

DIDÁCIO AZEVEDO SOARES JÚNIOR

**ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUES EM
UM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE ATRAVÉS DE ENSAIOS DE
CAMPO E LABORATÓRIO**

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

**VIÇOSA
MINAS GERAIS - BRASIL
2003**

DIDÁCIO AZEVEDO SOARES JÚNIOR

**ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUES EM UM SOLO
RESIDUAL DE GNAISSE ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CAMPO E
LABORATÓRIO**

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

APROVADA: 06 de junho de 2003.

Prof^ª. Izabel Christina Duarte de
Azevedo
(Conselheira)

Prof. Roberto Francisco de Azevedo
(Conselheiro)

Prof. Cláudio Henrique de Carvalho
Silva

Prof^ª. Judy Norka Rodo de Mantilla

Prof. Enivaldo Minette
(Orientador)

Ao meu saudoso pai, Didácio Soares e a minha mãe Zélia Thomaz, pelo amor e por sempre estarem presentes, mesmo que à distância impeça a nossa convivência.

Aos meus irmãos, que me apóiam e torcem pelo meu sucesso.

À Ocléia.

AGRADECIMENTO

À Universidade Federal de Viçosa (UFV), pela oportunidade de realização do curso.

Ao Departamento de Engenharia Civil do Centro de Ciências Exatas da UFV, pelo apoio.

À Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão de parte da bolsa de estudo.

Ao professor Enivaldo Minette, pela orientação, apoio e por ser um grande amigo.

Aos professores conselheiros Izabel Christina D’Almeida Duarte de Azevedo e Roberto Francisco de Azevedo, pelo apoio e valiosas sugestões para a melhoria do trabalho.

Aos colegas de mestrado.

Ao professores Paulo Sérgio, Professora Maria Lúcia Calijuri e o Professor Cláudio Henrique.

Aos funcionários do LEC Paulo Afonso, Júlio, José Mário e Paulo Capelão, pela valiosa ajuda na condução do experimento.

À N.S.G. Construtora e Incorporadora pela parceria com a educação superior dando total apoio na realização desta pesquisa em especial Eng. Antônio

Sobreira, Maria Aparecida Sobreira, José Geraldo Sobreira e a todos os seus funcionários.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia Civil.

À todos aqueles que torcem para que o conhecimento adquirido se torne sucesso.

E a todos que aqui não estão relacionados, mas contribuíram de alguma forma para a realização deste trabalho.

BIOGRAFIA

DIDÁCIO AZEVEDO SOARES JÚNIOR, filho de Didácio Azevedo Soares in memorian e Zélia Thomaz Soares, nasceu em Porto Nacional - TO, em 15 de maio de 1969.

Em março de 1988, iniciou na Universidade de Uberaba o curso de graduação em Engenharia Civil, concluído em setembro de 1992.

Em março de 2001, ingressou no curso de Mestrado em Engenharia Civil, área de Concentração em Geotecnia, na Universidade Federal de Viçosa.

CONTEÚDO

LISTA DE TABELAS	ix
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE SÍMBOLOS	xiv
RESUMO	xviii
ABSTRACT	xix
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivos	2
1.2. Organização da Tese	2
2. REVISÃO DE LITERATURA	4
2.1. Capacidade de carga de fundações rasas	4
2.1.1. Tipos de Ruptura	4
2.1.2. Determinação da capacidade de carga dos solos	6
2.2. Previsão de recalques de fundações rasas	10
2.3. Sondagens de Simple Reconhecimento – SPT	19
2.3.1. Fatores determinantes na medida do índice N do ensaio de penetração - SPT	20
2.3.2. Relação entre o N_{SPT} e E	21
2.3.3. Capacidade de carga e tensão admissível em função de N_{SPT}	23
2.3.4. Estimativa de recalque	23

2.3.5.	Relação entre SPT e o CPT	27
2.4.	Sondagens Dilatométricas	28
2.4.1.	Procedimento de redução dos dados	28
2.4.2.	Parâmetros intermediários	29
2.4.2.1.	Índice do material, I_D	29
2.4.2.2.	Índice de tensão horizontal, K_D	31
2.4.3.	Módulo dilatométrico, E_D	32
2.4.4.	Índice de poro-pressão, U_D	32
2.4.5.	Correlações do DMT com propriedades de engenharia dos solos	33
2.4.6.	Módulos de deformação	36
2.4.7.	Módulo de Young, E	36
2.4.8.	Aplicações do DMT	38
2.4.8.1.	Cálculo de recalque de fundações rasas	38
2.4.8.1.1.	Recalques em areias	38
2.4.8.1.2.	Recalques em argilas.....	39
2.4.9.	Comparações citadas entre recalques calculados pelo DMT e recalques observados.....	40
2.4.10.	Correlação entre alguns parâmetros do DMT e SPT.....	41
2.5.	Sondagens Pressiométricas.....	42
2.5.1.	Capacidade de carga de fundações.....	45
2.5.2.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos.....	49
2.5.2.1.	Conceito de pressão limite(p_l)	49
2.5.2.2.	Pressão de fluência ou de Creep (p_f)	51
2.5.2.3.	Curva de Creep ou de fluência	51
2.5.3.	Estimativa de recalques de fundações rasas	52
2.6.	Ensaio de Prova de Carga direta sobre o terreno	54
3.	MATERIAIS E MÉTODOS	63
3.1.	Área de estudo	63
3.2.	Prova de carga.....	69
4.	RESULTADOS.....	73

4.1.	Resultados dos ensaios de laboratório	73
4.1.1.	Ensaio de caracterização	73
4.1.2.	Classificação dos Solos	74
4.1.3.	Ensaio Oedométrico	75
4.1.4.	Ensaio triaxial axissimétrico	77
4.2.	Resultados da Prova de Carga	79
4.2.1.	Instrumentação	79
4.2.2.	Calibração do conjunto macaco hidráulico-bomba	80
4.2.3.	Gráfico do ensaio da prova de carga	80
4.3.	Resultados das sondagens à percussão (SPT).....	82
4.4.	Resultados dos ensaios pressiométricos	85
4.5.	Resultados dos ensaios dilatométricos de Marchetti (DMT) .	91
4.5.1.	Gráfico do parâmetro de deformabilidade do DMT x profundidade	97
4.6.	Estimativas de capacidade de carga.....	97
4.6.1.	Estimativa de capacidade de carga através do Ensaio Prova de Carga	97
4.6.2.	Estimativa de capacidade de carga através da teoria de Terzaghi (1943)	98
4.6.3.	Estimativa de capacidade de carga através da resistência à penetração em sondagem.	99
4.6.4.	Estimativa da capacidade de carga através do Ensaio Pressiométrico	99
4.6.4.1.	Estimativa de capacidade de carga através do Ensaio PMT 1B	99
4.6.4.2.	Estimativa de capacidade de carga através do Ensaio PMT 3C	100
4.6.5.	Gráfico de tensão de ruptura dos cálculos realizados	102
4.7.	Estimativa dos recalques.....	102
4.7.1.	Estimativa de recalque através do Ensaio Pressiométrico	102

4.7.2. Estimativa de recalque através do método de Schmertmann (1970), citado por SCHMERTMANN et al. (1978)	105
4.7.3. Estimativa de recalques através da Teoria da Elasticidade	107
5. RESUMO E CONCLUSÕES	110
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	112
ANEXO A	122
ANEXO B	125
ANEXO C	127
ANEXO D	130

LISTA DE TABELAS

Tabela 01. Fatores de capacidade de carga, TERZAGHI(1943).	7
Tabela 02 – Fatores de forma, TERZAGHI (1943)	7
Tabela 03 – Fatores de forma, DE BEER (1967).....	8
Tabela 04 – Fatores de influência, I_p , para cálculo de recalques.	12
Tabela 05 – Correlações de E com N_{SPT} e CPT	17
Tabela 06 – Correlação do módulo de elasticidade com N_{72}	22
Tabela 07 – Valores de K, TEIXEIRA (1993), citado por TEIXEIRA e GODOY (1996)	27
Tabela 08 – Coeficiente de valores de K, AOKI e VELLOSO (1975)..	27
Tabela 09 - Classificação do solo baseada no índice do material, I_D	30
Tabela 10 – Correlações com propriedades de engenharia do solo, SCHMERTMANN (1988).	35
Tabela 11 – Fatores F, BRIAUD e MIRAN (1992).....	37
Tabela 12- Valores típicos do coeficiente de Poisson, HACHICH et al.(1998)	45
Tabela 13 - Valores de K_p , CLARKE (1995).....	47
Tabela 14- Determinação do fator Reológico (α)- adaptado de CLARKE (1995)	53
Tabela 15- Fatores de forma- Fonte: BAGUELIN et al.(1978).....	53
Tabela 16 – Caracterização – Índices Físicos dos Solos.....	74

Tabela 17 – Classificação AASHTO	74
Tabela 18 – Classificação U.S.C.....	75
Tabela 19 – Parâmetros do ensaio oedométrico.....	76
Tabela 20 – Valores dos E_{oad} (kPa)	77
Tabela 21 – Valores dos parâmetros do ensaio triaxial.....	78
Tabela 22 – Ensaio PMT 01	86
Tabela 23 – Ensaio PMT 01B	86
Tabela 24 – Ensaio PMT 2A	87
Tabela 25 – Ensaio PMT 02B	87
Tabela 26 – Ensaio PMT 03	87
Tabela 27 – Ensaio PMT 03C	88
Tabela 28 – Resultado DMT 01 – Área 01	92
Tabela 29 Resultado DMT 02 – Área 02	93
Tabela 30 - Resultado DMT03 – Área 03	94
Tabela 31 - Resultado DMT1A – Área 01	95
Tabela 32 – Resultado DMT 2A – Área 02	96
Tabela 33 – Comparação de recalques.....	104

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 - Tipos de ruptura	5
Figura 02 - Influência do nível da água: a) primeiro caso e b) segundo caso.....	9
Figura 03 - Ábaco para determinação do fator de correção α , FOX (1948)	13
Figura 04 - Ábaco para obtenção dos fatores μ_0 e μ_1 , Janbu (1956)	15
Figura 05 - Perfil de índice de deformação específica, Schmertmann et al. (1978)	19
Figura 06 - Relação entre N e o módulo de Young de solos residuais ..	22
Figura 07 - Relação entre a profundidade de influência z_1 e a menor dimensão da fundação, B.....	25
Figura 08 - Gráfico para descrição do solo e avaliação do peso específico (kN/m^3).....	31
Figura 09 . Correlação proposta de I_D x U_D para cada tipo de solo	33
Figura 10 – Definição do módulo tangente à compressão confinada, M	36
Figura 11 - Avaliação do módulo de Young, drenado, de areia, a partir do ensaio dilatométrico	37
Figura 12 - Recalques observados x recalques DMT	41
Figura 13 – Curva característica do ensaio pressiométrico	44

Figura 14 – Gráfico e curvas para obtenção de K_p	48
Figura 15 – Curva pressão x volumes cavidade/injetado.....	50
Figura 16 – Gráfico para determinação da pressão limite	51
Figura 17 – Curva de creep ou de fluência	52
Figura 18 - Tipos de montagem de ensaios de prova de carga: a) cargueira; b) tirantes; c) estacas vizinhas.....	58
Figura 19 – Localização da obra para realização da pesquisa	64
Figura 20 – Planta baixa do ensaio de prova de carga com PMT, SPT e DMT	65
Figura 21 – Detalhamento da área de realização dos ensaios PMT, SPT e DMT (CUSTÓDIO-2003).....	66
Figura 23 - Execução da prova de carga sobre a sapata	72
Figura 24 – Curva e x $\log \sigma_v$ – Amostra 01	76
Figura 25 – Curva e x $\log \sigma_v$ – Amostra 02	76
Figura 26 - Instrumentação do ensaio de prova de carga.....	79
Figura 27 – Curva de calibração do macaco hidráulico.....	80
Figura 28 – Curva Carga x Recalque da Prova de Carga	82
Figura 29 - Resultado do ensaio de sondagem de simples reconhecimento realizado no furo 01.....	83
Figura 30 - Resultado do ensaio de sondagem de simples reconhecimento realizado no furo 02.....	84
Figura 31 - Resultado do ensaio de sondagem de simples reconhecimento realizado no furo 03.....	85
Figura 32 – Gráfico E_M x Prof	88
Figura 33 – Gráfico E_M x Prof	89
Figura 34 – Gráfico E_M x Prof.	89
Figura 35 – Gráfico P_1 x Prof.	90
Figura 36 – Gráfico P_1 x Prof.	90
Figura 37 – Gráfico P_1 x Prof.	91
Figura 38 – Parâmetro de deformabilidade x profundidade	97
Figura 39 – Gráfico da tensão de ruptura.....	102

Figura 40 – Comparação de recalque da Prova de Carga x PMT	104
Figura 41 – Log tensão x Log mód. de elasticidade	107
Figura 42 – Curva Tensão x Recalque	109
Figura A1. Curvas (σ_1 - σ_3) x ϵ , amostra 01- CID	122
Figura A2. Curvas das trajetórias de tensão total, amostra 01 – CID..	123
Figura A3. Curvas (σ_1 - σ_3) x ϵ , amostra – 02 – CID	123
Figura A4. Curvas das trajetórias de tensão total, amostra 02 – CID..	124
Figura B1 – Curva de calibração 01.....	125
Figura B2 – Curva de calibração 02.....	126
Figura B3 – Curva de calibração 03.....	126
Figura C1 – Ensaio PMT 01	127
Figura C2 – Ensaio PMT 01B.....	128
Figura C3 – Ensaio PMT 02A	128
Figura C4 – Ensaio PMT 02B.....	129
Figura C5 – Ensaio PMT 03	129
Figura C6	130
Figura D1 – Gráfico de granulometria conjunta – Amostra 01	131
Figura D2 – Gráfico de granulometria conjunta – Amostra 02	132
Figura D3 - Gráfico de granulometria conjunta – Amostra 03.....	133
Figura D4 – Gráfico de granulometria conjunta – Amostra 04	134
Figura D5 – Gráfico de granulometria conjunta – Amostra 05	135

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras do alfabeto português - maiúsculas

B – Menor dimensão da fundação;

C_1 = Fator de correção para o embutimento;

C_2 = Fator de correção para o tempo;

C_c - Índice de compressão;

C_r - Índice de descompressão;

DMT - Ensaio dilatométrico;

E = Módulo de Young do meio elástico;

E' = Módulo de Young drenado ou em termos de tensão efetiva;

E_{25} - Módulo de Young secante a 25% de mobilização da resistência;

E_D - Módulo dilatométrico;

E_d - Tensão desvio;

E_i = Módulo de elasticidade médio do substrato i;

E_m - Módulo de MÉNARD;

E_s = Módulo de Young do solo na profundidade z;

E_u = Módulo de Young não-drenado;

E_v - Tensão isotrópica;

I_D - Índice do material;

I_p = Fator de influência para o recalque;

I_z = Fator de influência na deformação, função do coeficiente de Poisson e de z ;

K_D - Índice de tensão horizontal;

K_p - Fator de capacidade de carga;

L = Maior dimensão da fundação;

M - Tangente à compressão confinada;

M_{ds} = Módulo secante drenado à compressão confinada;

N = N_{SPT} médio (N_{72}) – Amostrador Raymond – Terzaghi;

N_{SPT} - Índice de resistência à penetração;

$N_1 = N_{SPT}$ corrigido;

N_{60} = N_{SPT} para uma eficiência-padrão de 60%;

N_{72} = N_{SPT} para uma eficiência-padrão de 72%;

N_c, N_γ, N_q – Fatores de capacidade de carga;

N_c^*, N_γ^*, N_q^* - Fatores de capacidade de carga para os valores de ϕ^*

predefinidos;

OCR – Tensão de sobreadensamento;

P_a = Pressão atmosférica;

PMT – Ensaio pressiométrico;

R_3 = Índice de recalque adicional que ocorre nos primeiros três anos;

R_t = Índice de recalque adicional que ocorre para cada ciclo logarítmico de tempo após três anos;

S_c, S_γ, S_q – Fatores de correção para a forma geométrica da fundação;

SPT – Sondagem de simples reconhecimento à percussão;

U_D - Índice de poro-pressão;

V_0 = Volume da célula de medida no início da parte retilínea da curva pressiométrica;

V_s = Volume inicial da célula pressiométrica de medida;

$W_{adm.}$ = Recalque admissível.

Letras do alfabeto português - minúsculas

c – Coesão do solo abaixo da fundação;
 f_1 = Fator de espessura compressível (H);
 f_s = Fator de forma;
 n = Número de subcamadas;
 p_0 = Leitura de pressão A corrigida;
 p_1 = Leitura de pressão B corrigida;
 p_2 = Leitura de pressão C corrigida;
 p_f - Pressão de fluência ou de Creep;
 $p_1^* = (p_1 - \sigma_{h0})$ - Pressão limite líquida;
 q = Intensidade da pressão de contato aplicada;
 q = Pressão aplicada;
 \bar{q} - Tensão efetiva do solo na cota de apoio da fundação;
 $q_{adm.}$ = Capacidade de carga admissível;
 q_c - Resultados da resistência de ponta do ensaio de cone;
 q_p = Tensão de ruptura;
 q_u - Capacidade de carga;
 s = Recalque;
 s_i = Recalque imediato;
 t = Tempo (em anos) desde a aplicação de Δq na sapata;
 u_0 = Poro-pressão da água;
 w = Recalque, em milímetros;
 z_{gwt} = Profundidade abaixo do nível d'água;
 z_i = Espessura da camada i .

Letras do alfabeto grego

α = Fator de correção ou fator Reológico;
 ΔL_i = Espessura do substrato i ;
 $\Delta \sigma_{vt}$ = Pressão aplicada na superfície;
 Δq = Acréscimo de pressão vertical, à profundidade z (base da sapata);

Δq_i = Acréscimo de carga médio no substrato i ;
 ΔZ_i = Variação da profundidade na camada considerada;
 ϕ' - Ângulo de atrito interno;
 γ - Peso específico do solo abaixo da fundação;
 γ' - Peso específico submerso;
 γ_w = Peso específico da água;
 $\gamma_{nat.}$ - Peso específico para o solo acima do nível da água do solo;
 σ_a = Tensão admissível;
 σ'_{oct} = Tensão normal octaédrica;
 $\sigma'_{v,a}$ = Tensão vertical de pré-adensamento;
 σ_r - Tensão de ruptura do solo abaixo da fundação;
 σ_{v0} = Tensão geostática efetiva;
 σ_{vt} = Tensão vertical total do solo;
 $\sigma'_{v,f}$ = Tensão vertical final (acréscimo de tensão);
 μ - Coeficiente de Poisson;
 γ_i = Peso específico do solo da camada i ;
 ρ_i = Recalque imediato da fundação apoiada na superfície do terreno;
 ρ_i' = Recalque imediato da fundação com embutimento h .

RESUMO

SOARES, Didácio Azevedo Júnior, M. S., Universidade Federal de Viçosa, junho de 2003. **Estudo da Capacidade de Carga e Recalques em um Solo Residual de Gnaisse através de Ensaios de Campo e Laboratório.** Orientador: Enivaldo Minette. Conselheiros: Izabel Christina D' Almeida Duarte de Azevedo e Roberto Francisco de Azevedo.

Este trabalho objetivou comprovar as metodologias de previsão do comportamento de uma fundação rasa rígida, utilizando-se alguns dos principais métodos propostos para estimativa de capacidade de carga e recalques de fundações rasas. Para o desenvolvimento deste, executaram-se os ensaios de campo: prova de carga em sapata quadrada, ensaio pressiométrico de Ménard (PMT), ensaio dilatométrico de Marchetti (DMT), ensaio de resistência à penetração (SPT) em um solo residual de gnaisse. Além da execução dos ensaios citados foram retiradas amostras deformadas e indeformadas para serem ensaiadas em laboratório. O estudo mostrou que os métodos de campo são muito úteis para subsolos bastante heterogêneos como os formados por solos residuais.

ABSTRACT

SOARES, Didácio Azevedo Júnior, M. S., Universidade Federal de Viçosa, June of 2003. **Study of the Capacity of Load and Settlements of a Residual Soil of Gnaiss through of Field and Laboratoy Tests.** Adviser: Enivaldo Minette. Committee members: Izabel Christina D' Almeida Duarte de Azevedo and Roberto Francisco de Azevedo.

This research has the objective of proving methodologies that forecasts the behavior of a rigid superficial foundation, using some of the most common methods of estimating load capacity and settlement of shallow foundations. For so, field tests were developed: load test in a square footing, pressuremeter test of Ménard (PMT), dilatometer test of Marchetti (DMT), standard penetration test in a residual soil of gneissic. Deformed and undeformed samples were extracted and laboratory testes where developed. The study showed that field methods are very useful for heterogeneous lower soil layers such as in the case of residual soils.

1. INTRODUÇÃO

Em engenharia de fundações, a estimativa da capacidade de carga e dos recalques de um solo submetido aos esforços transmitidos por estruturas de fundações rasas, podem ser feitas através de métodos teóricos, empíricos, semi-empíricos e prova de carga estática.

Nos métodos teóricos, uma vez conhecidas as características de compressibilidade e resistência ao cisalhamento do solo e outros parâmetros eventualmente necessários, a capacidade de carga pode ser determinada, levando em conta eventuais inclinações e excentricidades da carga.

Ensaio de prova de carga com placas, podem ser realizados de acordo com a NBR 6489/84. Os resultados devem ser interpretados de modo a levar em conta as diferenças de comportamento e tamanho da placa e da fundação real, bem como as características das camadas de solo influenciadas no ensaio de placa e na fundação real.

Nos métodos semi-empíricos, as propriedades do solo bem como a previsão de capacidade de carga e recalque são feitas através de correlações entre parâmetros obtidos através de ensaios de campo.

Nos métodos empíricos, a tensão de ruptura e o recalque são avaliados com base nas características do solo, classificação, compacidade ou consistência, obtidas através de ensaios de campo ou laboratório e na experiência e tradição locais. A NBR 6122/96, a título de referência, propõe alguns valores de tensão admissível para diversos tipos de solo. Os recalques correspondentes a tais tensões admissíveis

são usualmente aceitáveis em estruturas convencionais tais como sapata, sapata corrida, blocos e radiers.

A vantagem desta pesquisa são as informações entre os diversos estudos feitos no terreno, visando obter dados que confirmem as teorias dadas.

1.1. Objetivos

Este trabalho objetivou o estudo dos métodos de cálculo de capacidade de carga e a estimativa de recalques de fundações rasas, utilizando-se de resultados de diversos ensaios de campo, como ensaio pressiométrico de Ménard, ensaio dilatométrico de Marchetti, ensaio de penetração à percussão, e resultados de ensaios de laboratório. Para isso foi realizado um ensaio de prova de carga numa sapata rígida executada para construção de um prédio na cidade de Viçosa – M.G.

Os resultados dos diversos ensaios de campo foram comparados entre si e com os ensaios de laboratório, com a finalidade de verificar a validade das correlações disponíveis entre estes.

Buscou-se, ainda, fazer uma análise crítica comparativa, utilizando os resultados obtidos dos ensaios de campo, com os métodos empíricos consagrados na literatura técnica disponível na prática da engenharia de fundações.

1.2. Organização da Tese

Os temas abordados neste trabalho estão contidos em capítulos com os seguintes títulos:

Capítulo 01 – Introdução: objetivos, organização da tese.

Capítulo 02 – Revisão de literatura: desenvolvimento sobre os principais métodos de estimativa de capacidade de carga e de recalque, utilizando-se os ensaios de campo e de laboratório.

Capítulo 03 – Materiais e métodos: Área de estudo, ensaios de laboratório, ensaios de campo: dilatométrico de Marchetti, pressiométrico de Ménard, prova de carga e resistência à penetração em sondagens – SPT.

Capítulo 04 – Resultados dos ensaios realizados: ensaios de laboratório, prova de carga, sondagens à percussão, ensaios pressiométricos, estimativas de capacidade de carga e recalque através dos ensaios realizados.

Capítulo 05 – Resumo e conclusões.

Capítulo 06 – Referências bibliográficas.

Apresentam-se, os anexos A, B, C e D.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1. Capacidade de carga de fundações rasas

As fundações são consideradas rasas quando a relação D/B for menor que 2, em que, D é a cota de apoio do elemento de fundação, medida em relação à superfície do terreno, e B é a menor dimensão deste elemento.

São classificadas como rasas os seguintes tipos: bloco, sapata isolada, sapata corrida, grelha, sapata associada, viga de fundação e radier.

A superestrutura, através das lajes, pilares, paredes, etc., aplica carga a infra-estrutura e, desta, as cargas são transferidas para o solo de fundação.

Os vários tipos de fundação rasa podem ter várias formas e são projetadas obedecendo a três requisitos principais:

Ausência de recalques excessivos;

- i. Não ocorrência de ruptura do solo de fundação;
- ii. Não ocorrência de ruptura do elemento de fundação.

2.1.1. Tipos de Ruptura

Em BUENO et al. (1985), através de observações do comportamento de fundações em serviço e de modelos de laboratório sujeitos a um carregamento vertical, sabe-se que a ruptura do solo de fundação ocorre por cisalhamento.

Os principais tipos de ruptura são descritos a seguir.

“A ruptura geral é caracterizada pela existência bem definida de uma superfície de ruptura que vai desde uma cunha triangular, situada abaixo da fundação, até a superfície do terreno como mostra a Figura 1 (a). Este tipo de ruptura é repentino e catastrófico. Em geral, há o tombamento da estrutura. O solo superficial em torno da fundação empola e o colapso ocorre em um dos lados.

Na ruptura por punção, a punção é o fenômeno de ruptura no qual um elemento de fundação vaza a camada subjacente. Nela, não há uma superfície de ruptura bem caracterizada, não sendo, por isto, facilmente observável como mostra a Figura 1(c). À medida que a carga cresce, há o cisalhamento do solo no contorno do elemento e o movimento vertical de afundamento da estrutura. Não ocorre perda de verticalidade nem tampouco empolamento do solo superficial. Com novos acréscimos de carga, surgem novos recalques que seguramente, comandam a capacidade de carga do solos.

Ruptura local é a condição intermediária entre os dois tipos já citados. Somente numa região imediatamente abaixo da fundação há evidência de ruptura. Não há tombamento da estrutura como mostra a figura 1(b).”

A Figura 1 detalha os tipos de ruptura descritos acima, em que, w é o recalque e Q é a carga aplicada.

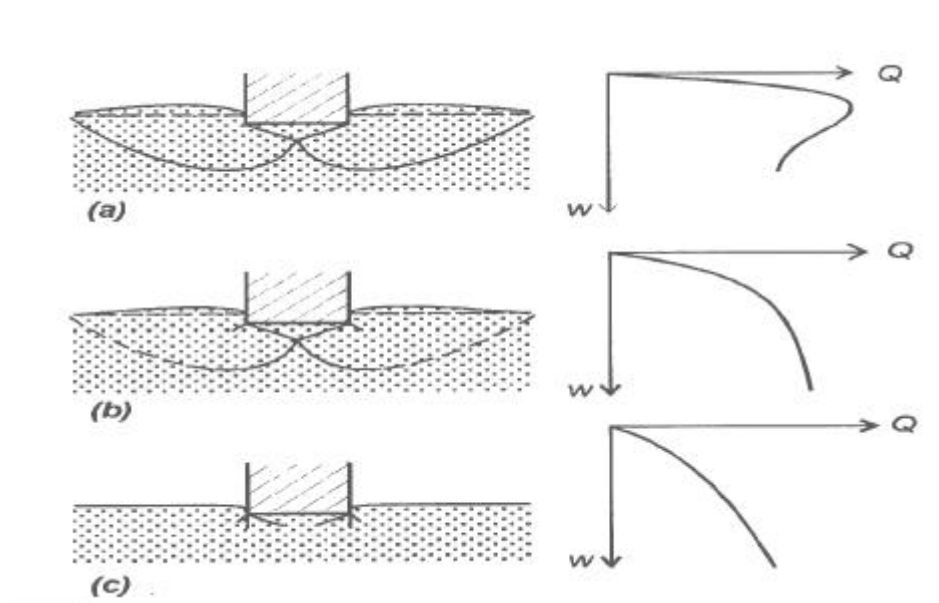


Figura 01 - Tipos de ruptura

2.1.2. Determinação da capacidade de carga dos solos

O cálculo da capacidade de carga dos solos, segundo a NBR 6122/96, pode ser feito por meio de:

- i. por métodos teóricos;
- ii. por meio de prova de carga sobre placa;
- iii. por métodos semi-empíricos;
- iv. por métodos empírico.

Na determinação da capacidade de carga através de métodos desenvolvidos na Mecânica dos Solos, várias teorias foram difundidas por diversos autores. Neste trabalho será dada ênfase à teoria desenvolvida por TERZAGHI (1943).

O desenvolvimento original de TERZAGHI (1943) considerou uma fundação de comprimento muito maior que a largura. Posteriormente, estabeleceram-se fatores de forma que possibilitam o uso da teoria para fundações com outras formas.

A equação geral da teoria de TERZAGHI é:

$$\sigma_r = cN_cS_c + \frac{1}{2}\gamma N_\gamma S_\gamma B + \bar{q}N_qS_q \quad (1)$$

em que,

σ_r – Tensão de ruptura do solo abaixo da fundação

N_c, N_γ, N_q – Fatores de capacidade de carga (Tabela 1)

S_c, S_γ, S_q – Fatores de correção para a forma geométrica da fundação;

γ - Peso específico do solo abaixo da fundação;

\bar{q} - Tensão efetiva do solo na cota de apoio da fundação;

c – Coesão do solo abaixo da fundação;

B – Menor dimensão da fundação.

Tabela 01. Fatores de capacidade de carga, TERZAGHI(1943).

ϕ	N_c	N_γ	N_q	N_c^*	N_γ^*	N_q^*
0	5,7	0,0	1,0	5,7	0,0	1,0
5	7,3	0,5	1,6	6,7	0,2	1,4
10	9,6	1,2	2,7	8,0	0,5	1,9
15	12,9	2,5	4,4	9,7	0,9	2,7
20	17,7	5,0	7,4	11,8	1,7	3,9
25	25,1	9,7	12,7	14,8	3,2	5,6
30	37,2	19,7	22,5	19	5,7	8,3
34	52,6	35	36,5	23,7	9	11,7
35	57,8	42,4	41,4	25,2	10,1	12,6
40	95,7	100,4	81,3	34,9	18,8	20,5
45	172,3	297,5	173,3	51,2	37,7	35,1
48	258,3	780,1	287,9	66,8	60,4	50,5
50	347,5	1153,2	415,1	81,3	87,1	65,6

Os valores N_c^* , N_γ^* e N_q^* levam em conta a redução do ângulo de atrito ϕ no caso de rupturas locais ou por puncionamento.

TERZAGHI propôs os seguintes fatores de forma:

Tabela 02 – Fatores de forma, TERZAGHI (1943)

Tipo de sapata	S_c	S_γ	S_q
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	0,8	1,0
Circular	1,3	0,6	1,0

DE BEER (1967) citado por BUENO et al. (1985) propôs novos fatores de forma que dependem do ângulo de atrito do solo e de outras características.

Tabela 03 – Fatores de forma, DE BEER (1967)

Tipo de Sapata	S_c	S_γ	S_q
Corrida	1,0	1,0	1,0
Retangular	$1 + \frac{B}{L} * \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B}{L} tg\phi$	$1 - 0,4 \frac{B}{L}$
Circular ou quadrada	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + tg\phi$	0,6

B e L são as dimensões da fundação. B é o menor lado da fundação.

Alternativamente os fatores de capacidade de carga N_c , N_γ , N_q podem ser calculado pelas seguintes expressões:

$$N_q = \frac{e^{2(0,75\pi - \phi/2)tg\phi}}{2 \cos^2(0,25\pi + \phi/2)} ; \quad (2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot g\phi ; \quad (3)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) tg(1,4\phi) \quad (4)$$

Para solos que apresentem ruptura do tipo local ou por puncionamento, TERZAGHI (1943) sugere uma redução nos valores de c e ϕ de modo a levar em conta a diminuição da capacidade de carga causada pelas deformações ocorridas durante o cisalhamento do solo. A nova expressão para a capacidade de carga pode ser da seguinte maneira:

$$\sigma_r = c^* S_c N_c^* + \frac{1}{2} \gamma B S_\gamma N_\gamma^* + \bar{q} S_q N_q^* \quad (5)$$

onde: $c^* = (2/3) c^*$ e $tg(\phi^*) = (2/3) tg(\phi)$

N_c^*, N_γ^*, N_q^* são os fatores de capacidade de carga para os valores de ϕ^* apresentados na Tabela 1.

Notar que pode-se usar N_q , N_c e N_γ para ϕ^* ou N_c^*, N_γ^*, N_q^* para ϕ .

Na teoria de TERZAGHI, o valor de \bar{q} é dado em termos de tensão efetiva.

A presença do nível de água acima da cota de apoio reduz o valor \bar{q} da parcela correspondente à pressão neutra. Na Figura 2 estão ilustradas duas situações para o nível de água.

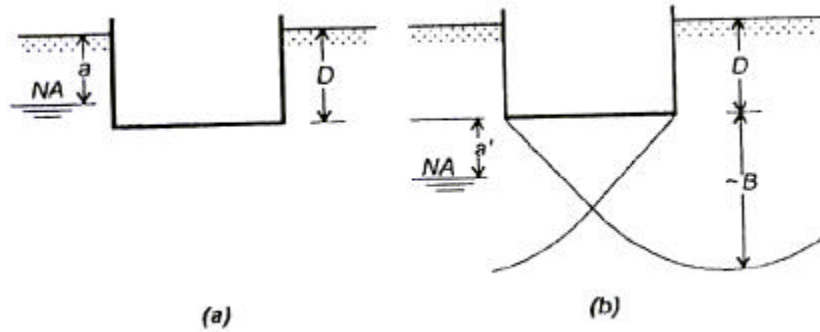


Figura 02 - Influência do nível da água: a) primeiro caso e b) segundo caso

- O nível de água está entre o nível do terreno e a base da fundação.
- O nível de água está entre a base da fundação e o limite da superfície de ruptura.

Para o primeiro caso, deve-se proceder do seguinte modo:

$$q = \gamma_{nat} \cdot a + \gamma' (D - a) \quad (6)$$

em que

γ' - peso específico submerso;

γ_{nat} - peso específico para o solo acima do nível da água do solo.

Para o segundo caso, deve-se proceder:

- Ao termo em q , calculado com γ_{nat} .
- Ao termo em γ , calculado com,

$$\gamma = \gamma' + \frac{a'}{B} (\gamma_{nat} - \gamma') \quad (7)$$

Esta Equação (7) baseia-se na hipótese de que a profundidade da superfície de ruptura é igual à dimensão B da sapata.

Considerando que quando o solo está submerso, o peso específico reduz-se drasticamente, o cálculo da capacidade de carga deve ser feito para a posição mais elevada do lençol d'água.

2.2. Previsão de recalques de fundações rasas

Os recalques de fundações rasas levam em conta três parcelas:

- i. recalque imediato, elástico ou não-drenado (s_i);
- ii. recalque de adensamento (s_c);
- iii. recalque de compressão secundária (s_s).

O recalque elástico ocorre logo após a aplicação da carga, como decorrência de distorções ocorridas no elemento de solo.

O recalque de adensamento resulta da compressão do esqueleto sólido, redução de vazios de um elemento saturado pela expulsão da água dos poros.

O recalque de compressão secundária ou “creep” provém de deformações visco-elásticas do esqueleto.

