.

Pelo estudo da curva foi visualizado as três primeiras retas, a de ajuste do sistema que se esgota com 33,5 kN, a parte relacionada à adesão que se esgota com 68,8 kN e a de embricamento mecânico até a força de ruptura de

111,2 kN. A descontinuidade entre os trechos 2 e 3 pode ter sido consequência de um reajuste do sistema frente a variações de força e deslocamentos sofridos após um pequeno escorregamento entre a peça de agarre e a barra, pois após o ensaio foi visto na barra uma marca de arraste devido a seu atrito com a esfera de aço do cone bipartido .

e) Grampo 05

Para o ensaio de arrancamento do grampo 5, também executado sobre acréscimo de tensão de 5,34 kN, o gráfico é mostrado na Figura 66.

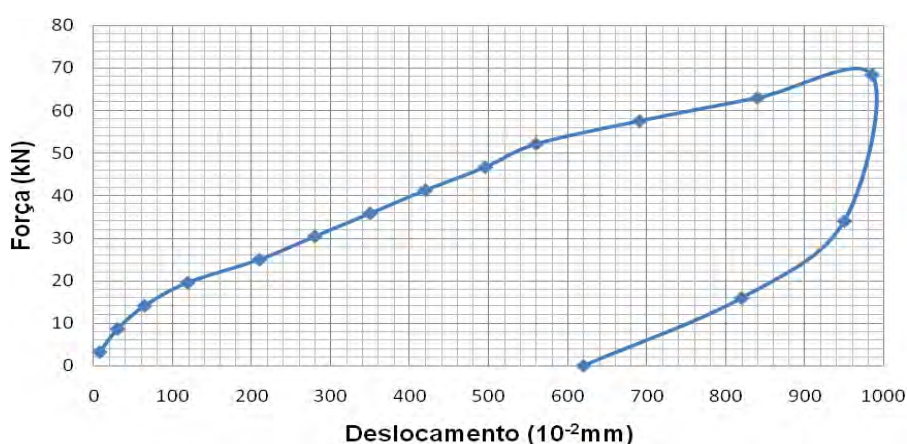


Figura 66. Gráfico força *versus* deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 5

O valor da carga de arrancamento obtido através do pico de máxima força do gráfico força *versus* deslocamento foi de 69,8 kN, q_s de 47,64 kPa e deslocamento de 9,85 mm.

A primeira reta ocorre até a carga de 19,6. Após a acomodação inicial foi possível visualizar mais 3 retas, a segunda até o limite de 53,2 kPa, a terceira com maior deformação sob ação do carregamento e menor rigidez que a reta anterior finalizada na carga de ruptura. A quarta reta também não se mostrou presente na curva do ensaio.

f) Grampo 06

Os resultados obtidos no ensaio são mostrados na curva da Figura 67.

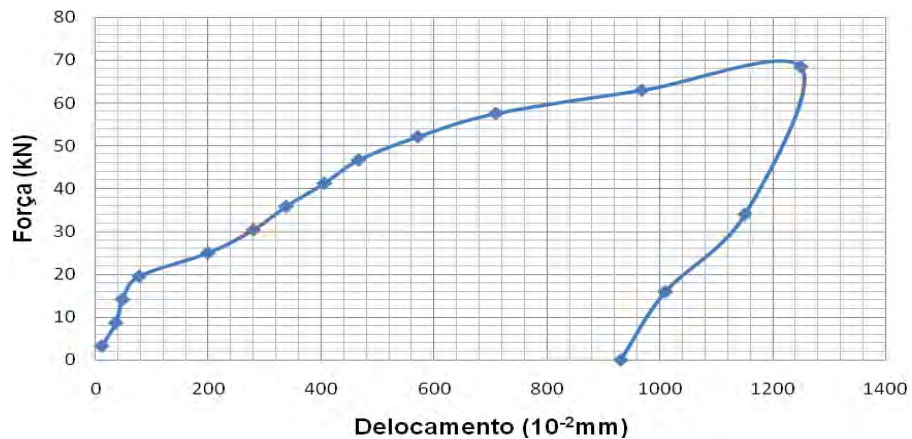


Figura 67. Gráfico força *versus* deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 6

Pela curva foi visto que durante a mobilização dos esforços o ensaio passou pelas seguintes fases: primeiramente ajuste do sistema até 19,7 kN, seguido da resistência por adesão até 46,4 kN e depois a fase de embicamento mecânico seguido pela ruptura. A carga máxima de tração foi de 69,8 kN, obtendo uma resistência de 46,95 kPa e um deslocamento de 12,63 mm. Assim como nos ensaios anteriores não foi possível a obtenção da quarta reta de comportamento contínuo de deformações sob carga constante.

g) Grampo 07

O grampo 7 foi o primeiro da linha inferior de elementos, e seus dados estão plotados no gráfico força x deslocamento (Figura 68).

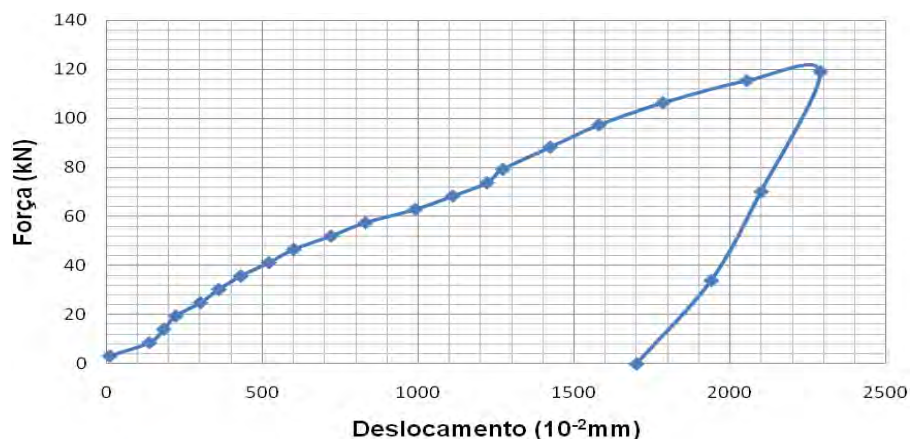


Figura 68. Gráfico força *versus* deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 7

No resultado do ensaio do grampo 7 há a reta inicial referente ao ajuste do sistema até 19,7 kN, seguido por uma parte de esforços suportados pela adesão solo/grampo até a carga de 47,8 kN e o restante pelo embricamento mecânico até a carga de ruptura 120,1 kN, tensão suporte de 81,69 kPa, ocorrido neste ponto um deslocamento de 22,9mm.

h) Grampo 08

Para o oitavo grampo o resultado é mostrado na Figura 69. O acréscimo de carga efetuado em cada estágio foi de 5,34 kN até a ruptura.

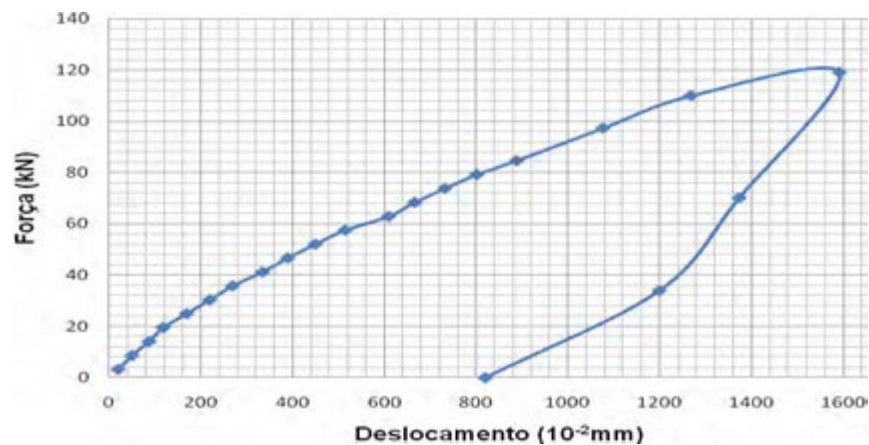


Figura 69. Gráfico força *versus* deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 8

Na curva pode ser visto a formação de três retas antes à ruptura (119,3 kN, com 15,91 mm), a primeira de acomodação do sistema de arrancamento até 19,5 kN, a segunda relacionada à adesão terminando em 58,3 kN, seguida então pela mobilização devido ao embricamento mecânico até a carga máxima suportada onde foi obtido uma resistência ao arrancamento de 81,69 kPa.

i) Grampo 09

A curva do nono ensaio é apresentada na Figura 70.

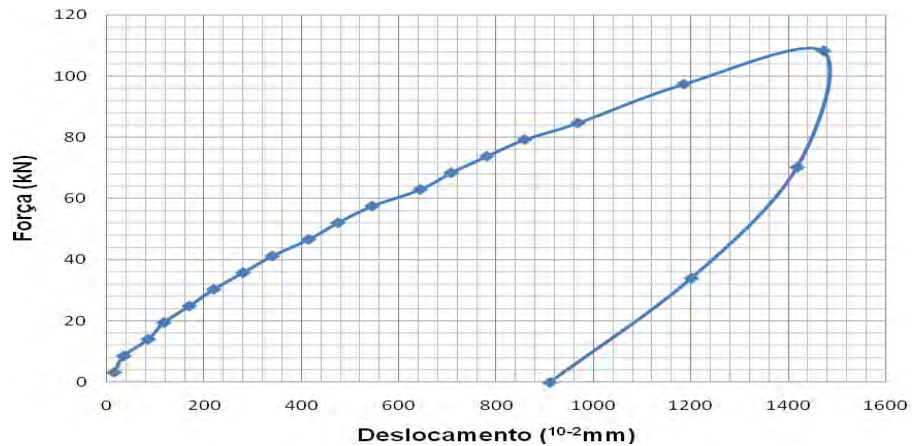


Figura 70. Gráfico força *versus* deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 9

Das fases propostas por Springer (2006) para mobilização de q_s , o grampo em estudo apresenta as 3 primeiras bem definidas, ajuste do sistema com máxima carga de 19,7 kN, adesividade contato solo/grampo até 57,3 kN e a última relativa a quebra das irregularidades no envolto do grampo (embricamento mecânico), até a máxima força de tração resistida de 109,1 kN, pressão suporte de 74,46 kPa e deslocamento máximo de ruptura de 14,83 mm.

j) Grampo 10

A Figura 71 mostra o gráfico obtido a partir do ensaio executado.

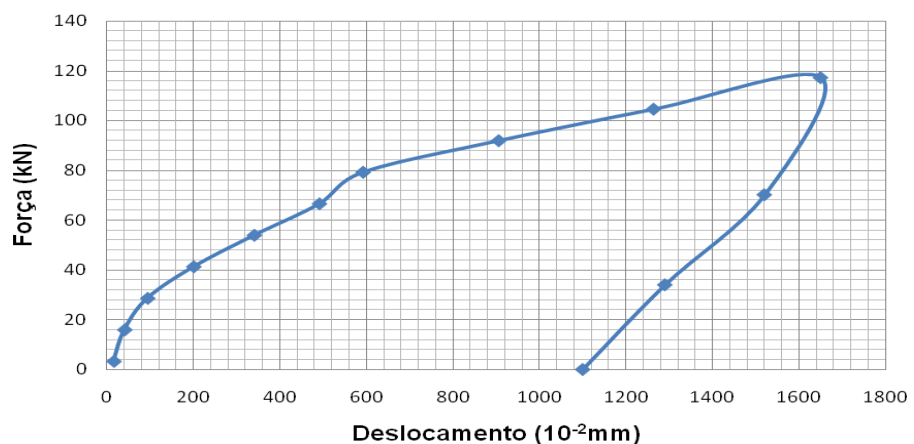


Figura 71. Gráfico força *versus* deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 10

A carga de ruptura do grampo estudado foi de 117,5 kN, que resultou em uma resistência ao arrancamento de 80,19 kPa, com um deslocamento necessário de 16,47 mm. Há no gráfico, 3 etapas de desenvolvimento de q_s entre o solo grampo, o ajuste do sistema que ocorre com uma força de 26,3 kN, a adesão com carregamento até 66,3 kN e o embricamento mecânico até a carga de ruptura.

l) Grampo 11

A curva plotada com os dados obtidos no ensaio do grampo 11 está mostrada na Figura 72.

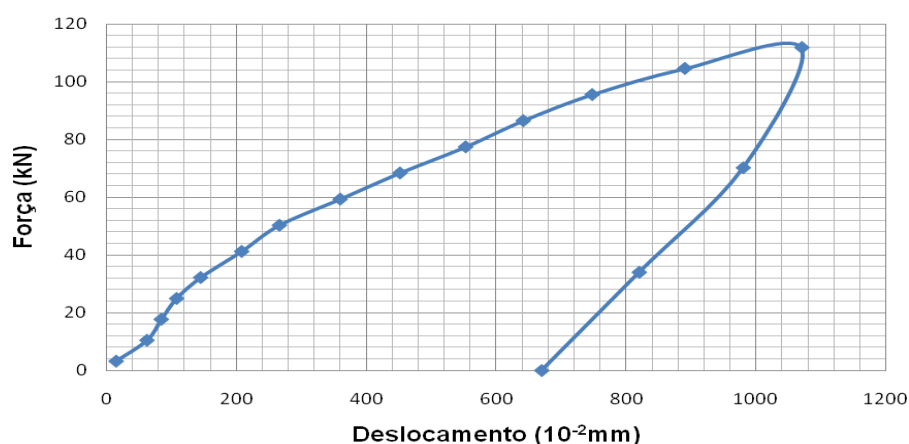


Figura 72. Gráfico força versus deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 11

Na ruptura foi determinada uma força de 105,7 kN, deslocamento 10,75 mm e resistência ao arrancamento de 72,14 kPa. A fase de ajuste do sistema se estende até uma carga de 17,6 kN, a parcela resistida pela adesão se encerra com 51,1 kN e devido ao embricamento mecânico com a ruptura do elemento.

m) Grampo 12

O gráfico referente ao último ensaio realizado está apresentado na Figura 73.