Como a transição entre os processos de consolidação primária (adensamento) e secundária é arbitrariamente definida de acordo com o tempo, comumente despreza-se a parcela devida ao recalque secundário por esta ser de efeito muito lenta, propiciando, portanto, pouca influência no recalque total das fundações superficiais. A expressão do recalque total final s_t pode ser assim escrita:

$$s_t = s_i + s_c + s_s \quad (8)$$

$$\text{supondo } s_s = 0 \therefore s_t = s_i + s_c$$

Para se obter o recalque elástico ou imediato, lança-se mão das expressões baseadas na Teoria da Elasticidade, considerando o solo um meio linear elástico. Mesmo sabendo das limitações desta suposição, pois o solo não é um material de comportamento perfeitamente linear elástico, a aplicação da Teoria da Elasticidade tem se mostrado eficiente para a resolução de problemas ligados a recalques imediatos em solos coesivos pré-adensados saturados. Entretanto, para o caso de areias, isto não ocorre, provavelmente porque os parâmetros elásticos [módulo de Young (E_s) e o coeficiente de Poisson (μ)] dependem diretamente do nível de

tensões e do confinamento experimentados pela massa de solo. A expressão dada pela Teoria da Elasticidade, supondo uma fundação de lado B, assentada na superfície de um meio semi-infinito, homogêneo, elástico e isotrópico, é:

$$s_i = q \cdot B \cdot \frac{1 - \mu^2}{E_s} \cdot I_p \quad (9)$$

em que,

s_i = recalque imediato;

q = intensidade da pressão de contato aplicada;

B = dimensão do menor lado da fundação (largura);

μ = coeficiente de Poisson do material (solo); (igual a 0,5 para solo saturado)

E_s = módulo de Young do solo;

I_p = fator de influência para o recalque.

Os valores de I_p estão apresentados na Tabela 4.

Se a fundação está assentada abaixo da superfície do terreno, o recalque encontrado pela equação anterior deve, segundo FOX (1948), ser corrigido de acordo com a equação:

$$\rho_i' = \rho_i \cdot \alpha \quad (10)$$

em que

ρ_i' = recalque imediato da fundação com embutimento h;

ρ_i = recalque imediato da fundação apoiada na superfície do terreno;

α = fator de correção proposto por FOX (para placas retangulares, flexíveis), Figura 03.

Tabela 04 – Fatores de influência, I_p , para cálculo de recalques.

Forma da Fundação	Fundações Flexíveis			Fundações Rígidas
	Centro	Canto	Médio	I_p
Circular	1,00	0,64	0,85	0,88
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,82
Retangular				
L/B = 0,2				
L/B = 0,5				
L/B = 1,5	1,36	0,68	1,15	1,06
L/B = 2	1,53	0,77	1,30	1,20
L/B = 5	2,10	1,05	1,83	1,70
L/B = 10	2,54	1,27	2,25	2,10
L/B = 100	4,01	2,00	3,69	3,40

O ábaco de FOX (1948), mostrado na Figura 3, foi estabelecido para placas retangulares flexíveis e coeficiente de Poisson do solo igual a 0.5, mas, segundo BARATA (1986), também pode ser usado para placas quadradas rígidas e, o coeficiente de Poisson diferente de 0.5, sem erro apreciável.

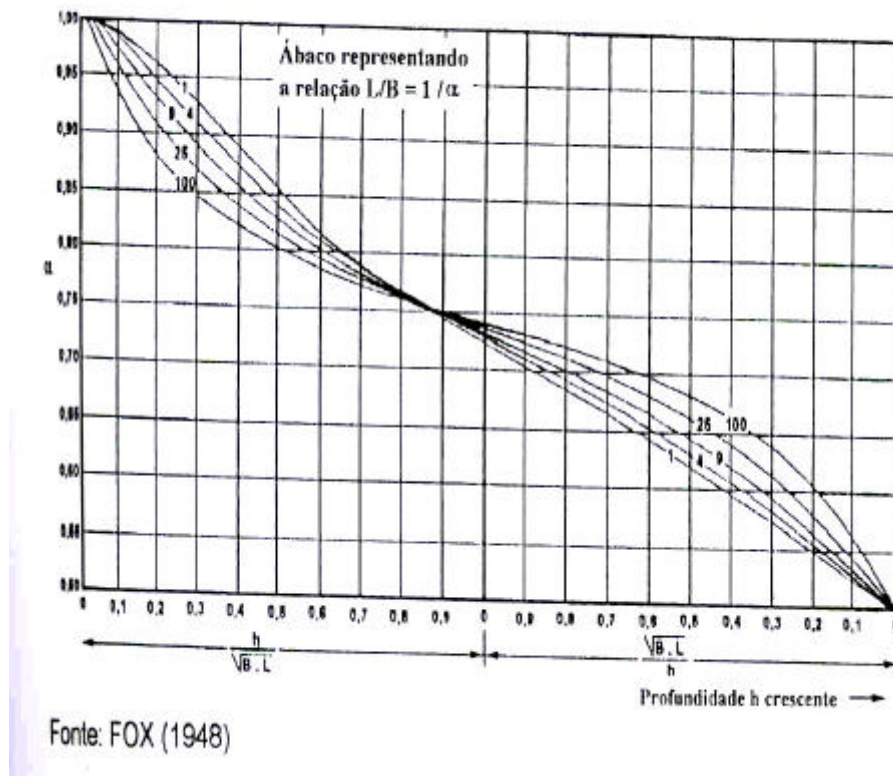


Figura 03 - Ábaco para determinação do fator de correção α , FOX (1948)

Ainda em BARATA (1986) pode ser encontrado, em forma de ábaco um coeficiente do efeito de profundidade λ , semelhante ao proposto por FOX (1948), função da profundidade h e do raio r da placa estudada, e $\mu = 0.3$. O coeficiente λ é chamado pelo autor de Coeficiente de MINDLIN, pois foi baseado na solução de MINDLIN, fundamentada na Teoria da Elasticidade.

JANBU (1956) citado por CINTRA e ALBIERO (1984), propôs um método alternativo de cálculo de recalque imediato, que leva em conta a espessura da camada, o que o método apresentado na equação (9) não considerava.

$$s = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \sigma \cdot B \cdot \left(\frac{1 - \mu^2}{E_s} \right) \quad (11)$$

em que μ_0 e μ_1 são fatores dependentes do embutimento da fundação, da espessura da camada e da forma da fundação, obtidos no ábaco da Figura 04, e σ é a tensão aplicada.

Em BUENO et al. (1985), quando o solo de fundação não é homogêneo e seus parâmetros variam com a profundidade, pode-se subdividi-lo em extratos homogêneos, determinando-se para cada um deles o acréscimo médio de tensão e o módulo de elasticidade médio. Assim, o recalque seria dado pela expressão 12:

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta q_i}{E_i} \Delta L_i \quad (12)$$

em que

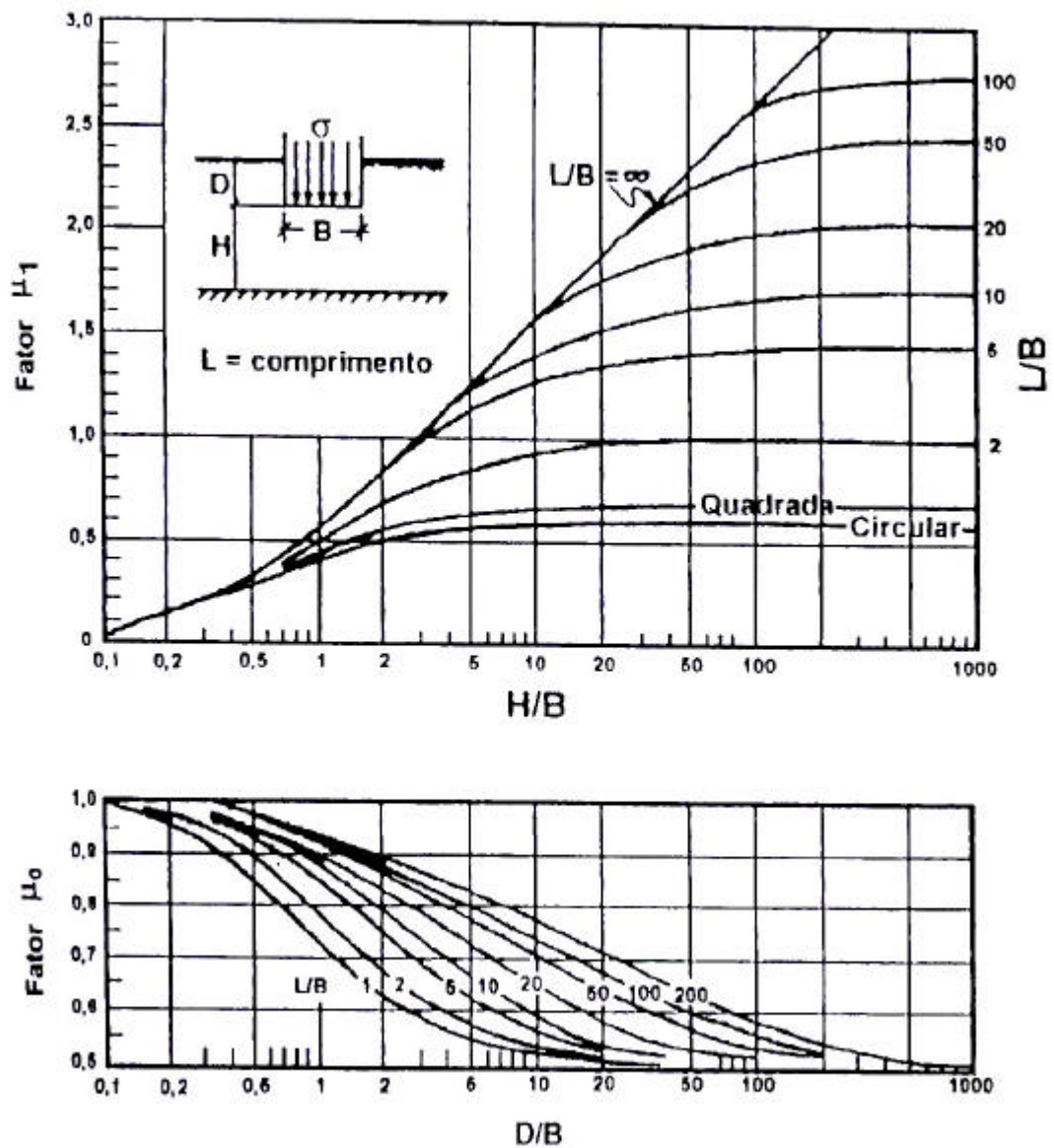
s = recalque;

n = número de substratos;

Δq_i = acréscimo de carga médio no substrato i ;

E_i = módulo de elasticidade médio do substrato i ; e

ΔL_i = espessura do substrato i .



Fonte: CINTRA e ALBIERO (1984)

Figura 04 - Ábaco para obtenção dos fatores μ_0 e μ_1 , Janbu (1956)

SCHMERTMANN (1970, 1978) propõe um método de previsão para recalques de solos não-coesivos, baseado na teoria da elasticidade, em análises via métodos dos elementos finitos e em observações de campo e modelos estudados em laboratório. Tal método é relatado por diversos autores como sendo um dos mais confiáveis para este tipo de cálculo. O autor descreve que a distribuição das

deformações verticais ε_z em um semi-espaco elástico linear sujeito a um carregamento uniformemente distribuído, pode ser dada por:

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta q}{E} \cdot I_z \quad (13)$$

em que

Δq = intensidade da carga uniformemente distribuída;

E = módulo de Young do meio elástico;

I_z = fator de influência na deformação, função do coeficiente de Poisson e de z .

Com base em experiências de outros autores, SCHMERTMANN (1970) sugeriu que o fator de influência fosse aproximado por um triângulo com um valor máximo de 0.6 para $z/B = 0.65$ e $I_z = 0$ para uma profundidade $z/B=2$. Esta repartição é denominada “distribuição 2B-0.6”.

Assim, o recalque em areias foi estabelecido pela seguinte equação:

$$s_i = \int_{z=0}^{\infty} \varepsilon_z \cdot dz = \Delta q \int_0^{2B} \frac{I_z}{E} \cdot dz \quad (14)$$

Esta relação pode ser aproximada de modo sumarizado para camadas homogêneas, aplicando-se a expressão

$$s_i = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E} \right) \Delta Z_i \quad (15)$$

em que

n = número de subcamadas até a profundidade de $2B$ abaixo da sapata quadrada, ou $4B$ abaixo da sapata corrida, ou limite da camada rígida se esta aparecer primeiro;

$$C_1 = \text{fator de correção para o embutimento} = 1 - 0.5 \cdot \left(\frac{\sigma_{vo}}{\Delta q} \right) \geq 0.5;$$

$$C_2 = \text{fator de correção para o tempo} = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}, \quad t \text{ em anos};$$

Δq = acréscimo de pressão vertical, à profundidade z (base da sapata);

σ_{v0} = tensão geostática efetiva, em razão do peso do solo atuante na cota de apoio;

ΔZ_i = variação da profundidade na camada considerada;

E_s = módulo de Young do solo na profundidade z ;

I_z = fator de influência;

t = tempo (em anos) desde a aplicação de Δq na sapata.

O módulo de Young, em várias profundidades, pode ser conseguido por intermédio de correlações com os ensaios SPT ou CPT. Na tabela 05 estão listadas algumas correlações encontradas na literatura.

Tabela 05 – Correlações de E com N_{SPT} e CPT

Fonte	SPT	CPT
Schmertmann (1970)		$E = 2q_c$
Mitchell e Gardner (1975)	$E^* = 4.88(N+15)$ p/ areias $E^* = 2.93 (N+5)$ p/ argilas	
Schmertmann (1970,1978) e Schmertmann et al. (1978)		$E = 2.5q_c$ (cond. axissimétrica) $E = 3.5 q_c$ (deformação plana)
Meyerhof e Fellenius (1985)		$E = k*q_c$ (siltes e areias $k = 1.5$) (areia compacta $k=2$) (areia densa $k = 3$) (areia e pedreg. $k = 4$)

* Em kgf/cm^2

SCHMERTMANN(1978) propõe um fator de influência modificado I_{zp} (Figura 05), que representa a diferença entre o traçado do fator de influência I_z e o modificado, determinado por:

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{\Delta q}{\sigma_{v0}}} \quad (16)$$

Em que

I_{zp} = fator de influência de deformação de pico;

Δq = acréscimo de pressão vertical, à profundidade z (base da sapata);

σ_{v0} = tensão geostática efetiva, em razão do peso do solo atuante na cota relativa a I_{zp} ($z=D + B/2$ para sapatas quadradas e circulares; e $z=D+B$ para sapatas contínuas).

TERZAGHI e PECK (1967) introduziram o que é hoje uma das mais conhecidas equações para previsão de recalques com base em provas de cargas em placa:

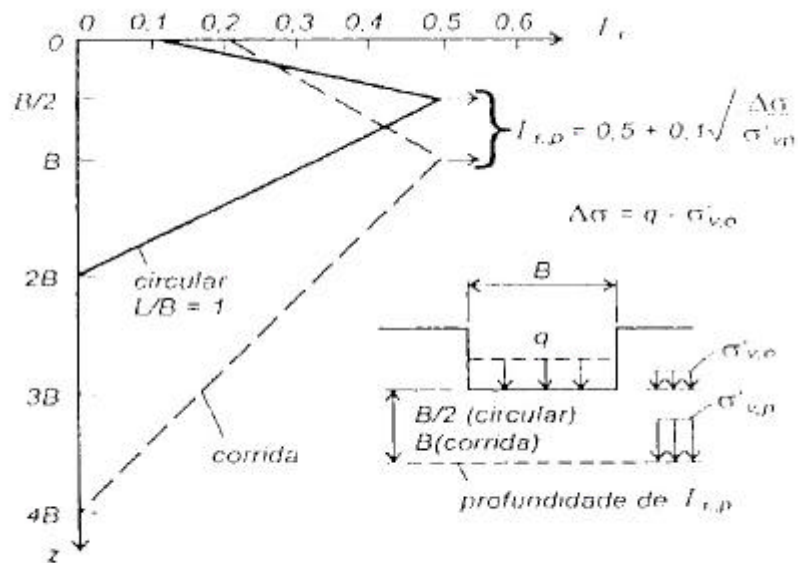
$$\frac{\rho}{\rho_0} = \left(\frac{2B}{B + 0.3} \right)^2 \quad (17)$$

A Equação (17) relaciona o recalque (ρ) de uma fundação quadrada de largura B e o recalque (ρ_0) experimentado por uma placa com mesma forma e 0.30 m de lado, para modelo protótipo em “areias puras”.

SOWERS (1962) propõe uma expressão similar à equação (17), em que são igualadas as relações entre os recalques obtidos para uma sapata e para uma placa, as larguras da sapata (B) e da placa (b_0):

$$\frac{\rho}{\rho_0} = \left(\frac{B(b_0 + 1)}{b_0(B + 1)} \right)^2 \quad (18)$$

BJERRUM e EDGGESTAD (1963) realizaram estudos estatísticos com base em dados de casos históricos e provas de carga. Os autores verificaram que a correlação entre o recalque e a dimensão da área carregada apresenta apreciável dispersão. Propõem, ainda, envoltórias de valores máximos, mínimos e médios da relação $B/b_0 \times \rho / \rho_0$, que correspondem a areias de densidades alta, baixa e média, respectivamente.



Fonte: SCHMERTMANN et al. (1978)

Figura 05 - Perfil de índice de deformação específica, Schmertmann et al. (1978)

BRIAUD e GIBBENS (1999) com base em análises do comportamento tensão-deformação de cinco tipos de bases de fundações em areia, notaram que 97% dos deslocamentos acontecem até $2B$, sendo que destes, 78% acontecem até $1B$ abaixo da base e 22% no outro $1B$.

2.3. Sondagens de Simples Reconhecimento – SPT

A sondagem de Simples Reconhecimento é reconhecidamente a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação em praticamente todo o mundo. Métodos rotineiros de projetos de fundações rasas usam sistematicamente os resultados dessas sondagens, especialmente no Brasil.

Na América do Sul a norma norte-americana ASTM D – 1586-67 é utilizada com frequência, tendo o Brasil norma própria, a NBR-6484/2001.

2.3.1. Fatores determinantes na medida do índice N do ensaio de penetração - SPT

A eficiência do SPT, brasileiro, quando executado de acordo com a NBR-6484/1980, é, em média, de 72%, conforme DÉCOURT et al. (1989).

A eficiência do ensaio de resistência à penetração em sondagens é função das perdas por atrito e da própria dinâmica de transmissão de energia do conjunto. No Brasil, é comum o uso de sistemas manuais para a liberação de queda do martelo que aplica uma energia da ordem de 70 % da energia teórica. Em comparação, nos E.U.A. e Europa, o sistema é mecanizado e a energia liberada é de aproximadamente 60 %. Atualmente, a prática internacional sugere normalizar o número de golpes com base no padrão americano de N_{60} ; assim, previamente ao uso de uma correlação formulada nos E.U.A. deve-se majorar o valor medido de N_{SPT} obtido em uma sondagem brasileira em 10 a 20 % (Velloso e Lopes, 1996).

Tendo em vista que o índice de resistência à penetração, N, depende não somente da eficiência do SPT, mas principalmente, no caso de materiais granulares, do nível médio de tensões na profundidade de execução do ensaio, DÉCOURT (1989) recomendou a correção de N pela seguinte equação:

$$N_1 = N \left[\frac{(\sigma'_{oct})_1}{(\sigma'_{oct.})} \right]^{0.5} \quad (19)$$

Em que

$N_1 = N_{SPT}$ corrigido;

$(\sigma'_{oct.})_1$ = tensão normal octaédrica para uma areia normalmente adensada sob pressão vertical efetiva $\sigma'_{vo} = 100 \text{ kPa}$; e

σ'_{oct} = tensão normal octaédrica no nível em que o SPT está sendo executado.

De acordo com STROUD (1988), citado por QUARESMA et al. (1998), na correlação de N com o módulo de elasticidade E em areias, o valor de N não deve ser corrigido, uma vez que tanto N como E crescem com a tensão octaédrica.

2.3.2. Relação entre o N_{SPT} e E

MELLO (1971), interpretando dados de TERZAGHI e PECK (1967), sugeriu para as areias;

$$E = 3.(N-3) \quad (20)$$

em que

E = módulo de deformabilidade em MPa; e

$N = N_{SPT}$

BUENO et al. (1985), citando MITCHEL e GARDNER (1975) sugeriram:

$$E = 4.88 .(N_{60} + 15) \text{ (para areias)} \quad (21)$$

$$E = 2.93 .(N_{60} + 5) \text{ (para argilas)} \quad (22)$$

KULHAWY e MAYNE (1990) citaram as equações

$$\frac{E}{P_a} = 5.N_{60} \text{ (para areias com finos)} \quad (23)$$

$$\frac{E}{P_a} = 10.N_{60} \text{ (para areias NC – limpas)} \quad (24)$$

$$\frac{E}{P_a} = 15.N_{60} \text{ (para areias OC – limpas)} \quad (25)$$

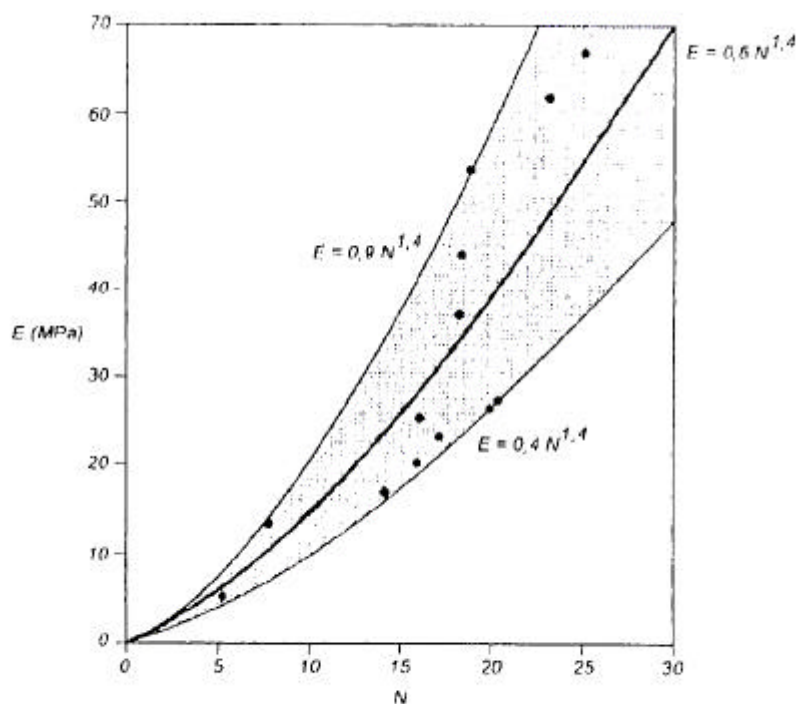
em que

E = módulo de elasticidade de Young;

P_a = pressão atmosférica; e

$N_{60} = N_{SPT}$ para uma eficiência-padrão de 60%

SANDRONI (1991), citado por VELLOSO e LOPES (1997), mostrou resultados de provas de carga em solos residuais de gnaisse, sendo a maioria no Brasil e alguns poucos nos Estados Unidos, com vistas à obtenção do módulo de Young, tendo obtido a relação mostrada na Figura 6.



Fonte: Sandroni (1991), citado por VELLOSO e LOPES (1997)

Figura 06 - Relação entre N e o módulo de Young de solos residuais

SANDRONI (1991) utilizou a retro-análise dos resultados das provas de cargas com equação da teoria da elasticidade. Há, também, que considerar que as pressões aplicadas não ultrapassem 200 kPa, consideradas aquém dos níveis de plastificação.

Na Tabela 6, DECOURT (1995), citado por QUARESMA et al., (1998), apresenta as correlações entre o módulo de elasticidade, E, e N_{72} , válidas para sapatas quadradas rígidas com recalques da ordem de 1% do seu lado.

Tabela 06 – Correlação do módulo de elasticidade com N_{72}

Tipo de solo	E (MN/m ²)
Areias	$3.5N_{72}$
Solos intermediários	$3.0N_{72}$
Argilas saturadas	$2.5N_{72}$

2.3.3. Capacidade de carga e tensão admissível em função de N_{SPT}

Segundo DÉCOURT (1995), citado por QUARESMA et al. (1998) e BRIAUD e JEANJEAN (1994), a tensão de ruptura por punção, em areias, é definida como a carga correspondente a um recalque de 10 % da largura da sapata, e pode ser avaliada, aproximadamente, por

$$q_p = 95.N_{60} \quad (26)$$

$$q_p = 115.N_{72} \quad (27)$$

em que,

q_p = tensão de ruptura em kPa;

N_{60} = N_{SPT} para uma eficiência-padrão de 60%; e

N_{72} = N_{SPT} para uma eficiência-padrão de 72% (N_{SPT} brasileiro).

Teixeira e Godoy (1998) citam em relação à resistência à penetração em sondagens que é o método mais usado na prática, a equação (28):

$$\sigma_a = 0,02 \cdot N \quad (28)$$

em que,

σ_a = tensão admissível em MPa; e

N = N_{SPT} médio (N_{72}) – Amostrador Raymond – Terzaghi.

Segundo esses autores, essa equação (28) é válida para qualquer solo natural em um intervalo de $5 \leq N \leq 20$.

Pode-se observar que não foi levado em conta o valor da tensão efetiva provocada pelo peso do solo situado acima da cota de apoio da fundação, que elevaria a tensão admissível.

2.3.4. Estimativa de recalque

MEYERHOFF (1965) relacionou a tensão aplicada e o recalque de sapatas em areias através das expressões Equações (29) e (30), uma proposta considerada conservadora, segundo VELLOSO e LOPES (1997).

$$q_{adm.} = 0.47 \cdot N \cdot W_{adm} \text{ para } B < 1.20m \quad (29)$$

$$q_{adm.} = 0.31 \cdot N \cdot W_{adm} \cdot \frac{(B + 0.3)^2}{B} \text{ para } B > 1.20m \quad (30)$$

em que,

$q_{adm.}$ = capacidade de carga admissível em KPa;

$N = N_{SPT}$;

$W_{adm.}$ = recalque admissível em milímetros; e

B = largura do menor lado da sapata em metros.

BURLAND e BURBIDGE (1985), citados por VELLOSO e LOPES (1997), relataram que o recalque de fundações em areias pode ser estimado, a partir do N_{SPT} , pela expressão.

$$w = q * B^{0.7} \cdot \frac{1.71}{N^{1.4}} f_s f_l \quad (31)$$

em que,

w = recalque, em milímetros;

q = pressão aplicada, em kPa;

B = menor dimensão da fundação;

N = média do número de golpes do SPT, na profundidade de influência z_1 ; e

f_s = fator de forma dado por

$$f_s = \frac{1.25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0.25} \quad (32)$$

L = maior dimensão da fundação, em metros; e

f_l = fator de espessura compressível (H), dado por

$$f_l = \frac{H}{z_1} \left(2 - \frac{H}{z_1} \right) \quad (33)$$

sendo para $H > z_1$, $f_l = 1.0$

A profundidade de influência z_1 é dada pelo ábaco da Figura 7.

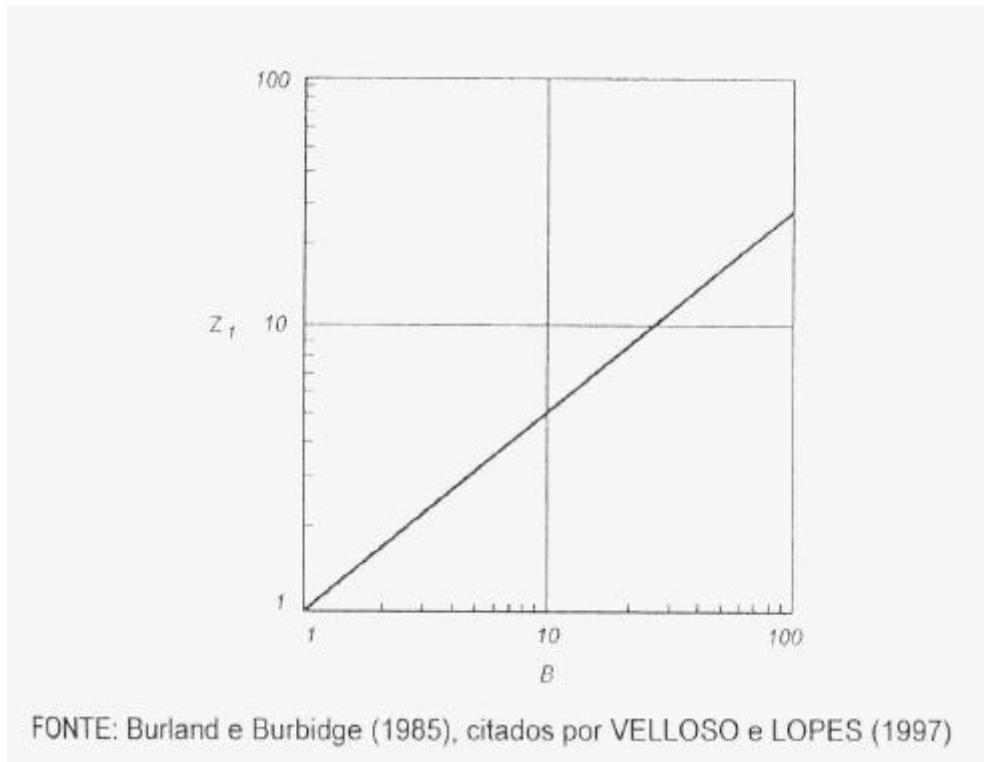


Figura 07 - Relação entre a profundidade de influência z_1 e a menor dimensão da fundação, B .

BURLAND e BURBIDGE (1985) fizeram os seguintes comentários:

- Em areias pré-adensadas ou em fundações implantadas no fundo de escavações, os recalques podem ser até três vezes menores (se $\sigma'_{v,0} < \sigma'_{v,a}$).

Nesses casos, deve-se usar

$$w = \left(q - \frac{2}{3} \sigma'_{v,a} \right) B^{0.7} \frac{1.71}{N^{1.4}} f_s f_l \quad (34)$$

em que,

$\sigma'_{v,f}$ = tensão vertical final (acrécimo de tensão); e

$\sigma'_{v,a}$ = tensão vertical de pré-adensamento.

- N não precisa ser corrigido para a tensão vertical geostática.
- Se N for maior que 15 em areias finas ou siltosas submersas, deve ser feita a correção de acordo com TERZAGHI e PECK (1967):

$$N_{\text{corr}} = 15 + 0.5 \cdot (N - 15) \quad (35)$$

No caso de ocorrência de pedregulhos:

$$N_{\text{corr.}} = 1.25.N \quad (36)$$

Para se estimar o recalque com o tempo, deve-se multiplicar o recalque inicial por um fator

$$f_t = 1 + R_3 + R_t \cdot \log \frac{t}{3} \quad (37)$$

em que,

R_3 = índice de recalque adicional que ocorre nos primeiros três anos (recomendam-se 0.3 para cargas estáticas e 0.7 para cargas que variam);

R_t = índice de recalque adicional que ocorre para cada ciclo logarítmico de tempo após três anos (recomendam-se 0.2 para cargas estáticas e 0.8 para cargas que variam); e

t = número de anos (maior que três anos).

DÉCOURT (1992), citado por TEIXEIRA e GODOY (1998) propôs, para solos arenosos, o cálculo do recalque de placa em função do N_{SPT} , pela relação,

$$s = 27 \frac{qB^{0.7}}{N} \quad (38)$$

em que

s = recalque, em centímetros;

q = tensão aplicada, em MPa;

B = menor lado da fundação, em metros; e

$N = N_{\text{SPT}}$

Para obtenção da equação anterior, levaram-se em consideração alguns dos métodos de extrapolação de recalques em função do tamanho da fundação, encontrados na literatura.

2.3.5. Relação entre SPT e o CPT

Pode-se utilizar a correlação empírica entre N_{SPT} e q_c , bem como os valores de K constantes na Tabela 7 para determinar o módulo de elasticidade do solo (Teixeira, 1993, citado por TEIXEIRA e GODOY, 1998) ou na Tabela 08 (AOKI e VELLOSO, 1975).

$$q_c = K.N \quad (39)$$

em que, q_c são os resultados da resistência de ponta do ensaio de cone.

Tabela 07 – Valores de K, TEIXEIRA (1993), citado por TEIXEIRA e GODOY (1996)

Solo	K (MPa)
Silte arenoso	0.45
Areia argilosa	0.55
Areia siltosa	0.7
Areia	0.9
Areia com pedregulho	1.1

Tabela 08 – Coeficiente de valores de K, AOKI e VELLOSO (1975)

Tipo de solo	K (kgf/cm ²)
Areia	10
Areia siltosa	8
Areia silto-argilosa	7
Areia argilosa	6
Areia argilo-siltosa	5
Silte	4
Silte arenoso	5.5
Silte areno-argiloso	4.5
Silte argiloso	2.3
Silte argilo-arenoso	2.5
Argila	2
Argila arenosa	3.5
Argila areno-siltosa	3
Argila siltosa	2.2
Argila silto-arenosa	3.3

2.4. Sondagens Dilatométricas

O ensaio dilatométrico, DMT, é um ensaio de campo que está sendo cada vez mais utilizado nas investigações geotécnicas.

Este equipamento foi desenvolvido na Itália, pelo Professor SILVANO MARCHETTI (1975), pesquisador responsável por sua concepção e construção bem como pela formulação dos conceitos básicos associados a sua interpretação.

O dilatômetro constitui-se de uma lâmina de aço inoxidável dotada de uma membrana circular de aço muito fina em uma de suas faces, similar a um instrumento tipo célula de pressão total. O ensaio dilatométrico consiste na cravação da lâmina dilatométrica no terreno, medindo o esforço necessário à penetração, para, em seguida, usar a pressão de gás para expandir a membrana de aço (diafragma) no interior da massa do solo. O equipamento é portátil e de fácil manuseio, sendo a operação simples e relativamente econômica.

O procedimento do ensaio, as vantagens e desvantagens e a calibração da membrana do equipamento podem ser verificados e compreendidos em DE PAULA (1998).

2.4.1. Procedimento de redução dos dados

Primeiro são combinadas as leituras A e B com a tensão vertical no solo e a poro-pressão da água obtidas ou estimadas a partir de cálculos ou medidas de campo, levando-se em conta as condições anteriores à inserção da lâmina dilatométrica.

Tem-se, então, em condições de nível d'água livre e sem capilaridade:

$$\sigma_{vt} = \Delta\sigma_{vt} + \gamma_i z_i \quad (40)$$

$$u_0 = \gamma_w z_{gw} \quad (41)$$

$$\sigma'_v = \sigma_{vt} - u_0 \quad (42)$$

em que

σ_{vt} = tensão vertical total do solo;

$\Delta\sigma_{vt}$ = pressão aplicada na superfície;
 γ_i = peso específico do solo da camada i;
 z_i = espessura da camada i;
 u_0 = poro-pressão da água;
 γ_w = peso específico da água;
 z_{gwt} = profundidade abaixo do nível d'água; e
 σ'_v = tensão vertical efetiva do solo.

A partir dos resultados anteriormente descritos, MARCHETTI (1975) propõe correlações de vários parâmetros, correlações essas que permitem definir perfis verticais de propriedades comuns do solo.

A redução dos dados inicia-se corrigindo as leituras, devido à rigidez da membrana e ao desvio do zero do manômetro.