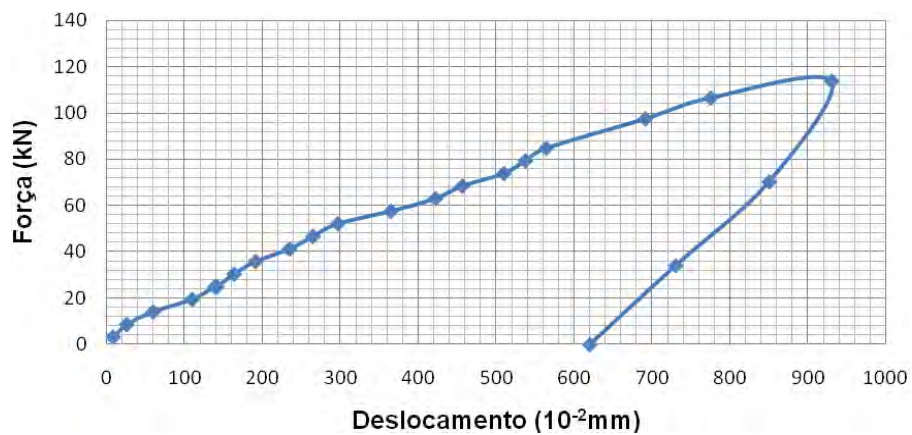


Figura 73. Gráfico força *versus* deslocamento - ensaio de arrancamento grampo 12

A carga de ruptura do grampo em análise foi de 115,8 kN com um deslocamento de 9,36 mm. O ajuste do sistema se finaliza com 15,3 kN, seguida pela resistência pela adesão até 53,4 kN e embricamento mecânico finalizado na ruptura. O valor de q_s obtido ao longo do grampo foi 79,03 kPa.

- Análise dos resultados obtidos nos ensaios de arrancamento

A Tabela 10 apresenta os valores das resistências ao arrancamentos obtidos nos ensaios dos grampos.

Tabela 10. Valores de q_s obtidos nos ensaios de arrancamento

Grampo	q_s (kPa)
1	60,81
2	75,00
3	73,64
4	75,89
5	47,64
6	46,95
7	81,97
8	81,69
9	74,46
10	80,19
11	72,14
12	79,03

A estimativa dos parâmetros obtidos nos ensaios de campo, para cada grampo, foi realizada através da média ponderada entre o comprimento das inclusões em cada camada de solo e seus respectivos resultados de ensaio de acordo com a posição do grampo. O resumo dos valores adotados está mostrado na Tabela 11.

Tabela 111. Parâmetros dos ensaios de campo atribuído a cada grampo

Grampo	PMT	DMT	SPT
	P_L (kPa)	p_0 (kPa)	
1	120,10	173,07	3
2	120,10	173,07	3
3	120,10	173,07	3
4	134,87	89,46	3
5	134,87	89,46	3
6	134,87	89,46	3
7	173,99	329,91	5,37
8	173,99	329,91	5,37
9	173,99	329,91	5,37
10	163,58	200,18	5,37
11	163,58	200,18	5,37
12	163,58	200,18	5,37

Para a primeira trinca de grampos, os grampos 2, 3 apresentam valores de q_s bem próximos, enquanto que o 1 difere do maior valor em 23,34%. Como o perfil é de um solo residual, esta diferença pode estar relacionada a um veio de solo escuro, visto aproximadamente a 10 cm acima do grampo 1, inexistente nos demais, que provavelmente toca o grampo em uma profundidade no interior do maciço. Pode estar ligado também a algum vazio proveniente de um erro executivo no lançamento da nata, em menores proporções do ocorrido nos grampos 5 e 6.

Nos grampos 5 e 6, há uma discrepância muito elevada entre os valores encontrados. Apresentam uma diferença média de 60,47% com relação ao maior tensão para a linha na qual são instalados. Com isso optou-se por exumar o grampo 6 para análise, como não era possível a remoção do maciço existente acima do elemento, foi necessário que ele fosse puxado pelo sistema de arrancamento.

Para efetuar tal procedimento foram introduzidas peças de madeira na base do sistema e a cada 50 cm de arrancamento, o sistema era descarregado e a nata do grampo já retirada precisava ser quebrada para a continuidade do processo, pois, caso fossem introduzidos mais peças para aumento do espaço o sistema se tornaria instável lateralmente.

Com a retirada do grampo, foi visto que em alguns pontos a nata apresentava problemas de vazios no interior do preenchimento, e pontos falhos de contato solo/grampo com redução da área de desenvolvimento de q_s , conforme Figura 74. Provavelmente resultado de um erro executivo, onde em alguns pontos não se conseguiu garantir que durante a subida do tubo, ao longo do lançamento, ele se encontrava no interior da calda já existente na cavidade, e/ou uma velocidade de lançamento alta que não permitiu uma acomodação adequada da nata na cavidade do furo.



Figura 74. Detalhe de vazios e redução de área na nata do grampo 6

Excluindo-se os grampos 5 e 6 que sofrem problemas executivos, as demais inclusões, assentes na mesma profundidade, apresentaram magnitudes de resistência ao arrancamento próximas, o que era esperado. O elemento 1 mesmo apresentando q_s com menor valor não mostrou uma diferença tão discrepante.

Os grampos da linha inferior estão submetidos a uma maior tensão confinante, e com isso, deveriam apresentar uma resistência cisalhante maior,

fato confirmado com um acréscimo de 7,99% na capacidade em relação aos maiores q_s obtidos para as duas linhas de elementos.

As inclusões 7, 8, 10, e 12 têm valores de resistência ao arrancamento muito próximos, a magnitude da média foi 6,36% maior que o esforço suportado para o grampo de maior capacidade da linha superior.

O elemento 9 apresenta um suporte 9,02% menor que o de maior valor na mesma profundidade, e 1,89% do máximo obtido na linha superior. Enquanto que a inclusão 11 tem sua resistência 12,00% inferior para a mesma linha de grampos e 4,95% inferior aos grampos superiores.

4.3 Estimativa de q_s a partir de métodos semi-empíricos

4.3.1 Métodos semi-empíricos aplicados a solo grampeado

a) Resultados obtidos com aplicação dos métodos

Aplicando-se os parâmetros obtidos nos ensaios de campo de acordo com as metodologias propostas por outros autores e apresentadas anteriormente, são mostrados na Tabela 12 os valores determinados para q_s .

Tabela 12. Valores de q_s obtidos com métodos semi-empíricos propostos para solo grampeado

Grupo	q_s (kPa)					
	Bustamante & Doix (1985) Nspt	Clouterre (1991)	Ortigão (1997)	Ortigão & Palmeira (1997)	Springer (2006)	
1	23,1	19,5	31,84	72,50	119,63	34,58
2	23,1	19,5	31,84	72,50	119,63	34,58
3	23,1	19,5	31,84	72,50	119,63	34,58
4	23,1	22,2	32,82	72,50	119,63	34,58
5	23,1	22,2	32,82	72,50	119,63	34,58
6	23,1	22,2	32,82	72,50	119,63	34,58
7	44,5	31,4	35,39	90,25	151,02	60,82
8	44,5	31,4	35,39	90,25	151,02	60,82
9	44,5	31,4	35,39	90,25	151,02	60,82
10	44,5	27,8	34,71	90,25	151,02	60,82
11	44,5	27,8	34,71	90,25	151,02	60,82
12	44,5	27,8	34,71	90,25	151,02	60,82

b) Comparação dos valores obtidos pelos métodos semi-empíricos, com os dos ensaios de arrancamento

Será apresentada em seguida uma análise comparativa a partir dos valores obtidos nos métodos semi-empíricos e nos ensaios de arrancamento, a razão entre $q_{s\text{estimado}}$ e $q_{s\text{arrancamento}}$, além da diferença percentual e estatística entre estes valores. Como todos os valores não apresentaram uma distribuição normal pelo teste de Shapiro-Wilk, aplicou-se o teste não paramétrico de Mann Whitney.

- Bustamante & Doix (1985) pelo ensaio SPT

De acordo com a Tabela 13, os grupos superiores apresentam-se com uma resistência cisalhante no campo, com valor em média 174% maior que os obtidos pelo método em questão, sendo esta diferença estatisticamente significativa ($p < 0,05$). A maior diferença foi vista no grupo 4, onde a discrepância é de 228,54% e as menores nos elementos 5 e 6, que apresentaram problemas conforme descrito, com 106,22% e 103,27% respectivamente, obtendo um fator de segurança maior que 2.

Para a linha de inclusões inferiores, a disparidade das tensões resistidas, são em média 75,84% do obtido pela metodologia. A maior diferença

ocorreu no grampo 7, com um valor superior de 84,19% e a menor no grampo 11, com 62,11%.

Tabela 13. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ método Bustamante e Doix (1985) com SPT e $q_{s\text{arrancamento}}$

Grampo	q_s (kPa)		Razão $q_{s\text{arrancamento}}/q_{s\text{estimado}}$ (%)	Diferença (%)
	Bustamante & Doix (1985) - SPT	Arrancamento		
1	23,1	60,81	263,24	163,24
2	23,1	75,00	324,70	224,70
3	23,1	73,64	318,79	218,79
4	23,1	75,89	328,54	228,54
5	23,1	47,64	206,22	106,22
6	23,1	46,95	203,27	103,27
7	44,5	81,97	184,19	84,19
8	44,5	81,69	183,58	83,58
9	44,5	74,46	167,32	67,32
10	44,5	80,19	180,21	80,21
11	44,5	72,14	162,11	62,11
12	44,5	79,03	177,60	77,60

Os valores determinados pela correlação, se considerado a média global das razões entre suas magnitudes, apresentam a capacidade suporte com uma aplicação de um fator de segurança de 2,25 frente aos valores de ruptura. Se considerados somente as resistências dos grampos superiores, FS seria de 2,74 e 1,76 para os inferiores.

Com isto o método se mostra conservador, porém aplicável para parâmetros iniciais de projetos para solos residuais de origem gnáissica antes à realização dos ensaios de arrancamento.

- Bustamante & Doix (1985) pelo ensaio PMT

Para a correlação com o ensaio PMT as resistências obtidas e comparadas são apresentadas na Tabela 14.

Tabela 14. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ método Bustamante & Doix (1985) com PMT e $q_{s\text{arrancamento}}$

Grupo	q_s (kPa)		Razão $q_{s\text{arrancamento}}/q_{s\text{estimado}}$ (%)	Diferença (%)
	Bustamante & Doix (1985) - PMT	Arrancamento		
1	19,5	60,81	311,84	211,84
2	19,5	75,00	384,64	284,64
3	19,5	73,64	377,64	277,64
4	22,2	75,89	341,86	241,86
5	22,2	47,64	214,58	114,58
6	22,2	46,95	211,51	111,51
7	31,4	81,97	261,04	161,04
8	31,4	81,69	260,17	160,17
9	31,4	74,46	237,13	137,13
10	27,8	80,19	288,46	188,46
11	27,8	72,14	259,49	159,49
12	27,8	79,03	284,29	184,29

Os valores máximos suportados pelo grampo, foram em média 186,05% maiores que os encontrados para tensão de tração estimada, e apresentaram diferença estatística ($p < 0,05$). Se considerados somente a linha inferior a discrepância sobe para 207,01% e para os mais próximos à crista do talude decresce para 165,10%.

Se a discrepância for considerada como aplicação de um fator de segurança para valores de projeto, para as inclusões instaladas na base do talude, o maior FS foi de 3,84 no grampo 2 e menor no grampo 6 com 2,11. O elemento 10, para a linha superior, apresenta o máximo FS com 2,88 e mínimo de 2,37 na inclusão 9.

A metodologia através da aplicação dos valores de pressão limite, obtidos no PMT, se mostrou menos eficaz que quando utilizado o SPT, com diferença muito elevadas, que podem ser analisados com fatores de segurança elevados resultando em projetos com alta densidade de grampos e custo elevado.

- Clouterre (1991)

Os valores de q_s determinados através do proposto pelo projeto francês Clouterre, são dados na Tabela 15.

Tabela 15. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ método Clouterre (1991) e $q_{s\text{arrancamento}}$

Grupo	q_s (kPa)		Razão	Diferença
	Clouterre (1991)	Arrancamento	$q_{s\text{arrancamento}}/q_{s\text{estimado}}$ (%)	(%)
1	31,84	60,81	190,98	90,98
2	31,84	75,00	235,57	135,57
3	31,84	73,64	231,28	131,28
4	32,82	75,89	231,24	131,24
5	32,82	47,64	145,15	45,15
6	32,82	46,95	143,07	43,07
7	35,39	81,97	231,61	131,61
8	35,39	81,69	230,84	130,84
9	35,39	74,46	210,40	110,40
10	34,71	80,19	231,04	131,04
11	34,71	72,14	207,84	107,84
12	34,71	79,03	227,70	127,70

Para os elementos submetidos à menor tensão confinante, a maior diferença ocorreu no grupo 2, com resistência ao arrancamento 135,57% superior que o valor estimado para as inclusões 5 e 6, a discrepância se reduziu à 45,15% e 43,07%, devido à força de tração suportada ser inferior. Na média, a razão entre os valores do ensaio e da correlação para esta profundidade foi de 196,21%, ou em outras palavras, como se fosse aplicado um fator de segurança de 1,96 embutido no método. Houve diferença significativa entre as médias ($p < 0,05$).

Para a linha inferior, os valores de ruptura foram 123,24% maiores que os esperados pela metodologia, a maior discrepância se deu no grupo 10 com 131,04% e a menor no grupo 11, com 107,84%.

Para o solo em questão, as magnitudes de q_s determinadas com a formulação de Clouterre (1991), apresentaram um fator de segurança (FS) de 2,10. Com isto, esta metodologia se mostrou aplicável ao tipo de solo estudado, uma vez que ao utilizar valores resultantes da mesma, se torna possível cobrir baixos valores de resistência devido a erros executivos que podem vir a ocorrer, além do fato de o FS obtido estar próximo ao valor utilizado para obras geotécnicas permanentes que é 2.

- Ortigão (1997)

Para a metodologia brasileira, as resistências ao arrancamento obtidas são mostradas na Tabela 16.

Tabela 16. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ pelo método Ortigão (1997) e $q_{s\text{arrancamento}}$

Grupo	q_s (kPa)		Razão $q_{s\text{arrancamento}}/q_{s\text{estimado}}$ (%)	Diferença (%)
	Ortigão (1997)	Arrancamento		
1	72,50	60,81	83,87	-16,13
2	72,50	75,00	103,45	3,45
3	72,50	73,64	101,57	1,57
4	72,50	75,89	104,68	4,68
5	72,50	47,64	65,71	-34,29
6	72,50	46,95	64,77	-35,23
7	90,25	81,97	90,83	-9,17
8	90,25	81,69	90,52	-9,48
9	90,25	74,46	82,51	-17,49
10	90,25	80,19	88,86	-11,14
11	90,25	72,14	79,94	-20,06
12	90,25	79,03	87,57	-12,43

A correlação super-estimou os valores de q_s em média 12,98%, entretanto, não se mostrou estatisticamente diferente ($p>0,05$). Caso não fossem consideradas as inclusões que apresentaram problemas, este percentual seria de 8,62%. Somente para os grupos 2, 3, e 4 a magnitude da tensão calculada ficou abaixo do encontrado no ensaio de arrancamento.

Para os elementos superiores, as previsões foram maiores 12,66% que os esforços reais de ensaio e 13,30% quando analisados somente os inferiores. A maior diferença foram dos grupos problemáticos 5 e 6, com 34,29% e 35,23% de estimativa excessiva, seguido pela inclusão 11 com 20,06%. Já para o grupo 3, a correlação subestimou a tensão cisalhante em 1,57%.

A proposição pode ser considerada válida com estimativas muito próximas das reais, uma vez que para valores de projetos deve ser aplicado um FS, que geralmente na geotecnia é 2. Com isto todos os valores seriam inferiores aos obtidos no ensaio e determinariam uma estrutura segura.

- Ortigão & Palmeira (1997)

As resistências estimadas pela formulação são apresentadas na Tabela 17.

Tabela 17. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ pelo método Ortigão & Palmeira (1997) e $q_{s\text{arrancamento}}$

Grupo	q_s (kPa)		Razão $q_{s\text{arrancamento}}/q_{s\text{estimado}}$ (%)	Diferença (%)
	Ortigão & Palmeira (1997)	Arrancamento		
1	119,63	60,81	50,83	-49,17
2	119,63	75,00	62,70	-37,30
3	119,63	73,64	61,56	-38,44
4	119,63	75,89	63,44	-36,56
5	119,63	47,64	39,82	-60,18
6	119,63	46,95	39,25	-60,75
7	151,02	81,97	54,27	-45,73
8	151,02	81,69	54,09	-45,91
9	151,02	74,46	49,30	-50,70
10	151,02	80,19	53,10	-46,90
11	151,02	72,14	47,77	-52,23
12	151,02	79,03	52,33	-47,67

Os valores calculados apresentam uma discrepância em média de 47,63% maiores dos encontrados no campo, se considerados a linha da parte superior do talude foi de 47,07% e 48,19% na inferior. A maior magnitude de super-dimensionamento ocorreu nos grampos 5 e 6, defeituoso, com 60,18% e 60,75%, e 52,23% no elemento 11. A menor diferença percentual foi na inclusão 4, com 36,56%. Os valores encontrados pela correlação proposta por Ortigão & Palmeira (1997) diferem estatisticamente dos valores encontrados no arrancamento ($p < 0,05$).

No global os valores determinados são muito superiores aos reais, de acordo com Springer (2006) há uma dispersão muito grande nas resistências obtidas nos ensaios que resultaram a formulação, provavelmente em função das metodologias executivas diferentes. Porém, como se trata de uma metodologia para solos brasileiros, em grampos somente com bainha, suas previsões podem ser utilizadas como valores iniciais, desde que seja aplicado um fator de segurança de 3, garantindo assim, que todos os valores sejam

inferiores aos serem confirmados nos ensaios de arrancamento durante a execução da obra.

- Springer (2006)

A correlação proposta por Springer (2006) conduz a valores mostrados na Tabela 18.

Tabela 18. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ pelo método Springer (2006) e $q_{s\text{arrancamento}}$

Grupo	q_s (kPa)		Razão $q_{s\text{arrancamento}}/q_{s\text{estimado}}$ (%)	Diferença (%)
	Springer (2006)	Arrancamento		
1	34,58	60,81	175,85	75,85
2	34,58	75,00	216,91	116,91
3	34,58	73,64	212,96	112,96
4	34,58	75,89	219,47	119,47
5	34,58	47,64	137,76	37,76
6	34,58	46,95	135,79	35,79
7	60,82	81,97	134,78	34,78
8	60,82	81,69	134,33	34,33
9	60,82	74,46	122,43	22,43
10	60,82	80,19	131,86	31,86
11	60,82	72,14	118,62	18,62
12	60,82	79,03	129,95	29,95

As resistências obtidas pela proposta são 83,12% menores para a primeira linha de grampos, e 28,66% para os inferiores, quando analisados como um todo, a diferença foi de 55,89%, sendo determinado como estatisticamente diferentes ($p < 0,05$).

A maior discrepância de valores ocorreu na inclusão 4, com uma tensão de ruptura 119,47% maior que a calculada, e a menor no grampo 11, com 18,62%. Os elementos problemáticos 4 e 5, apresentam uma resistência ao arrancamento, 37,76% e 35,79% respectivamente maiores que os determinados na metodologia.

Os valores obtidos são favoráveis à aplicação na confecção de projetos, proporcionando uma estrutura segura e econômica, porém, deve-se ressaltar que devem ser realizados ensaios de arrancamento na fase de execução como

forma de confirmação dos valores de resistências e análise da necessidade de modificações no projeto.

4.3.2 Métodos semi-empíricos para determinação do atrito lateral em estacas

a) Resultados obtidos

Os resultados dos ensaios SPT e DMT foram aplicados em cada uma das metodologias já citadas e as estimativas da resistência ao arrancamento entre a interface do elemento e o solo são citadas na Tabela 19.

Tabela 19. Valores de q_s obtidos com métodos semi-empíricos para atrito lateral em estacas

Grampo	q_s a partir de métodos baseado no atrito lateral de estacas (kPa)			
	Aoki & Velloso (1975)	Décourt & Quaresma (1978)	Teixeira (1996)	Peiffer & Vam Impe (1991)
1,0	4,2	20,0	12,0	34,6
2,0	4,2	20,0	12,0	34,6
3,0	4,2	20,0	12,0	34,6
4,0	4,2	20,0	12,0	17,9
5,0	4,2	20,0	12,0	17,9
6,0	4,2	20,0	12,0	17,9
7,0	7,5	27,9	21,5	66,0
8,0	7,5	27,9	21,5	66,0
9,0	7,5	27,9	21,5	66,0
10,0	7,5	27,9	21,5	40,0
11,0	7,5	27,9	21,5	40,0
12,0	7,5	27,9	21,5	40,0

b) Comparação dos valores obtidos pelos os métodos semi-empíricos para atrito lateral em estacas com dos ensaios de arrancamento

Em seguida será realizada uma análise a partir dos valores obtidos nos métodos semi-empíricos e ensaios de arrancamento, estudando a possibilidade da utilização de tais metodologias em projetos de solo grampeado.

- Aoki & Velloso (1975)

Tal metodologia apresentou uma estimativa muito abaixo do encontrado no campo, com uma diferença percentual, em média de 1119,60%, determinando o valor do atrito lateral calculado médio 12,19 vezes menor que o q_s real. A diferença estatística também foi observada ($p < 0,05$). A Tabela 20 apresenta a estimativa de q_s , a razão entre ele e o valor real e a diferença entre eles.

Tabela 20. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ pelo método Aoki & Velloso (1975) e $q_{s\text{arrancamento}}$

Grupo	q_s (kPa)		Razão	Diferença
	Aoki e Velloso (1975)	Arrancamento	$q_{s\text{arrancamento}}/q_{s\text{estimado}}$ (%)	(%)
1	4,20	60,81	1447,84	1347,84
2	4,20	75,00	1785,83	1685,83
3	4,20	73,64	1753,33	1653,33
4	4,20	75,89	1806,95	1706,95
5	4,20	47,64	1134,22	1034,22
6	4,20	46,95	1117,97	1017,97
7	7,51	81,97	1091,07	991,07
8	7,51	81,69	1087,44	987,44
9	7,51	74,46	991,14	891,14
10	7,51	80,19	1067,45	967,45
11	7,51	72,14	960,25	860,25
12	7,51	79,03	1052,01	952,01

Para as inclusões superiores, os valores de campo foram em média 15,07 vezes maiores que os da estimativa. Nos elementos inferiores, a diferença entre as magnitudes das tensões foi de 941,56%.

Conclui-se que não se deve estimar a resistência ao arrancamento pelo método de Aoki & Velloso (1975), pois os valores encontrados estão muito baixo do real, e que se tal adoção for feita acarretará em uma estrutura com alta densidade de grampos e alto custo.

- Décourt & Quaresma (1978)

Os valores determinados para o atrito lateral dos grampos, assim como o q_s de arrancamento, a razão e diferença entre eles são apresentados na Tabela 21.

Tabela 21. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ pelo método Décourt & Quaresma (1978) e $q_{s\text{arrancamento}}$

Grampo	q_s (kPa)		Razão $q_{s\text{ arrancamento}}/q_{s\text{ estimado}}$ (%)	Diferença (%)
	Décourt & Quaresma (1978)	Arrancamento		
1	20,00	60,81	304,05	204,05
2	20,00	75,00	375,02	275,02
3	20,00	73,64	368,20	268,20
4	20,00	75,89	379,46	279,46
5	20,00	47,64	238,19	138,19
6	20,00	46,95	234,77	134,77
7	27,89	81,97	293,92	193,92
8	27,89	81,69	292,95	192,95
9	27,89	74,46	267,00	167,00
10	27,89	80,19	287,56	187,56
11	27,89	72,14	258,68	158,68
12	27,89	79,03	283,40	183,40

Os valores de arrancamento encontrados nos ensaios são em média 2,99 vezes maior que os determinados pelo método. O método se mostrou não satisfatório estatisticamente ($p < 0,05$). Considerando somente a linha inferior de inclusões, a diferença para as tensões reais foi de 216,62%, e para os elementos superiores, 180,59%. A maior discrepância entre a magnitude calculada e a obtida no arrancamento ocorreu no grampo 4, com 279,46% de diferença e a menor nos elementos com problemas 5 e 6, com 138,19% e 134,77 respectivamente, seguido pela inclusão 11, com 140,46 e o 9 com 148,20%.

A utilização da metodologia subestima os valores de q_s , como se para os valores reais fosse aplicado um fator de segurança, em média de 2,99. Sua aplicação em projetos pode ser feita, porém ocasiona estruturas com alta densidade de grampos e elevado custo. Para uma correta utilização, seu valor

pode ser utilizado como parâmetro inicial e depois o projeto reajustado de acordo com os ensaios de campo realizados durante a execução da contenção.

- Teixeira (1996)

As estimativas pelo método e suas relações com os valores obtidos no arrancamento são mostrados na Tabela 22.

Tabela 22. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ pelo método Teixeira (1996) e $q_{s\text{arrancamento}}$

Grupo	q_s (kPa)		Razão	Diferença
	Teixeira (1996)	Arrancamento	$q_{s\text{arrancamento}}/q_{s\text{estimado}}$ (%)	(%)
1	12,00	60,81	506,74	406,74
2	12,00	75,00	625,04	525,04
3	12,00	73,64	613,67	513,67
4	12,00	75,89	632,43	532,43
5	12,00	47,64	396,98	296,98
6	12,00	46,95	391,29	291,29
7	21,46	81,97	381,87	281,87
8	21,46	81,69	380,60	280,60
9	21,46	74,46	346,90	246,90
10	21,46	80,19	373,61	273,61
11	21,46	72,14	336,09	236,09
12	21,46	79,03	368,20	268,20

Para os grupos superiores houve uma sub-estimativa no q_s calculado, em média de 427,69% dos valores de campo, nos elementos inferiores a diferença foi de 364,55%. Se considerados todas as inclusões, a discrepância total foi de 346,12% ($p < 0,05$). A estimativa com a menor relação percentual frente aos valores de arrancamento ocorreu no elemento 11, com 236,09%, e a maior no grupo 4, com 532,43%. A aplicação da formulação não se mostrou aconselhada, pois ocasionaria estruturas superdimensionadas com um número excessivo de inclusões.

- Peiffer & Vam Impe (1991)

Como não há na literatura um modelo de estimativa da resistência ao arrancamento, em função do ensaio dilatométrico, aplicou-se tal metodologia

utilizada para o atrito lateral de estacas. Os valores obtidos pelo modelo de Peiffer & Vam Impe (1991) são mostrados na Tabela 23.