De acordo com MARCHETTI (1980), MARCHETTI e CRAPPS (1981) e SCHMERTMANN (1986) tem-se que p_0 , p_1 e p_2 são obtidos na realização do ensaio de campo.

p_0 = leitura de pressão A, corrigida e extrapolada para o deslocamento nulo da membrana;

p_1 = leitura de pressão B corrigida;

p_2 = leitura de pressão C corrigida.

2.4.2. Parâmetros intermediários

2.4.2.1. Índice do material, I_D

$$I_D = f(A, B, u_0) = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (43)$$

p_0 = leitura de pressão A, corrigida e extrapolada para o deslocamento nulo da membrana;

p_1 = leitura de pressão B corrigida;

u_0 = poro-pressão da água.

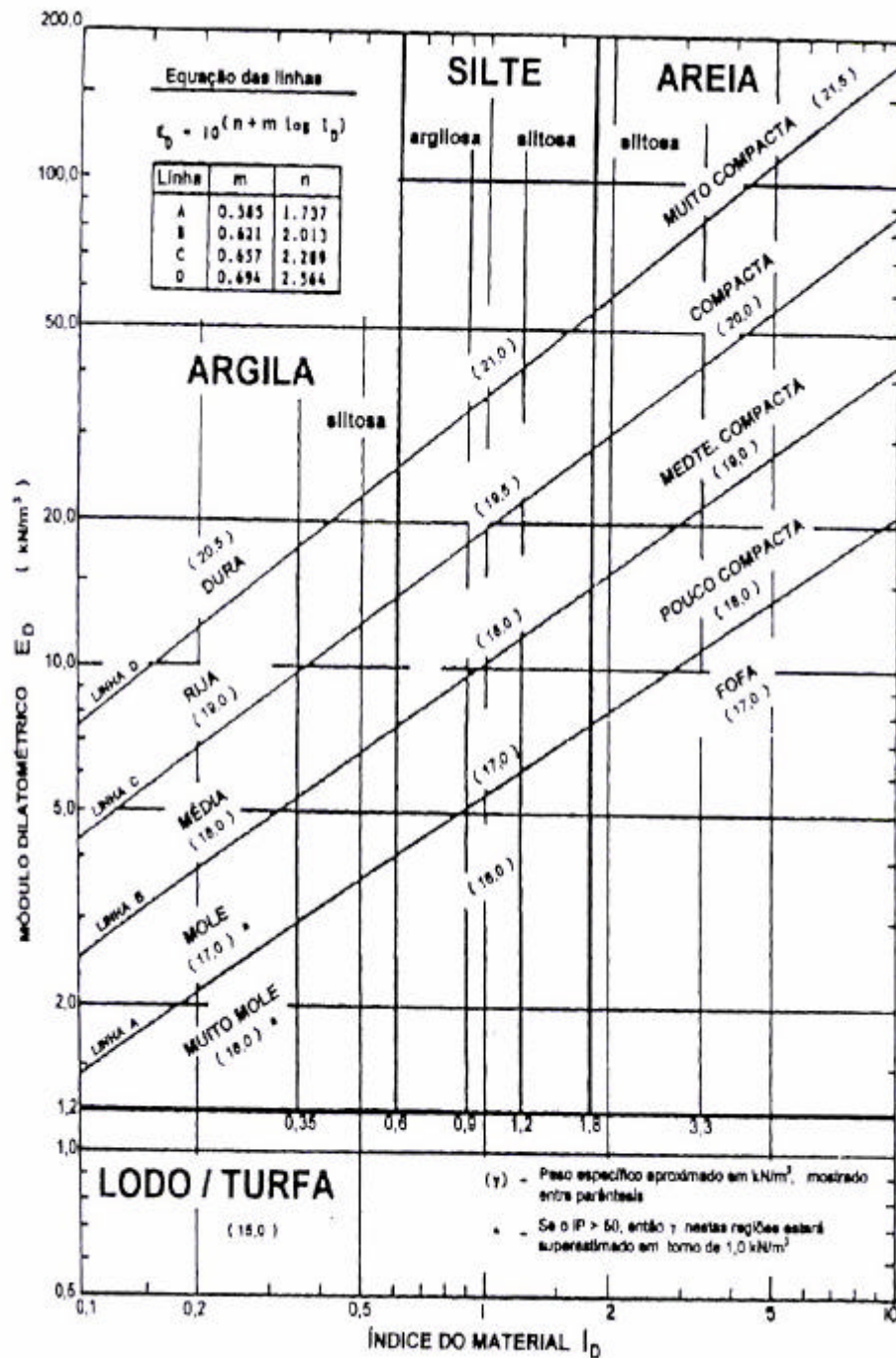
O índice proporciona um perfil representativo do tipo de solo, restringindo a faixa de aplicação de correlações empíricas.

Tabela 09 - Classificação do solo baseada no índice do material, I_D

Tipo do solo	Índice do material	Tipo do solo	Índice do material
Turfas / Argila Sensitiva	< 0.10	Silte	0.90 – 1.20
Argila	0.10 – 0.35	Silte Arenoso	1.20 – 1.80
Argila Siltosa	0.35 – 0.60	Areia Siltosa	1.80 – 3.30
Silte Argiloso	0.60 – 0.90	Areia	3.30

Fonte: MARCHETTI (1980)

MARCHETTI e CRAPPS (1981), utilizando o módulo dilatométrico a partir da Tabela 9, obtiveram a Figura 8, que fornece descrição do solo e estimativa do peso específico.



FONTE: MARCHETTI e CRAPPS (1981)

Figura 08 - Gráfico para descrição do solo e avaliação do peso específico (kN/m^3)

2.4.2.2. Índice de tensão horizontal, K_D

Segundo SCHNAID (2000), o índice de tensão horizontal do solo é definido de forma análoga ao coeficiente de empuxo no repouso.

O aumento de K_D é proporcional à tensão horizontal in situ, porém, é também sensível a outras propriedades do solo; a razão de sobre-adensamento, a idade do depósito e o grau de cimentação afetam as medidas de K_D , calculado usando a equação:

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_v} \quad (44)$$

Onde:

p_0 = leitura de pressão A, corrigida e extrapolada para o deslocamento nulo da membrana;

u_0 = poro-pressão da água;

σ'_v = tensão efetiva vertical.

2.4.3. Módulo dilatométrico, E_D

$$E_D = f(A, B) = 34.7 (p_1 - p_0) \quad (45)$$

p_0 = leitura de pressão A, corrigida e extrapolada para o deslocamento nulo da membrana;

p_1 = leitura de pressão B corrigida.

MARCHETTI (1997), afirmou que E_D não deve evocar afinidade com o módulo de Young porque ele não detém informações sobre a história de tensões, devendo ser usado somente em combinações com K_D e I_D .

2.4.4. Índice de poro-pressão, U_D

LUTENEGGER (1988), recomendou a seguinte equação:

$$U_D = f(A, C, u_0) = \frac{p_2 - u_0}{p_0 - u_0} \quad (46)$$

SCHMERTMANN (1988), propôs a seguinte equação:

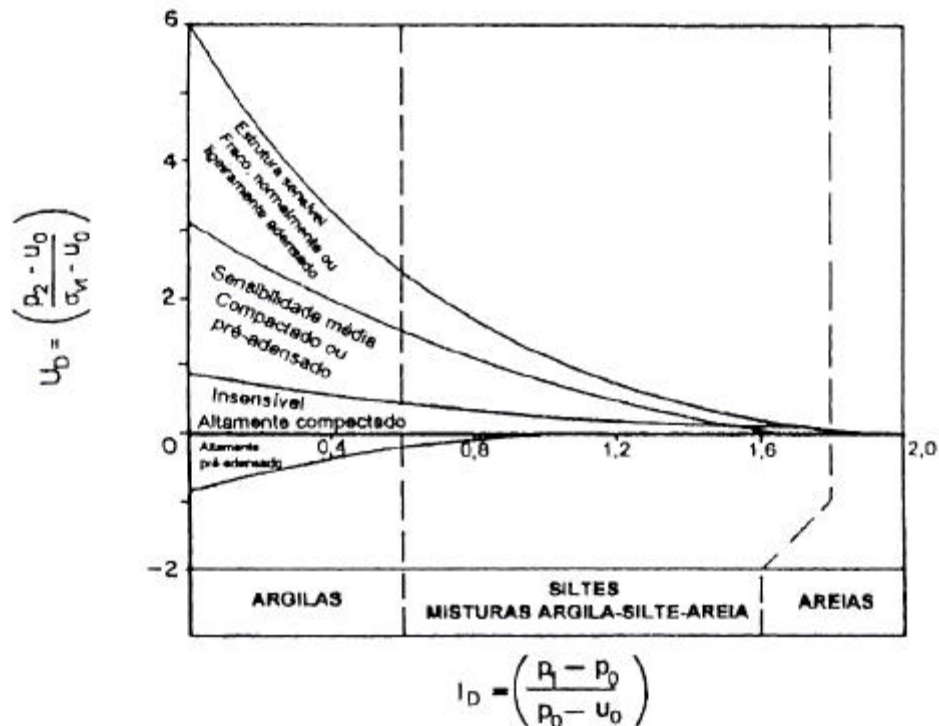
$$U_D = f(C, u_0, \sigma_{vt}) = \frac{p_2 - u_0}{\sigma_{vt} - u_0} \quad (47)$$

p_0 = leitura de pressão A, corrigida e extrapolada para o deslocamento nulo da membrana;

p_2 = leitura de pressão C corrigida;

u_0 = poro-pressão da água.

Na figura 9, mostra-se uma correlação de U_D com I_D recomendada por SCHMERTMANN (1988).



FONTE: SCHMERTMANN (1988)

Figura 09. Correlação proposta de I_D x U_D para cada tipo de solo

2.4.5. Correlações do DMT com propriedades de engenharia dos solos

MARCHETTI (1980) afirmou que o DMT foi desenvolvido como um instrumento para avaliar rapidamente propriedades de engenharia para solos argilosos e arenosos.

Como os resultados deste tipo de ensaio representam dados de um solo que sofreu amolçamento devido à inserção da lâmina, estes não podem ser usados

diretamente, dependendo de correlações com propriedades do solo antes da inserção.

DE PAULA (1998) citou que essas correlações desenvolvidas por MARCHETTI (1980), apesar de empíricas, têm alguma base teórica. Baseado em SCHMERTMANN (1988) que comparou dados de pesquisas de alta qualidade, incluindo ensaios de laboratório, provas de carga em verdadeira grandeza, outros ensaios e observações de campo, mostra as correlações na Tabela 10. Contudo, LUTENEGGER (1988) notou que as correlações originais de 1980 não se mostram adequadas para todos os solos, visto que elas se baseiam em solos de clima temperado com características distintas de um solo tropical.

Tabela 10 – Correlações com propriedades de engenharia do solo, SCHMERTMANN (1988).

	Propriedades	Parâmetros Intermediários	Autor
Tipo de Solo	Areia, silte, Argila	I_D	MARCHETTI, 1980
	Estrutura	I_D, U_D	SCHMERTMANN, 1988
Coeficiente de tensão lateral	K_0 (argila)	K_D	MARCHETTI, 1980
	K_0 (areia)	K_D, ϕ' ou K_D, qc	SCHMERTMANN, 1983, BALDI et al., 1986
Resistência	C_v (argila)	K_D	MARCHETTI, 1980
	ϕ' (areia)	K_D e força de penetração ou K_D e qc adjacente	SCHMERTMANN, 1982, MARCHETTI, 1975
	ϕ' (argila)	K_D e força de penetração após dissipação de e	SCHMERTMANN, 1982
Compressibilidade (drenada)	$M= (1/mv)$	K_D, E_D	MARCHETTI, 1980
	OCR (argila)	K_D	MARCHETTI, 1980
	OCR (areia)	K_0, ϕ ou M, q	SCHMERTMANN, 1988, MARCHETTI, 1997
	E_i	E_D	ROBERTSON et al., 1989
	E_{25}	E_D	BALDI et al., 1986, CAMPANELLA et al., 1985
	E, E_u	M	SCHMERTMANN, 1988
Coeficiente de adensamento e de permeabilidade	C_v, ch e kh, kv, I_D, K_D e dissipação de u		SCHMERTMANN, 1988, MARCHETTI, 1989

2.4.6. Módulos de deformação

A definição do módulo tangente à compressão confinada, M , é dada graficamente.

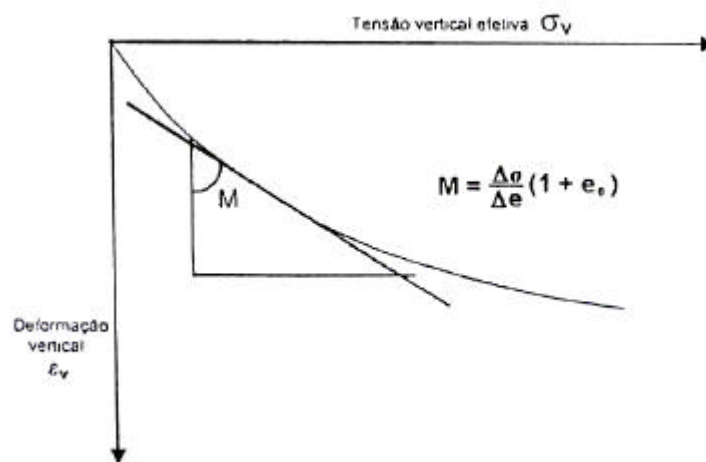


Figura 10 – Definição do módulo tangente à compressão confinada, M

Este módulo pode ser obtido a partir dos ensaios oedométricos, quando os valores de tensão-deformação são considerados em escala linear.

2.4.7. Módulo de Young, E

BRIAUD e MIRAN (1992) mencionaram que, atualmente, dois valores do módulo elástico de Young têm sido investigados em ensaios triaxiais:

- Módulo de Young secante a 25% de mobilização da resistência, E_{25} .
- Módulo tangente inicial, E_i .

Esses autores citaram, também, ROBERTSON et al. (1989), Campanella et al.(1985) e BALDI et al.(1986), que relataram a seguinte relação entre E e o módulo dilatométrico, E_D :

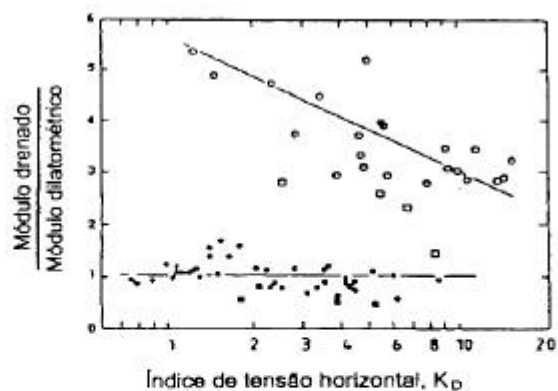
$$E = F \cdot E_D \quad (48)$$

Na Tabela 11 são descritos os valores do fator F para alguns tipos de solos.

BRIAUD e MIRAN (1992), citando BELLOTTI (1989), apresentaram a Figura 14, para obtenção do fator F.

Tabela 11 – Fatores F, BRIAUD e MIRAN (1992)

Tipo de Solo	Módulo	Fator, F	Referências
Solos coesivos	E_i	10	Robertson et al., 1989
Areias	E_i	2	Robertson et al., 1989
Areias	E_{25}	1	Campanella et al., 1985
Areias NC	E_{25}	0,85	Baldi et al., 1986
Areias OC	E_{25}	3,5	Baldi et al., 1986



Areia	OCR	Símbolo
Ticino	1	•
	1,5 a 8,5	◦
Hocksund	1	■
	3,0 a 8,3	□

Fonte: Belloti et al. (1989), citados por BRIAUD e MIRAN (1992)

Figura 11 - Avaliação do módulo de Young, drenado, de areia, a partir do ensaio dilatométrico

O módulo de Young pode, também, ser obtido a partir do módulo M, empregando-se a teoria da elasticidade através das equações.

$$E' = \frac{M(1 + \nu')(1 - 2\nu')}{1 - \nu'} \quad (49)$$

$$E_u = \frac{M(1 + \nu_u)(1 - 2\nu')}{1 - \nu'} \quad (50)$$

em que,

E' = módulo de Young drenado;

E_u = módulo de Young não-drenado;

M = módulo tangente à compressão confinada;

ν' = coeficiente de Poisson drenado;

ν_u = coeficiente de Poisson não-drenado.

2.4.8. Aplicações do DMT

Das várias aplicações do DMT, abordou-se o cálculo de recalques de fundações rasas e a determinação do perfil do solo, no qual é utilizado o módulo tangente à compressão confinada, M , índice do material, I_D e o módulo dilatométrico, E_D .

2.4.8.1. Cálculo de recalque de fundações rasas

2.4.8.1.1. Recalques em areias

O DMT é um instrumento prático, para verificar diretamente a compressibilidade do solo, principalmente em areias, nas quais a realização de ensaios oedométricos de alta qualidade não é tarefa fácil. A estimativa de recalques de fundações rasas se caracteriza como a principal, ou uma das principais aplicações do DMT.

De acordo com MARCHETTI (1997), o módulo tangente à compressão confinada, M , obtido através do DMT, deve ser empregado tal qual tivesse sido obtido por outros métodos, como ensaios oedométricos de alta qualidade.

Os procedimentos clássicos, baseados na teoria da elasticidade, fornecem recalque proporcional à carga e são baseados na elasticidade linear. Os recalques previstos são considerados recalques em condições de serviço, isto é, para uma

sapata isolada e para recalques na ordem de 0.5% de B, sendo B a menor largura da área carregada (ou fator de segurança, variando de 2 a 3).

Para as areias, no cálculo de recalque é comumente usada a fórmula da elasticidade 1- D (em problemas 1-D, como em grandes “radiers”), ou a fórmula da elasticidade 3- D (em problemas 3 – D como em pequenas sapatas isoladas):

$$s_{1-D} = \sum \frac{\Delta \sigma_v}{M} \Delta z \quad (51)$$

$$s_{3-D} = \sum \frac{1}{E} [\Delta \sigma_v - \nu (\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y)] \quad (52)$$

No entanto, baseado em considerações de vários autores, como BURLAND et al. (1977) e MARCHETTI (1997), referenciando-se MARCHETTI (1991), recomenda-se o uso da fórmula 1-D para todos os casos, pelas razões a seguir:

- O método 3-D envolve o coeficiente de Poisson, ν , e utiliza tensões horizontais que podem ser grosseiramente super ou subestimadas pela teoria da elasticidade.
- Na maioria dos casos práticos, o método 1-D fornece valores de recalques que diferem menos de 10% dos valores obtidos pelo método 3 – D para $\nu < 0.3$.
- Erros introduzidos em métodos clássicos simples são pequenos quando comparados com os erros em parâmetros de deformação.

2.4.8.1.2. Recalques em argilas

O recalque primário em argila é usualmente calculado pelas fórmulas clássicas log, usando-se o índice de compressão C_c e o índice de descompressão C_r , determinado a partir de ensaios oedométricos.

Alternativamente, o recalque primário é calculado, utilizando-se o módulo oedométrico E_{oad} , obtido da curva de adensamento do ensaio em laboratório.

Uma vez que o DMT fornece preferencialmente M em vez de C_c e C_r , o método DMT enquadra-se no caso anterior, citado como alternativo.

Se E’ da argila é requerido, ele pode ser obtido a partir da equação.

$$\frac{M_{ds}}{P_a} = m \left(\frac{\overline{\sigma_v}}{P_a} \right)^{0.5} \quad (53)$$

para valores do coeficiente de Poisson (ν) entre $0.25 \leq \nu \leq 0.30$, tem-se

$$E' \cong 0,8 M$$

Em que,

M_{ds} = módulo secante drenado à compressão confinada;

P_a = pressão atmosférica;

$\overline{\sigma_v}$ = tensão vertical efetiva;

m = parâmetro “número de módulo”, sendo $m = \left(\frac{1 + e_0}{c_c} \right) \ln 10$;

E' = módulo de Young drenado ou em termos de tensão efetiva; e

M = módulo tangente à compressão confinada.

MARCHETTI (1997), propôs para emprego na equação unidimensional

$$S_{1-D} = f \sum \frac{\Delta \sigma_v \Delta z}{M} \quad (54)$$

Um fator, f , de correção devido à rigidez da sapata e à profundidade de seu assentamento, que varia de 0,8 a 1,0.

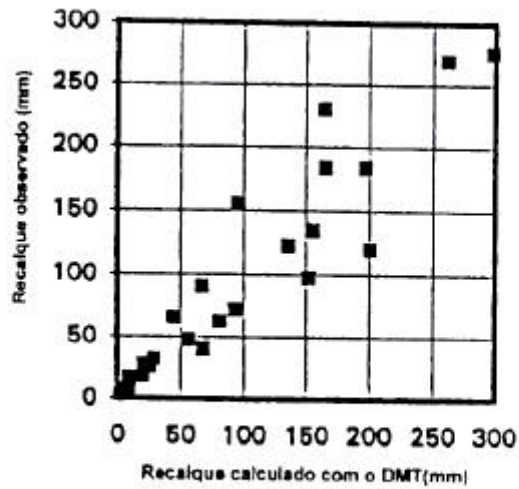
No caso em que o fenômeno tridimensional está presente, para argilas pré-adensadas se deve verificar a influência da magnitude das tensões em relação à tensão de pré-adensamento – correção de SKEMPTON e BJERRUM (1957).

2.4.9. Comparações citadas entre recalques calculados pelo DMT e recalques observados.

Investigadores geotécnicos têm observado que entre os recalques estimados pelo DMT e recalques monitorados, geralmente, a uma concordância satisfatória.

MARCHETTI (1997) citou que SCHMERTMANN (1986) analisou 16 casos históricos em vários locais e para vários tipos de solos, encontrando uma razão média dos recalques calculados sobre os monitorados igual a 1.18, com valores em grande parte variando entre 0.75 a 1.3.

MARCHETTI (1997), citando HAYES (1990), confirmou pela Figura 12 a boa concordância para a larga faixa de recalques.



Fonte: Hayes (1990), citado por MARCHETTI (1997)

Figura 12 - Recalques observados x recalques DMT

2.4.10. Correlação entre alguns parâmetros do DMT e SPT

MARCHETTI (1997) citou que SCHMERTMANN (1988) considerou, com várias restrições;

$$N_{SPT} = \frac{M}{40} \quad (55)$$

em que

M = módulo à compressão confinada obtido do DMT.

DE PAULA (1998) obteve, em areia siltosa do Campo Experimental de Geotecnia da UFV, a seguinte expressão:

$$M = 2,96 \cdot N \quad (56)$$

em que

M = módulo à compressão confinada, obtido do DMT através da formulação de MARCHETTI (1980); e

$$N = N_{\text{SPT}}$$

MAYNE e FROST (1989), citados por KULHAWY e MAYNE (1990), definiram, para siltes arenosos da cidade e cercanias de Washington, Estados Unidos, a expressão

$$\frac{E_D}{P_a} = 0.22N^{0.82} \quad (57)$$

em que,

E_D = módulo dilatométrico;

P_a = pressão atmosférica; e

$N = N_{\text{SPT}}$

2.5. Sondagens Pressiométricas

O pressiômetro de Ménard é um aparelho idealizado pelo engenheiro francês LOUIS MÉNARD com a finalidade de permitir a determinação das características de deformabilidade e resistência de uma ampla gama de solos e rochas.

Os resultados das investigações pressiométricas são muito influenciadas pela maneira como o mesmo é instalado no solo. Para que a perturbação seja a mínima possível, o pressiômetro é colocado em um furo previamente aberto, com o mesmo diâmetro do pressiômetro.

Todavia, nos casos onde as condições do terreno são adversas, torna-se necessário introduzir o pressiômetro no interior de um tubo ranhurado. Os resultados obtidos com o pressiômetro com e sem a utilização de tubos ranhurados conduz a resultados muito diferentes e por isso a utilização desses tubos somente deverá ser feita em último caso.

Após a introdução do pressiômetro no terreno a pressão na célula é aumentada, provocando uma expansão cilíndrica do solo em volta da mesma. A avaliação da deformação radial é obtida diretamente pela quantidade de água que é introduzida dentro da célula. A pressão da célula é aumentada em estágios e mantida constante por um minuto em cada estágio. As leituras são feitas em quinze,

trinta e sessenta segundos e devem ser corrigidas em função da rigidez do próprio sistema de medida.

A apresentação consta de um gráfico onde são mostradas as deformações plásticas (“creep”), medidas de trinta a sessenta segundos, em função da pressão corrigida, bem como as deformações totais, após os sessenta segundos, também em função da pressão corrigida.

Para os cálculos, o solo deve ser admitido como elástico. Em caso de o ensaio ser realizado no interior de um furo previamente aberto, o módulo de cisalhamento é dado por:

$$G_{pr}=(V_s+V_m)\Delta p/\Delta V \quad (58)$$

Em que

V_s = volume inicial da célula de medida

V_0 = volume da célula de medida no início da parte retilínea da curva pressiométrica

$$V_m= V_0 +\Delta V/2$$

$\Delta p/ \Delta V$ = inclinação da parte retilínea da curva pressiométrica

Em caso de o ensaio ser executado no interior de um tubo ranhurado, o módulo de cisalhamento é dado por,

$$G_{pr} = \frac{\Delta p}{\Delta V} \sqrt{(v_s + v_m)(v_t + v_m)} \quad (59)$$

em que

v_t = volume inicialmente ocupado pelo tubo.

O módulo de elasticidade pressiométrico (E) é obtido através da teoria da elasticidade.

$$E=2G(1+v) \quad (60)$$

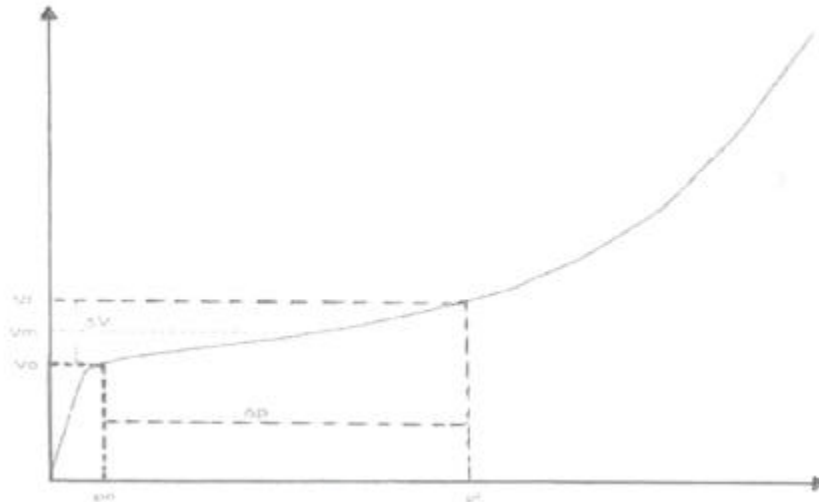


Figura 13 – Curva característica do ensaio pressiométrico

Nessa expressão, E é o módulo de elasticidade e ν é o coeficiente de Poisson. Substituindo-se o valor de G dado pela equação 58, na equação 60, obtém-se,

$$E = 2 \cdot (1+\nu) \cdot (V_s + V_m) \cdot \Delta p / \Delta V \quad (61)$$

Portanto, pode-se, então, dizer que

$$E = 2 \cdot (1+\nu) \cdot [V_s + (V_f - V_0) / 2] \cdot \Delta p / \Delta V \quad (62)$$

Em que E é o módulo de Ménard ou pressiométrico.

Esse parâmetro de deformabilidade do solo, quando obtido via ensaios pressiométricos, é chamado de módulo pressiométrico, podendo também ser denominado módulo de MÉNARD (E_m) quando forem utilizados os procedimentos descritos anteriormente (propostos por MÉNARD) para pressiômetros de pré-furo.

Devido ao fato de o ensaio não permitir avaliar ambos os parâmetros elásticos (E , ν), é usual arbitrar-se o valor de ν . Uma argila saturada, em condições não drenadas, teria um coeficiente de Poisson igual a 0,5.

Tabela 12- Valores típicos do coeficiente de Poisson, HACHICH et al.(1998)

Solo	v
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não saturada	0,1 – 0,3

Em 1967, o Centre d' Études Ménard propôs um valor constante de 0,33 para o coeficiente de Poisson. A norma americana ASTM D-4779/87 recomenda que seja utilizado o valor de 0,33 para o coeficiente de Poisson (v).

Para aplicações práticas, o módulo de Ménard pode ser calculado levando em conta o valor de K (coeficiente da sonda), que pode ser assumido como constante para determinado tipo de sonda. Assim, para as sondas BX, assumindo-se $V_m \cong 200cm^3$ e $V_s \cong 505cm^3$, $K \cong 2000cm^3$, sendo o módulo de Ménard calculado segundo:

$$E_m = K[(p_f - p_0)/(V_f - V_0)] = K.\Delta p / \Delta V \quad (63)$$

$$K = 2.(1+v).(V_s + V_m) = 2,66.(V_s + V_m) \quad (64)$$

$$E_m = 2000.\Delta p / \Delta V \quad (65)$$

Existem algumas limitações na definição do módulo de deformabilidade do solo, como o fato de ser dúbia a condição “drenada” ou “não drenada” do ensaio em alguns casos e a imposição implícita do comportamento linear do solo na interpretação do ensaio.

2.5.1. Capacidade de carga de fundações

A capacidade de carga (q_u) para qualquer tipo de fundação verticalmente carregada é dada pela equação:

$$q_u - \sigma_v = K_p \cdot (p_l - \sigma_{h0}) \quad (66)$$

em que

σ_v é a tensão vertical total na profundidade (D) de assentamento da fundação, K_p é o fator de capacidade de carga, σ_{h0} é a tensão horizontal no repouso na cota do ensaio e $(p_1 - \sigma_{h0})$ é a pressão limite líquida (p_1^*).

A equação foi obtida por MÉNARD (1963), através de correlações entre a resistência de pontas de estacas e a pressão limite obtida durante a expansão de uma cavidade esférica e comparando-as com a pressão limite obtida durante a expansão de uma cavidade cilíndrica. A teoria elastoplástica utilizada para tal estudo envolve o conceito da profundidade crítica.

Se as propriedades do solo são homogêneas, abaixo da profundidade crítica, os intervalos de valores entre as pressões limites para cavidades esféricas e cilíndricas permanecem constantes. Da profundidade crítica à superfície do terreno, esses mesmos intervalos de valores diminuem até atingir um valor mínimo correspondente à cota da superfície do terreno.

Segundo ARAÚJO (2001) essas aproximações foram reanalisadas por VESIC e mais recentemente por BELLOTTI e por um grupo de pesquisadores da cidade de Torino.

A capacidade de carga de uma fundação rasa é dada em função de uma pressão limite líquida equivalente e de uma profundidade de embutimento (H_e). O fator de capacidade de carga K_p é obtido diretamente de gráficos propostos por alguns pesquisadores.

- Segundo MÉNARD (1963)

O valor do parâmetro de capacidade de carga K_p pode ser obtido da figura 14, na qual é ajustado, levando-se em consideração a profundidade de assentamento (embutimento), a dimensão da largura (B) da fundação e as condições e tipo de solo dentro da zona de influência dessas condições. Esse fator de capacidade de carga para fundações rasas é função do formato da base destas conforme mostrado na Tabela 13.

Tabela 13 - Valores de K_p , CLARKE (1995)

Tipo de base	Valor de K_p
Quadrada ou circular	K_p
Corrida	$\frac{K_p}{1.2}$
Retangular	$\frac{K_p}{1.2} + \frac{K_p B}{0.6 L}$

Em solos homogêneos, a pressão limite líquida equivalente $(p_l - \sigma_{h0})_e$ ou p_{le} é calculada, utilizando-se uma média geométrica dos resultados dos ensaios pressiométricos executados dentro de uma zona de $1.5 B$, abaixo e acima da cota de assentamento da fundação (sapata), sendo B a largura desta, conforme mostrado na equação 67.

$$(p_l - \sigma_{h0})_e = [(p_l - \sigma_{h0})_1 \times (p_l - \sigma_{h0})_2 \times \dots \times (p_l - \sigma_{h0})_n]^{1/n} \quad (67)$$

em que n é o número de ensaios realizados dentro dessa zona correspondente a $1.5B$.

A profundidade relativa da fundação ou profundidade de embutimento (H_e) é calculada segundo a expressão

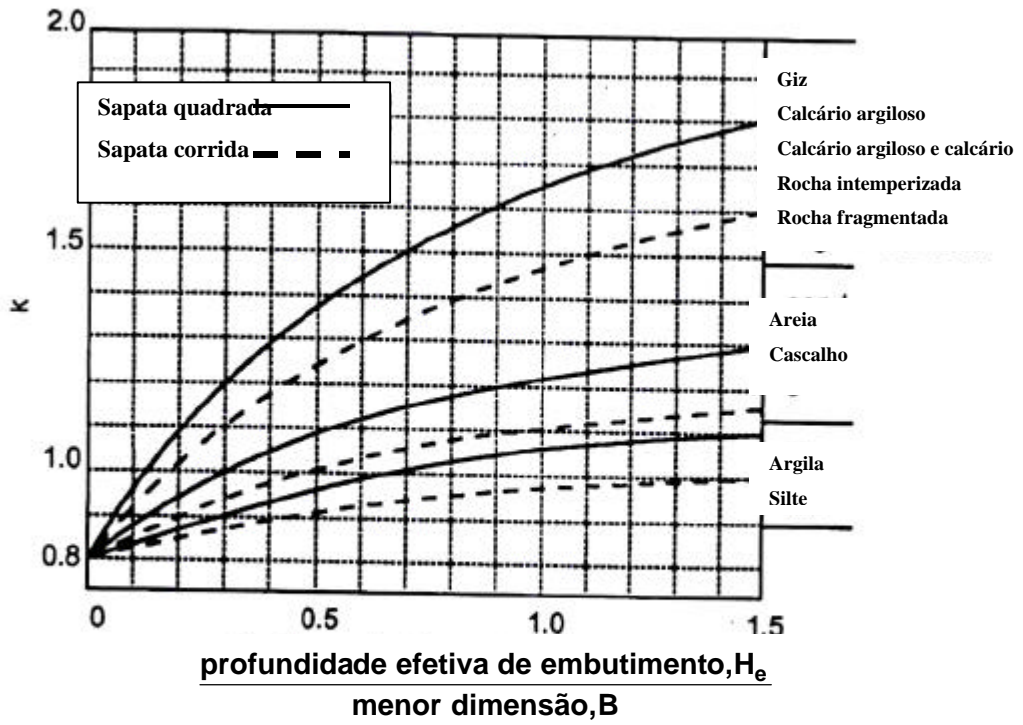
$$H_e = [1 / (p_l - \sigma_{h0})_e] \sum [(p_l - \sigma_{h0})_i z_i] \quad (68)$$

Em que z_i corresponde às espessuras das camadas onde foram realizados os ensaios e

$(p_l - \sigma_{h0})$ aos valores de pressão limite líquida obtidos em diversas profundidades.

- Segundo BAGUELIN et al.(1980)

O coeficiente de capacidade de carga é obtido pela Figura 14, a partir da pressão limite líquida equivalente e da relação D/B , em que D é a profundidade de assentamento da fundação e B é a menor largura ou diâmetro desta.



Fonte: CLARKE (1995).