Tabela 23. Relações entre $q_{s\text{estimado}}$ pelo método Peiffer & Vam Impe (1991) e $q_{s\text{arrancamento}}$

Grupo	q_s (kPa)		Razão $q_{s\text{arrancamento}}/q_{s\text{estimado}}$ (%)	Diferença (%)
	Peiffer & Vam Impe (1991)	Arrancamento		
1	34,61	60,81	175,67	75,67
2	34,61	75,00	216,68	116,68
3	34,61	73,64	212,74	112,74
4	17,89	75,89	424,16	324,16
5	17,89	47,64	266,24	166,24
6	17,89	46,95	262,43	162,43
7	65,98	81,97	124,23	24,23
8	65,98	81,69	123,81	23,81
9	65,98	74,46	112,85	12,85
10	40,04	80,19	200,29	100,29
11	40,04	72,14	180,18	80,18
12	40,04	79,03	197,40	97,40

A aplicação da metodologia se mostrou totalmente favorável para estimativa de parâmetros de projeto, proporcionou uma margem de segurança global, com relação aos valores reais de 2,08, entretanto foi observada diferença estatística ($p < 0,05$). Quando analisadas as inclusões superiores, a diferença entre as magnitudes (método e arrancamento) foi de 159,65%, para a linha inferior de grampos foi de 56,46%.

A maior diferença entre q_s calculado e obtido no ensaio foi de 324,16% no grupo 4, e a menor 12,85% no elemento 9. As inclusões com problemas executivos, 5 e 6, apresentaram um fator de segurança superior a 2. E mesmo quando as estimativas chegaram próximos aos valores reais houve uma sub-estimativa da sua magnitude, indo a favor da segurança.

Com isso conclui-se que a metodologia apresenta resultados totalmente favoráveis à sua aplicação, para q_s de projetos em taludes onde se tenha disponível a pressão p_0 obtida no ensaio DMT, devendo estes valores ser confirmados com ensaios de arrancamento durante a fase executiva.

4.4 Comparação com valores encontrados por outros autores

Excluindo-se as resistências dos grampos problemáticos 5 e 6, a média de q_s para as 10 inclusões restantes foi de 75,48 kPa, este valor se mostrou 231,21%, menor que o encontrado por Ortigão *et al.* (1992), para solos residuais arenosos. Já Azambuja, Strauss e Silveira (2001) determinaram uma resistência média de arrancamento para inclusões em solo residual de paragnaisse de 244,83 kPa, 224,37% superior ao valor desta pesquisa.

Pitta, Souza e Zirlis (2003) realizaram ensaios de arrancamento em 3 tipos de solos diferentes, para o silte argiloso q_s médio foi de 85,33 kPa, 13,05% maior que o valor encontrado na obra realizada em Guarulhos, já os executados no Morumbi apresentaram uma resistência ao arrancamento de 81 kPa, 7,31% maior. Para argila arenosa, mesmo solo no qual os ensaios deste estudo foram executados, a resistência cisalhante média foi de 71 kPa, 6,03% menor se não forem utilizados na média os grampos 5 e 6 problemáticos, se estes forem considerados a média de todos q_s de arrancamento seria de 70,8 kPa, iguais aos descritos. Na argila porosa o valor médio encontrado foi de 58,33 kPa, na obra realizada em Higienópolis, sendo 22,76% inferior a médio do estudo, enquanto que os executados no hospital Beneficência Portuguesa obtiveram um q_s médio de 107,5 kPa, 42,42% maior.

Soares & Gomes (2003), na obra executada na BR 101 em Angra dos Reis, obteve uma resistência cisalhante média de 299,4 kPa, para uma areia siltosa compacta com presença de pedregulhos, maior 296,66% que o q_s de arrancamento obtido neste trabalho.

No ensaio de arrancamento efetuado por Moraes & Arduindo. (2003), o valor de q_s obtido foi de 162 kPa, para uma areia siltosa, sendo então 114,62% que o desta pesquisa.

Springer (2006) realizou nove ensaios de arrancamento em inclusões executadas somente com bainha, em três obras com solos distintos. Na obra denominada Fagundes Varela, o solo presente não foi caracterizado em laboratório sendo classificado, pela mesma, como solo residual maduro,

resultou em uma resistência cisalhante de 101 kPa, já no Museu 1, solo argilo arenoso, foram realizados 6 ensaios e q_s médio de 127,33 kPa e no Museu 2, composto por solo silto areno argiloso, 2 ensaios foram executados e a resistência ao arrancamento médio foi de 201 kPa. Todos os valores foram superiores a q_s de 75,48 kPa com diferenças percentuais de 33,81%, 68,70% e 166,30% respectivamente.

Como o solo desta pesquisa foi classificado como argila arenosa, os resultados para solos semelhantes foram apresentados por Pitta, Souza e Zirlis (2003) e Springer (2006), e como já dito, as diferenças foram de 5,93% e 68,70%. O primeiro valor se mostrou muito próximo e deve-se provavelmente a solos muito semelhantes e com métodos executivos similares. A diferença ocorrida dos valores obtidos por Springer (2006) podem estar relacionado à maior tensão normal no qual suas inclusões estavam submetidas.

4.5 Propostas de correlações semi-empíricas

4.5.1 Correlações semi-empíricas propostas

Neste item pretende-se propor correlações para a estimativa da resistência ao arrancamento, para utilização em projetos de solo grampeado em solo residual com classificação argilo-arenoso. Com os resultados dos ensaios de campo, SPT, PMT e DMT e os valores de q_s obtidos no arrancamento, procurou-se estabelecer como a magnitude da resistência ao arrancamento varia em função dos parâmetros de ensaio de campo.

Os resultados dos ensaios de arrancamento aliados aos parâmetros dos ensaios de campo, mostram grande dispersão de valores, devendo novos ensaios serem realizados para o aumento da confiabilidade da metodologia.

a) Correlação proposta baseada no ensaio SPT

Correlacionando-se os valores do ensaio SPT e do arrancamento, obteve-se o gráfico $N_{spt} \times q_s$ mostrado na Figura 75. Com os pontos obtidos foi realizada uma regressão não linear com o objetivo de determinar o melhor modelo para correlacionar q_s com o N_{spt} .

O melhor modelo determinado foi dado pela função logarítmica, que apresentou um coeficiente de determinação (R^2) de 0,40, e significância estatística (p -value) de 0,027, com isso a equação 16 foi proposta para estimativa de q_s em kPa :

$$q_s = 25,635 \ln(N_{spt}) + 34,159$$

Equação 16

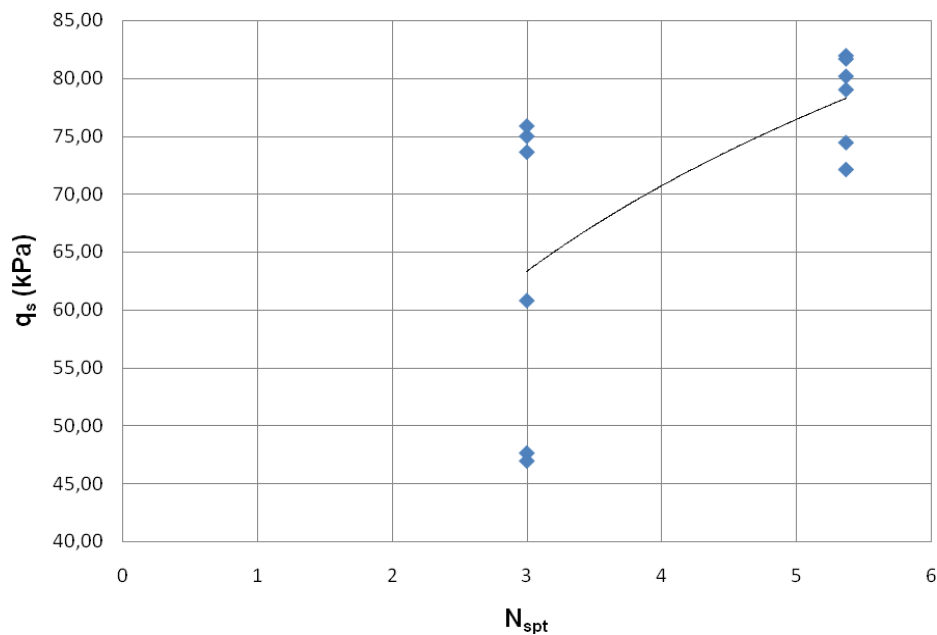


Figura 75. Gráfico $q_s \times N_{spt}$ para a correlação proposta

Estes valores estatísticos indicam que 40% do valor da resistência ao arrancamento, podem ser descritos pelo N_{spt} e que há somente 2,7% de probabilidade de os valores encontrados pela equação, não sejam dados pela relação entre os parâmetros.

b) Correlação proposta baseada no ensaio PMT

Da mesma forma que a correlação anterior, foram plotados num gráfico de dispersão, os valores de arrancamento e a pressão limite do ensaio PMT, buscando analisar o desenvolvimento de q_s em função de P_L . A Figura 76 apresenta o modelo com o maior coeficiente de determinação, formado por uma equação quadrática com $R^2=0,437$ e $(p\text{-value})= 0,076$, a equação para estimativa de q_s é:

$$q_s = 0,0183P_L^2 - 5,1128P_L + 417,351$$

Equação 17

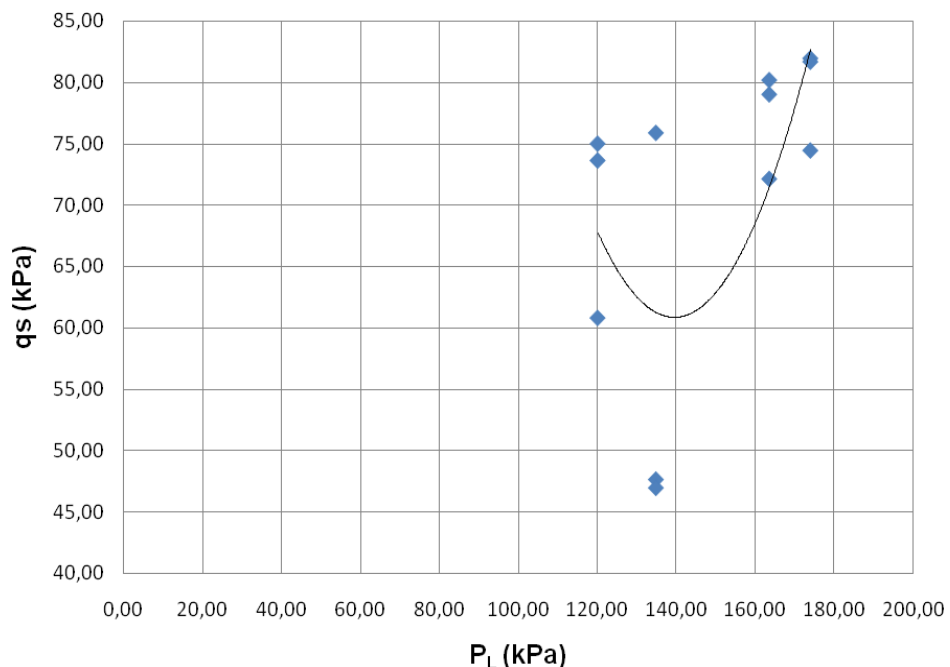


Figura 76. Gráfico q_s x P_L para a correlação proposta

Porém o comportamento do solo frente a esforços de cisalhamento difere totalmente do mostrado na curva quadrática, com isto optou-se pelo modelo de regressão linear apresentada na Figura 77, correlacionada pela equação 16 com $R^2=0,272$ e $(p\text{-value})= 0,082$.

$$Q_s = 0,2847P_L + 28,604$$

Equação 18

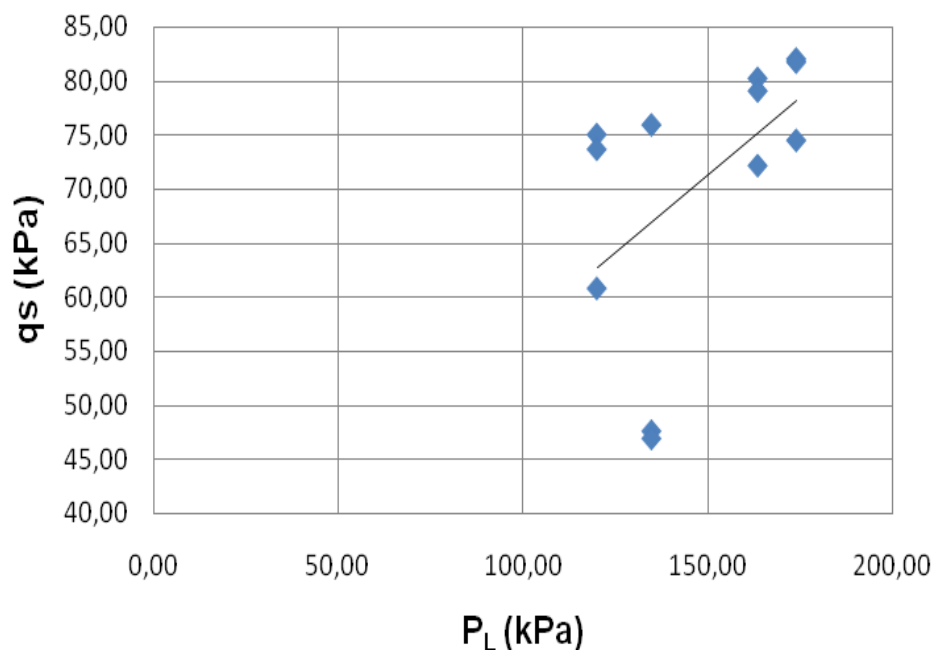


Figura 77. Gráfico q_s x P_L para a correlação proposta

Os valores obtidos pela correlação mostram que 27,2% do valor de q_s foi dependente de P_L, a formulação apresentou-se não significativa, com uma possibilidade de 8,2% dos valores obtidos não pertencerem à relação existente entre os parâmetros, já que o limite de significância é de 5%.

c) Correlação proposta baseada no ensaio DMT

Optou-se por relacionar o parâmetro P₀ do ensaio DMT, ligado a tensão horizontal *in situ*, com q_s. O modelo estatístico que apresentou melhor adequação aos dados para obtenção da variação de q_s em função de P₀ foi a equação quadrática, mostrada na Figura 78, que apresentou um coeficiente de determinação de 0,541 e uma significância de 0,03, com isto a formulação proposta foi dada na equação 19:

$$q_s = -0,0006P_0^2 + 0,3326P_0 + 31,256 \quad \text{Equação 19}$$

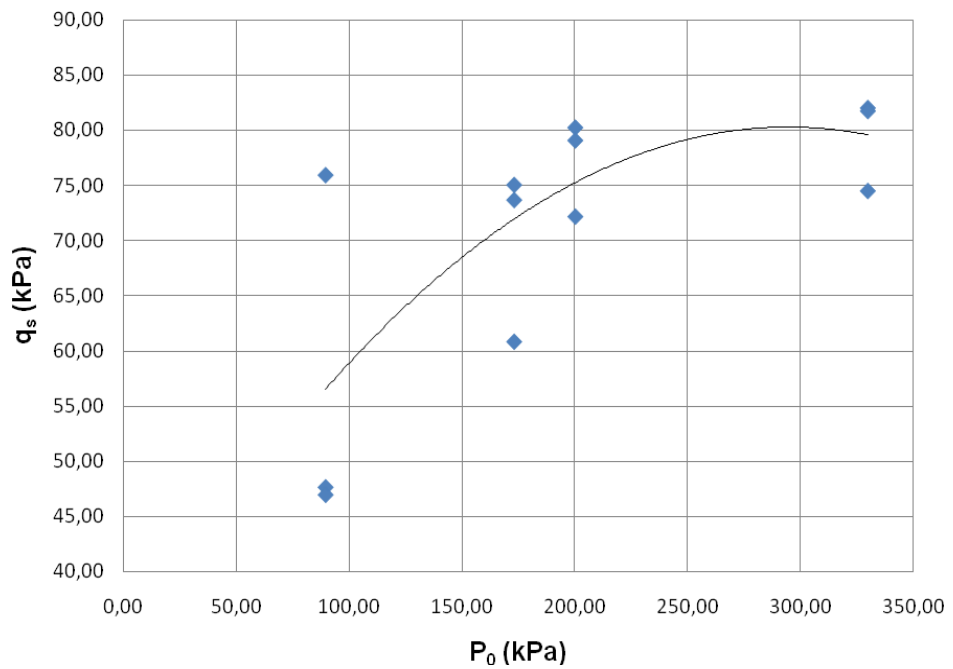


Figura 78. Gráfico q_s x P₀ para correlação proposta

Assim como para a correlação com o ensaio PMT, a equação quadrática por apresentar um ponto de máximo, não se mostra condizente com o comportamento de ruptura do solo devido a melhora de suas características de resistência. O modelo de regressão escolhido para correlacionar os parâmetros foi o logarítmico mostrado na Figura 79, descrito pela equação 20 com $R^2=0,508$ e (p -value)= 0,009.

$$q_s = 18,044 \ln(P_0) - 22,801$$

Equação 20

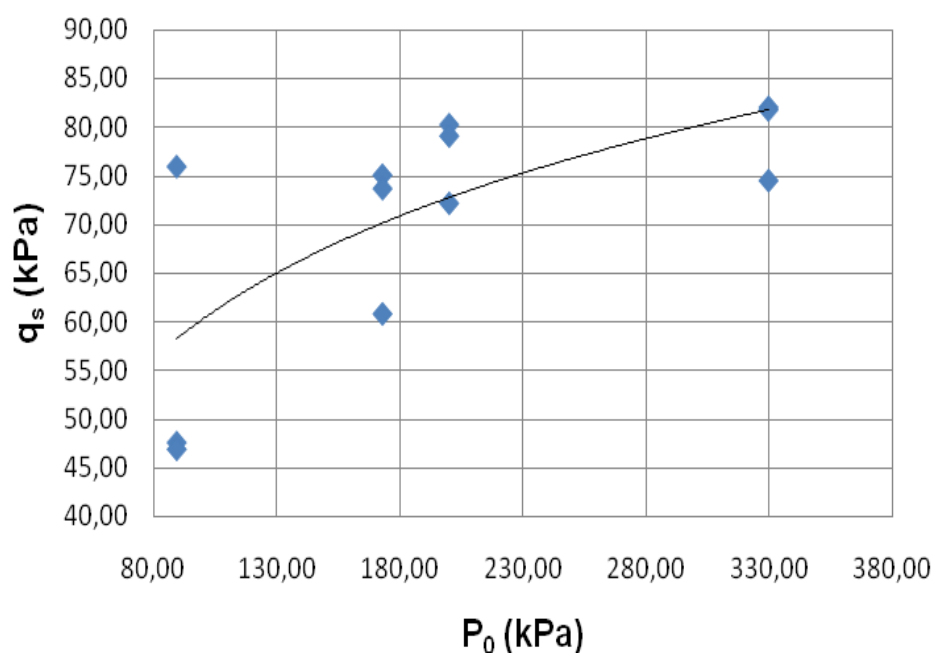


Figura 79. Gráfico q_s x P_0 para correlação proposta

As análises estatísticas indicam que 50,77% do valor obtido para q_s tiveram ligação direta com P_0 , e que a proposição foi altamente significativa estatisticamente, já que apenas 0,9% dos valores obtidos não são dependentes da correlação proposta.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 Conclusões

Com os problemas de vazios ocorridos na nata do grampo 6, constatado com a retirada de parte do grampo, pode-se afirmar que o lançamento da calda, durante a bainha, deve ser feito em baixa pressão, lentamente, garantindo que durante a retirada do tubo de lançamento sua ponta esteja no interior da nata já existente no interior do furo durante todo processo.

O sistema de arrancamento montado, onde a placa no qual o macaco era apoiado foi soldada a dois perfis metálicos distantes 25 cm do eixo do grampo, que eram apoiados em duas peças de madeiras, com 15 cm de base, que se encontravam junto à superfície e também distavam 25 cm do centro do grampo.

Pela análise comparativa dos valores de arrancamento da pesquisa, com os descritos por Pitta, Souza e Zirlis (2003), há boa concordância entre os valores, já os mostrados por Springer (2006), têm suas magnitudes bem superiores aos encontrados neste trabalho. Este fato mostra que o esquema de montagem utilizado não resulta em valores de arrancamentos com magnitudes maiores a suportada pelo grampo, e pode ser utilizado em outros trabalhos.

Sugere-se que o sistema de obtenção dos deslocamentos seja montado com três equipamentos de leituras de precisão, que podem ser extensômetros ou paquímetros, posicionados de forma a estarem nos vértices de um triângulo equilátero, garantindo que qualquer distorção angular que possa ocorrer seja descontada na média das 3 leituras. Também, é recomendável que a peça de apoio dos extensômetros seja afastada do sistema de força, fixa à barra da inclusão, para que qualquer reajuste do sistema de travamento não ocasione deslocamentos irreais. É fundamental que o eixo do macaco, a barra de aço do grampo e os equipamentos de leitura estejam alinhados.

O comportamento das curvas dos ensaios foi parecido com as fases de ajuste do sistema, resistência devido à adesão e ao embricamento mecânico

bem definidas. A fase de cisalhamento já não foi identificada nas curvas, porque o sistema de força era manual e como havia grandes deslocamentos, não foi possível manter as forças, mas se acredita que esta fase seria existente em todos os ensaios com a força dita residual se reduzindo ao longo do arrancamento.

Houve um ganho de resistência com o aumento da profundidade, porém, os grampos assentes na mesma linha apresentaram resistências próximas com pequenas discrepâncias. Somente nos grampos problemáticos 5 e 6 houve grande decréscimo nas magnitudes de q_s . Conclui-se que em solos residuais o valor de q_s cresce com a profundidade.

A estimativa dos valores de q_s para confecção de projetos é fundamental, já que nem todo tipo de obra permite que ensaios de arrancamento sejam executados antes ao projeto inicial. Pela análise comparativa com metodologias semi-empíricas proposta por outros autores, aplicadas ao solo classificado como argilo-arenoso, da cidade de Viçosa-MG, em grampos executados somente com bainha, recomenda-se que as correlações de Bustamante & Doix (1985), tanto para N_{SPT} quanto para P_L , os valores sejam usados com restrição já que são muito conservadores e resultaram em estruturas superdimensionadas. A formulação proposta por Clouterre (1991), também leva a resultados conservadores. O que se pode analisar como um fator de segurança de no mínimo 2 já inclusos nas correlações, tal fato também pode ser explicado pelos estudos terem sido realizados em solos de outros países.

Para as correlações brasileiras, Ortigão (1997) superestimou q_s em 12,97%, sua utilização pode ser realizada desde que sejam aplicados fatores de seguranças 2 (para obras definitivas) e 1,5 (para obras provisórias), em solo argilo-arenosos da cidade de Viçosa-MG.

Já os valores obtidos através da proposta de Ortigão & Palmeira (1997) apresentaram magnitudes 47,63% maiores. Sua utilização em solos argilo-arenosos, típico da cidade de Viçosa-MG, para grampos executados somente com a bainha, deve ser feita com cuidado, já que se o fator de segurança aplicado aos valores obtidos não for superior a 2 as resistências ao arrancamento de projeto serão maiores que as reais. A equação de Springer

(2006) conduziu a valores mais próximos aos reais, que podem ser aplicados inicialmente na confecção de projetos.

Quando comparados a valores obtidos por correlações utilizadas para determinação do atrito lateral em estacas, os métodos de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978) e Teixeira (1996) apresentaram valores bem abaixo dos encontrados no arrancamento, não sendo recomendáveis suas utilizações. O método de Peiffer & Vam Impe (1991) apresentou resultados interessantes e sua aplicação pode ser realizada sem que sejam aplicados fatores de segurança para determinação da resistência lateral de trabalho.

As correlações propostas neste estudo apresentaram resultados interessantes para o solo em questão, com grampos executados somente com bainha. É visto que há uma dispersão nos pares de valores (q_s x parâmetro de campo), para o aperfeiçoamento e aumento da confiabilidade dos resultados obtidos pela utilização das correlações propostas, novos ensaios de arrancamento devem ser executados em variados tipos de solos.

Para o SPT e DMT as formulações obtiveram coeficientes de determinação medianos, e foi constatada uma boa significância estatística dos valores encontrados.

Já para o PMT, apesar de o valor R^2 se mostrar interessante ao uso da correlação, não apresentou uma significância estatística, uma vez que o limite de p-value estabelecido foi de 5%, e o valor encontrado para a formulação 7,6%, entretanto para uma estimativa inicial poderia ser utilizada, já que valores determinados pela formulação não se mostraram muito discrepantes aos encontrados no campo.

No entanto, é imprescindível que após a adoção de valores obtidos por qualquer uma das correlações citadas, sejam executados ensaios de arrancamento no local da obra durante a execução da estrutura, para que os valores sejam confirmados e caso seja necessário re-adequações possam ser realizadas sem o comprometimento da segurança do talude.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Para o aprimoramento da utilização da estrutura em solo grampeado, é proposto que em estudos futuros sejam realizados ensaios de arrancamentos em uma gama de classificações de solos em grampos, executados com metodologias diferentes e que as correlações estejam ligadas a estas situações: tipo de solo e metodologia executiva da inclusão.

Também sugere-se que estudos busquem aprimorar a técnica de lançamento da nata de cimento, como forma de evitar que os grampos apresentem problemas executivos como os de número 5 e 6 deste trabalho. É interessante que seja estudado também a utilização de aditivos expansores na nata como forma de reduzir sua retração e aumentar a magnitude da resistência ao arrancamento.

Outro estudo interessante que enriqueceria a aplicação da técnica está ligado ao apresentado por Pitta, Souza e Zirlis (2003), no qual grampos verticais foram utilizados para reduzir o deslocamento horizontal do talude. Desta forma seria necessária a aplicação de inclinômetros em estruturas reais proveniente de escavação.

Estudos sobre os mecanismos de transferência de carga na interface entre o solo e grampo ao longo do elemento, também devem ser realizados para um melhor entendimento e aplicação da técnica.

Seria fundamental o estudo de campo e modelagens numéricas de ensaios de arrancamento visando a elaboração de uma metodologia de ensaio e determinação de possíveis fatores de segurança.

REFERÊNCIAS

ABRAMENTO, M.; KOSHIMA, A.; ZIRLIS, A. C. Reforço do terreno. In: ABMS/ABEF (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: Editora PINI, 1998. cap. 18.

AOKI, N.; CINTRA, J.C.A. **Carga admissível em fundações profundas**. São Carlos: EESC-USP, 1999, cap. 2, p.18.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Proceedings ...** Buenos Aires, 1975, v.1, p.367-376.

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). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa – UFV, Viçosa, 2001. 156.

ASTM. American Society for Testing Materials And Materials. D4719. **Standard test method for pressuremeter testing in soils**. Philadelphia, 1987, 14 p.