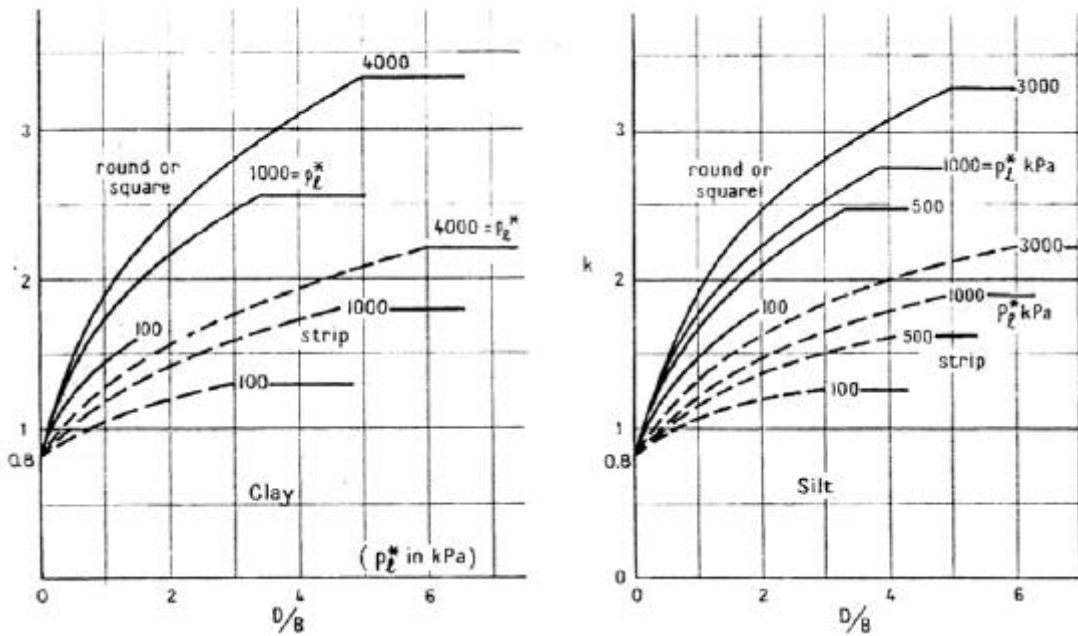


Figura 14 – Gráfico e curvas para obtenção de K_p

2.5.2. Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos

2.5.2.1. Conceito de pressão limite(p_l)

A pressão limite é definida como a máxima pressão atingida num ensaio pressiométrico para a qual a cavidade continuaria a se expandir indefinidamente. No entanto, na prática não é possível atingir essa pressão, já que a expansão da membrana é limitada (700 a 750 cm³). Portanto, a pressão limite pode ser obtida, extrapolando-se a curva corrigida do ensaio para o caso hipotético de um volume tendendo ao infinito.

Em outras palavras, pode-se dizer que a pressão limite é obtida quando a variação volumétrica(ΔV) durante o ensaio atinge um valor igual ao volume inicial da cavidade. Nesse caso, $\Delta V/V_i=1$, sendo ΔV a variação de volume da sonda e V_i o volume inicial da cavidade ($V_i = V_s + V_0 \cong 700\text{cm}^3$).

MÉNARD redefiniu a pressão limite como a pressão requerida para dobrar o volume inicial da cavidade ($V_i = V_s + V_0$), ou seja, $V_1 = 2V_i$. Isso ocorre a um volume V_1 , sendo $V_1 - V_0 = V_i = V_s + V_0$. Portanto, em termos de volume injetado ou lido no volumímetro(ΔV), tem-se $V_1 = V_s + 2V_0$ como mostra a Figura 15.

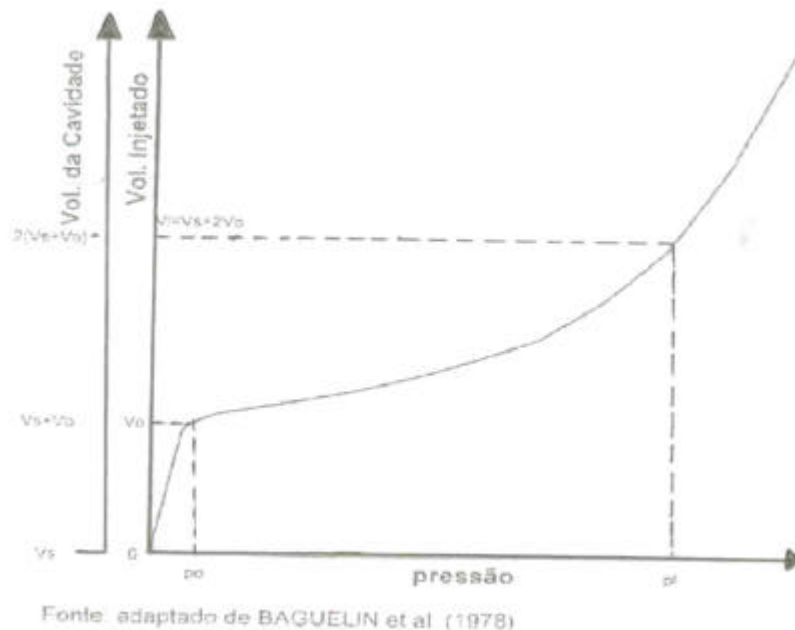


Figura 15 – Curva pressão x volumes cavidade/injetado

A pressão limite não é uma propriedade fundamental dos solos, mas é utilizada em cálculos de capacidade de carga de fundações e para determinação de outros parâmetros de resistência do solo, que podem ser empregados para comparação com parâmetros obtidos em outros ensaios.

Segundo ARAÚJO (2001) existem várias maneiras para obtenção da pressão limite, que vão desde uma simples extrapolação manual da curva pressiométrica até métodos mais elaborados como os procedimentos gráficos. BAGUELIN et al. (1978) citaram alguns métodos para extrapolação da curva pressiométrica corrigida para obtenção da pressão limite (GIBSON e ANDERSON, 1961; VAN WANBEKE e D' HENRICOURT, 1971; JÉZÉQUEL, 1974).

Neste trabalho, utilizou-se uma adaptação do método proposto pelas normas americana e francesa, além do próprio MÉNARD, desde que a pressão de fluência ou de Creep tenha sido atingida. Esse método baseia-se em um gráfico semilogarítmico, onde são plotados nas abscissas alguns valores de pressão correspondentes à fase plástica do solo e, nas ordenadas, os valores das variações de volume injetado correspondentes a essas pressões, em escala logarítmica conforme a Figura 16. Normalmente, três pares de valores são suficientes para determinação

da pressão limite. Interpolam-se esses pontos prolongando a reta interpolada até o valor correspondente ao volume $V_1 = V_s + 2V_0$. A respectiva abscissa desse ponto corresponde à pressão limite (p_l).

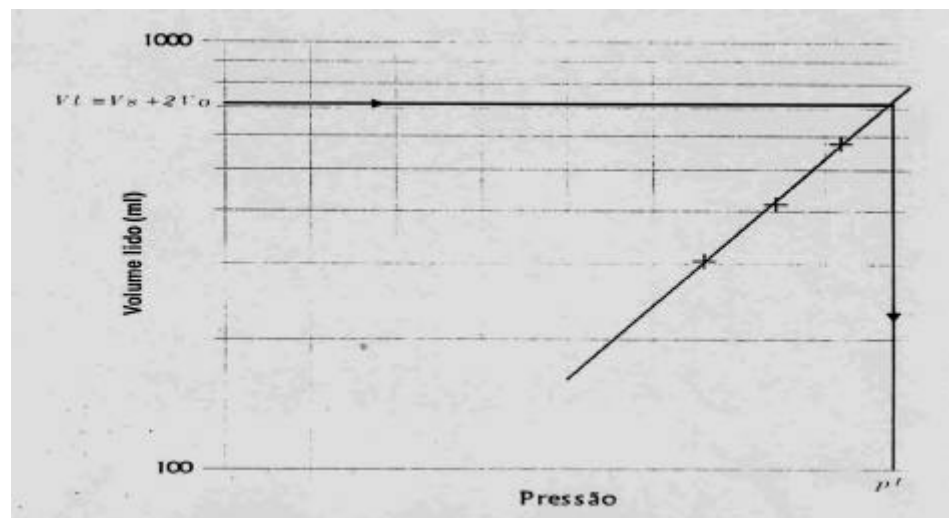


Figura 16 – Gráfico para determinação da pressão limite

2.5.2.2. Pressão de fluência ou de Creep (p_f)

A pressão de Creep ou de fluência é a pressão que corresponde à fronteira entre a fase de reação pseudoelástica do solo e a fase das grandes deformações (plastificação) do solo, no caminho de tensões do ensaio pressiométrico.

Embora a pressão de fluência não seja usada diretamente como parâmetro de projeto, esta é calculada para verificação da qualidade do ensaio realizado e em estimativas da pressão limite e do módulo de Ménard. O valor da pressão de fluência pode ser obtido diretamente, através da curva de Creep ou de fluência.

2.5.2.3. Curva de Creep ou de fluência

A finalidade da curva de Creep é evitar ambigüidades na definição dos limites do trecho linear da curva pressiométrica, auxiliando na determinação da pressão de Creep (p_f) e na estimativa da pressão horizontal inicial (p_0).

Na curva de Creep, os resultados do ensaio são representados em um gráfico que relaciona a pressão aplicada à diferença de volumes injetados medidos em intervalos de tempo de 60 e 30 segundos ($V_{60s}-V_{30s}$), após a estabilização do incremento de pressão aplicado. O método para obtenção das pressões correspondentes às intersecções entre as três retas (r, s e t) que podem ser ajustadas no referido gráfico. A determinação da curva de fluência e a obtenção das pressões horizontal inicial e de fluência são mostradas nas Figuras 15 e 17.

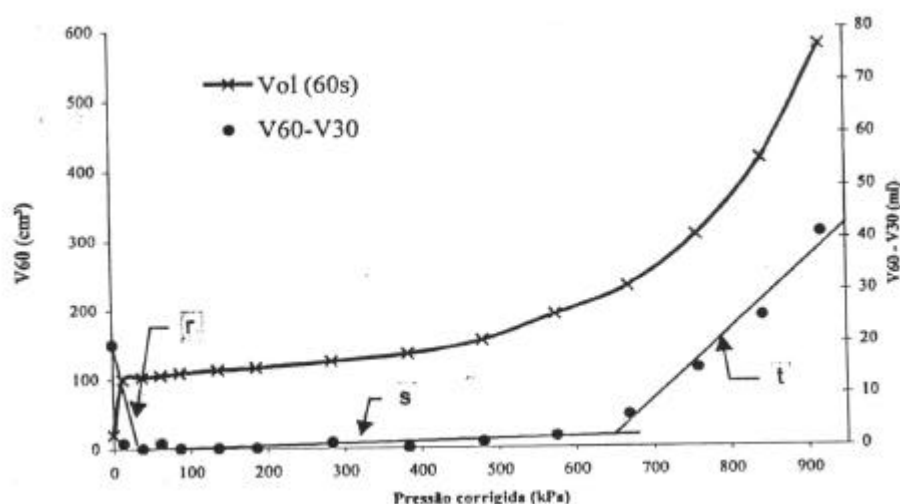


Figura 17 – Curva de creep ou de fluência

2.5.3. Estimativa de recalques de fundações rasas

Segundo ARAÚJO (2001), o recalque de fundações rasas pode ser estimado através de resultados obtidos em ensaios pressiométricos de Ménard. Essas estimativas de recalque se baseiam no módulo de Ménard (E_m) utilizando-se fórmulas semi-empíricas inicialmente propostas por MÉNARD e ROSSEAU (1962).

Segundo MÉNARD e ROSSEAU (1962), o recalque total (s) de uma fundação rasa com base de diâmetro ou lado (B), ou com base retangular de dimensões (BxL) e profundidade (D), assente em solo homogêneo, pode ser calculado utilizando-se a equação:

$$s = \frac{q^*}{9E_m} \left[2B(\lambda_d \frac{B}{B_0})^\alpha + \alpha \lambda_c B \right] \quad (69)$$

Em que E_m é o módulo pressiométrico imediatamente abaixo da base da fundação; q^* é a tensão líquida média admissível na base da sapata ($q^* = q - q_0$); B_0 é a largura de referência, usualmente igual a 60 cm; B é a largura ou diâmetro da base da fundação, na qual deve ser maior que B_0 ($B_0 < B$); α é um fator reológico que depende do tipo de solo e da razão entre E_m/p_l (Tabela 14); e λ_d e λ_c são fatores de forma, que dependem da razão L/B da fundação (Tabela 15).

Tabela 14- Determinação do fator Reológico (α)- adaptado de CLARKE (1995)

Tipo de solo	Descrição	E_m/p_l^*	α
Turfas	-	-	1
Argilas	Pré-adensadas	> 16	1
	Normalmente adensadas	9 – 16	0,67
	Amolgadas	7 – 9	0,5
Siltes	Pré-adensadas	> 14	0,67
	Normalmente adensados	8 – 14	0,5
Areias	-	> 12	0,5
	-	7 – 12	0,33
Areias e pedregulhos	-	> 10	0,33
	-	6 – 10	0,25
Rochas	Muito fraturadas	-	0,33
	Sãs ou intactas	-	0,5
	Alteradas	-	0,67

Tabela 15- Fatores de forma- Fonte: BAGUELIN et al.(1978)

Relação L/B	1		2	3	5	20
	Circular	Quadrada				
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
λ_c	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

A maioria dos depósitos naturais de solos são, entretanto, heterogêneos. A partir de ensaios pressiométricos, um solo é considerado heterogêneo quando os valores do módulo de Ménard abaixo da cota de assentamento da fundação variam em mais de 30%, dentro dos limites de interesse (1.5B).

Nesse caso (solos heterogêneos), o módulo de Ménard (E_m) é dado segundo a equação , em termos de tensões desvio e isotrópica (E_d e E_v), sendo E_v igual ao valor do módulo de Ménard (E_m) logo abaixo da cota da fundação e E_d calculado a partir de um módulo pressiométrico equivalente determinado através de uma média harmônica.

$$s = \frac{2q * B_0 \left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha}{9E_d} + \frac{\alpha (q * \lambda_c B)}{9E_v} \quad (70)$$

em que,

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{4} \left[\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2,5E_{6/7/8}} + \frac{1}{2,5E_{9/16}} \right] \quad (71)$$

onde $E_{p/q}$ é a média harmônica dos módulos das “n” (16) camadas do solo.

A equação 69 é uma maneira bem simplificada de obter o recalque total de uma fundação rasa, pelo fato de considerar o solo como um comportamento homogêneo ($E_m \cong E_d \cong E_v$).

2.6. Ensaios de Prova de Carga direta sobre o terreno

São tantos e tão variados os fatores que influem na capacidade de carga de um elemento de fundação, que se torna extremamente difícil abordar analiticamente o problema. Por este motivo, torna-se necessário realizar provas de carga.

As provas de carga normalmente são executadas em placas rígidas, por serem de custo reduzido e de execução simplificada, quando comparadas com as provas de carga realizadas em estruturas de fundações. Tais provas de carga podem ser classificadas em provas de carga em placa-protótipo (escala 1:1) e em provas de carga em placa modelo (escala reduzida).

Os ensaios de prova de carga podem ser divididos em: ensaio com carga constante e ensaio com deformação constante.

Nos ensaios com carga constante, o carregamento aplicado é constante, ou seja, através de cargas estáticas fixas, obtidas, por exemplo, por meio de uma cargueira.

Nos ensaios com deformação constante, o carregamento é variável e a carga é aplicada através de um equipamento tipo macaco hidráulico e bomba. Neste caso as deformações são controladas por meio da leitura de um manômetro que marca a pressão aplicada pelo pistão do macaco.

Os sistemas de reações que permitem a realização das provas de carga podem ser do tipo cargueiras, tirantes ou estacas vizinhas como mostra a Figura 18.

As cargueiras são dispositivos simples e econômicos, embora limitados quanto à capacidade de carga. São, geralmente, constituídas de plataformas e, ou, de caixões de madeira ou metálicos, de grandes dimensões, apoiados no solo através de “fogueiras” de madeira (quase sempre dormentes) e centrados sobre a fundação a ensaiar. Para conseguir o carregamento necessário, utilizaram-se sobre a cargueira ou dentro dela diversos materiais, como: areia, brita, lingotes ou chapas de aço, trilhos ou mesmo água. Segundo SILVA (1983), as cargueiras apresentam diversos inconvenientes que, são assinalados a seguir:

- Limitação de carga sobre o elemento de teste;
- Dificuldade de conseguir, próximo à obra, materiais de alta densidade e fácil manuseio;
- Alto custo de transporte, carga e descarga da cargueira e do material de enchimento;
- Grande volume da cargueira, causando instabilidade do conjunto, quando usam-se materiais com menor densidade, como água, areia e brita;
- Perigo de acidentes, quando da execução dos ensaios, em razão dos defeitos de construção da cargueira e da fogueira que a sustenta, ou baixa resistência do terreno superficial de apoio da mesma;
- Dificuldade de transmissão integral da carga do dispositivo para o elemento a ser testado, sem contar com a relativa falta de espaço para manobra e leitura dos deflectômetros;

- Deformação das vigas de reação que, dependendo da rigidez da cargueira, provocam a abertura do curso do macaco, sem utilização real da carga de teste;
- Excentricidades eventuais da carga aplicada ou o desnivelamento da cargueira provocado por recalques no terreno de apoio;
- Dificuldade na colocação das vigas de reação, do macaco e da instrumentação;
- Variações climáticas que eventualmente prejudicam o desenvolvimento dos trabalhos, principalmente se o enchimento da cargueira for feito com material líquido que sofre influência da temperatura
- A utilização de tirantes permite obtenção de elevadas cargas nos ensaios de sapatas, estacas ou tubulões, mas apresentam muitas desvantagens, bem como:
 - Alto custo, principalmente para obtenção de cargas acima de 4000 kN, que exigem número elevado de tirantes, além de dificultar obtenção de boa geometria na montagem do conjunto;
 - No caso de terrenos muito moles ou fofos, onde o horizonte de maior consistência ou compacidade é encontrado a grandes profundidades, o emprego de atirantamento onera de forma considerável sua utilização;
 - Necessidade de vigas e equipamentos muito robustos, que dificultam o seu manuseio;
 - Perigo de acidentes graves, quando da sobrecarga ou até ruptura de um dos tirantes, causada pela excentricidade da carga ou deformação excessiva do conjunto.

Por fim podem-se utilizar duas ou mais estacas que circundam a fundação que se pretende ensaiar e, por meio de cruzamentos de vigas cujo conjunto mantenha o centro de gravidade coincidente com o elemento a ser testado, aplica-se o carregamento via macaco hidráulico, obtendo-se assim o tracionamento das estacas vizinhas de reação e a compressão da sapata a ser ensaiada.

As principais desvantagens do processo citado anteriormente são:

Limitação de carga à carga de trabalho das estacas vizinhas;

Dificuldade na montagem do conjunto;

Custo elevado do processo;

Dificuldade para leitura dos instrumentos;

Necessidade de testes nas estacas de reação para a verificação da sua integridade, após a realização do ensaio, caso estas sejam utilizadas com efeito estrutural;

Os resultados poderão ser falseados, em razão da proximidade da sapata a ser ensaiada com as estacas de reação, que, por serem tracionadas, provocam o levantamento do solo circunvizinho à fundação comprimida;

Necessidade de maior espaço para montagem do dispositivo;

Deslocamentos diferenciais das estacas nos estágios de maior pressão;

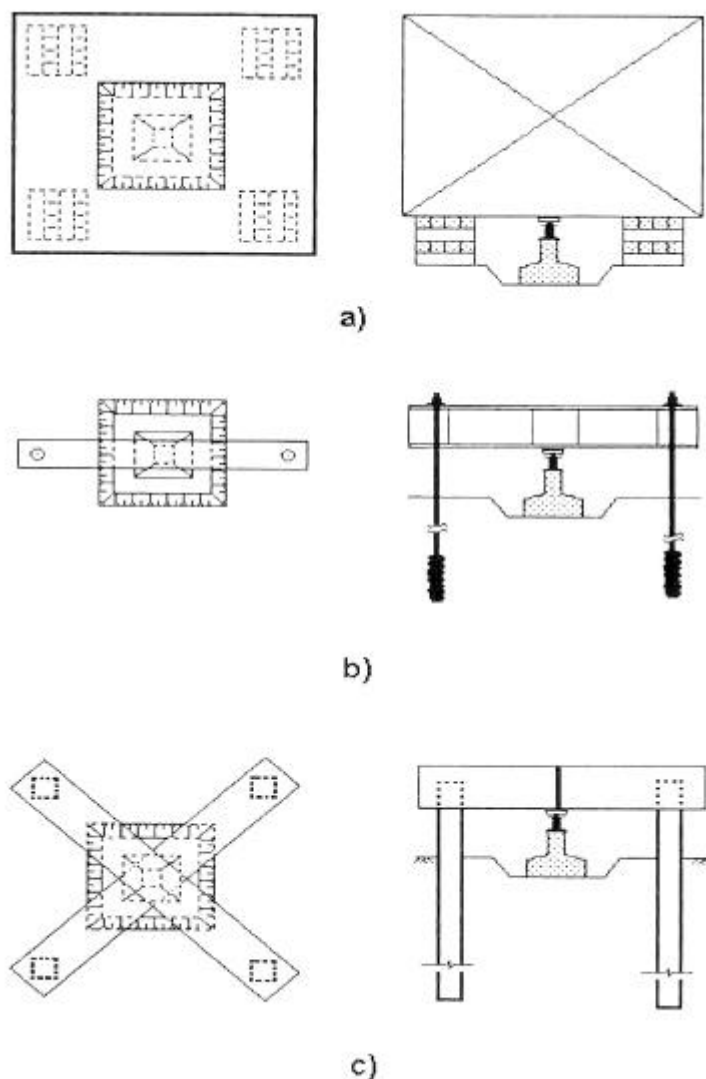


Figura 18 - Tipos de montagem de ensaios de prova de carga: a) cargueira; b) tirantes; c) estacas vizinhas.

TEIXEIRA et al. (1996) descreveram os resultados conseguidos com a execução de treze provas de carga rápidas em placas circulares e quadradas com dimensões (diâmetro e, ou, lado), variando de 0.40 a 0.60 m, em profundidades de 0.5 a 6 m, em solo do campo experimental da UFLA, na cidade de Lavras / MG. Os autores concluem que os valores de previsão da capacidade de carga pelos métodos teóricos (TERZAGHI, 1943; MEYERHOF, 1951; E HANSEN, 1970) são muito conservadores e ainda pouco confiáveis. No entanto, aqueles valores determinados por métodos empíricos, em razão do N_{SPT} (MEYERHOF, 1956 E PARRY, 1977), mostraram concordância bastante adequada com os valores obtidos nos ensaios.

AGNELLI e ALBIERO (1994), relataram a execução de doze ensaios de prova de carga em placas, de acordo com a NBR 6489/ 84, sobre solo colapsível, na cidade de Bauru/SP. Executaram-se seis ensaios em terreno natural, em profundidades de 1 e 2 m. Em seguida, foram realizados mais seis ensaios com inundação do terreno durante sua execução, também nas profundidades já citadas. As pressões de ruptura encontradas demonstram redução da ordem de 40 a 50%, dos ensaios em solo natural em relação ao solo inundado. Os valores da capacidade de carga conseguida pelo emprego da fórmula de TERZAGHI (1943) são superiores aos encontrados nos ensaios realizados em solo natural, nas razões de 1,6 e 2 e 3,4 e 3,5 em solo inundado, respectivamente, para as profundidades de 1 e 2 m. Os recalques constatados nos ensaios (25,4 e 16,5 mm) ficaram próximos aos estimados pela fórmula de BAZARRA, 1967 (20,3 e 19 mm), respectivamente, para as profundidades de 1 e 2 m, empregando-se uma pressão de 100 kPa no terreno natural, numa área circular de 0,80 m de diâmetro.

CUDMANI (1994), executou e analisou dezoito ensaios de prova de carga em placas circulares de variados diâmetros (0,30; 0,45 e 0,60 m), sob solo residual parcialmente saturado do campo experimental da UFRGS, localizado no município de Cachoeirinha / RS, a diferentes profundidades. O sistema de reação utilizado consistiu de duas sapatas móveis e uma viga de reação fixadas às mesmas. A carga foi transmitida através de cargueira com cilindros de aço de pesos variando de 10 a 20 kN. O autor analisa ainda sete provas de carga feitas por LUZZARDI e MILITITSKY (1978) em sapatas de concreto, quadradas, com 0,70 e 1 m de lado, apoiadas a 0,50 e 1,60 m de profundidade. Baseado nos resultados apresentados, CUDMANI (1994) afirma que:

- Para os ensaios de prova de carga em placas, foi constatado o efeito de escala para os diâmetros de 0,30, 0,45 e 0,60 m, sendo que o efeito de forma não teve valor acentuado. O efeito de profundidade foi claramente percebido. O tipo de ruptura averiguado foi por puncionamento;
- as análises baseadas na teoria do equilíbrio-limite, para a previsão da capacidade de carga, conduziram a valores da carga última superiores aos observados experimentalmente. O método de Terzaghi,

considerando ruptura por puncionamento, resultou em previsões realísticas da capacidade de carga em todos os casos analisados;

- a previsão do comportamento de fundações reais, utilizando-se o modelo elástico, não se mostrou eficiente. Já o modelo elástico-perfeitamente plástico, com o critério de Mohr-Coulomb, demonstrou ser adequado para o comportamento tensão-deformação do solo.

O ensaio de prova de carga “in situ” sobre o elemento de fundação é incontestavelmente o processo que permite, com confiança e realidade, determinar a grandeza da carga capaz de provocar a deformação excessiva ou a ruptura do solo sob o elemento de fundação, além de fornecer dados preciosos com relação à interação e ao comportamento solo-estrutura de fundação. Porém, tem como inconveniente seu alto custo, pois requerem grandes cargas e tempo de execução bastante longo. Tais inconvenientes não se apresentam em provas de carga realizadas em placas-modelo, sendo o uso delas, para a determinação da capacidade de carga e recalques dos solos, indicado por autores como BARATA (1962) e JARDIM (1980).

VELLOSO et al. (1978) descrevem e interpretam resultados de ensaios de prova de carga realizados em placas e sapatas executadas pela empresa Geotécnica S.A. no local destinado à construção dos altos fornos da Usina Siderúrgica de Tubarão, em Vitória/ES. O terreno foi classificado como sendo uma argila arenosiltosa fissurada, rija a muito rija, apresentando um valor de N_{SPT} igual a 20, na cota onde foram executadas as provas de carga. As sapatas ensaiadas tinham 1 e 2 m de lados e a placa, 0,30m. Para a previsão da pressão de ruptura foram utilizados os métodos propostos por MAZURKIEWICZ, 1972 e VAN DER VEEN, 1953, e ambos os critérios se mostraram eficientes na previsão. A capacidade de carga foi estimada através das formulações propostas por TERZAGHI e PECK, 1967 e VESIC, 1975. Para os parâmetros adotados, os resultados situam-se muito próximos dos valores obtidos nos ensaios, com valores entre 10% (TERZAGHI e PECK) e 27% (VESIC) abaixo dos valores medidos. Com relação aos recalques da sapata de 2 x 2 m, os autores concluem que os valores obtidos a partir dos recalques subsuperficiais medidos são cerca de 20 a 40 % superiores aos estabelecidos com base no recalques de placas.

CAMPOS (1980) relata sua experiência em ensaios de prova de carga em sapatas circulares de concreto, com diâmetros de 0,40, 0,80 e 1,60 m, assentadas sob a superfície do solo residual de gnaiss do campo experimental de fundações da PUC / RJ. O sistema de reação utilizado foi o de tirantes de 12 Ø de 8 mm, cada qual com comprimento de ancoragem de 6,40 m e carga máxima de trabalho igual a 450 kN. Uma análise superficial dos resultados indica que:

- Os valores fornecidos pelas equações de previsão da capacidade de carga, propostas por TERZAGHI, (1943) e VESIC (1973), foram respectivamente 30 % e 40 % e 70 % a 80 % maiores que os valores observados em campo;
- Para as sapatas de 0,40 e 0,60 m de diâmetro foi verificado efeito de escala, o mesmo não acontecendo para as sapatas de 0,80 e 1,60 m;
- Diferentes tipos de ruptura foram verificados, sendo que as sapatas com diâmetro 0.40 e 0.60 m apresentaram ruptura por puncionamento. O autor não explica o ocorrido, mas julga-se ser um comportamento diretamente ligado à área da fundação e, conseqüentemente ao tipo de carga aplicada (diâmetros menores = cargas pontuais e diâmetros maiores = cargas uniformemente distribuídas).

Todos os autores são unânimes em suas observações sobre as limitações de cargas admissíveis sobre terrenos ou elementos de fundações, principalmente quando os critérios adotados se baseiam somente em sondagens de subsolo: fórmulas estáticas teóricas (caso de estacas moldadas “in situ” e fundações rasas) ou fórmulas dinâmicas (caso de estacas cravadas).

LOPES (1997) executando um ensaio de prova de carga em um solo residual de gnaiss em Viçosa – M.G., com uma sapata quadrada de 1,20 m de lado, conclui que os critérios de projetos de fundações superficiais para determinação da capacidade de carga baseados nas tensões admissíveis são muito conservadores ficando os resultados encontrados 45% aquém dos valores obtidos em comparação com os do ensaio prova de carga.

GOUVÊA (2000) realizando um ensaio de prova de carga em verdadeira grandeza, de uma fundação superficial (sapata) rígida de concreto armado, quadrada, com 1m de lado, assente a uma profundidade de 1,75 m, em um depósito

provavelmente coluvionar em Viçosa – M. G. , tomando-se a curva carga x recalque gerada pelo ensaio de prova de carga como referência, sem levar, portanto, em conta a parcela do provável recalque por adensamento em longo prazo (de maneira geral, o recalque por adensamento sempre vai existir em maior ou menor escala), comentou o seguinte:

“O projeto que foi regido pelo critério de carga ($\sigma_a \cong 141$ kPa) deveria, na realidade, ser regido pelo critério de recalque ($\sigma_a \cong 400/2 = 200$ kPa para um recalque de 25 mm), uma vez que a prova de carga fornece um valor de $\sigma_a \cong 474/2 = 237$ kPa para um recalque de aproximadamente de 40 mm.”

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Área de estudo

Os estudos foram realizados na obra de construção de um edifício residencial, localizado na rua Papa João XXIII, no bairro de Lourdes, em Viçosa – MG. As Figuras 19, 20 e 21 mostram: a localização da pesquisa na obra e o perfil longitudinal do terreno; a planta baixa dos ensaios de campo realizados e o detalhamento da área.

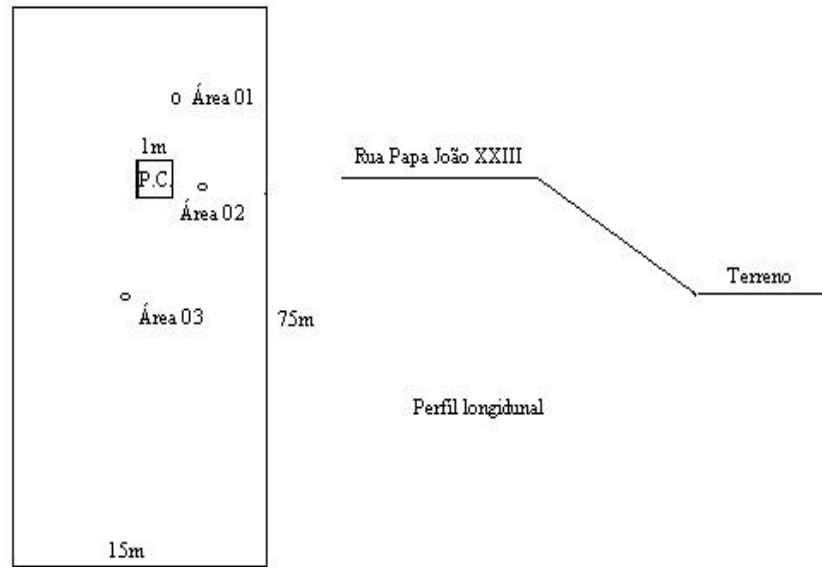


Figura 19 – Localização da obra para realização da pesquisa

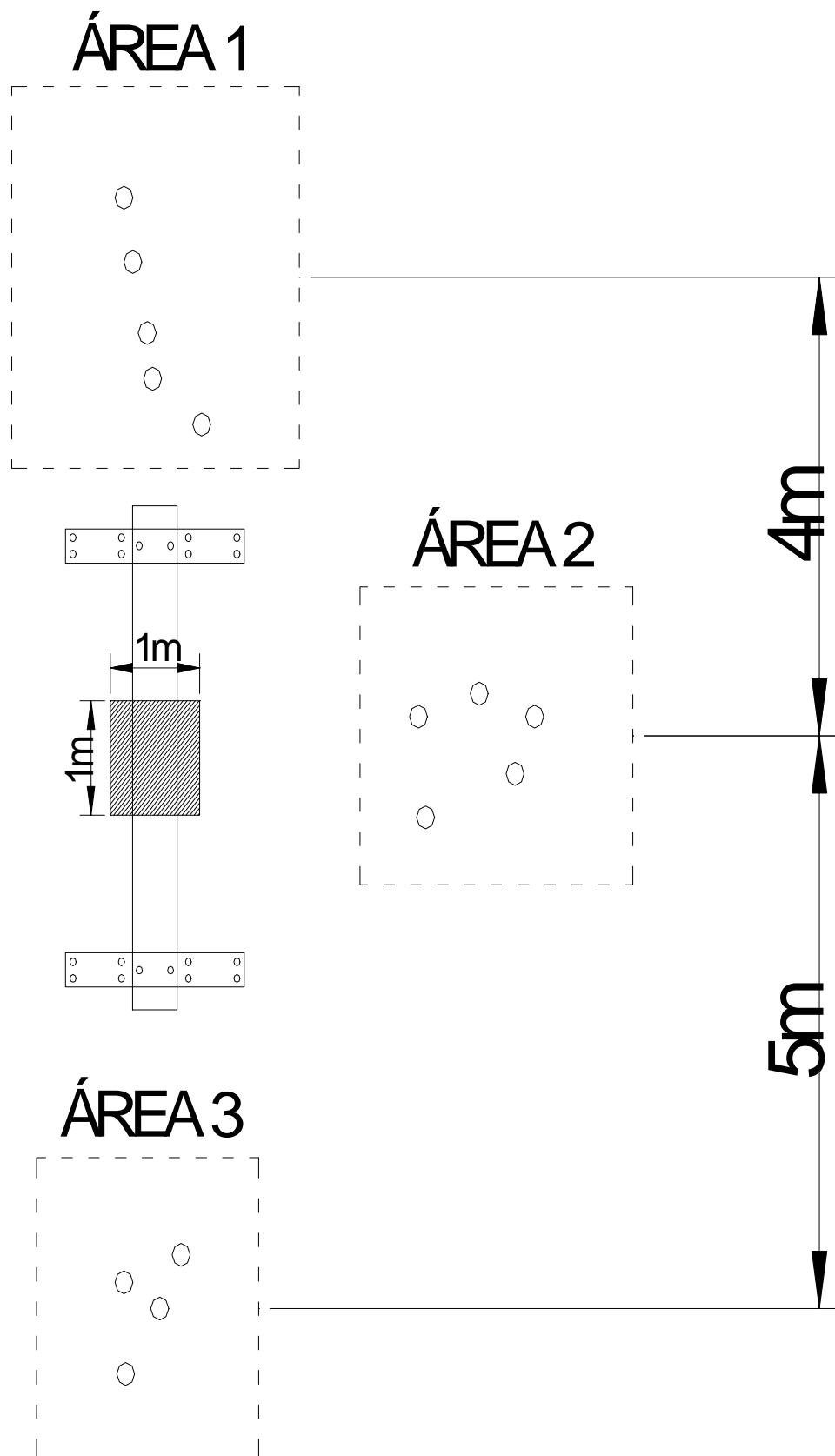
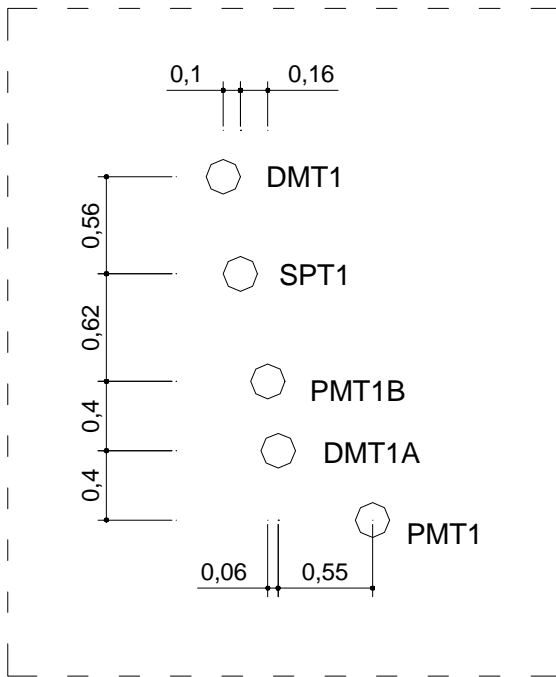
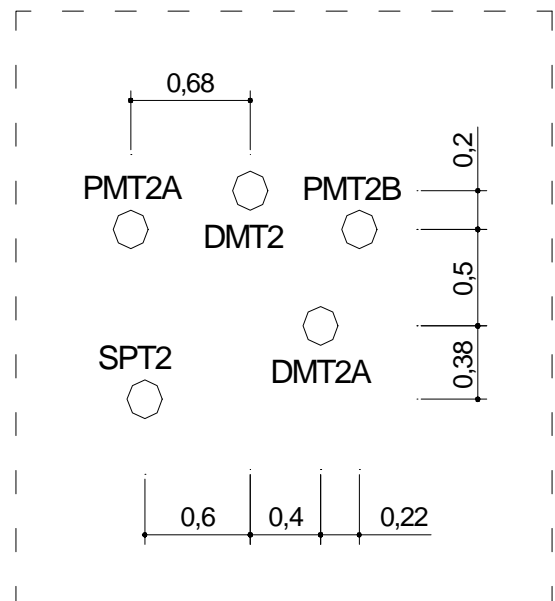


Figura 20 – Planta baixa do ensaio de prova de carga com PMT, SPT e DMT

ÁREA 1



ÁREA 2



ÁREA 3

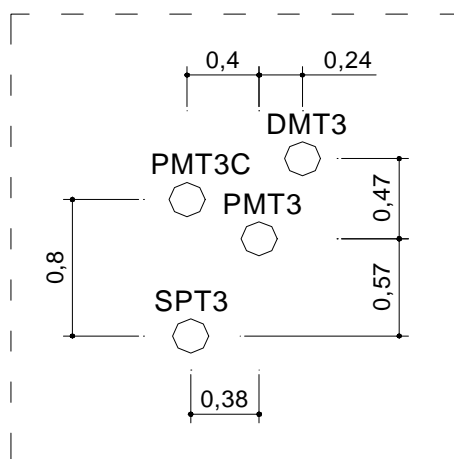


Figura 21 – Detalhamento da área de realização dos ensaios PMT, SPT e DMT (CUSTÓDIO-2003)

FERRAZ (1994) caracteriza a geologia da microrregião de Viçosa como sendo composta pelas rochas do Embasamento Granito-Gnáissico Indiviso, com uma cobertura terciária pouco espessa e aluviões quaternários.