AZAMBUJA, E.; STRAUSS, M.; SILVEIRA, F. G. Caso histórico de um sistema de contenção em solo grampeado em Porto Alegre: In: III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. **Anais ...** Rio Grande do Sul, 2003. p.435-443.

BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. Observed and predicted bearing capacity of isolated piles under axial loads - pressuremeter method. **Fr. Geotech.** v.16, p.17-33, 1981.

BUSTAMANTE, M.; DOIX, B. Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés, Bull. Liaison Lab. **Ponts et Chaussées**, Paris, n. 140, nov-déc 1985, p.75-92.

CALTRANS, , “Tiebacks, Tiedowns and Soil Nails”, In: **Foundation Manual**, California : Department of Transportation, Engineering Service Center, Division of Structures, California, USA, July, 1997, ch. 11, p. 11-1 – 11-13. Disponível em:

<http://mahabghodss.net/NewBooks/www/web/digital/booklatin/engineering/131/California%20Foundation%20Manual.pdf> Acesso em: 30 out 2010

CLOUTERRE. Recommendations Clouterre: soil recommendations for designing, calculating, constructing and inspecting earth support systems using soil nailing. **French National Project Clouterre**, 1991, 332 p.

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: Universidade Federal de Viçosa-UFV, Departamento de Engenharia Civil, 2003, 234p.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (COBRAMSEF). **Anais...** Rio de Janeiro, 1978. v.1, p.45-53.

DRINGENBERG, G.; CRAIZER, W. Estabilidade de taludes por pregagem: projeto-execução. **I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)**. Rio de Janeiro, 1992, p.853-864.

DURAND, R. **Análise tridimensional de estruturas geotécnicas submetidas a reforço e drenagem**. (Doutorado em Geotecnia). Brasília: Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2008, 176.p.

EHRLICH, M. Solos grampeados: comportamento e procedimentos de análise. **Workshop sobre solo grampeado**. São Paulo: ABMS. v.1, p.127-137, 2003.

FEIJÓ, R. L. **Monitoração de uma escavação experimental grampeada em solo residual gnáissico não saturado**. (Tese de Doutorado). Rio de Janeiro: COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2007, 157p.

FRANÇA, F. A. N. **Ensaio de arrancamento em solo grampeado executados em laboratório**. (Dissertação de Mestrado). São Carlos-SP: Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 2007, 125p.

GÄSSLER, G. In situ techniques of reinforced soil. Proceedings of the International Reinforced Soil Conference. Performance of Reinforced Soil Structures. A. McGown, K. C. Yeo and K. Z. Andrawes (ed.) **British Geotechnical Society**, p.185-196, 1990.

GOOGLE EARTS. Disponível em: <http://www.google.com/earth/index.html>
Acesso em 20/03/2010.

HALL, A.; NEVES, C.; PEREIRA, A. **Grande maratona de estatística no SPSS**. Aveiro (Portugal). Universidade de Aveiro. Departamento de Matemática, 2007. 312p. Disponível em: <<http://www2.mat.ua.pt/disciplinas/estatistica/Maratona2007.pdf> >. Acesso em: 20 jul 2010.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing: effective stress tests**. London: ELE International Limited, v.3, p.495, 1986.

LAZARTE, C. A. *et al.* Soil nail walls. In: **Report FHWA0-IF-03-017 e Geotechnical Engineering Circular N.7** (Ed.). U.S. Department of Transportation: Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, March, 2003.

LIMA, A. P. **Deformabilidade e estabilidade de taludes em solo grampeado**. (Dissertação de Mestrado). Rio de Janeiro: PUC-RIO, Departamento de Engenharia Civil, 2002, 180p.

_____. **Comportamento de uma escavação grampeada em solo residual de gnaíse**. (Doutorado em Geotecnia). Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2007, 431p.

LIMA FILHO, S. C. P. **Solo grampeado: aplicações práticas para projeto**. Rio de Janeiro: Universidade Federal Fluminense, 2000, 26p.

MAGALHÃES, M. A. **Resistência ao arrancamento de grampos com fibras de polipropileno**. (Dissertação de Mestrado). Rio de Janeiro: COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2005, 124p.

MINETTE, E. **O ensaio dilatométrico e suas aplicações: a experiência na UFV**. Publicação Interna. Viçosa: UFV, 2000.

MORAES, L.J.; ARDUINO, E.G.A. Estabilização de talude por solo grampeado em Manaus - AM. São Paulo (SP). In: **Workshop Solo Grampeado: Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento**. São Paulo: ABMS-Sinduscon, 2003,p.121-125.

NBR 6459/1984. **Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984, 4p.

NBR 6484/2001. **Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2001,12p.

NBR 6508/1984. **Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984, 8p.

NBR 7180/1984. **Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984, 6p.

NBR 7181/1984. **Análise granulométrica dos solos**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984, 6p.

NBR 7250/1982. **Identificação e descrição de amostras de solo obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1982, 5p.

ORTIGÃO, J. A. R. Ensaio de arrancamento para projetos de solo grampeado. **Rev. Solos e Rochas**. Nota Técnica: ABMS. v. 20, p.39-43, p.1997.

ORTIGÃO, J.A.R.; D'ÁVILA, C.J.R.; SILVA S.P.; MAIA, H.S. Solo grampeado no Morro da Formiga. Rio de Janeiro. **Anais.... 1ª COBRAE - Conferência sobre estabilidade de encostas**. Rio de Janeiro: ABMS V, 1992, p 4- 56.

ORTIGÃO, J. A. R.; SAYÃO, A. S. F. J. Solo grampeado. In: ORTIGÃO, J. A. R.; SAYÃO, A. S. F. J. (Ed.). **Geo-Rio - manual técnico de encostas - ancoragens e grampos**. 2. ed. Rio de Janeiro: Geo-Rio, v.4, 2000a. cap. 4, p.39-55.

_____. Ancoragens e grampos. In: ORTIGÃO, J. A. R.; SAYÃO, A. S. F. J. (Ed.). **Geo-Rio** - manual técnico de encostas - ancoragens e grampos. 2. ed. Rio de Janeiro: Geo-Rio, v.4, 2000b. cap. 2, p.13-21.

_____. Estabilização com grampos. In: ORTIGÃO, J. A. R.; SAYÃO, A. S. F. J. (Ed.). **Geo-Rio** - manual técnico de encostas - ancoragens e grampos. 2. ed. (vol. IV). 2. ed. Rio de Janeiro: GeoRio, v.IV, 2000c. cap.10, p.184.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M. Solo grampeado: técnica para estabilização de encostas e escavações. In: **1ª. Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)**. Rio de Janeiro: AMBS, 1997, p.57-74.

ORTIGÃO, J. A. R.; ZIRLIS, A. C.; PALMEIRA, E. M. Experiência com solo grampeado no Brasil - 1970 - 1973. **Solos e rochas**, v.16, n.4, p.291-304, Dez 1993.

PEIFFER, H.; VAN IMPE, W. F. Analysis of CFA-bile-behavior with DMT-results at geel test site. In: **4th DFI International Conference on Pilling and Deep Foundations**. Rotterdam, Bélgica, 1991, p.101-105.

PITTA, C. A.; SOUZA, G. J. T.; ZIRLIS, A. C. Solo grampeado, alguns detalhes executivos, ensaios – casos de obras. In: **Workshop Solo Grampeado**. Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento. São Paulo: ABMS-Sinduscon, 2003, 20p.

PITTA, G. C. A.; ZIRLIS, A. C. Chumbadores injetados: a qualidade do solo grampeado. **IV SEFE - Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**, julho 2000, v.2, p.541-547.

PROTO SILVA, T. **Resistência ao arrancamento de grampos em solo residual de gnaiss**. 2005. 140 (Dissertação de Mestrado). Rio de Janeiro: PUC - RIO, Departamento de Engenharia Civil, 2005, 140p.

SARAMAGO, R. P. **Muro de solo grampeado com face em blocos pré-moldados**. In: **IV COBRAE (Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas)**. Salvador: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2005, p.827-833.

SARÉ, A. R. **Comportamento de escavação grampeada instrumentada em solo residual**. (Tese de Doutorado). Rio de Janeiro: PUC-RIO, Departamento de Engenharia Civil, 2007, p.336.

SILVA, J. C. **Análise numérica de estruturas grampeadas**. (Dissertação de Mestrado). Rio de Janeiro: PUC-RIO, Departamento de Engenharia Civil, 1999, 131p.

SOARES, J.E.S.; GOMES, R.C. Um caso de obra de solo grampeado na encosta da BR-101 em Angra dos Reis, RJ. In: **Workshop Solo Grampeado: Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento**, São Paulo: ABMS-Sinduscon, 2003.

SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA. Solo Grampeado. In: SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA (Ed.). **Manual técnico**. 2. ed. São Paulo: Solotrat Engenharia Geotécnica, 2006. cap.1, p.5-15.

SOUZA, G. J. T.; PITTA, C. A.; ZIRLIS, A. C. Solo grampeado – aspectos executivos do chumbador. **IV COBRAE – Conferência Brasileira sobre estabilidade de encostas**. Salvador/BA, 2005, p.835-844.

SPRINGER, F. O. **Estudos da deformabilidade de escavações com solo grampeado**. (Dissertação Mestrado). Rio de Janeiro: PUC Rio, Departamento de Engenharia, 2001, 108p.

_____. **Ensaio de arrancamento de grampos em solo residual de gnaíse**. 2006. 309 (Tese de Doutorado). Rio de Janeiro: PUC Rio, Departamento de Engenharia Civil, , 2006, 309p.

SPSS. **Statistical Package for the Social Sciences for Windows**, versão 11.5. SPSS/PC. Chicago 2000.

TEIXEIRA, A. H. Correlação entre capacidade de carga das argilas e a resistência à penetração. In **Anais III CBMS**, Belo Horizonte, 1996

VIEIRA, G. R. **Estudo da análise de estabilidade de estrutura em solo grampeado**. (Dissertação Mestrado). Brasília: Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil, 1996, 148p.

WHEELER, P. **Hold at bay**: Ground Engineering, 1994, p.15-16.

ZIRLIS, A. C.; DO VAL., E. C.; NEME P. A. **Solo grampeado**: projeto, execução e instrumentação. São Paulo: ABMS, NRSP, 1999, 69p.

APÊNDICE

Apêndice A - Resultados dos ensaios triaxiais

As trajetórias de tensões totais e efetivas, em funções de $p \times q$, as curvas de tensão de desvio versus deformação, e poropressão versus deformação para os dois estados de ensaios são mostrados nas Figuras 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8.