O material em estudo é um solo residual jovem não-saturado, proveniente de uma rocha gnáissica ocorrente em região de relevo bastante acidentado, clima tropical seco no inverno e chuvoso no verão.

A camada onde se realizou o ensaio de prova de carga é constituída de um solo argilo-arenoso siltoso, classificado através de análise granulométrica conjunta.

O edifício foi projetado para três pavimentos para fins residenciais sendo quatro blocos de construções. Nos dois primeiros foram feitos pequenos movimentos de solo e nos dois últimos houve maior volume de escavação.

Visando um detalhamento maior do solo, as investigações geotécnicas realizadas seguiram o preconizado pelas normas brasileiras como a NBR – 6484, NBR -7250 e a NBR 9604.

Foram executados três furos de sondagens de simples reconhecimento dentro área do terreno próximo à execução do ensaio de prova de carga.

As determinações da norma NBR – 6484 – Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos solos, ABNT (2001), foram obedecidas. A única mudança de procedimento foi que o ensaio SPT e recolhimento das amostras foram feitos a cada 0,50m de profundidade.

As amostras deformadas obtidas através do barrilete amostrador foram analisadas obedecendo à norma NBR – 7250 – Identificação e Descrição de Amostras de Solo obtidas em Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos (ABNT, 1982).

O perfil geológico-geotécnico obtido através das três sondagens, encontra-se nos perfis individuais apresentados nas Figuras 29, 30, e 31.

Durante a escavação de 1,00 x 1,00 x 1,00m para colocação da sapata-teste, procedeu-se à retirada de amostras deformadas e indeformadas.

Para retirada destas seguiu-se, o preconizado pela norma NBR – 9604 – Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo (ABNT, 1986b), com retiradas de amostras deformadas e indeformadas.

Foram executados cinco furos de sondagens dilatométricas, DMT, próximos ao ensaio de prova de carga executada de acordo com as Figuras 19, 20 e 21.

No ensaio de sondagem dilatométrica para a penetração da lâmina do DMT foi utilizada a estrutura de reação idealizada e desenvolvida por PAULA (1998), permitindo, assim, uma cravação quasi-estática, cravação esta preferível à por percussão, conforme MARCHETTI e CRAPPS (1981) e SCHMERTMANN (1986) e, ainda, BRIAUD e MIRAN (1992).

O ensaio foi realizado a cada 0,20 m de profundidade, sendo a leitura A lida com tempos de 15 a 30 s depois de atingida a profundidade em estudo e a leitura B lida com tempos de 15 a 30 s após a obtenção da leitura A.

Foram obtidos para as cinco sondagens, DMT, dentre outros, os valores de p_0 , p_1 , I_D , K_D , E_D e M , obtidos a partir da correlação de MARCHETTI (1980), e, ainda, a classificação do solo, camada a camada (a cada 0,20 m). Esses valores foram obtidos através de um programa computacional de redução de dados idealizado por MARCHETTI.

Os ensaios pressiométricos de MÉNARD, PMT, foram realizados seguindo-se as normas francesas P94-110/91 AFNOR e americana ASTM D-4719/87.

Foram realizados seis furos de sondagens nas áreas localizadas próximas ao ensaio de prova de carga como mostra a figuras, 20, 21 e 22. Os ensaios executados estão localizados como se segue: área 1 – PMT 1 e 1B; área 2 – PMT 2A e 2B; área 3 – PMT 3 e 3C.

Os principais parâmetros como tensão horizontal, volume inicial, pressão de fluência, volume de fluência, módulo de MÉNARD, volume limite e pressão limite obtidos diretamente dos ensaios pressiométricos de pré-furo com tensão controlada são mostradas através das Tabelas 22, 23, 24, 25, 26,27 e o gráficos de correções das pressões estão no anexo (C).

O resumo da realização do ensaio é enumerado a seguir:

a) Calibração da sonda pressiométrica;

Abertura do pré-furo;

Realização do ensaio através de tensão controlada;

Leituras das variações de volumes a 15 s, 30 s e 60 s.

3.2. Prova de carga

Tendo em vista a magnitude da carga máxima prevista para o ensaio, optou-se por um sistema de reação composto basicamente de tirantes (trados helicoidais) cravados manualmente e de vigas metálicas.

Os tirantes foram construídos, utilizando-se tubos de aço sem costura, diâmetro nominal interno de 25 mm e externo de 33,70 mm, SCHEDULE – 40, que é o mesmo tubo utilizado nos ensaios de SPT. Na extremidade inferior do tubo foi soldado um helicóide com 25 cm de comprimento, passo de 13 cm e diâmetro de 13,70 cm, e na extremidade superior aberta foi soldada rosca comum em uma extensão de 25 mm (1”), para utilização de luva rosqueada desempenhando a função de porca.

O espaçamento entre tirantes e a sapata testada obedeceu à norma NBR – 6489 – Prova de Carga direta sobre terreno de fundação (ABNT, 1984b).

Quanto ao comprimento dos tirantes, que por sua vez foi diretamente relacionado ao número de tirantes, optou-se pela utilização de 20 tirantes com comprimento total de 4,50 m.

Quanto às vigas metálicas, utilizou-se um arranjo composto de uma viga principal e duas vigas secundárias.

A viga metálica principal foi confeccionada a partir da soldagem de dois perfis I, com mesas de largura iguais a 0,15 m e espessura de 15,87 mm, alma de 6,35 mm e altura total de 0,40 m. Obteve-se, assim, uma viga do tipo caixão com 0,30 m de mesa e 0,40 m de altura. Complementarmente, reforçou-se a mesa superior com uma chapa de 9,52 mm de espessura em toda a extensão da viga, bem como a mesa inferior, também com chapa de 9,52 mm, em uma extensão de 2,40 m na região central da viga. Assim, a altura final da viga de aproximadamente 0,42 m. Finalmente, a viga foi reforçada por meios de “contrafortes” laterais constituídos de chapas de 7,94 mm soldados a cada 0,50 m, ao longo do comprimento total da viga, que foi de 4,40 m, cujo peso total foi da ordem de 6,80 kN.

Com relação às vigas secundárias, deve-se relatar as duas foram do tipo caixão, com mesas de largura igual a 0,25 m, espessura de 12,7 mm e alma de 6,35 mm, sendo a altura total de 0,40 m e o comprimento igual a 2 m.

Ao longo do comprimento das vigas foram colocados seis “contrafortes” laterais de cada lado, constituídos de chapas soldadas de espessuras de 6,35 mm. O peso de cada viga foi da ordem de 2 kN. Essas vigas foram designadas de metálicas secundárias tipo caixão.

A seguir, detalha-se, cronologicamente, a montagem do sistema de reação, atendo-se, quando necessário, à descrição dos elementos complementares que se fizeram necessários para a perfeita execução dos serviços.

Primeiramente, procurou-se nivelar o terreno com a sapata-teste e executou um sistema simples de drenagem superficial, para precaver contra a incidência de eventuais chuvas, que na realidade não ocorreram durante o período da realização da prova de carga. Sobre o terreno nivelado, espalhou-se areia grossa, providência essa extremamente interessante para impedir a formação de lama, no caso de ocorrência de chuvas. Em seguida, foram construídas duas estruturas com peças de madeiras de dimensões iguais a 8 x 8 x 80 cm, uma de cada lado da sapata-teste.

A viga principal, com o auxílio de um caminhão Munck, pertencente à UFV, foi apoiada sobre as fogueiras, procurando-se, evidentemente, fazer coincidir o centro geométrico da viga com o centro geométrico do pilarete da sapata-teste. Em seguida, ainda com o auxílio do caminhão Munck, colocaram-se sobre a viga principal e, transversalmente a ela, as duas vigas secundárias.

As duas vigas secundárias foram assentadas nas extremidades da viga principal.

Para fixação dos 20 tirantes às vigas secundárias, adotou-se a utilização de placas metálicas de dimensões 14 x 75 cm e espessuras de 3,175 cm, com vazados retangulares de aproximadamente 4 x 10 cm em ambas as extremidades. Os tirantes, passando por dentro desses vazados das placas, foram fixados a estas e, conseqüentemente, às vigas secundárias, com o auxílio de luvas rosqueadas.

Do total de tirantes, quatro “atravessaram” as vigas secundárias pelos furos nelas existentes e foram a elas fixados, diretamente, através de luvas rosqueadas.

Logo após a cravação de todos os tirantes, colocou-se sobre a área da prova de carga uma estrutura metálica móvel – do tipo utilizada em carroceria de caminhão para o transporte de pessoas – e sobre essa estrutura, uma lona impermeável para proteger equipamentos e técnicos das intempéries.

Foram usados dois macacos hidráulicos com capacidades nominais de 500 kN e 2500 kN . O primeiro foi usado no primeiro estágio de carregamento, ficando, portanto, o segundo para os demais estágios. Foram assentados diretamente sobre a placa metálica fixada sobre o topo do pilarete.

Sobre o topo do pistão do macaco de 2500 kN, pistão este com um curso da ordem de 10 cm, foi assentado uma rótula metálica, do tipo macho e fêmea, em forma de semi-esfera. Entre a rótula metálica e o infradorso da viga principal, foram colocadas duas placas metálicas com 70 cm de comprimento e coincidindo com a sua largura. Vale ressaltar a importância da utilização da rótula metálica, que propiciou a melhor transmissão dos esforços entre o sistema de reação e a sapata-teste.

A prova de carga foi realizada, utilizando-se uma sapata de concreto armado, rígida, quadrada de lado igual a 1,00 m.

Esta sapata foi confeccionada para realização de ensaio de campo anteriormente a esta pesquisa.

Na construção da sapata e do pilarete foram obedecidos os padrões de tecnologia de confecção de concreto armado.

A Figura 23 resume a descrição dos sistemas de reação, de aplicação de carga... etc.

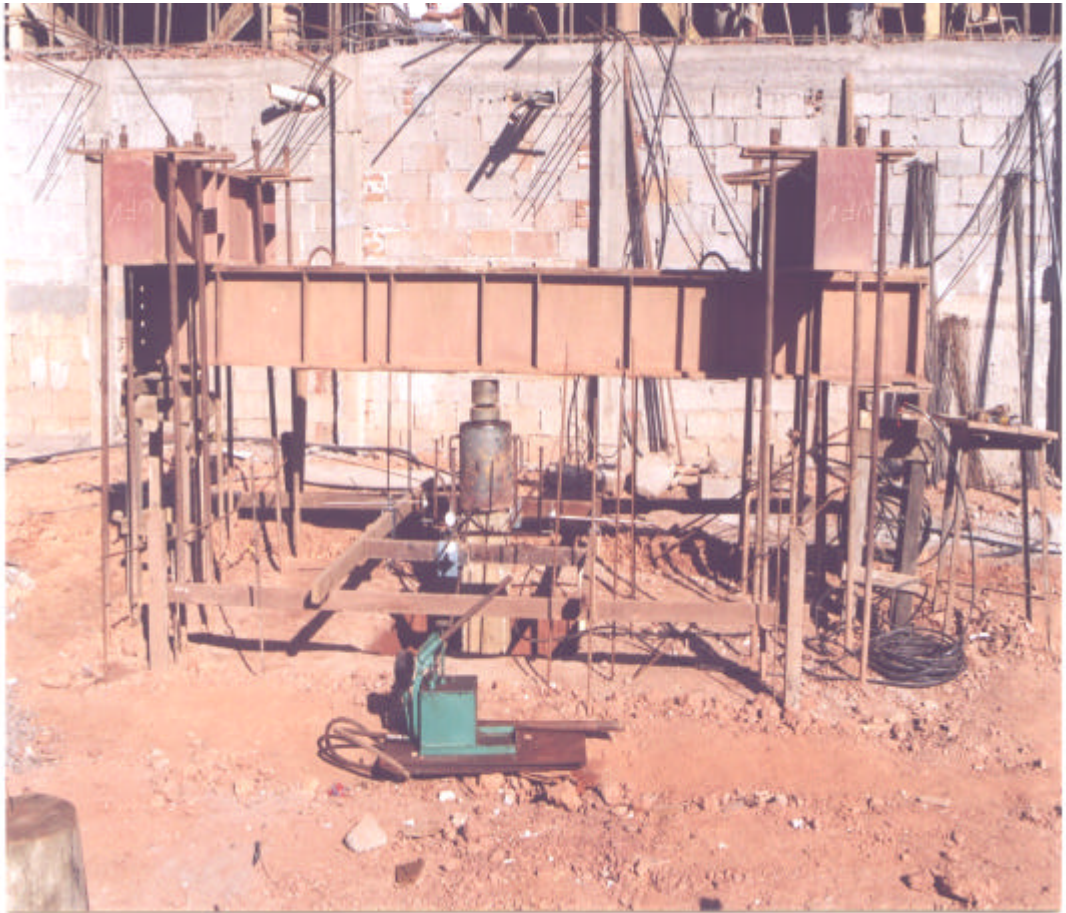


Figura 23 - Execução da prova de carga sobre a sapata

4. RESULTADOS

4.1. Resultados dos ensaios de laboratório

As amostras de solos foram retiradas durante a abertura do poço para execução do ensaio de prova de carga.

Foram realizados ensaios nos solos coletados em amostras deformadas e indeformadas seguindo as normas brasileiras.

4.1.1. Ensaio de caracterização

O solo coletado no campo foi preparado segundo a NBR 6457/86 (Amostras de solo- Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização). Para a caracterização completa do solo analisado, foram feitos os ensaios de determinação do teor de umidade, determinação da massa específica dos sólidos, conforme a NBR 6508/84, determinação dos limites de Atterberg de acordo com as normas NBR 6459/84 e NBR 7180/84, e a análise granulométrica conjunta, segundo NBR 7181/84.

Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 16 e as curvas granulométricas encontradas para o solo estão no anexo (D).

Tabela 16 – Caracterização – Índices Físicos dos Solos

Amostras	Granulometria			Limites			Índices Físicos		
	Argila %	Silte %	Areia %	LL	LP	IP	$W_{nat.}$ %	$\tilde{\alpha}_s$ (kN/m ³)	$\tilde{\alpha}_{nat.}$ (kN/m ³)
01 - 0,20m	61	6	33	70,5	30,3	40,23	37,7	24,50	18,20
02 - 0,40m	62	8	30	81,8	34,7	47,1	40,9	27,08	18,25
03 - 0,60m	62	8	30	88,6	43,4	45,2	42,4	26,84	15,57
04 - 0,80m	48	9	43	69,0	32,9	36,1	32,5	27,43	17,56
05 - 1,00m	48	9	43	76,0	36,4	39,6	41,1	27,19	18,01

4.1.2. Classificação dos Solos

A classificação AASHTO é resultado de alterações feitas na classificação do Bureau of Public Roads e se fundamenta na granulometria, no limite de liquidez e no índice de plasticidade. Esta classificação foi proposta com o objetivo de auxiliar em projetos de construção de estradas.

Segundo o sistema AASHTO, os solos coletados são classificados como solos argilosos de acordo com a Tabela 17.

Tabela 17 – Classificação AASHTO

Amostra	Classificação
01 – 0,20 m	A – 7 - 6
02 – 0,40 m	A – 7 - 6
03 – 0,60 m	A – 7 - 6
04 – 0,80 m	A – 7 - 6
05 – 1,00 m	A – 7 - 6

O sistema unificado de classificação foi oriundo do “Airfield Classification System” idealizado por Casagrande (1936) e desenvolvido pelo U. S. Corps of Engineers, em 1952.

Este sistema foi preparado para classificação dos solos para pavimentação. No entanto, ele vem sendo aplicado cada vez mais em todos os campos da engenharia de solos.

Na Tabela 18, apresenta-se a classificação dos solos como argila de alta compressibilidade segundo o sistema U.S.C..

Tabela 18 – Classificação U.S.C.

Amostra	Classificação
01 – 0,20 m	C H
02 – 0,40 m	C H
03 – 0,60 m	C H
04 – 0,80 m	C H
05 – 1,00 m	C H

4.1.3. Ensaio Oedométricos

Com base na NBR – 12007 (ABNT, 1990) foram realizados dois ensaios de adensamento em amostras indeformadas coletadas no “poço” de abertura para realização do ensaio de prova de carga. Nos ensaios usou-se a prensa oedométrica convencional de carregamento em etapas.

Os corpos de prova foram moldados através de anéis moldadores, de diâmetros variando de 7,12 a 7,13 cm e alturas entre 2,010 a 2,015 cm.

O incremento de carga utilizado foi $\frac{\Delta p}{p} = 1$, ou seja, a carga aplicada foi sempre igual ao dobro da diferença entre a atual e a anterior, num intervalo de 6,25 a 1600 kPa. O tempo de duração de cada estágio de carregamento foi de no mínimo 24 horas.

Apresentam-se na Tabela 19, os dados obtidos a partir dos ensaios oedométricos, quais sejam: peso específico natural (γ_{nat}); teor de umidade (w); índice de vazios inicial (e_0); grau de saturação (S_r); tensão vertical de pré-adensamento (σ_{vpa}); índice de compressão virgem (C_c); e razão de pré-adensamento (OCR). Os valores de σ_{vpa} , descritos na Tabela 19, são a média aritmética dos cálculos segundo os métodos de Pacheco Silva e Casagrande.

As Figuras 24 e 25 mostram as curvas $e_0 \times \log \sigma_v$ das amostras 01 e 02 respectivamente.

Tabela 19 – Parâmetros do ensaio oedométrico

Amostra	$\gamma_{nat.}(kN/m^3)$	w(%)	e_0	S_r (%)	$\sigma_{vpa}(kPa)$	C_c	OCR
01 - 0,40m	17,9	36,23	1,03	97,08	310,37	0,55	43,42
02 - 0,80m	17,3	34,00	1,07	88,85	273,78	0,46	19,85

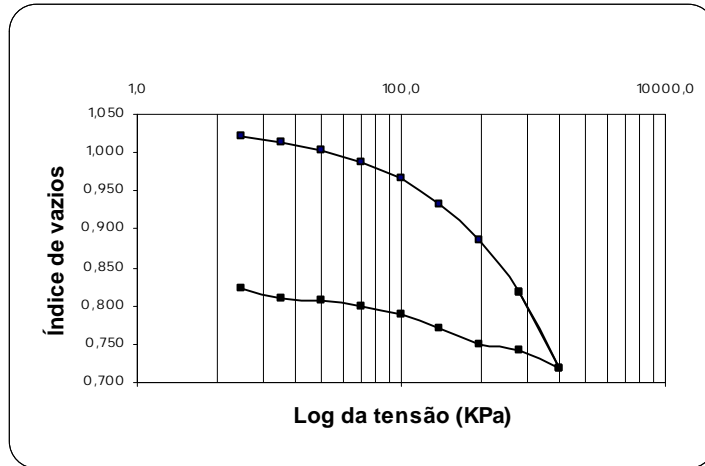


Figura 24 – Curva e x $\log \sigma_v$ – Amostra 01

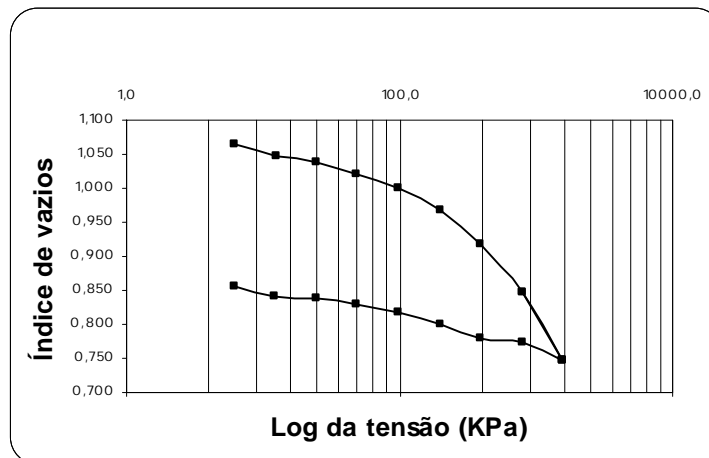


Figura 25 – Curva e x $\log \sigma_v$ – Amostra 02

Na Tabela 20 são apresentados os valores dos módulos oedométricos em função do nível de carregamento para cada camada, calculados a partir da expressão:

$$E_{\text{oed.}} = \frac{-\Delta\sigma \cdot (1 + e_0)}{\Delta e} \quad (72)$$

Tabela 20 – Valores dos $E_{\text{oed.}}$ (kPa)

Intervalo de Tensões (kPa)	Amostras	
	1	2
0 a 6,25	1404,2	1434
6,25 a 12,5	1397,9	752,9
12,5 a 25	2273,9	2314,8
25 a 50	3311,7	3156,3
50 a 100	5176,3	5002,5
100 a 200	5688,2	5785,3
200 a 400	7858,3	7828,6
400 a 800	6265,5	6267,8
800 a 1600	14032,6	13984

O módulo oedométrico calculado corresponde ao módulo oedométrico secante entre dois pontos consecutivos da curva do ensaio oedométrico. Este módulo pode ser considerado, por sua vez, aproximadamente igual ao módulo oedométrico tangente para a tensão intermediária do intervalo considerado.

4.1.4. Ensaio triaxiais axissimétricos

A realização do ensaio do tipo CID (consolidado isotropicamente drenado), com amostra no estado natural), seguiu o procedimento preconizado por HEAD (1986).

Os corpos de prova foram talhados a partir das amostras indeformadas.

Estimando-se os valores prováveis das tensões verticais e horizontais que ocorreriam no solo sob a sapata carregada no ensaio de prova de carga, os corpos de prova foram submetidos a tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.

Quanto à velocidade de deformação, é importante lembrar que os resultados dos ensaios oedométricos não foram determinantes no seu cálculo.

A velocidade adotada na ruptura dos corpos de prova foi de 0.15 mm/min. .

Para determinar a variação dos volumes dos corpos de prova , foram utilizadas duas buretas graduadas na saída interna da base da câmara triaxial e na sua entrada externa (σ_3), medindo-se o volume de água que entrava ou saía do corpo de prova.

As fases de adensamento tiveram durações variando entre 45 e 60 minutos.

As curvas tensão desvio x deformação axial e as envoltórias de resistência em função de q x p são apresentadas no anexo A.

É importante lembrar que q e p , foram obtidos pelas expressões sugeridas por LAMBE e WHITMAN (1979):

$$q = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \quad (73)$$

$$p = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \quad (74)$$

Na Tabela 21 encontram-se os valores dos parâmetros obtidos dos ensaios triaxiais.

Tabela 21 – Valores dos parâmetros do ensaio triaxial

Amostra	Profundidade	$W_{nat.}$	$\gamma_{nat.}$	C'	ϕ'
Solo	m	%	kN/m ³	kPa	(^o)
Amostra 01	0,40	39,20	16,88	55,0	9,5
Amostra 02	0,80	37,68	16,61	41,5	7,60

4.2. Resultados da Prova de Carga

4.2.1. Instrumentação

Foi utilizado o sistema de instrumentação para medir os recalques da sapata-teste.

Nas medidas dos recalques da sapata, foram utilizados quatro extensômetros mecânicos, de resolução 10^{-2} mm como mostra a Figura 26.



Figura 26 - Instrumentação do ensaio de prova de carga

Esses extensômetros foram fixados a um sistema de referência constituído de quatro vigas que, por sua vez, foram apoiadas no solo através de estacas de madeira. Foram obedecidas às determinações da NBR – 6489 com relação à distância mínima entre os apoios e a instalação dos equipamentos do ensaio.

Na fixação dos extensômetros foram utilizadas hastes com acoplamento regulável para aferição, na passagem de um estágio para outro.

4.2.2. Calibração do conjunto macaco hidráulico-bomba

As cargas aplicadas por meio da reação do macaco hidráulico com a estrutura construída para esse fim foram medidas por correlações das leituras no manômetro da bomba de pressão com uma tabela de calibração do conjunto macaco hidráulico-bomba.

As calibrações e as aferições dos dois conjuntos de macacos hidráulico-bomba foram executadas pelo Laboratório de Materiais de Construção do Departamento de Engenharia Civil da UFV, sendo que para a calibração do macaco hidráulico do Laboratório de Engenharia Civil foi obtida a equação $Y = 16,06 X$. O gráfico obtido e fornecido por aquele laboratório para curva de calibração do macaco de 2500 kN encontra-se na Figura 27.

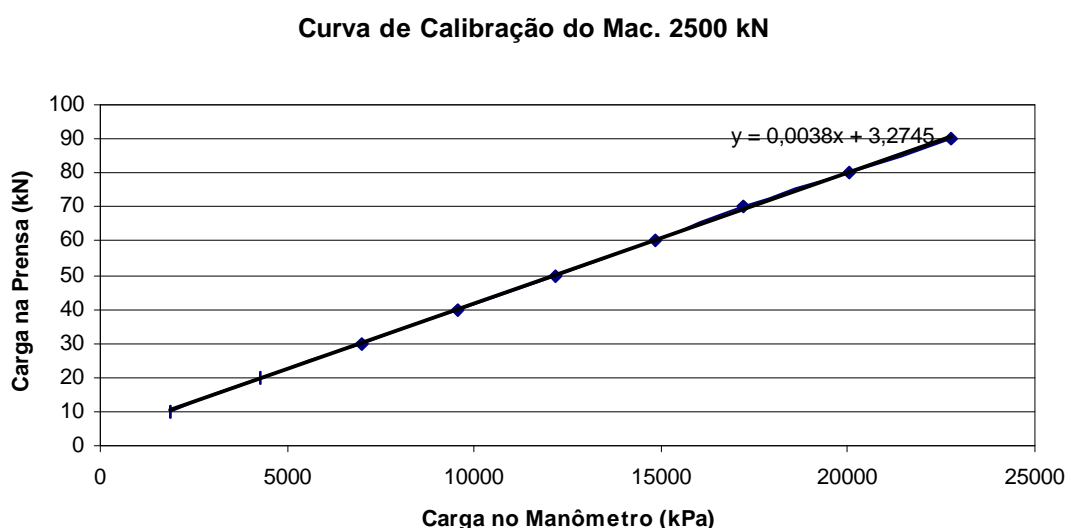


Figura 27 – Curva de calibração do macaco hidráulico

4.2.3. Gráfico do ensaio da prova de carga

Na execução da prova de carga foram utilizados os carregamentos determinados pelo gráfico da Figura 27 e da equação $y=16,06x$. Cumpre notar que a NBR – 6489 – Prova de carga direta sobre terreno de fundação (ABNT,

1984b) preconiza que a pressão inicial a ser aplicada deve ser de cerca de 20% da taxa admissível provável do solo.

Na aplicação da carga em cada estágio, foram lidos os valores registrados nos quatro extensômetros, com a finalidade de medir os deslocamentos verticais da sapata –teste. A primeira leitura foi feita após 0,25 min da aplicação da carga, e as leituras subseqüentes foram realizadas em intervalos de tempo sucessivamente dobrados, ou seja, 0,50; 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60 minutos e assim por diante.

Um novo carregamento somente era executado depois de transcorridos, no mínimo, 30 minutos da aplicação da carga, sendo sempre verificado o critério de estabilização determinado pela NBR – 6489 (ABNT, 1984b):

$$|(L_n - L_{n-1})| \leq |5\%(L_n - L_0)| \quad (75)$$

em que,

L_n = Leitura final do estágio;

L_{n-1} = Leitura anterior a leitura final do estágio;

L_0 = Leitura inicial do estágio.

Na curva característica da prova de carga nota-se dois descarregamentos: primeiro devido a troca de macacos e o segundo ocorreu por insuficiência de curso do macaco hidráulico de 2500 kN.

O resultado do ensaio de prova de carga é mostrado na Figura 28.

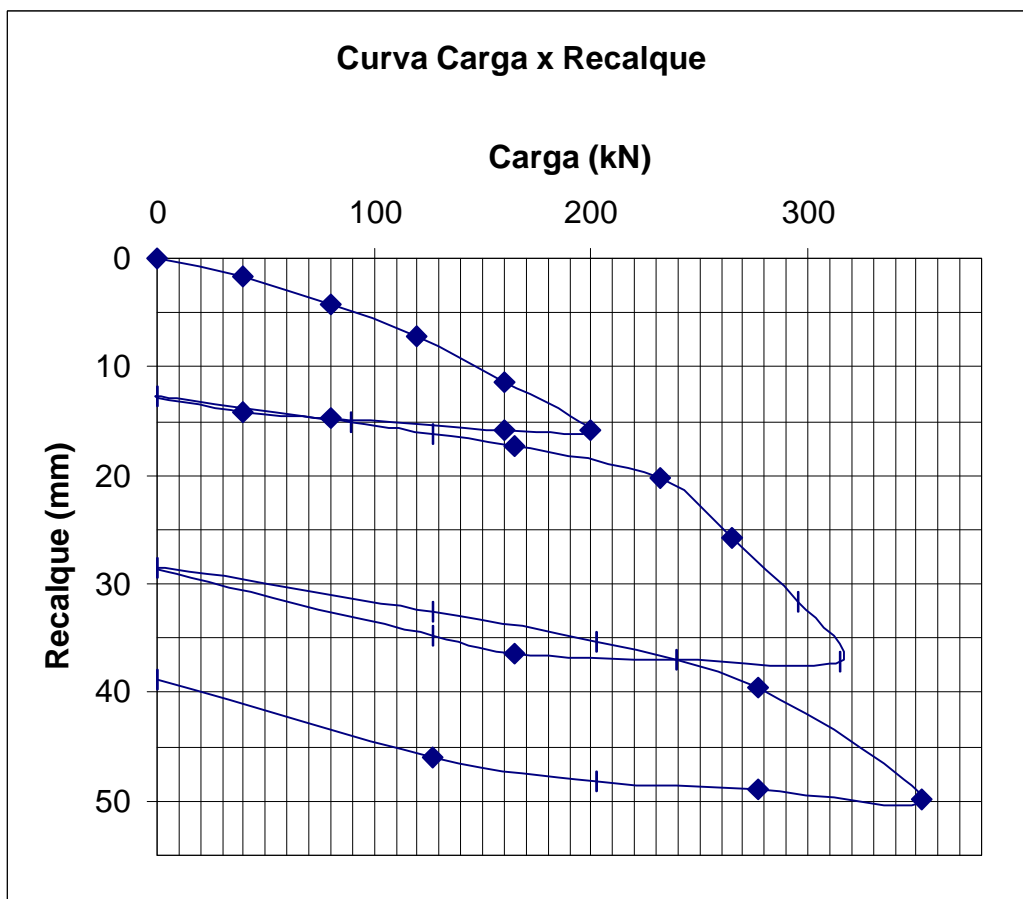


Figura 28 – Curva Carga x Recalque da Prova de Carga

4.3. Resultados das sondagens à percussão (SPT)

Nas Figuras 29, 30 e 31 encontram-se os resultados dos ensaios SPT realizados no local próximo ao ensaio de prova de carga com a sapata apoiada a 1 m de profundidade. Os furos de sondagens foram feitos nas seguintes localizações: SPT – 01 (área 01); SPT – 02 (área 02); SPT – 03 (área 03).

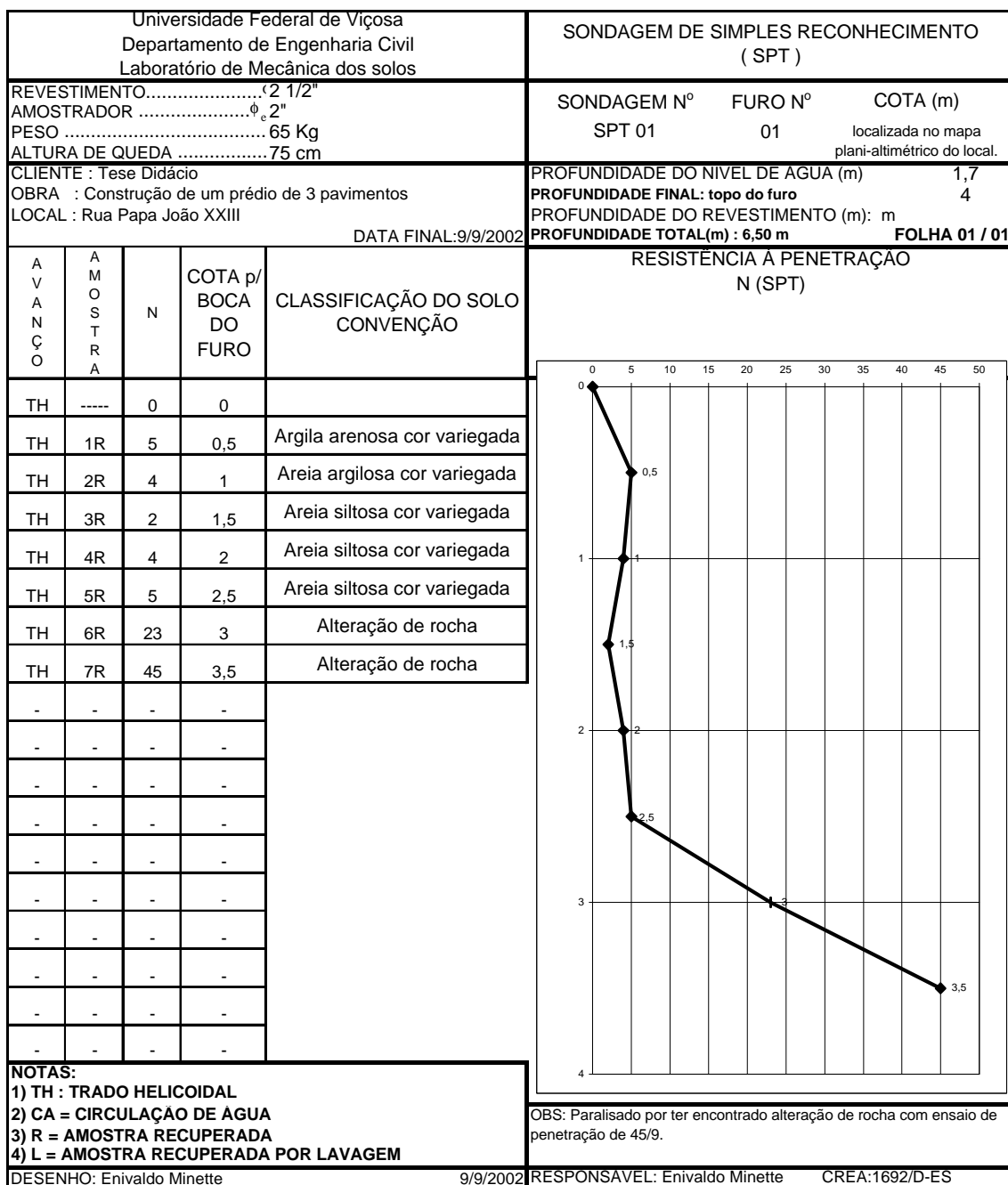


Figura 29 - Resultado do ensaio de sondagem de simples reconhecimento realizado no furo 01.

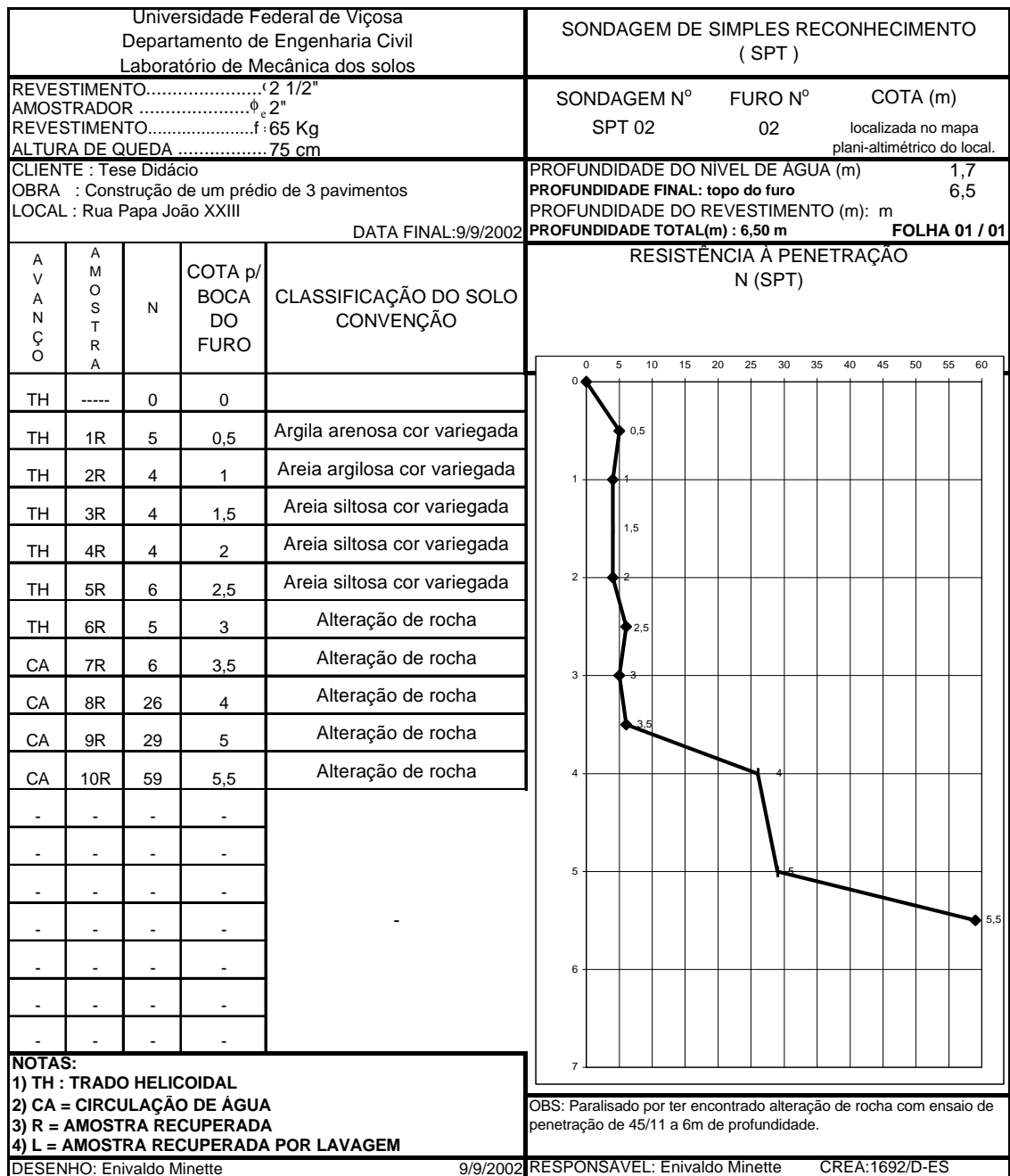


Figura 30 - Resultado do ensaio de sondagem de simples reconhecimento realizado no furo 02.

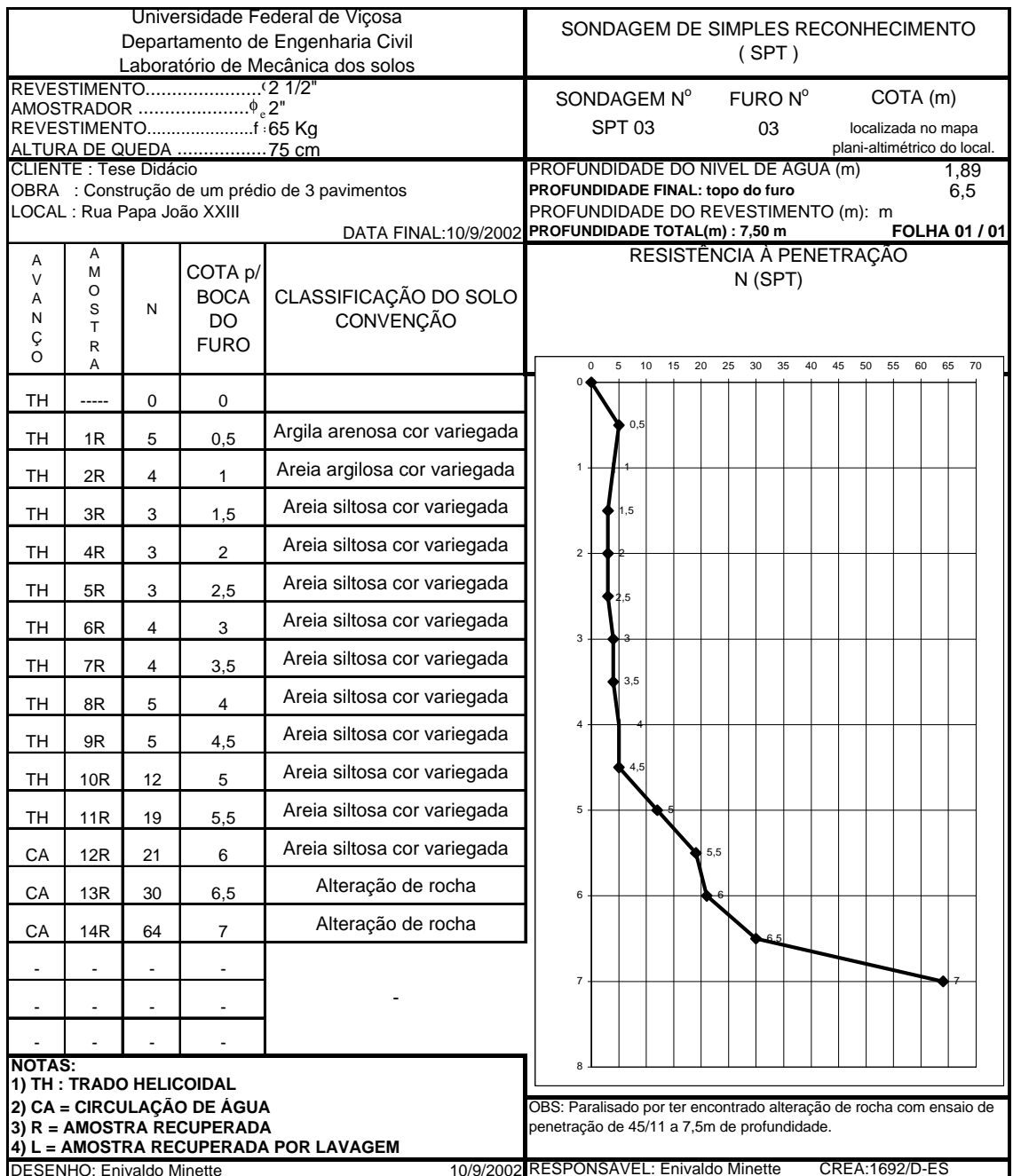


Figura 31 - Resultado do ensaio de sondagem de simples reconhecimento realizado no furo 03.

4.4. Resultados dos ensaios pressiométricos

Foram executados seis ensaios pressiométricos nas proximidades da execução do ensaio de prova de carga (Figuras 19, 20 e 21). Os ensaio PMT1 e

1B foram realizados na área 1, os ensaios PMT 2A e 2B foram realizados na área 2 e os ensaios PMT 3 e 3C na área 3.

Realizaram-se três ensaios de calibração para uma correta interpretação do ensaio pressiométrico cujos resultados encontram-se no Anexo (B).

Nas Tabelas 22, 23, 24, 25, 26 e 27 relacionam-se os valores das leituras de volume, pressão inicial e de fluência, dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos e de algumas correlações obtidas nos seis ensaios pressiométricos realizados.

Tabela 22 – Ensaio PMT 01

Profundidade	0,40m	1,00m	1,60m	2,20m	2,80 m
V_f (cm ³)	283	258	222	248	375
V_0 (cm ³)	142	147	117	122	185
p_f (kPa)	264	157	198	223	383
p_0 (kPa)	21	21	24	21	29
E_m (kPa)	2684	1859	2510	2460	3023
p_l (kPa)	387	260	306	387	829
E_m/p_l	6,94	7,15	8,20	6,36	3,65
p_l/p_f	1,47	1,66	1,55	1,74	2,16

Tabela 23 – Ensaio PMT 01B

Profundidade	0,40	1,00	1,60	2,20
V_f (cm ³)	264	267	192	216
V_0 (cm ³)	144	150	84	87
p_f (kPa)	239	196	193	203
p_0 (kPa)	19	20	19	28
E_m (kPa)	2803	2304	2431	2092
p_l (kPa)	369	300	305	302
E_m/p_l	7,60	7,68	7,97	6,93
p_l/p_f	1,54	1,53	1,58	1,49

Tabela 24 – Ensaio PMT 2A

Profundidade	0,40m	1,00m	1,60m	2,20m	2,80m
V_f (cm ³)	196	170	149	144	176
V_0 (cm ³)	88	71	71	68	79
p_f (kPa)	324	276	177	185	183
p_0 (kPa)	28	25	21	23	29
E_m (kPa)	4148	3807	2953	3126	2372
p_l (kPa)	491	455	328	325	320
E_m/p_l	8,45	8,37	9,00	9,62	7,41
p_l/p_f	1,52	1,65	1,85	1,76	1,75

Tabela 25 – Ensaio PMT 02B

Profundidade	0,40m	1,00m	1,60m	2,20m	2,80m
V_f (cm ³)	189	176	160	154	176
V_0 (cm ³)	88	71	71	71	79
p_f (kPa)	288	257	176,9	184,6	176,9
p_0 (kPa)	34	28	27	27	32
E_m (kPa)	3781	3289	2513	2818	2241
p_l (kPa)	492	424	353	350	345
E_m/p_l	7,68	7,76	7,12	8,05	6,50
p_l/p_f	1,71	1,65	1,99	1,90	1,95

Tabela 26 – Ensaio PMT 03

Profundidade	0,40m	1,00m	1,60m	2,20m
V_f (cm ³)	227	228	194	202
V_0 (cm ³)	128	115	92	95
p_f (kPa)	260	219	177	202
p_0 (kPa)	22	23	24	22
E_m (kPa)	3611	2641	2264	2484
p_l (kPa)	464	381	316	323
E_m/p_l	7,78	6,93	7,16	7,69
p_l/p_f	1,78	1,74	1,78	1,60

Tabela 27 – Ensaio PMT 03C

Profundidade	0,40m	1,00m	2,20m	2,80m	3,40m
V_f (cm ³)	203	204	226	348	300
V_0 (cm ³)	93	94	115	162	150
p_f (kPa)	329	220	196	193	246
p_0 (kPa)	28	21	22	31	30
E_m (kPa)	4149	2739	2372	1403	2260
p_l (kPa)	489	359	341	353	505
E_m/p_l	8,48	7,63	6,96	3,97	4,48
p_l/p_f	1,49	1,63	1,74	1,83	2,05

São apresentadas (anexo C) as curvas pressiométricas corrigidas, obtidas para cada furo de sondagem realizado para execução do ensaio pressiométrico.

As Figuras 32, 33, 34, 35, 36 e 37 apresentam os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo com relação à profundidade.

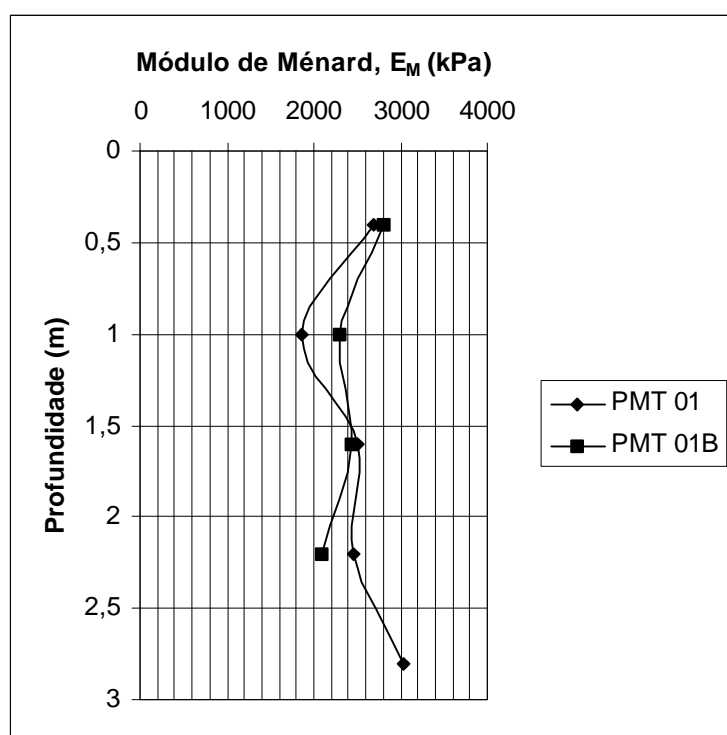


Figura 32 – Gráfico E_M x Prof

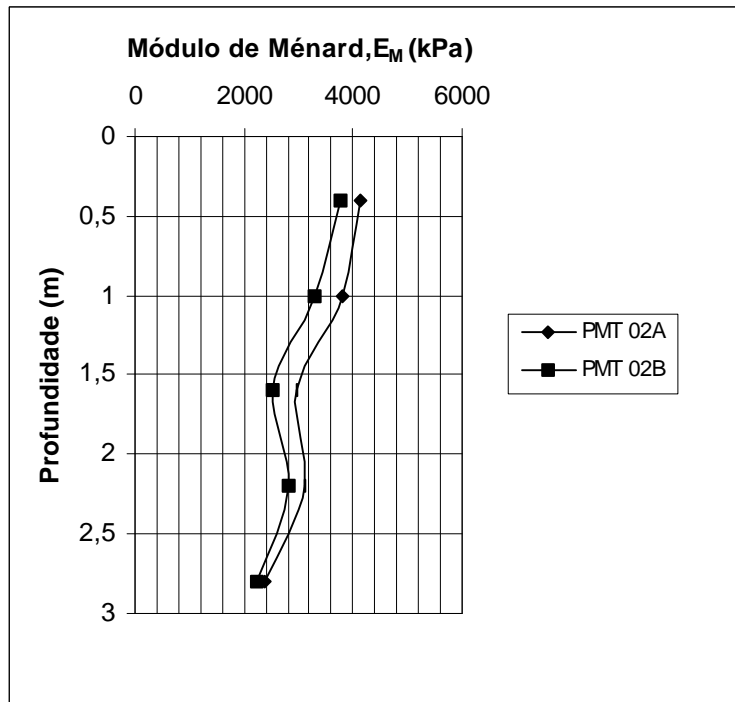


Figura 33 – Gráfico E_M x Prof

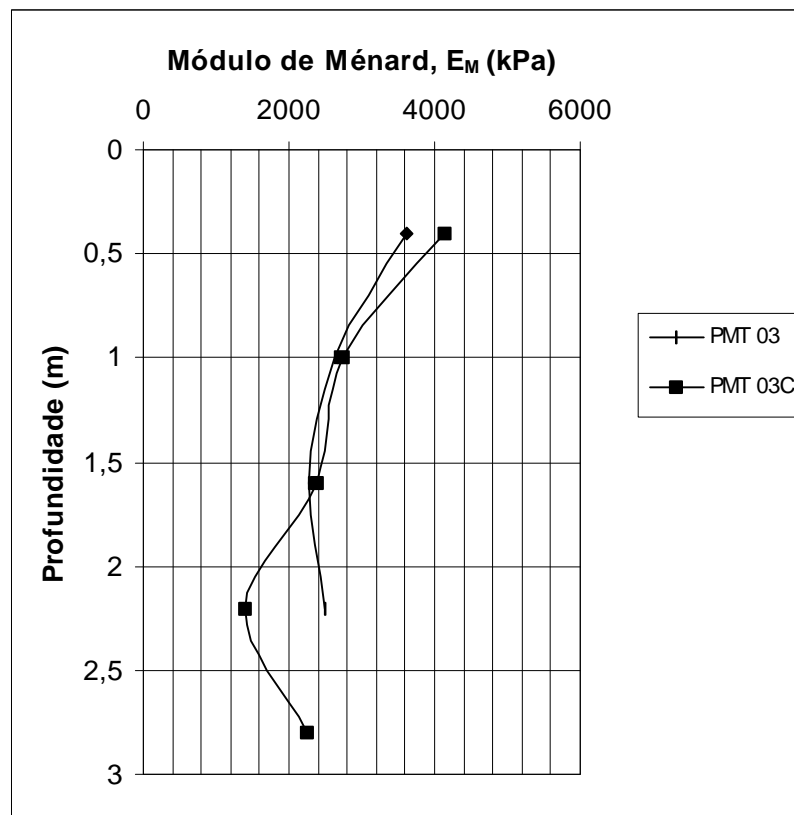


Figura 34 – Gráfico E_M x Prof.

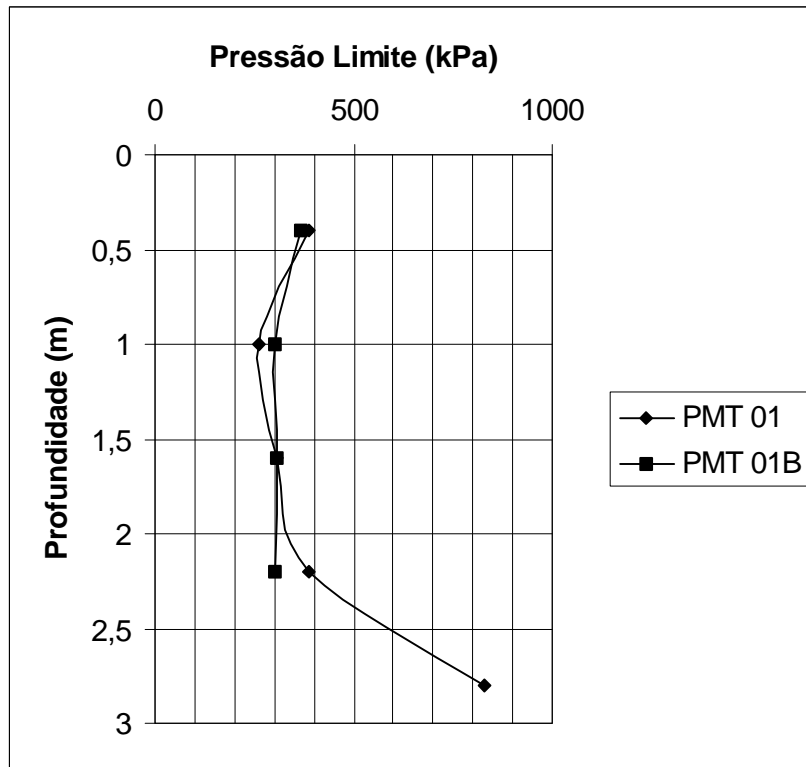


Figura 35 – Gráfico P_1 x Prof.

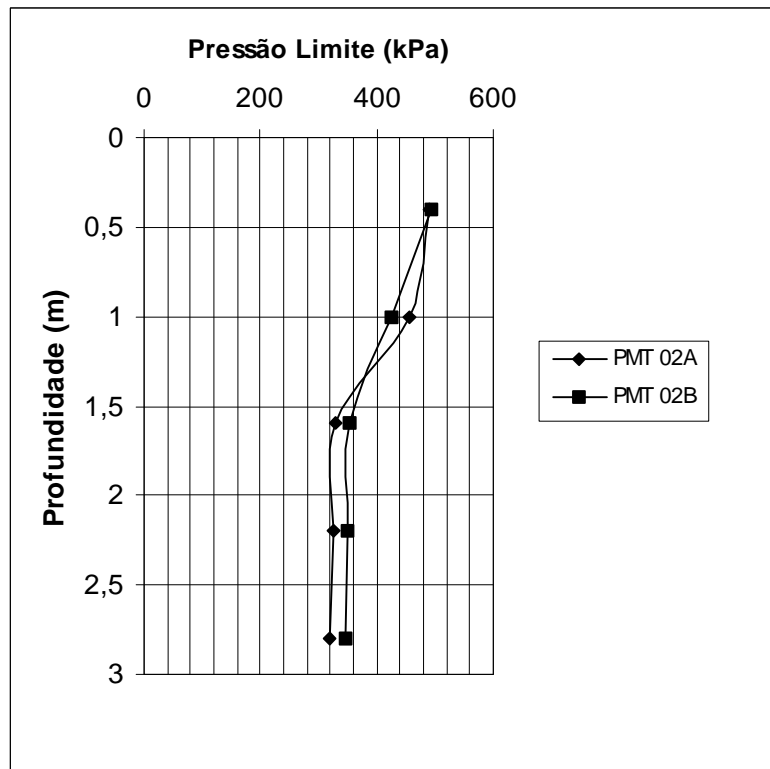


Figura 36 – Gráfico P_1 x Prof.

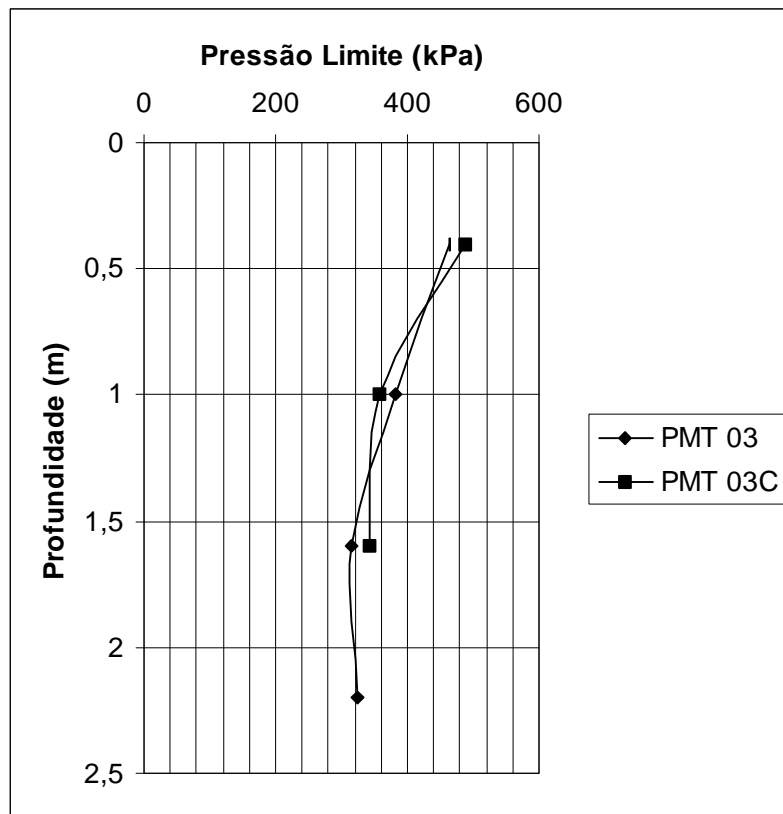


Figura 37 – Gráfico P_1 x Prof.

4.5. Resultados dos ensaios dilatométricos de Marchetti (DMT)

Os parâmetros e a classificação do solo obtidos dos ensaios dilatométricos realizados para esta pesquisa, encontram-se, nas Tabelas 28, 29, 30, 31 e 32 com a respectiva localização da área de execução.

Tabela 28 – Resultado DMT 01 – Área 01

Prof.(m)	p_0 (kPa)	I_D	K_D	E_D (kPa)	M (kPa)	Classificação
0.2	230	1.67	67.4	13400	57900	Silte arenoso
0.4	280	1.28	41.1	12400	47400	Silte arenoso
0.6	230	1.27	22.4	10200	33200	Silte arenoso
0.8	190	1.25	13.8	8200	22900	Silte arenoso
1	160	1.27	9.4	7100	17300	Silte arenoso
1.2	160	1.59	7.8	8700	19700	Silte arenoso
1.4	140	1.75	6.1	8700	17600	Silte arenoso
1.6	150	1.43	5.6	7400	14300	Silte arenoso
1.8	150	1.36	4.8	6900	12300	Silte arenoso
2	140	1.29	4.4	6400	10800	Silte arenoso
2.2	190	1	5.4	6300	11900	Silte
2.4	190	0.34	5.1	2100	3900	Argila siltosa
2.6	160	1	4.2	5400	8900	Silte
2.8	150	1.28	3.8	6300	9800	Silte arenoso
3	260	2	6.3	17100	35300	Areia siltosa
3.2	420	1.97	10	28000	70000	Areia siltosa
3.4	530	2.59	12	46100	123000	Areia siltosa
3.5	840	2.07	18.9	59400	184200	Areia siltosa

Tabela 29 Resultado DMT 02 – Área 02

Prof.(m)	p ₀ (Kpa)	I _D	K _D	E _D (KPA)	Classificação
0.2	150	2.05	44.8	11000	Areia siltosa
0.4	280	1.58	40.6	15500	Silte arenoso
0.6	230	1.68	21.5	13200	Silte arenoso
0.8	200	1.56	14.4	10800	Silte arenoso
1	170	2.02	10	12100	Areia siltosa
1.2	190	1.7	9.1	11100	Silte arenoso
1.4	170	1.88	7.2	11300	Areia siltosa
1.6	170	1.48	6.1	8600	Silte arenoso
1.8	130	1.54	4.5	7100	Silte arenoso
2	190	1.13	6.1	7500	Silte
2.2	200	0.86	6	5900	Silte
2.4	190	1.8	5.3	11300	Silte arenoso
2.6	310	2.16	8.6	22800	Areia siltosa
2.8	340	1.86	9	21500	Areia siltosa
3	830	1.84	20.9	52100	Areia siltosa

Tabela 30 - Resultado DMT03 – Área 03

Prof.(m)	p ₀ (Kpa)	I _D	K _D	E _D (KPA)	Classificação
0.2	380	1.55	99.9	20300	Silte arenoso
0.4	330	1.38	47.7	15900	Silte arenoso
0.6	290	1.38	27.2	13700	Silte arenoso
0.8	270	1.24	19.1	11500	Silte arenoso
1	230	1.42	13.4	11500	Silte arenoso
1.2	220	1.44	10.8	11100	Silte arenoso
1.4	200	1.23	8.4	8600	Silte arenoso
1.6	210	1.22	7.6	8800	Silte arenoso
1.8	190	1.06	6.3	7100	Silte
2	200	1.45	6.2	10200	Silte arenoso
2.2	190	1.19	5.4	7700	Silte
2.4	190	0.96	5.1	6000	Silte
2.6	190	0.91	4.8	5700	Silte
2.8	170	1.04	4.2	5900	Silte
3	170	0.75	4.1	4200	Silte argiloso
3.2	190	0.54	4.3	3300	Argila siltosa
3.4	190	0.71	4.2	4400	Silte argiloso
3.6	160	0.57	3.4	3000	Areia siltosa
3.8	160	0.68	3.2	3300	Silte argiloso
4	160	0.93	3.1	4600	Silte
4.2	140	1.38	2.5	5700	Silte arenoso
4.4	280	1.3	5.4	11700	Silte arenoso
4.6	270	1.53	4.9	13000	Silte arenoso
4.8	220	1.78	3.7	11700	Silte arenoso
5	200	2.36	3.2	13900	Areia siltosa
5.2	220	1.73	3.5	11100	Silte arenoso
5.4	550	1.56	9.4	27900	Silte arenoso
5.6	670	2.15	11.1	47200	Areia siltosa
5.8	830	1.69	13.5	46700	Silte arenoso
6	760	4.38	11.8	108400	Areia

Tabela 31 - Resultado DMT1A – Área 01

Prof.(m)	p ₀ (Kpa)	I _D	K _D	E _D (KPA)	Classificação
0.2	400	1.48	99.9	20500	Silte arenoso
0.4	360	1.06	51.7	13200	Silte
0.6	330	0.99	31.7	11400	Silte
0.8	290	1.08	20.9	11100	Silte
1	250	1.19	14.4	10500	Silte
1.2	210	1.55	9.9	11200	Silte arenoso
1.4	170	1.52	7	9000	Silte arenoso
1.6	180	1.22	6.6	7700	Silte arenoso
1.8	180	0.98	6	6300	Silte
2	200	0.85	6	5900	Silte
2.2	200	0.86	5.5	5700	Silte
2.4	220	0.79	6	5900	Silte argiloso
2.6	300	1.78	7.9	18300	Silte arenoso
2.8	250	1.03	6.2	8600	Silte
3	230	1.4	5.5	10800	Silte arenoso
3.2	170	2.23	3.7	11900	Areia siltosa
3.4	400	2.05	8.9	27400	Areia siltosa
3.5	500	1.72	11	29000	Silte arenoso

Tabela 32 – Resultado DMT 2A – Área 02

Prof.(m)	p ₀ (Kpa)	I _D	K _D	E _D (kPA)	Classificação
0.2	250	1.59	72.3	13700	Silte arenoso
0.4	300	1.65	44.1	17100	Silte arenoso
0.6	260	1.35	25.7	12400	Silte arenoso
0.8	250	1.27	18.5	11100	Silte arenoso
1	210	1.66	12.7	12400	Silte arenoso
1.2	210	1.52	10.2	10900	Silte arenoso
1.4	190	1.64	8.1	10900	Silte arenoso
1.6	190	1.09	7.1	7300	Silte
1.8	180	1.07	6	6600	Silte
2	190	1.05	6.2	6900	Silte
2.2	220	0.89	6.5	6600	Silte
2.4	200	0.99	5.7	6600	Silte
2.6	190	1.67	5.1	10400	Silte arenoso
2.8	380	1.8	10.1	22800	Silte arenoso
3	360	1.97	9.3	24000	Areia siltosa
3.2	350	1.58	8.4	18200	Silte arenoso
3.4	580	1.51	13.7	29500	Silte arenoso
3.6	350	1.68	7.7	19300	Silte arenoso
3.8	430	2	9.3	28600	Areia siltosa
4	860	1.48	18.1	43200	Silte arenoso
4.2	860	3.51	17.3	101500	Areia

4.5.1. Gráfico do parâmetro de deformabilidade do DMT x profundidade

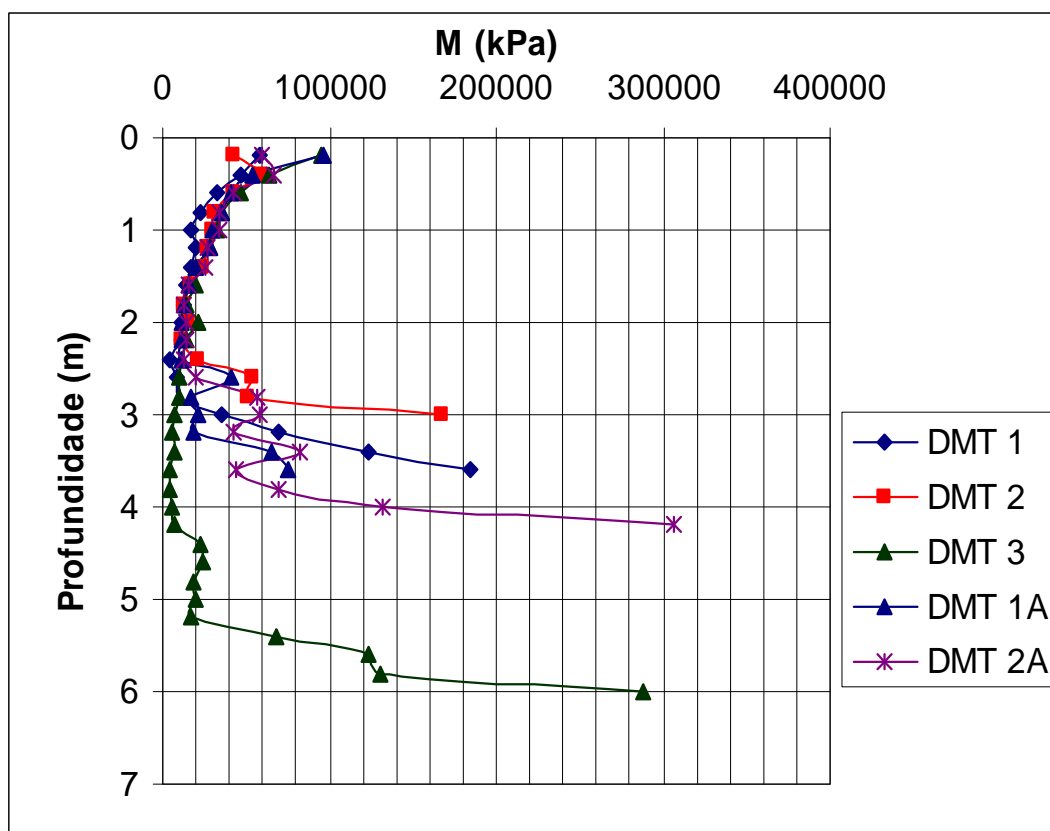


Figura 38 – Parâmetro de deformabilidade x profundidade

4.6. Estimativas de capacidade de carga

Realizaram-se estimativas de capacidade de carga e de recalques da estrutura de fundação estudada para esta pesquisa, utilizando-se os ensaios de campo e formulações teóricas.