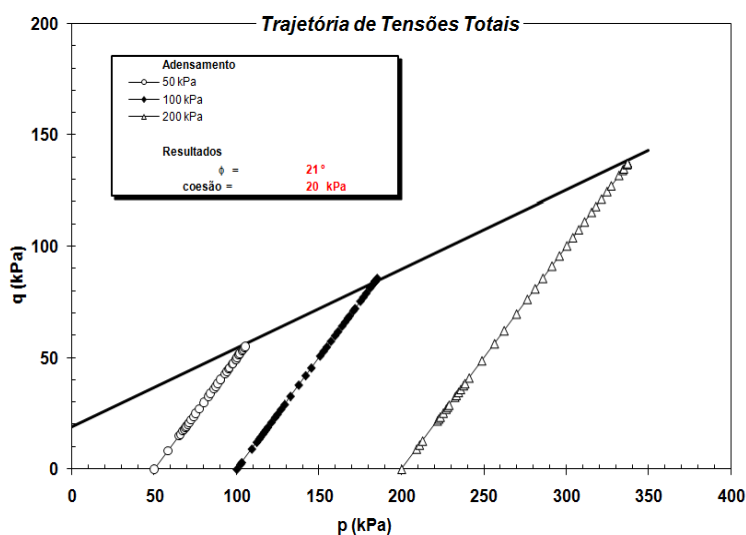


Figura 1. Trajetória de Tensão Total, Bloco 1, umidade natural

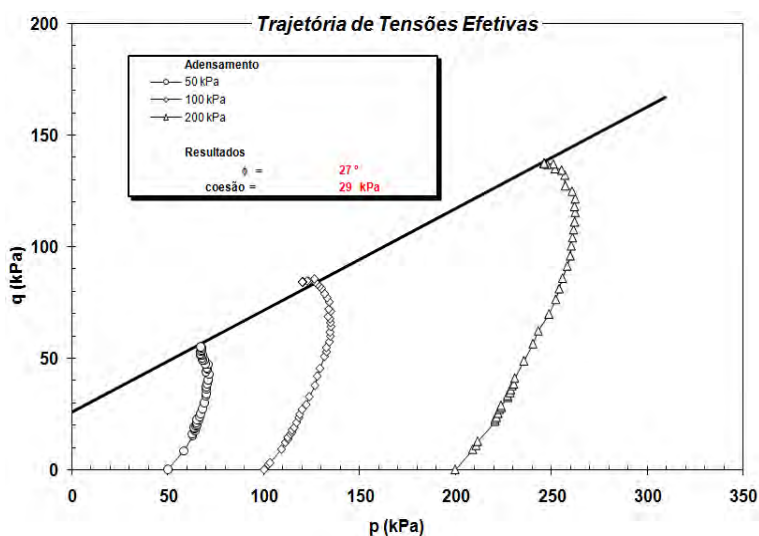


Figura 2. Trajetória de Tensão Efetiva, Bloco 1, umidade natural

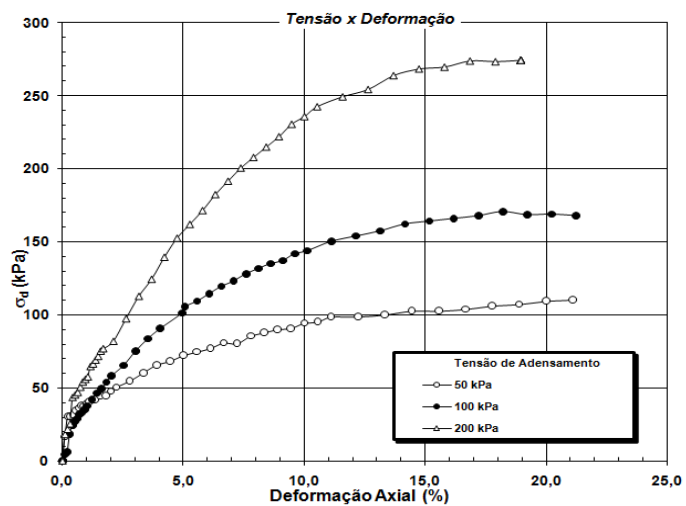


Figura 3. Curva Tensão de desvio X Deformação Axial, Bloco 01, umidade natural

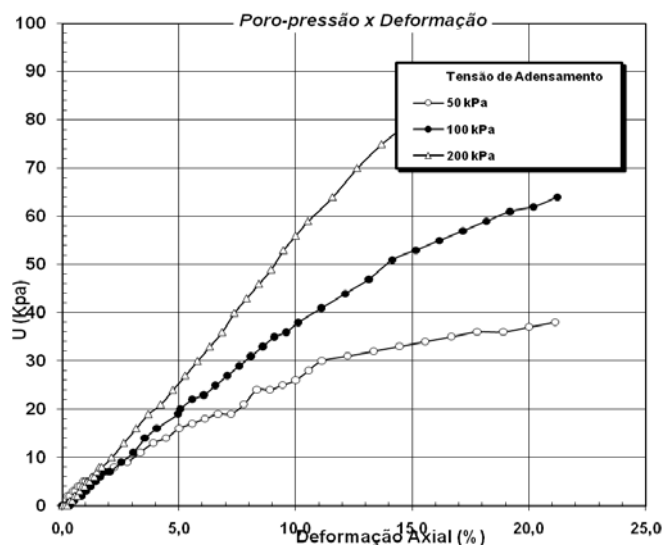


Figura 4. Curva Variação da Poropressão X Deformação Axial, Bloco 1, umidade natural

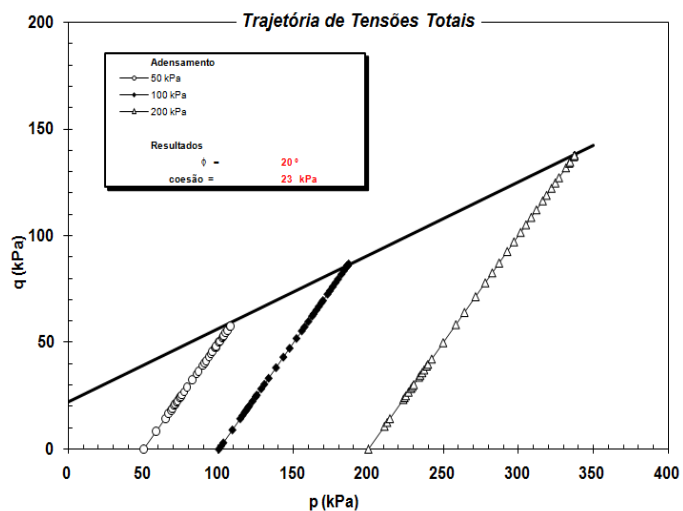


Figura 5. Trajetória de Tensão Total, Bloco 2, umidade natural

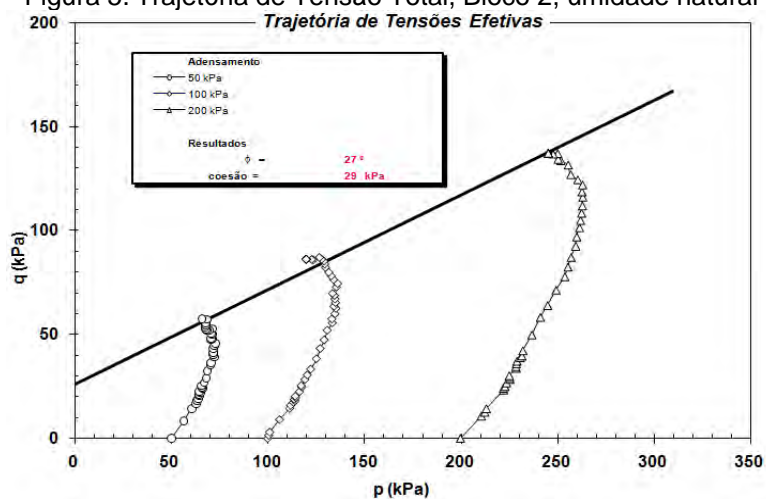


Figura 6 - Trajetória de Tensão Efetiva, Bloco 2, umidade natural

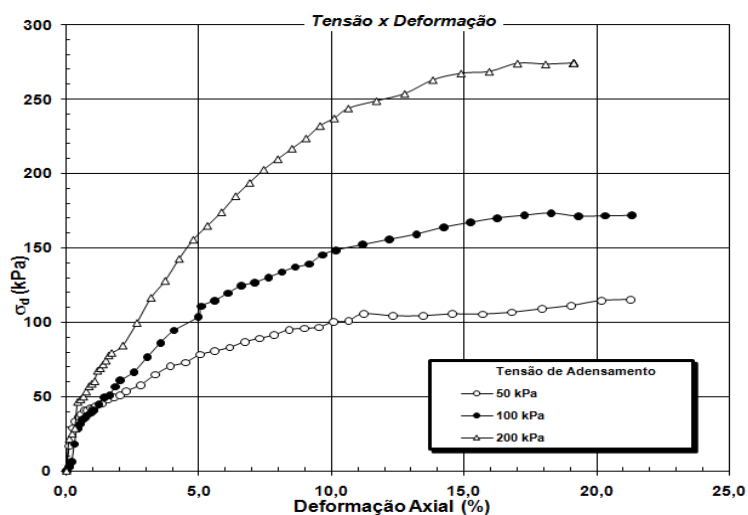


Figura 7. Curva Tensão de desvio X Deformação Axial, Bloco 02, umidade natural

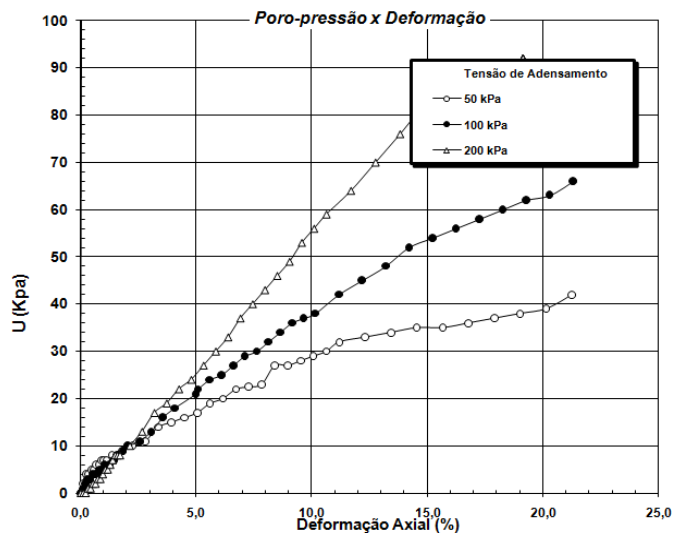


Figura 8. Curva Variação da Poropressão X Deformação Axial, Bloco 2, umidade natural

Apêndice B - Resultados dos ensaios PMT

Abaixo nas Figuras 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, são apresentadas todas as curvas Pressão X Volume dos 2 ensaios PMT e seus respectivos gráficos de interpolação para determinação da pressão limite.

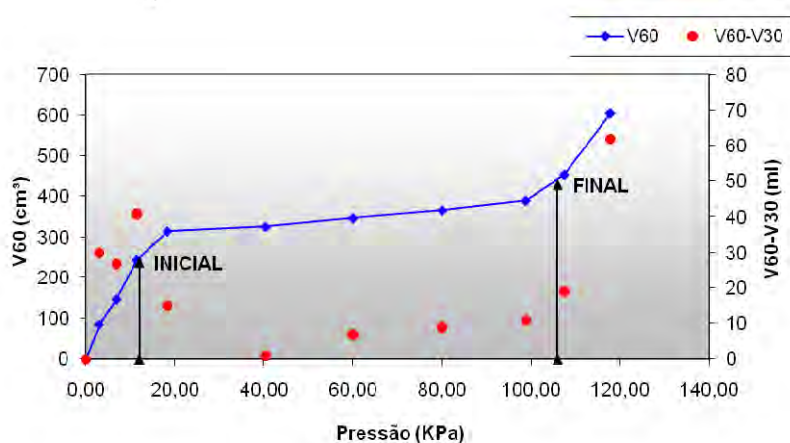


Figura 1. Gráfico Pressão X Volume PMT 1 profundidade 1,3m

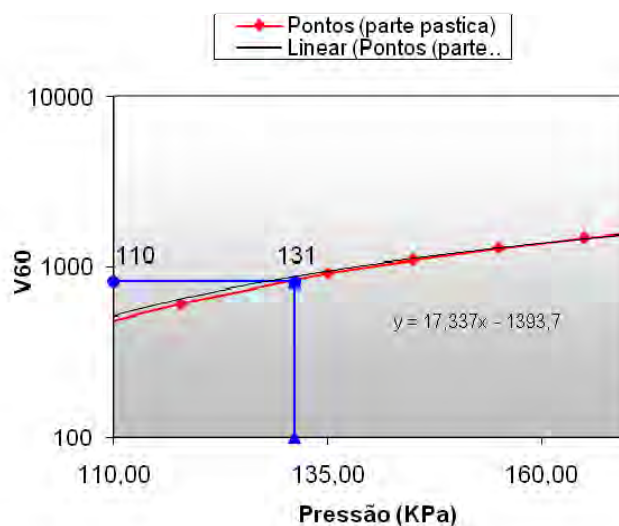


Figura 2. Curva interpolação zona plástica PMT 1 profundidade 1,3m

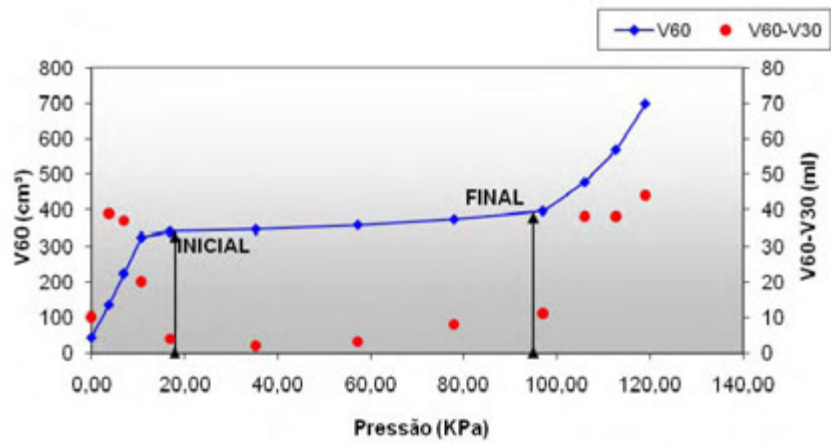


Figura 3. Gráfico Pressão X Volume PMT 1 profundidade 2,3m

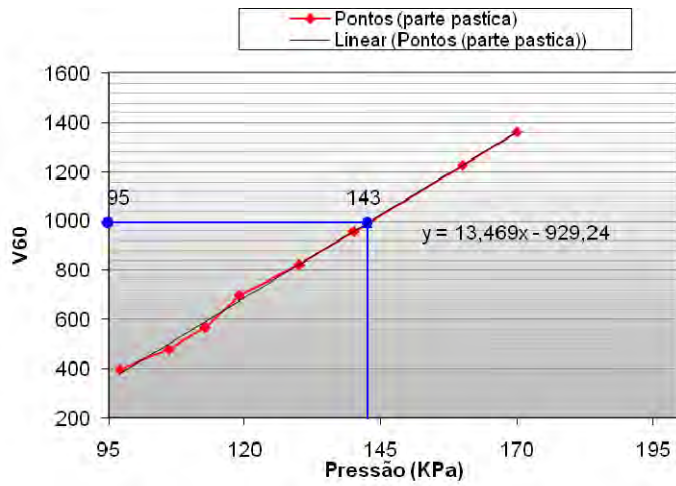


Figura 4. Curva interporlação zona plástica PMT 1 profundidade 2,3m

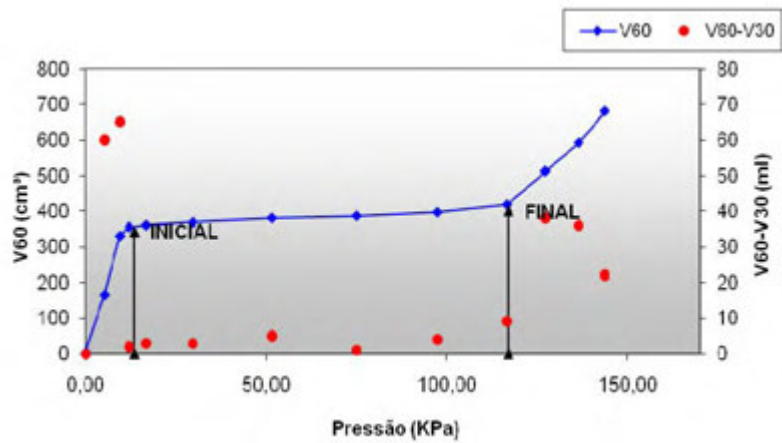


Figura 5. Gráfico Pressão X Volume PMT 1 profundidade 3,3m

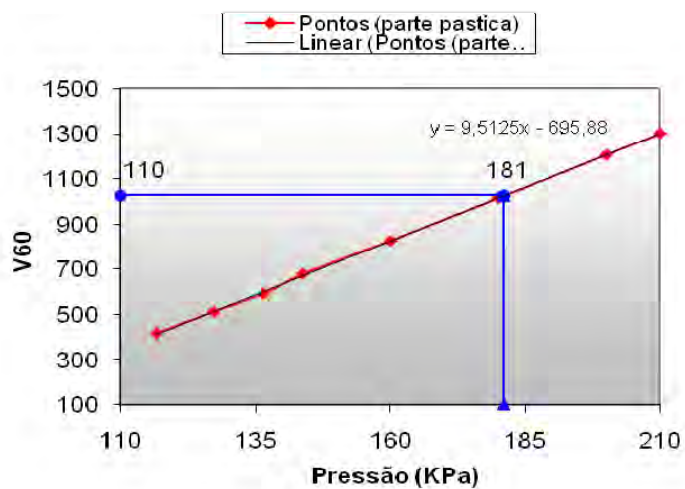


Figura 6. Curva interporlação zona plástica PMT 1 profundidade 3,3m

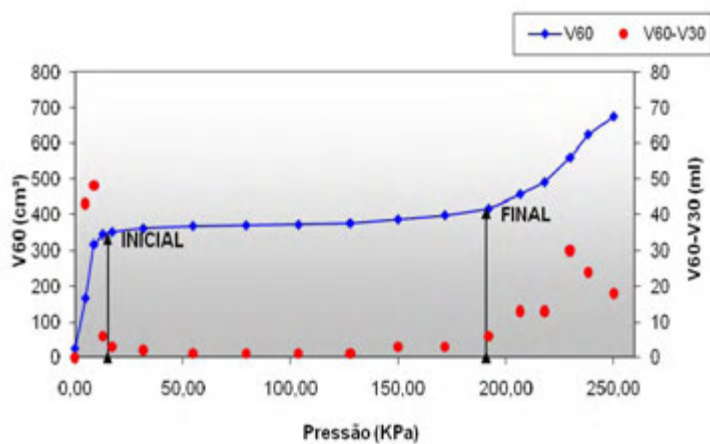


Figura 7. Gráfico Pressão X Volume PMT 1 profundidade 4,3m

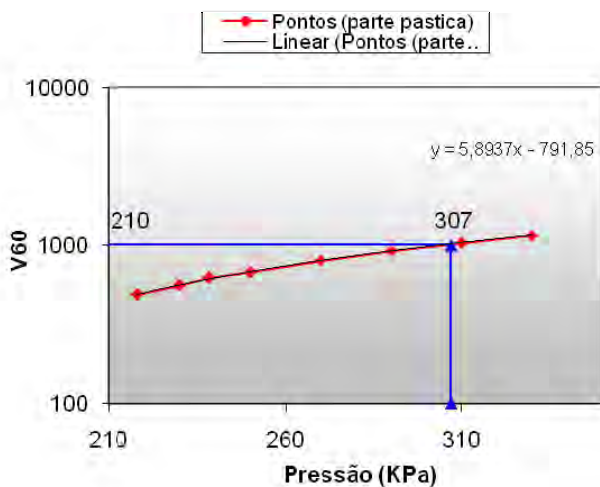


Figura 8. Curva interporlação zona plástica PMT 1 profundidade 4,3m

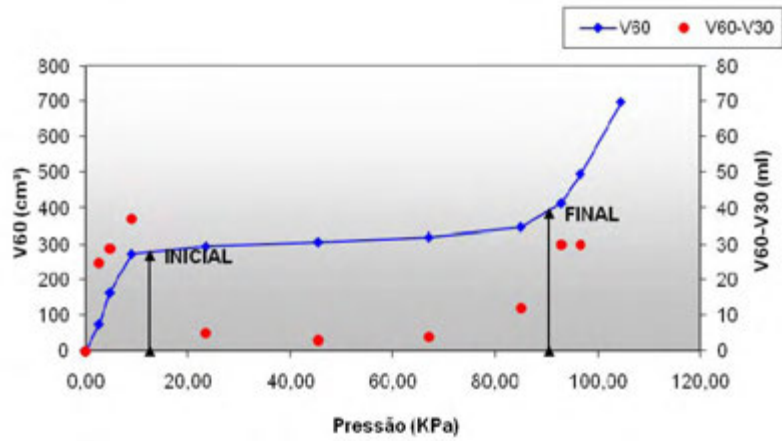


Figura 9. Gráfico Pressão X Volume PMT 2 profundidade 1,3m

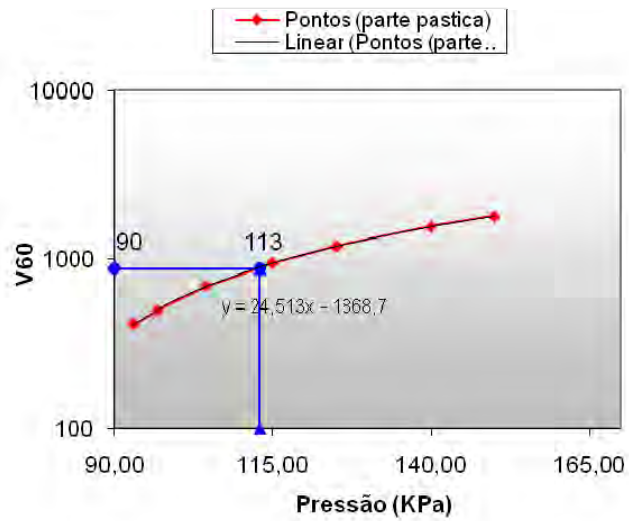


Figura 10. Curva interporlação zona plástica PMT 2 profundidade 1,3m

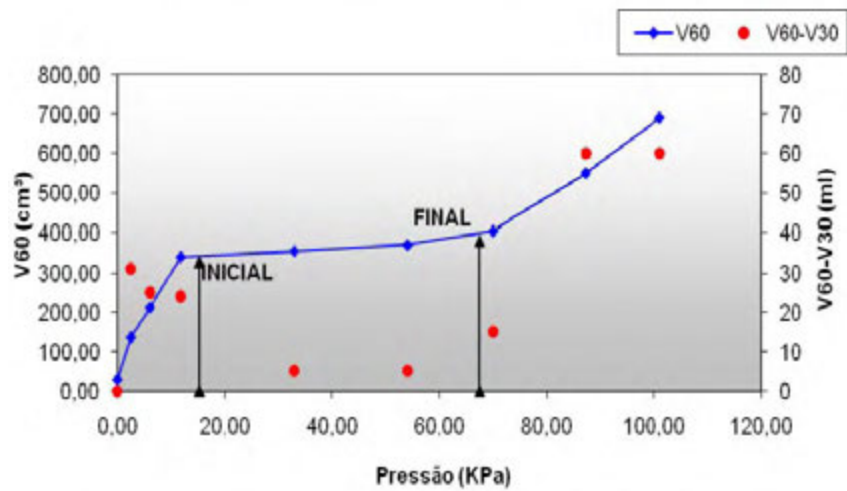


Figura 11. Gráfico Pressão X Volume PMT 2 profundidade 2,3m

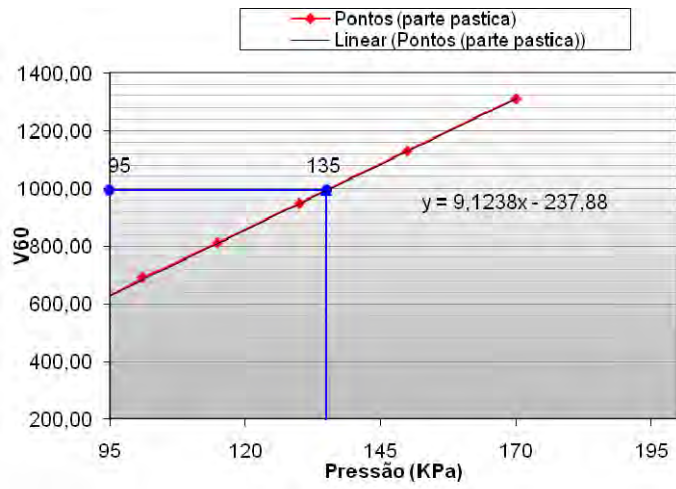


Figura 12. Curva interporlação zona plástica PMT 2 profundidade 2,3m

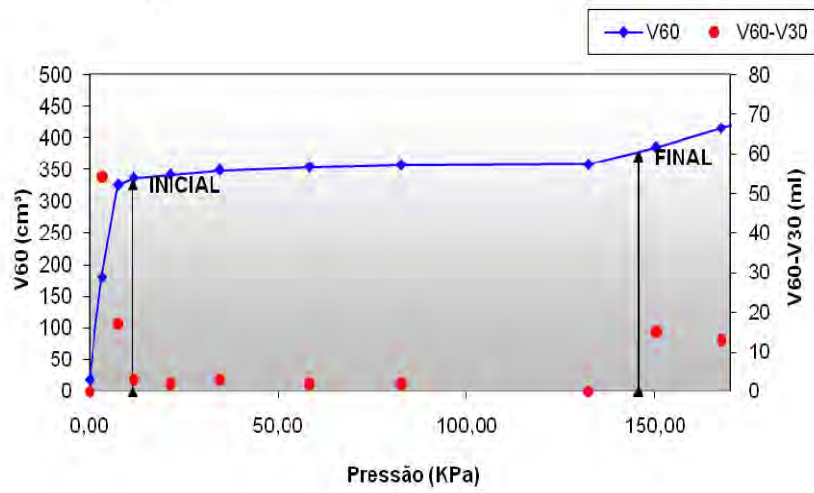


Figura 13- Gráfico Pressão X Volume PMT 2 profundidade 3,3m

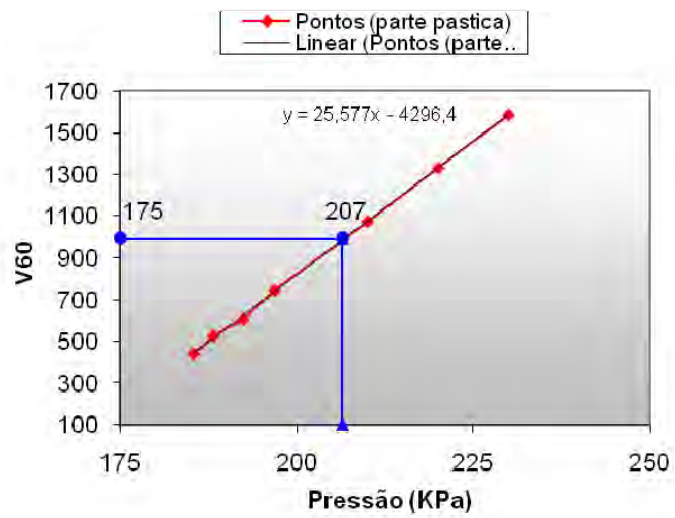


Figura 14. Curva interporlação zona plástica PMT 2 profundidade 3,3m

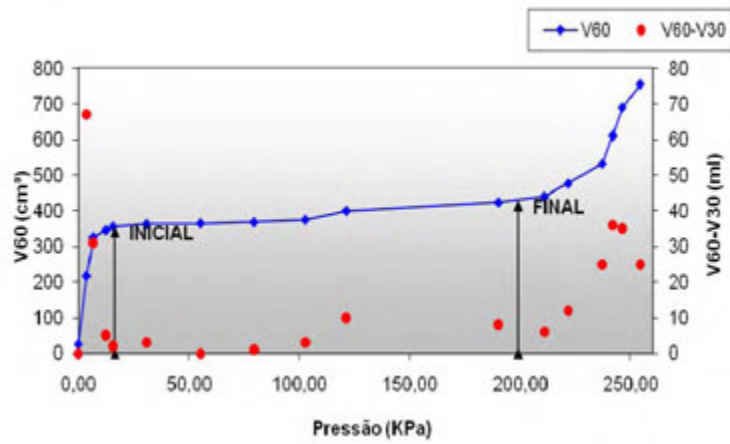


Figura 15. Gráfico Pressão X Volume PMT 2 profundidade 4,3m

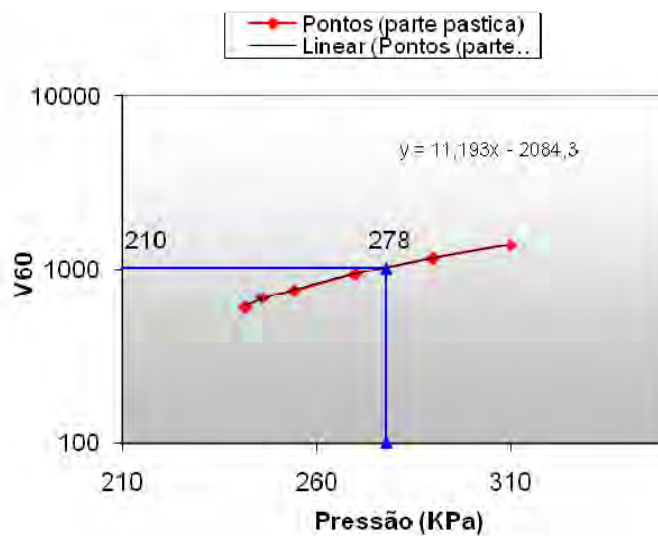


Figura 16. Curva interporlação zona plástica PMT 2 profundidade 4,3m