4.6.1. Estimativa de capacidade de carga através do Ensaio Prova de Carga

A interpretação convencional do resultado da prova de carga depende dos critérios adotados para a carga de ruptura e recalques máximos admissíveis. Na literatura são encontradas várias proposições e critérios para a definição da

carga de ruptura que diferem entre si em diferentes aspectos. No contexto desta pesquisa, será usada a metodologia proposta pelo critérios do código de obras da cidade de Boston, USA (Vargas 1955), onde a tensão admissível correspondente a um recalque de 25 mm com fator de segurança igual a 2 e a um recalque de 10 mm, sem coeficiente de segurança. Assim do gráfico da Figura 28, tem-se:

$$\sigma_{a(25mm)} = \frac{\sigma_r}{F_s} = \frac{260}{2} = 130\text{kPa} \quad (76)$$

$$\sigma_{a(10mm)} = 150\text{kPa} \quad (77)$$

Logo, $\sigma_a=130$ kPa

4.6.2. Estimativa de capacidade de carga através da teoria de Terzaghi (1943)

De acordo com a equação (5), para solos que apresentam a ruptura do tipo local ou por puncionamento e com dados da amostra da Tabela 21, pode-se estimar a capacidade de carga:

$$c^* = \frac{2}{3}c = 27,67 \text{ kPa}$$

$N_c^*=7,376$; $N_\gamma^*=0,356$; $N_q^*=1,66$; Fatores de capacidade de carga obtidos da Tabela 01.

$$\sigma_r=295,26\text{kPa} \quad (78)$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{FS}; \text{ FS= Fator de Segurança, recomendável para fórmula teórica}$$

maior ou igual a 3.

$$\sigma_a = \frac{295,26}{3} = 98,42 \text{ kPa}$$

4.6.3. Estimativa de capacidade de carga através da resistência à penetração em sondagem.

Usando-se a citação de TEIXEIRA e GODOY (1998) conclui-se que a tensão admissível é igual a:

$$\sigma_a = 0.02N(MPa) = 88 \text{ kPa} \quad (79)$$

Observa-se que, segundo Teixeira e Godoy (1998), a expressão (79) só é válida para solos naturais no intervalo $5 \leq N \leq 20$. Apesar do valor médio do N_{SPT} ficar abaixo deste intervalo, mesmo assim, usou-se a correlação visto que o valor é muito próximo ao limite inferior. O valor encontrado está bem próximo do valor determinado pelo método teórico de Terzaghi (1943) igual a 98,42 kPa.

4.6.4. Estimativa da capacidade de carga através do Ensaio Pressiométrico

4.6.4.1. Estimativa de capacidade de carga através do Ensaio PMT 1B

A estimativa de capacidade de carga foi realizada, considerando-se o solo estudado como um solo homogêneo, pois, não houve variações de mais de 30% nos valores do módulo de Ménard abaixo da cota de assentamento da fundação. O ensaio PMT 01B representa o estado para esta consideração.

a) Cálculo da pressão limite líquida equivalente (p_{le})

Calcula-se o valor da pressão limite líquida equivalente como sendo a média geométrica dos resultados dos “n” ensaios pressiométricos executados dentro de uma zona de 1.5B, abaixo e acima da cota de assentamento da sapata.

$$(p_l - p_0)_e = [(p_l - p_0)_1 (p_l - p_0)_2 (p_l - p_0)_3 (p_l - p_0)_4]^{\frac{1}{4}} \quad (80)$$

$$(p_l - p_0)_e = [(369 - 19)_1 (300 - 20)_2 (305 - 19)_3 (302 - 28)_4]^{\frac{1}{4}}$$

$$(p_l - p_0)_e = 265,84 \text{ kPa}$$

b) Cálculo da profundidade de embutimento (H_e)

$$H_e = [1/(p_l - p_0)_e] \sum [(p_l - p_0)_i z_i] \quad (81)$$

$$H_e = \frac{1}{265,84} [(369 - 19) \cdot 0,70 + (300 - 20) \cdot 0,60 + (305 - 19) \cdot 0,90 + (302 - 28) \cdot 0,60]$$

$$H_e = 2,59$$

c) Obtenção de K_p segundo Ménard (1963)

Em que $H_e/B=2,59$; utiliza-se o ábaco da Figura 14, para fundações rasas isoladas.

$$H_e = 2,59 \leftrightarrow K_p = 1,1$$

$$\frac{Q_u}{A_b} = K_p \cdot p_l + \sigma_v \quad (82)$$

$$\frac{Q_u}{1} = 1,1 \cdot 265,84 + 17$$

$$Q_u = 309,42 \text{ kN}$$

$$\sigma_r = \frac{Q_u}{A} = \frac{309,42}{1} = 309,42 \text{ kPa}$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{FS} = \frac{309,42}{3} = 103,14 \text{ kPa}$$

onde o valor recomendado do fator de segurança para o método semi-empírico tem que ser maior que 2. Neste cálculo, usou-se o valor de FS igual a 3.

4.6.4.2. Estimativa de capacidade de carga através do Ensaio PMT 3C

A estimativa de capacidade de carga foi realizada, considerando-se o solo estudado como um solo heterogêneo, pois, houve variações de mais de 30% nos valores dos módulos de Ménard abaixo da cota de assentamento da fundação. O solo do ensaio PMT 03C representa esta consideração.

a) Cálculo da pressão limite líquida equivalente (p_{le})

$$(p_l - p_0)_e = [(p_l - p_0)_1 (p_l - p_0)_2 (p_l - p_0)_3 (p_l - p_0)_4 (p_l - p_0)_5]^{\frac{1}{5}} \quad (83)$$

$$(p_l - p_0)_e = [(489 - 28)_1(359 - 21)_2(341 - 22)_3(353 - 31)_4(505 - 30)_5]^{\frac{1}{5}}$$

$$(p_l - p_0)_e = 376,87 \text{ kPa}$$

b) Cálculo da profundidade de embutimento (H_e)

$$H_e = [1/(p_l - p_0)_e] \sum [(p_l - p_0)_i z_i] \quad (84)$$

$$H_e = \frac{1195,10}{376,87} \therefore H_e = 3,17$$

c) Obtenção de K_p segundo Ménard (1963)

Sabendo-se que $H_e/B=3,17$ e utilizando-se o ábaco da Figura 14 para fundações rasas isoladas, tem-se:

$$H_e = 3,17 \leftrightarrow K_p = 1,1$$

$$\frac{Q_u}{A_b} = K_p \cdot p_l + \sigma_v \quad (85)$$

$$\frac{Q_u}{1} = 1,1 \cdot 376,87 + 17$$

$$Q_u = 431,56 \text{ kN}$$

$$\sigma_r = \frac{Q_u}{A} = \frac{431,56}{1} = 431,56 \text{ kPa}$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{FS} = \frac{431,56}{3} = 143,85 \text{ kPa}$$

4.6.5. Gráfico de tensão de ruptura dos cálculos realizados

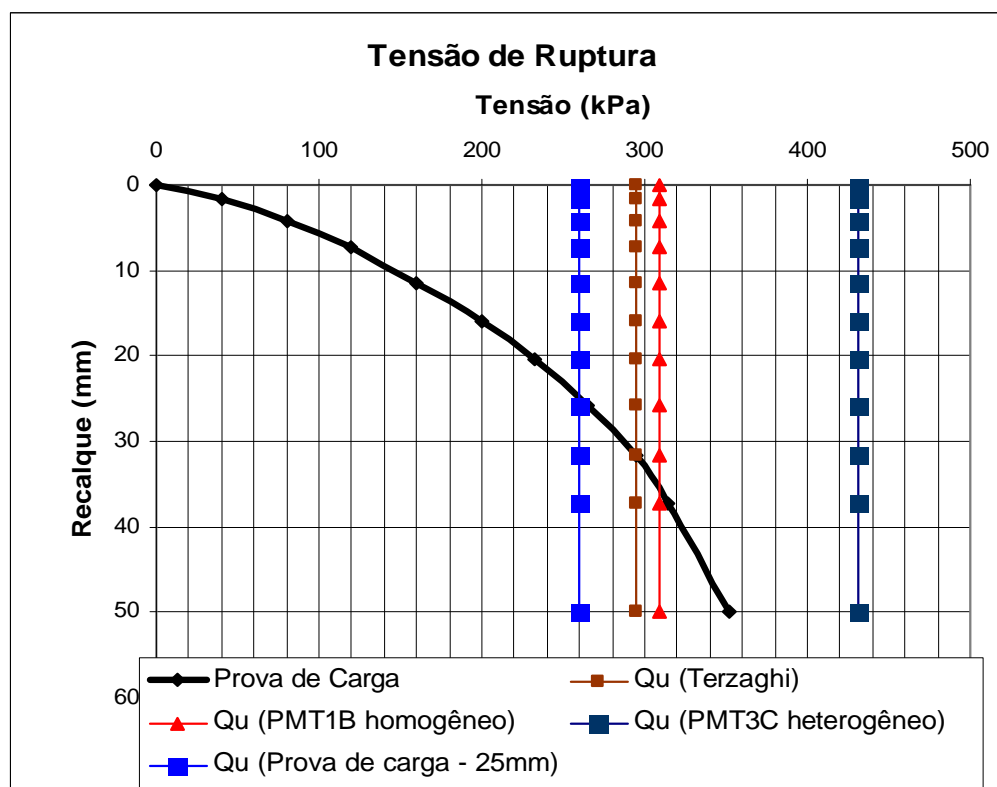


Figura 39 – Gráfico da tensão de ruptura

4.7. Estimativa dos recalques

4.7.1. Estimativa de recalque através do Ensaio Pressiométrico

As estimativas dos recalques foram realizadas, segundo duas hipóteses: a primeira, considerando-se o solo estudado como homogêneo e a segunda como heterogêneo. Para o Ensaio Pressiométrico 01B, o solo foi considerado homogêneo, pois, não houve variações de mais de 30% nos valores do módulo de MÉNARD abaixo da cota de assentamento da fundação (1m) mas, para o Ensaio Pressiométrico 03C, o solo foi considerado heterogêneo devido às variações de mais de 30% verificadas nos diversos valores dos módulos de MÉNARD.

O recalque da sapata para o Ensaio Pressiométrico 01B foi estimado segundo a equação (69) fazendo-se:

em que,

$$B_0 = 0.60\text{m}; B=1.00\text{m}; \lambda_c = 1.1; \lambda_d = 1.12; \alpha = 0.50$$

$$s(\text{cm}) = \frac{q^*}{9E_m} 218.95 \therefore s(\text{cm}) = 0,010558931q^* \text{ (Tabela 33)} \quad (86)$$

O recalque da sapata para o Ensaio Pressiométrico 03C foi estimado segundo a Equação (70):

em que $E_v \cong E_m$, e as camadas determinadas através de cada ensaio realizado.

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{3,2} \left[\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} \right] \quad (87)$$

$$E_1=4149 \text{ kPa}$$

$$E_2=0,85.2739=2328,15 \text{ kPa}$$

$$\frac{3}{E_{3/4/5}} = \frac{1}{2372} + \frac{1}{1403} + \frac{1}{2260} \therefore E_{3/4/5} = 1902,56 \text{ kPa}$$

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{3,2} \left[\frac{1}{4149} + \frac{1}{0,85.2739} + \frac{1}{1902,56} \right] \therefore E_d = 2675,24 \text{ kPa}$$

$$\text{em que } B_0 = 0.60\text{m}; B=1.00\text{m}; \lambda_c = 1.1; \lambda_d = 1.12; \alpha = 0,50.$$

$$s = \frac{2}{9.2675,24} \cdot q^* \cdot 60 \cdot \left(1,12 \cdot \frac{100}{60} \right)^{0,5} + \frac{0,5}{9.4149} \cdot q^* \cdot 1,1 \cdot 100$$

$$s = 0,00824037q^* \text{ (Tabela 33)}$$

A Tabela 33 e o gráfico da Figura 40 mostram os resultados da curva carga – recalque encontrados com os ensaios pressiométricos comparados com os resultados obtidos na prova de carga. Pode-se observar, primeiro, que as duas análises feitas com os ensaios pressiométricos são muito parecidas e, segundo, que as curvas carga – recalque obtidas com o ensaio pressiométrico comparam bem os resultados da prova de carga.

Tabela 33 – Comparação de recalques

Tensão (kPa)	Recalque prova de	Recalque ensaio	Recalque ensaio
0	0	0	0
40	0,1595	0,422	0,329
80	0,42	0,845	0,659
120	0,7255	1,267	0,989
160	1,139375	1,689	1,318
200	1,588375	2,112	1,648
232	2,029375	2,450	1,911
265	2,583125	2,798	2,184
295	3,166625	3,114	2,431
314,8	3,722375	3,324	2,594
352,36	4,9836	3,720	2,904

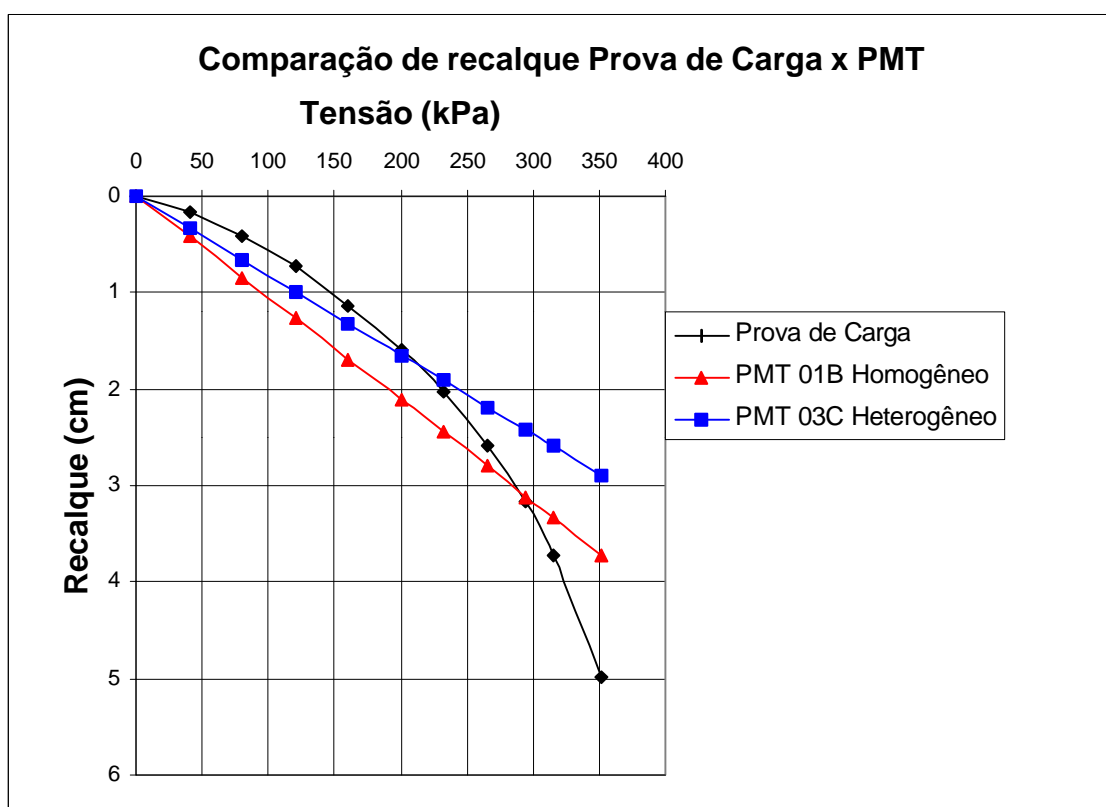


Figura 40 – Comparação de recalque da Prova de Carga x PMT

4.7.2. Estimativa de recalque através do método de Schmertmann (1970), citado por SCHMERTMANN et al. (1978)

Apesar deste método ter sido proposto para areias, realizou-se também o estudo, considerando-se a equação 15 e assumindo-se uma distribuição uniforme das pressões sob a sapata,

$$s = c_1 c_2 \Delta q \sum_{i=1}^n \frac{I_{\epsilon,i}}{E_i} \Delta Z_i \quad (88)$$

$$E = 2,5q_c - \text{Sapata quadrada}$$

Tendo-se visto que não se dispõe de resultados de q_c para o estudo, a determinação do módulo de Young, foi realizada utilizando-se de várias correlações, mostradas a seguir:

- a) Determinação do Módulo de Young a partir do DMT 1, utilizou-se a equação 25:

$$E' = \frac{M(1+\nu')(1-2\nu')}{1-\nu'} \quad (89)$$

em que E' se refere ao módulo E drenado e ν' ao coeficiente de Poisson drenado, assumido igual a 0.30.

Obteve-se na camada do bulbo de tensões o valor médio de E' igual a 10937 kPa.

- b) Correlações de E com N_{SPT} :

b.1) Décourt (1995), citado por Quaresma et al. (1996) – Tabela 6

$$E = 3.5 N_{72} \text{ (MPa) para areias}$$

$$E = 3 N_{72} \text{ (MPa) para solos intermediários}$$

Para a camada do bulbo de tensões, obteve-se, em termos de Módulo drenado, $E' = 16284$ kPa (valor médio).

b.2) – Aoki e Velloso (1975) – SPT / CPT – Tabela 7

Determinou-se através de correlações com a resistência de ponta do CPT, $E' = 2.5q_c$.

Por não se dispor de q_c , utilizou-se a correlação de AOKI e VELLOSO (1975), mostrada na Tabela 7, considerando $q_c = k * N_{\text{SPT}}$.

Determinaram-se, então, na camada do bulbo de tensões, $k = 8 \text{ kg/cm}^2$ e $E' = 10856 \text{ kPa}$.

- c) Determinou-se, também, o módulo de elasticidade secante médio obtido através da prova de carga correspondente a um recalque de 0,75 % do lado (B) da sapata segundo BRIAUD E JEANJEAN (1999). O valor obtido foi de 7520 kPa para a espessura da camada correspondente ao bulbo de tensões (2B).
- d) Primeiramente, determinaram-se os valores de E_{50} dos ensaios de laboratório. Em seguida, com estes valores e os correspondentes valores das tensões de confinamento, determinaram-se os parâmetros k e n da equação de Janbu (1963), de acordo com o gráfico da Figura 41.

$$E = k p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (90)$$

onde, k e n são obtidos da regressão linear de valores iguais a 3,7122 e 0,0541 respectivamente, p_a é a pressão atmosférica.

Conhecidos os valores de k e n , os módulos de elasticidade foram determinados para valores de σ_3 considerados iguais a tensão horizontal obtida na camada de apoio da sapata. Para determinação da tensão horizontal o coeficiente K_0 foi através da equação:

$$K_0 = (1 - \text{sen} \phi') \text{OCR}^{\text{sen} \phi'} \quad (\text{MAYNE E KULHAWY, 1982}) \quad (91)$$

onde ϕ' é o ângulo de atrito e OCR é razão de sobreadensamento da camada. Os valores correspondentes são $9,5^\circ$, $7,60^\circ$ e $43,42$ e $19,85$ respectivamente.

$$K_0 = 1,29 \text{ e } K_0 = 1,56$$

$$\sigma_3 = K_0 \sigma_{v1} = 1,56 \cdot 17 \cdot 1,5 = 39,78 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3 = K_0 \sigma_{v2} = 1,29 \cdot 17 \cdot 2,5 = 54,83 \text{ kPa}$$

$$\log E = k + n \cdot \log \sigma_3$$

$$E_1=6291 \text{ kPa}$$

$$E_2=6401 \text{ kPa}$$

Resultando num módulo de elasticidade igual a (BRIAUD e GIBBENS, 1999):

$$E=0,78.6291+0,22.6401=6315 \text{ kPa}$$

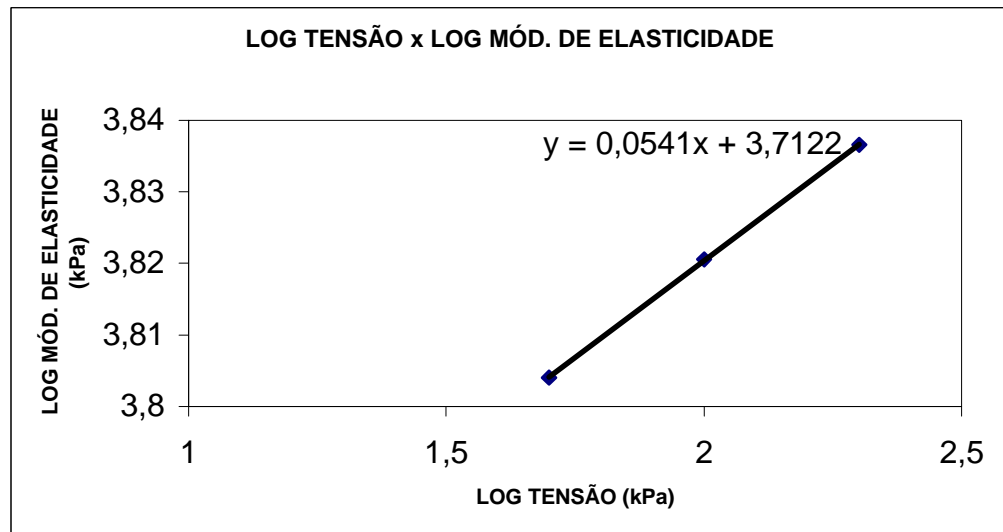


Figura 41 – Log tensão x Log mód. de elasticidade

4.7.3. Estimativa de recalques através da Teoria da Elasticidade

Considerando as correlações feitas anteriormente para o método de Schmertmann para cálculo do módulo de elasticidade, lança-se mão da expressão 11 baseada na teoria da elasticidade para estimativa de recalques, supondo uma fundação quadrada de lado B igual a 1m, assentada abaixo da superfície do terreno de um meio semi-infinito, homogêneo, elástico e isotrópico. Assumindo-se o coeficiente de Poisson igual a 0,30.

$$s_i = qB \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_p \quad (92)$$

em que I_p é um fator de influência para o recalque de valor de 0,82 para uma fundação rígida quadrada embutida (Barata, 1986).

A Figura 42 mostra os recalques calculados através das correlações.

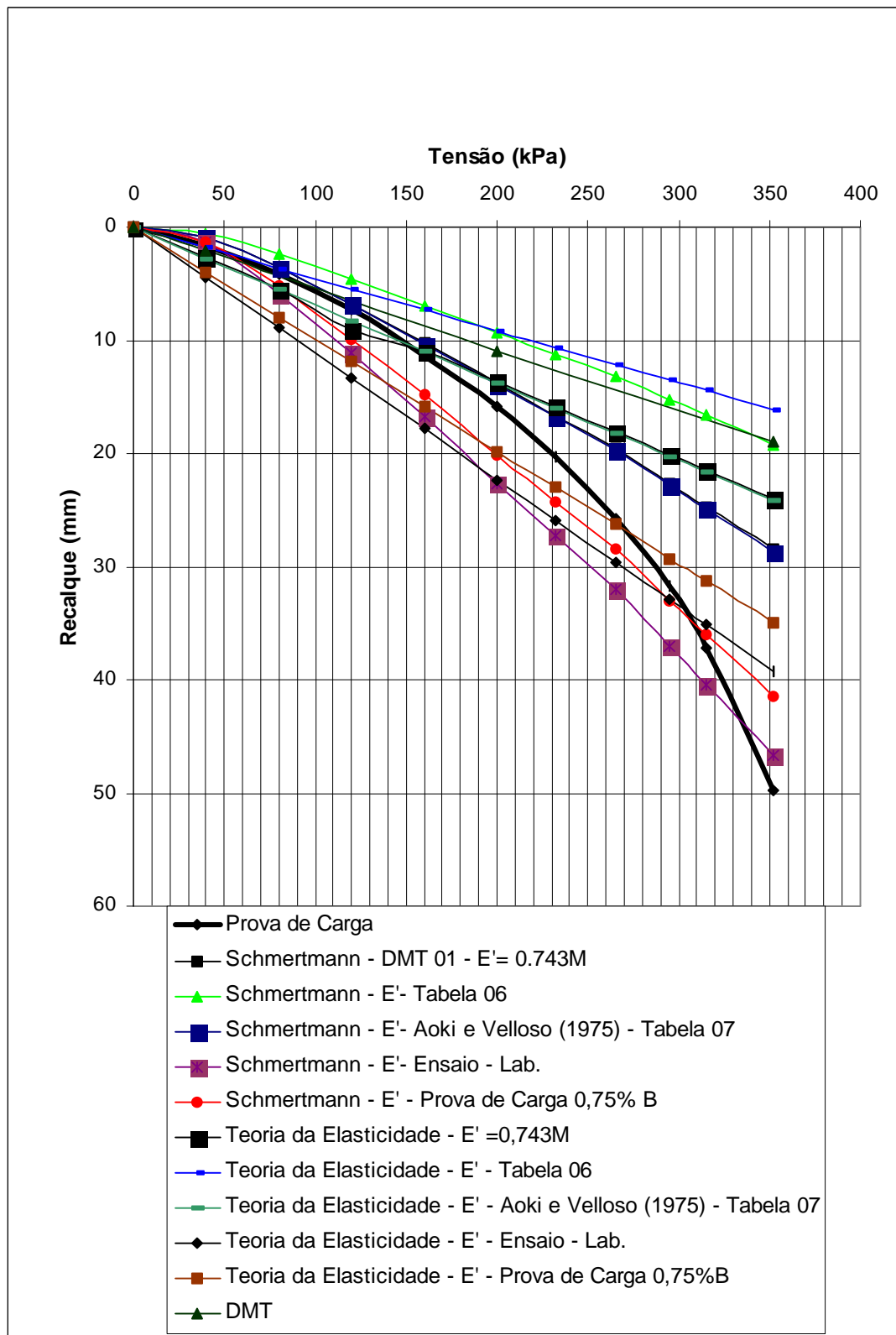


Figura 42 – Curva Tensão x Recalque

5. RESUMO E CONCLUSÕES

Nesta pesquisa, estudou-se o comportamento de uma prova de carga de uma fundação superficial rígida de concreto armado, quadrada, de lados iguais a 1,00 m, assente em um solo residual de gnaiss. Os resultados da prova de carga foram interpretados através de ensaios de campo (pressiométrico de Ménard, dilatométrico de Marchetti, ensaio de resistência à penetração -SPT) e ensaios de laboratório.

O ensaio dilatométrico de Marchetti não é, idealmente, um equipamento para estimar a capacidade de carga do solo sendo, preferencialmente, utilizado no estudo das deformações. Além de permitir conhecer o perfil do solo em camada sucessiva de 20 em 20 cm, o DMT fornece o parâmetro M – módulo tangente à compressão confinada – com o qual é possível estimar a deformabilidade do solo.

O conjunto solo-sapata no final do ensaio de prova de carga apresentou o valor da tensão admissível para um recalque de 25 mm igual a 130 kPa e, para um recalque de 10 mm, a tensão admissível foi igual a 150 kPa. Em relação à deformabilidade do solo, o ensaio de prova de carga em verdadeira grandeza em comparação com outros métodos consagrados da literatura geotécnica como mostra a Figura 42, notam-se variações nos valores calculados.

Segundo a teoria de capacidade de carga proposta por Terzaghi (1943), o valor da tensão admissível é 98,42 kPa. Os parâmetros c e ϕ foram determinados no laboratório através de ensaios triaxiais.

O ensaio pressiométrico de Ménard, executado segundo o método de MÉNARD (1963), para a determinação da capacidade de carga de fundações rasas, mostrou-se bastante satisfatório. O método fornece o valor da tensão admissível igual a 103,14 kPa e 143,85 kPa para solo homogêneo e heterogêneo, respectivamente. Em relação à deformabilidade do solo ocorre grande variação de valores nos estágios iniciais existindo uma convergência maior após a ruptura convencional adotada para o ensaio de prova de carga, como mostra a Figura 40.

O critério seguindo-se a metodologia da resistência à penetração dinâmica do tipo SPT, que é o método mais usual na prática de engenharia de fundações, resultou em uma tensão admissível de 88 kPa, apesar do valor médio do N_{SPT} não ficar dentro do estabelecido para este critério.

Em função do exposto, pode-se concluir que os valores de tensão admissível obtidos pelos métodos de MÉNARD e de TERZAGHI foram os que mais se aproximaram do valor observado na prova de carga.

Em relação à deformabilidade do solo, até a tensão admissível, dois métodos apresentaram previsão de comportamento muito bons: o método de Schmertmann, utilizando-se as correlações propostas por AOKI e VELLOSO (1975) e o DMT. Entretanto, os métodos que utilizaram a teoria da elasticidade e as correlações de AOKI e VELLOSO (1975) e DMT (com $E=0,743M$) deram origem a resultados satisfatórios.

Mediante a análise feita, pode-se concluir que o ensaio de prova de carga em verdadeira grandeza é o método mais eficiente para previsão do comportamento da capacidade de carga e recalques do solo em fundações superficiais. Entretanto, devido ao grande custo de sua execução e de outras dificuldades que envolvem o processo, sugere-se a realização de provas de carga em placas, com dimensões mais próximas às das fundações a serem executadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGNELLI, N., ALBIERO, J. H. Efeito da colapsividade no resultado de provas de cargas diretas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES , 10, 1994, Foz do Iguaçu, PR. Anais...Foz do Iguaçu, PR:[s.n.], 1994. v.1, p.167-174.
- AICHHORN, W. (1957) **Techniques of field measurement and sampling : discussion.** Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. III, 134p.
- ALMEIDA, M. S. S. (2000) **Análise numérica de prova de carga direta assente em solo residual de gnaise.** Viçosa, MG: UFV. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 147 p.
- AMAR, S., CLARKE, B. G., F. GAMBIM, M., ORR, T. L. L. (1991) **The application of pressuremeter test results to foundation design in Europe.** A state-of-the-art report by the ISSMFE European Technical Committee on Pressuremeters, Balkema, Rotterdam, Brookefield, 21 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL – ASTM. Suggested method for performing the flat dilatometer test. **Geotechnical Testing Journal**, v.9, n.2, p.93-101, 1986. (ASTM Subcommite D 18.02.10, Schmertmann, J.H., Chairman).
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL – ASTM D4719 (1987). **Standard test method for pressumeter testing in soils.** Philadelphia, 14p.
- APAGEO SEGELM (1997). **Training on the pressumeter test principle.** Version 2/97, Eletronic Department, França, 12p.

- APAGEO SEGELM (1997). **SPAD Ménard pressuremeter data logger manual of instruction**. English Version. França, 14 p.
- APAGEO SEGELM (1998). **Operating instructions Ménard pressuremeter**. English Version, França, 35 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT -.**NBR 6122/96**; projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 1996. 33 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT -.**NBR 6457**; amostras de solos – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 1986a. 7 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT -.**NBR 6459**; solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 1984a.. 4 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT -.**NBR 6484**; execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1980. 12p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT -.**NBR 6489**; prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro: ABNT, 1984b. 2 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT -.**NBR 6508**; grãos de solos que passam na peneira de 4.8mm – Determinação da massa específica.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT -.**NBR 7180**; solo –determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 1984d. 6p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT -.**NBR 7181**; análise granulométrica de solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1984e. 6p..
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT -.**NBR 9604**; abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retiradas de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro: ABNT, 1986b. 8p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT -. **12007**; ensaios oedométricos. Rio de Janeiro: ABNT, 1990. 8p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT -.**NBR 7250**; identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1982 3p.

- BAGUELIN, F., JÉZÉQUEL, J. F. , SHIELDS, D. H. (1978) **The Pressuremeter and Foundation Engineering**. Trans Tech Publications S.A., 617p.
- BARATA, F. E. **Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com a consideração da rigidez da estrutura**. Rio de Janeiro, RJ: 1986. 178p. Tese (Livre Docência) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1986.
- BARATA, F. E. **Tentativa de racionalização do problema da taxa admissível de fundações diretas**. Rio de Janeiro, RJ: ENEJ, Universidade do Brasil, 1962. 169p. Tese (Livre Docência) – Escola Nacional de Engenharia da Universidade do Brasil, 1962.
- BERBERIAN, D. **Engenharia de fundações**. Brasília. DF: Linha Gráfica, 1997. Paginação irregular.
- BOWLES, J. E. **Foundation, analysis and design**. 4 ed. Singapore: McGraw-Hill Book, 1998. 104p.
- BRANDT, J. R. T (1978) **Utilização de um novo pressômetro para determinação do comportamento elástico de solos residuais gnáissicos jovens e de estratos do terciário paulista**. Rio de Janeiro, RJ: PUC/RJ. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 244p.
- BRIAUD, J.L., (1992) **The pressuremeter**. Balkeema, Rotterdam.
- BRIAUD, J. L., GIBBENS, R. **Behavior of five large spread footing in sand**. In: JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING OF THE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Version III: January 1999 after ASCE review n.2.p.1-46.
- BRIAUD, J. L., JEANJEAN, P. Load settlement curve meted for spread footing on sand. In: ASCE SPECIALTY CONFERENCE HELD, 1994, TEXAS A&M UNIVERSITY. **Proceedings...** Reston, Virgínia, USA, 1994. 31p.
- BRIAUD, J. L., MIRAN, J, **The flat dilatometer test**. Washington, D.C.: U. S. Department of Transportation, Federal Highmay Administration, 1992. 102p. (Report n. FHWA-AS-91-044).
- BUENO, B. S., LIMA, D., C., RÖHM, S.A. **Capacidade de carga de fundações rasas**. Viçosa, MG: UFV; Imprensa universitaria, 1985. 74p. (Apostila 204)
- BUSTAMANTE, M., GIANESELLI, L. (1981) **Observed and predicted bearing capacity of isolated piles under axial loads**. Pressuremeter Method, Rev. Fr. Geotech, n^o. 16, p 17-33.

- CAMPOS, M. T. P. **Ensaio de laboratórios e provas de cargas superficiais instrumentadas no solo residual gnáissico jovem do campo experimental da PUC/RJ**. Rio de Janeiro, RJ: PUC/RJ, 1980.215p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1980.
- CARVALHO, J. B. **Fundamentos da mecânica dos solos**. Campina Grande /PB: Marconi, 1997. 310p.
- CLARKE, B. G. (1995) **Pressuremeters in Geotechnical Design**. Blackie Academic & Professional, 364p.
- CINTRA, J. C. A., ALBIERO, J. H. **Capacidade de carga e recalques de fundações diretas**. São Carlos, SP: EESC, USP, 1984.29p. (Publicação 028/95).
- CUDMANI, R. O. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos parcialmente saturados através de ensaios de placa**. Porto Alegre, R.S.: UFRGS, 1994. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1994.
- DA SILVA, C. E.F. (2000) **Estudo da distribuição de cargas ao longo do fuste e na base de um tubulão**. Viçosa, MG: UFV. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa.
- DE ARAÚJO, S. P. M. (2001) **O ensaio pressiométrico de Ménard e sua utilização na estimativa da capacidade de carga e recalque de fundações assentes em solo residual de gnaisse**. Viçosa, MG. UFV. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Viçosa. 156p.
- DE BEER, E. E. Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand. In: SYMPOSIUM ON BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF FOUNDATIONS, 1967, Duke. **Proceedings...** Duke: Duke University, 1967. p.15-34.
- DE BEER, E. E. Different behavior of bored and driven piles. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATION ON BORED AND AUGER,1, 1988 , Ghent. **Proceedings...** [S. I.: s.n.], 1988. p. 47-82.
- DE BEER, E. E. Experimental determination on the shape factors and the bearing capacity factors of sand. **Geotechnique**, v.20, n.4, p.387-411, 1970.
- DÉCOURT, L. A ruptura de fundações avaliadas com base no conceito de rigidez. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA,3, 1996, São Paulo, SP. **Anais...**São Paulo: [s.n.],1996. v.1,p.215-224.

- DÉCOURT, L. Ruptura de fundações e coeficiente de segurança à luz do conceito de rigidez. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11, 1998, Brasília, DF. **Anais...**São Paulo, SP: ABMS, 1998. v.3, p.1599-1606.
- DÉCOURT, L. Special problems on foundations. In : PANAM. CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9, 1991, Vinã del Mar. **Proceedings...** Vinã del Mar:[s.n.], 1991. v.4, p. 1953-2001.
- DÉCOURT, L. SPT in non classical materials. In: US/BRAZIL GEOTECHNICAL WORKSHOP ON APPLICABILITY OF CLASSICAL SOIL MECHANICS PRINCIPLES TO STRUCTURED SOILS, 1992 Belo Horizonte. **Proceedings...** Belo Horizonte: [s.n.], 1992. p.64-100.
- DÉCOURT, L. The standard penetration test – state of the art report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro: [s.n.],1989. v.4, p.2405-2416.
- DÉCOURT, L., BELINCANTA, A., QUARESMA FILHO, A. R. Brazilian experience on SPT. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro: [s.n.],1989. v.4, p.49-54. (Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics).
- DE PAULA, M. C. (1998) **Ensaio dilatométrico em um solo residual de gnaise**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 176p.
- DICKRAN, B. (1986) **Sondagens de um subsolo para fins de engenharia**. Volume 1, Universidade de Brasília, Brasília, 551 p.
- FANG, H. **Foundation engineering hand book**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1991. 923p.
- FERRAZ, R. L. **Contribuição ao estudo da estabilização de solos para fins rodoviários e habitacionais**. Viçosa, MG: Imprensa Universitária UFV, 1994, 174 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 1994.
- FERREIRA, C. V., LOBO, A. S., ALBIERO, J. H. Correlações entre parâmetros geotécnicos de um solo residual. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, 1994, Foz do Iguaçu, PR. **Anais...** Foz do Iguaçu, PR: [s.n.], 1994. v.4, p. 1205-1213.
- FOX, E. N. The mean elastic settlement of a uniformly loaded area at a depth below the ground surface. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL

- MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 2, 1948, Rotterdam.
Proceedings...Rotterdam:[s.n.], 1948. v.1, p. 129-132.
- FRANK, R., ZHAO, S. R. (1982) **Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans les sols fins.** Bull, Liaison des L.P.C., n^o 119, Mai, Paris.
- GAMBIM, M. (1963) **Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des resultants pressiométriques.** Sols Soils, n^o 7, Paris.
- GAMBIM, M. (1995) **Reasons for the success of Ménard pressurimeter.** Fourth International Symposium on Pressuremeters, Canada 8p.
- GAMBIM, M., ROSSEAU, J. (1975) **Interpretation and application of pressuremeter test results to foundation design.** General Memorandum. Revista Sols Soils, n^o26. Revised 1988,50p.
- GOUVÊA, M. A. S.. **Análise das relações carga –recalque de uma fundação em verdadeira grandeza.** Viçosa, MG. UFV. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Viçosa. 2000, 241p.
- HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES, J. L., FROTA, R. G. Q., CARVALHO, C.S., NIYAMA, S.(Eds.). **Fundações: teoria e prática.** São Paulo: Pini, 1998. 751p.
- HANSEN, J. B. **Bearing capacity.** Copenhagen, Denmark: The Danish Geotechnical Institute, 1970b. 26p. (Bulletin, 14)
- HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing.** London: ELE International, 1986. 3v.
- JÉZÉQUEL, J. F., LEMASSON, H., TOUZÉ, J. (1968) **Le pressiomètre Louis Ménard quelques problèmes de mise en oeuvre et leur influence sur les valeurs pressiométriques.** Bull. De Liaison du LCPC, n^o 32, p.97-120.
- KULHAWY, F. H., MAYNE, P. W. **Manual on estimating soil properties for foundation desig.** Ithaca: Cornell University, 1990. 226p.
- LACASSE, S., LUNNE, T. Calibration of dilatometer correlations. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1, 1988, Orlando. **Penetration testing 1988.** Roterdam: A.A. Balkema, 1988. v.1, p.539-548.
- LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V. **Soil mechanics.** New York: John Wiley and Sons, 1979. 553p.
- LAMÉ, G. (1852) **Leçons sur la théorie mathématique de l'élasticité des corps solides.** Bachelier, Paris, France.

- LOPES, G. S. **Execução e análise de uma prova de carga direta em verdadeira grandeza em solo residual de gnaissé.** Viçosa, MG : UFV, 1997. 172p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade Federal de Viçosa, 1997.
- LUTENEGGER, A. J. Current status of the Marchetti dilatometer test. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1, 1988, Orlando. **Penetration testing 1988.** Rotterdam: A.A. Balkema, 1988. v.1, p.137-155.
- MARCHETT, S. CRAPPS, D.K. **Flat dilatometer manual.** [s.l.:s.n.], 1981. 96p. (Internal report of G.P.E.Inc).
- MARCHETTI, S. A new in situ test for the measurement of horizontal soil deformability. In: ASCE SPECIALITY CONFERENCE ON IN SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES, 1975, Releigh. **Proceedings...**Raleigh:ASCE., 1975. v.2, p.299-321, 1980.
- MARCHETTI, S. In situ test by flat dilatometer. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v.106, n.GT3, p.299-321,1980.
- MARCHETTI, S. **The flat dilatometer desig applications;** keynote lecture. Cairo: Cairo University, 1997. 26p
- MARCHETTI, S. **The flat dilatometer.** Cairo: Cairo University, 1996. 62p.
- MÉNARD, L. (1955) **Travail personnel sur le pressiomètre.** Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- MÉNARD, L. (1957) **An apparatus for measuring the strength of soils in place.** MSc Thesis, University of Illinois.
- MÉNARD, L. (1963) **Calcul de la force portante des fondations sur la base des resultants des essais pressiométriques.** Sols Soils, n^o 5, juin, Paris, p. 9-32.
- MÉNARD, L, ROSSEAU, J. (1962) **L'évaluation des tassements-tendances nouvelles.** Sols Soils, n^o 1, p. 13-18.
- MEYERHOFF, G.G. Shallow foundations. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v.91, n. SM2, p.21-31, 1965.
- MEYERHOFF, G.G. Some recent research on the bearing capacity of foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, v.1, n.1, p. 16-26,1963.
- MEYERHOFF, G.G The ultimate bearing capacity of foundations. **Geotechnique**, v.2, n.4, p.301-332, 1951.
- MEYERHOFF, G.G The ultimate bearing capacity of wedgeshaped foundations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND

- FOUNDATIONS ENGIN...5,[S.I.]**Proceedings...**[s.I.s.n.],1961.v.2,p.105-109 , 1961.
- MEYERHOFF, G.G Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. **Canadian Geotechnical journal**, v.1, n.2, p. 223-229, 1974.
- POULOS, H. G., DAVIS, E. H. **Elastic solutions for soil and rock mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1974. 411p.
- QUARESMA, A. R., DÉCOURT, L., QUARESMA FILHO, A. R., ALMEIDA , M.S.S., DANZIGER. Investigações geotécnicas. In: HACHICH, W., FALCONI, F.F., SAES, J.L., FROTA, R. G. Q., CARVALHO, C. S., NIYAMA, S. (Eds.). **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1998. p. 119-162.
- SANDRONI, S. S., MACCARINI, M. Ensaio triaxiais e de cisalhamento direto em uma ocorrência de solo residual gnáissico jovem rico em feldspato. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS, 1981, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, RJ: ABMS, 1981. p.324-339.
- SCHMERTMANN, J. H. Dilatometer to compute foundation settlement. In: SITU'S 86 ASCE SPECIALTY CONFERENCE ON USE OF IN SITU TESTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1986, Blaskburg. **Proceedings...**Blaskburg: Virginia Tech, 1986. p.303-321.
- SCHMERTMANN, J. H. **Guidelines for cone penetration test performance and design**. Washington, D.C.: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1978. 145p. (Report FHWA-TS-78-209).
- SCHMERTMANN, J. H. **Guidelines for using the CPT, CPTU and Marchetti DMT of Geotechnical desig**. Washington, D.C.: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1978. 145p. (Report FHWA-PA-87-024+84-24).
- SCHMERTMANN, J. H. Static cone to compute static settlement over sand. **Journal of the soil Mechanics and Foundations Division**, v.96, n. SM3, p. 1011-1043,1970.
- SCHMERTMANN, J. H., HARTMAN, J. P., BROWN, P.R. Improved strain influence factor diagrams. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v.104, n. GT8, p.1131-1135, 1978.
- SCHNAID, F. (2000) **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo, Oficina de Textos, 189p.
- SKEMPTOM, A. W., BJERRUM, L. A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. **Geotechnique**, v.7, n.1, p. 168-178, 1957.

- TAYLOR, D. W. **Fundamentals of soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1948. 700p.
- TEIXEIRA, A. H. Correlação entre a capacidade de carga das argilas e a resistência à penetração. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 3, 1966, Belo Horizonte, MG. **Anais...** Belo Horizonte, MG: [s.n.], 1966. v.1, p.111-169.
- TEIXEIRA, A. H., GODOY, N.S. Análises, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W., FALCONI, F.F., SAES, J.L., FROTA, R.G.Q., CARVALHO, C.S., NIYAMA, S. (Eds.). **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1998. p.227-264.
- TEIXEIRA, C. Z., ALBIERO, J. H., CARVALHO, D. Capacidade de carga de fundações rasas na região sul de Minas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3, 1996, SÃO PAULO, SP. **Anais...** SÃO PAULO, SP: [s.n.], 1996. v.1,p.309-316.
- TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1943.510p.
- TERZAGHI, K, PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. New York: John Wiley and Sons, 1967. 729p.
- VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo, SP: McGraw-Hill, Ed. USP, 1978. 509p.
- VELLOSO, D.A. Capacidade de carga por meio do SPT. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, 1991, São Paulo, SP. **Anais...**São Paulo, SP: [s.n.], 1991. p.293-312.
- VELLOSO, D.A., LOPES, F. R. **Fundações**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1997, 290p.
- VELLOSO, D.A., SANTA MARIA, P.E.L., LOPES, F.R. Princípios básicos de análises. In: HACHICH, W., FALCONI, F.F., SAES, J.L., FROTA, R.G.Q., CARVALHO, C.S., NIYAMA, S. (Eds.). **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1996. p.163-196.
- VELLOSO, P.P.C., GRILLO, S.O., PENEDO, E.J. Observações sobre a capacidade de carga e o módulo de deformação do solo por meio de provas de carga e ensaios de laboratório. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 6, 1978, Rio de Janeiro, RJ. **Anais...** Rio de Janeiro, Rj: [s.n.], 1978. v.1, p.305-328.
- VÉSIC, A.S. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. **Journal Soil Mechanics and Foundation division**. v. 2, n. SM1, 1973. p. 45-73.

VÉŠIC, A.S. **Bearing capacity of deep foundations in sand.** New York: National Academy of Sciences, National Research Council; Highway Research Record, 1963. p. 112-153.

VÉŠIC, A.S. Bearing capacity of shallow foundations. In: WINTERKORN, H. F., FANG, H. Y. (Eds.). **Foundation engineering handbook.** New York: Van Nostrand Reinhold, 1975. Cap.3, p. 121-147.

ANEXO A

As curvas tensão desvio versus deformação axial e as envoltórias de resistência em função de $p \times q$ são apresentadas nas figuras 01, 02, 03 e 04.

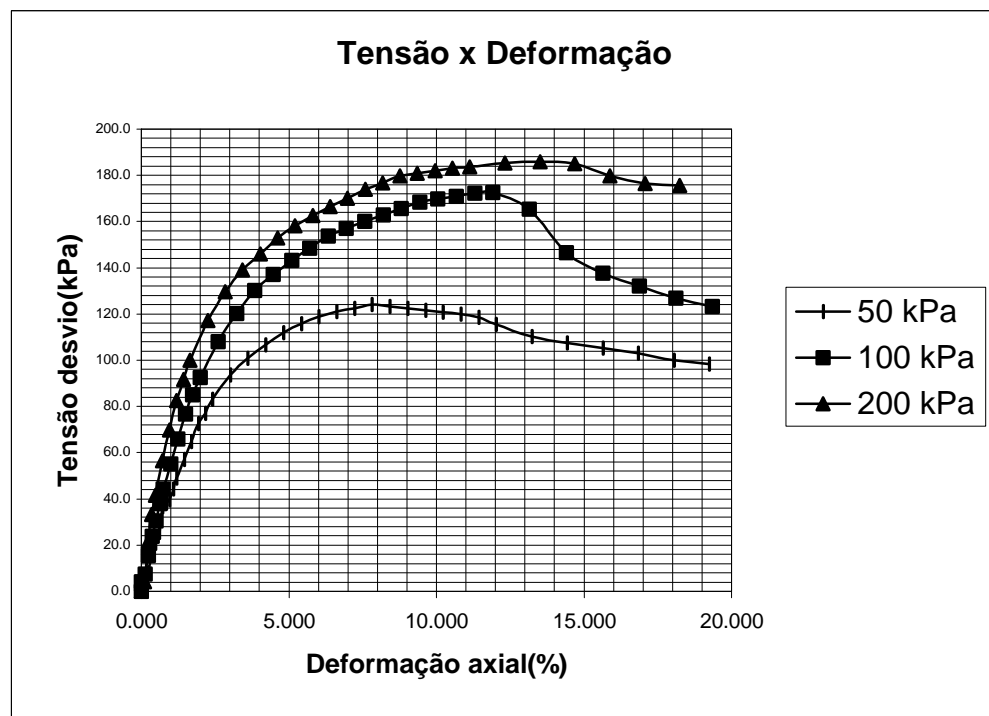


Figura A1. Curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon$, amostra 01- CID

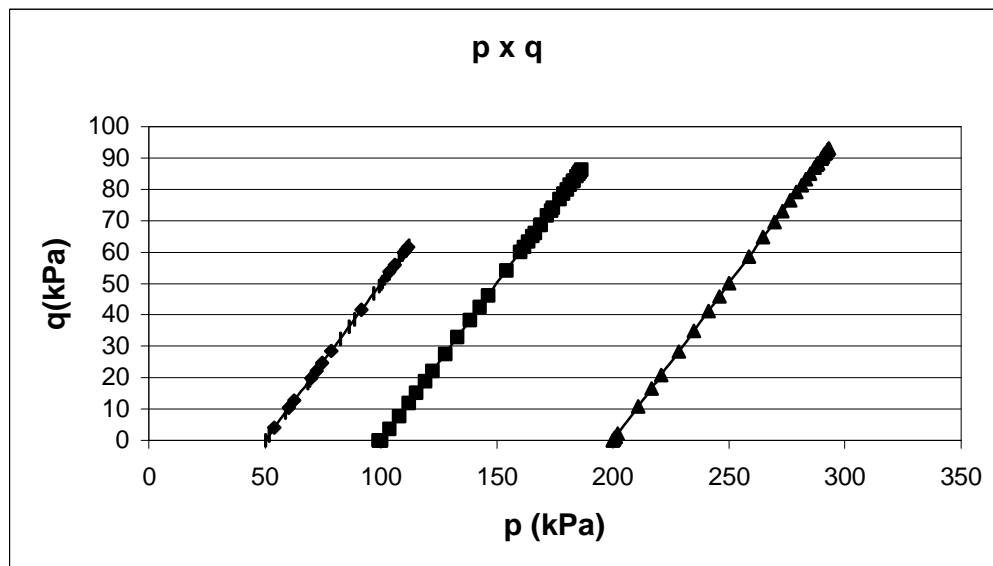


Figura A2. Curvas das trajetórias de tensão total, amostra 01 – CID

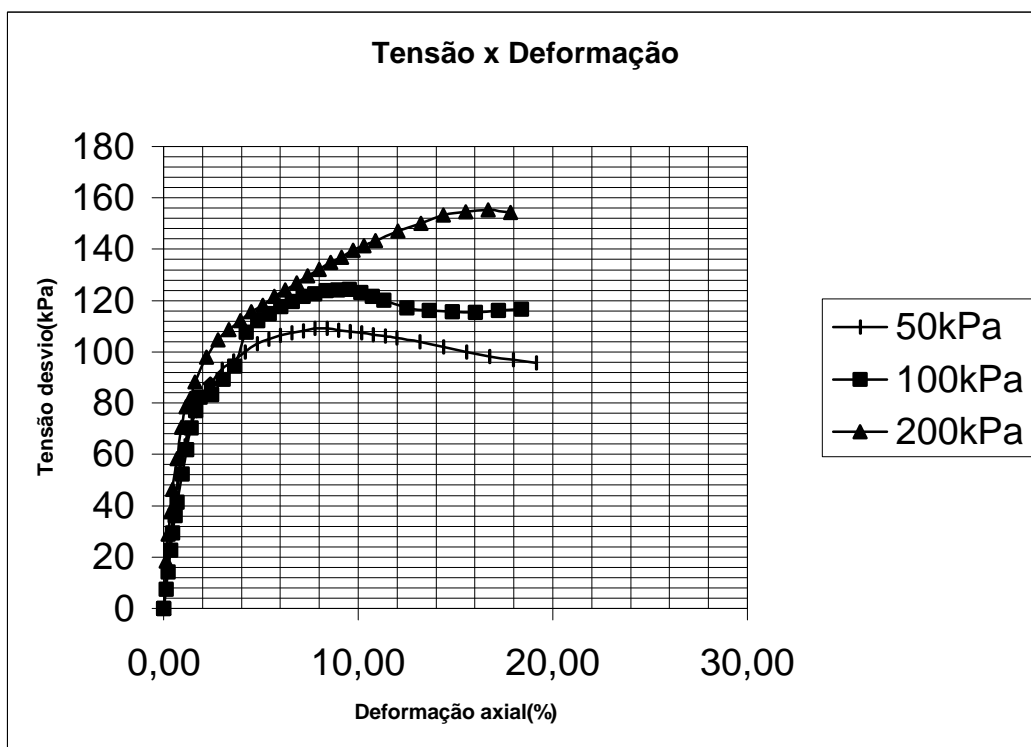


Figura A3. Curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon$, amostra – 02 – CID

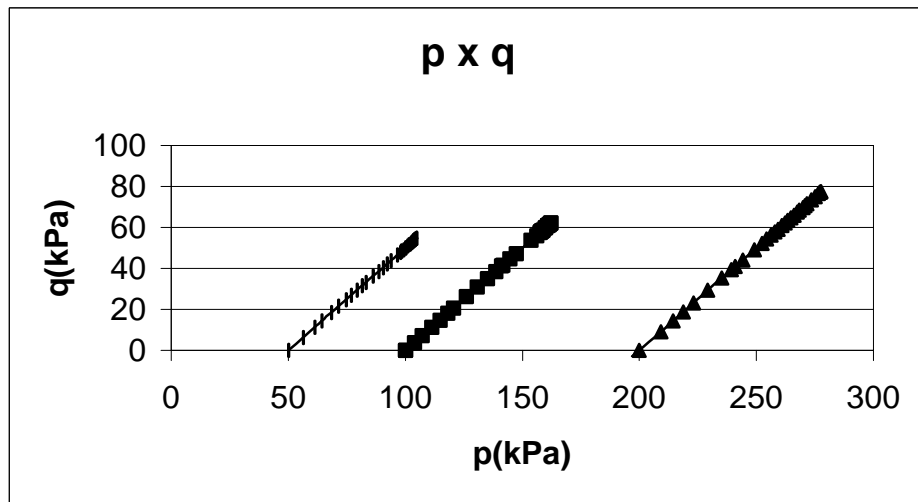


Figura A4. Curvas das trajetórias de tensão total, amostra 02 – CID

ANEXO B

Realizaram-se três ensaios de calibração de pressão para a correta interpretação do ensaio pressiométrico e da determinação de fatores de correção, bem como outros parâmetros de cálculo como mostra as figuras 01, 02 e 03.

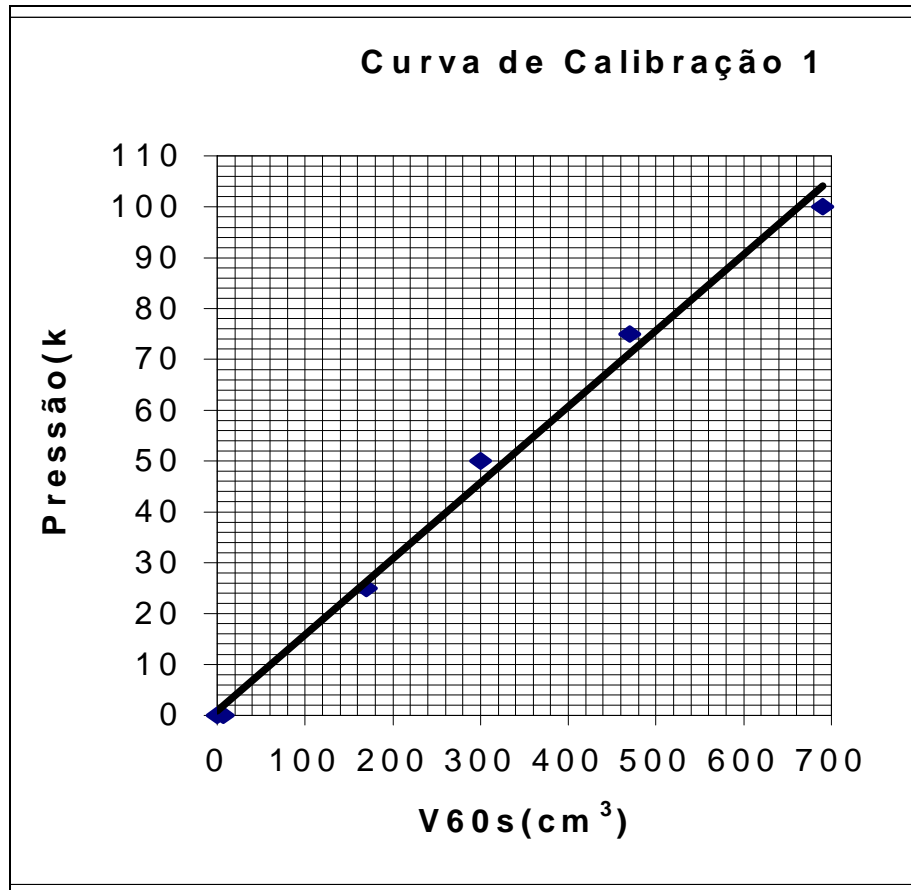


Figura B1 – Curva de calibração 01

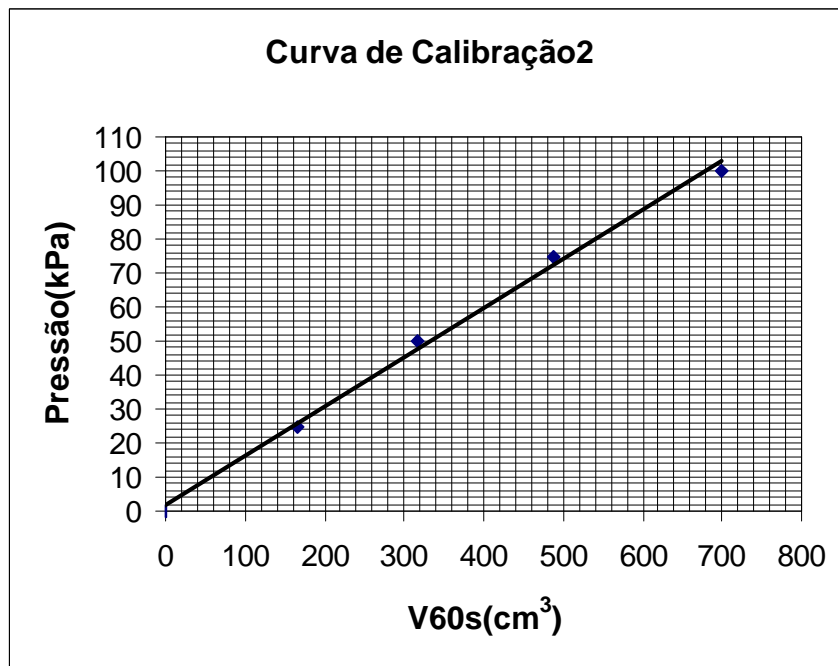


Figura B2 – Curva de calibração 02

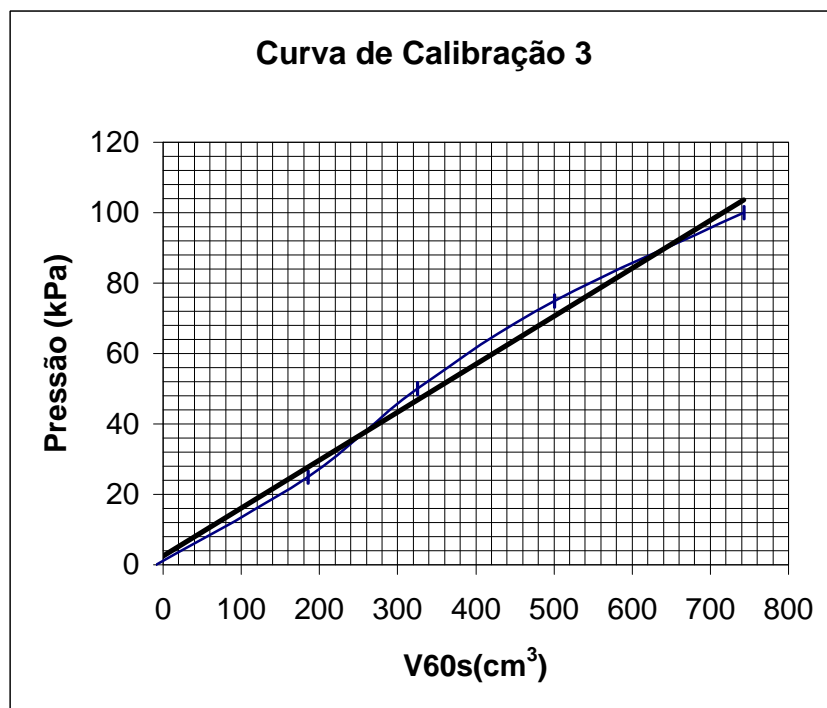


Figura B3 – Curva de calibração 03

ANEXO C

Nas figuras 01, 02, 03, 04 , 05 e 06 são apresentadas as curvas pressiométricas corrigidas obtidas para cada furo de sondagens realizadas.

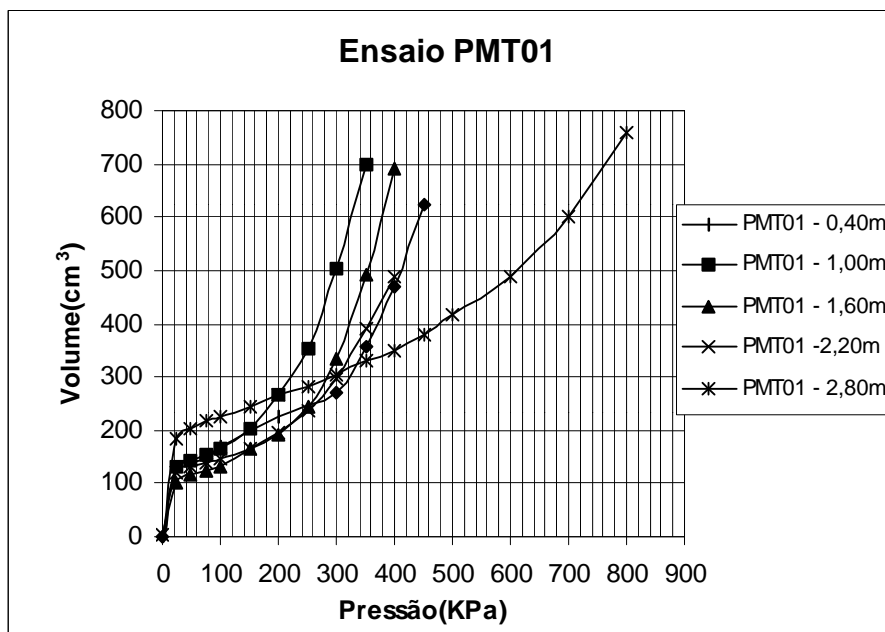


Figura C1 – Ensaio PMT 01

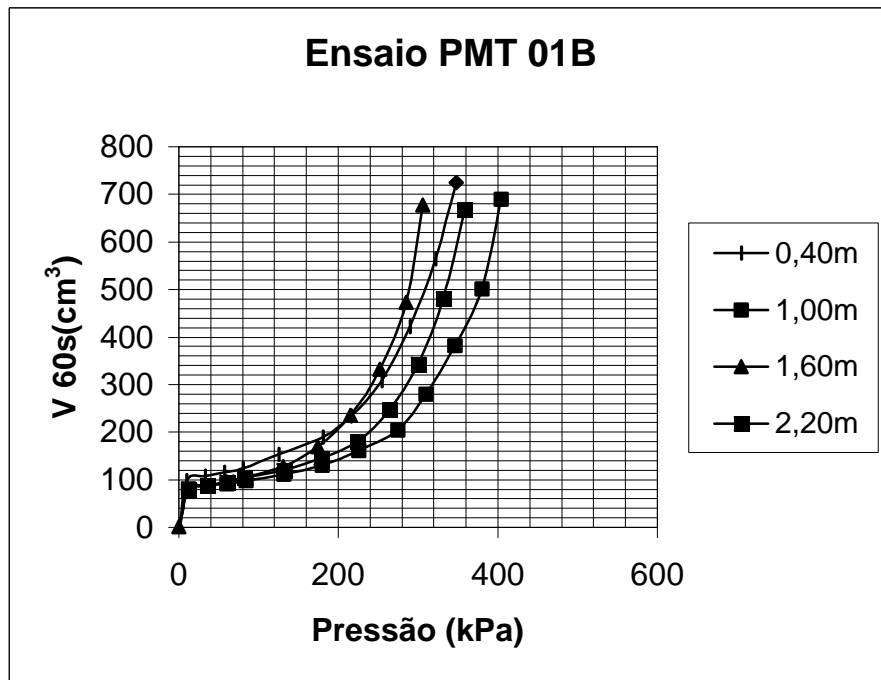


Figura C2 – Ensaio PMT 01B

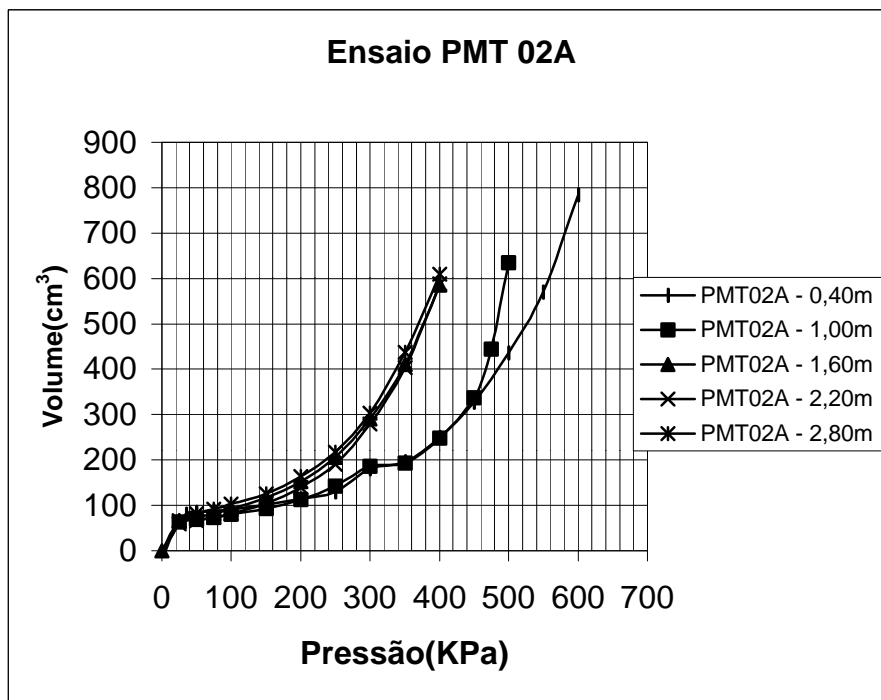


Figura C3 – Ensaio PMT 02A

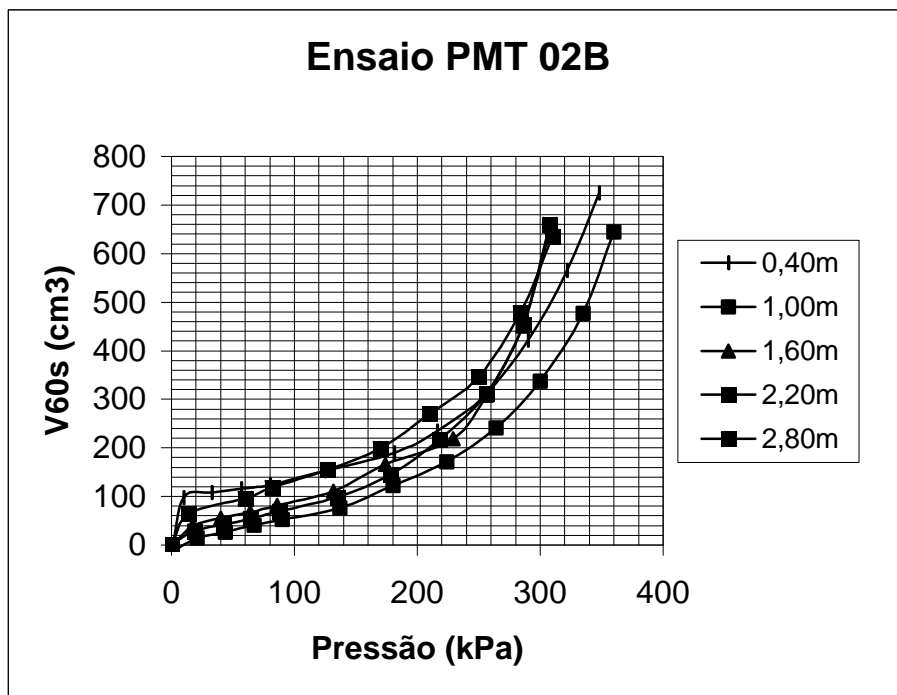


Figura C4 – Ensaio PMT 02B

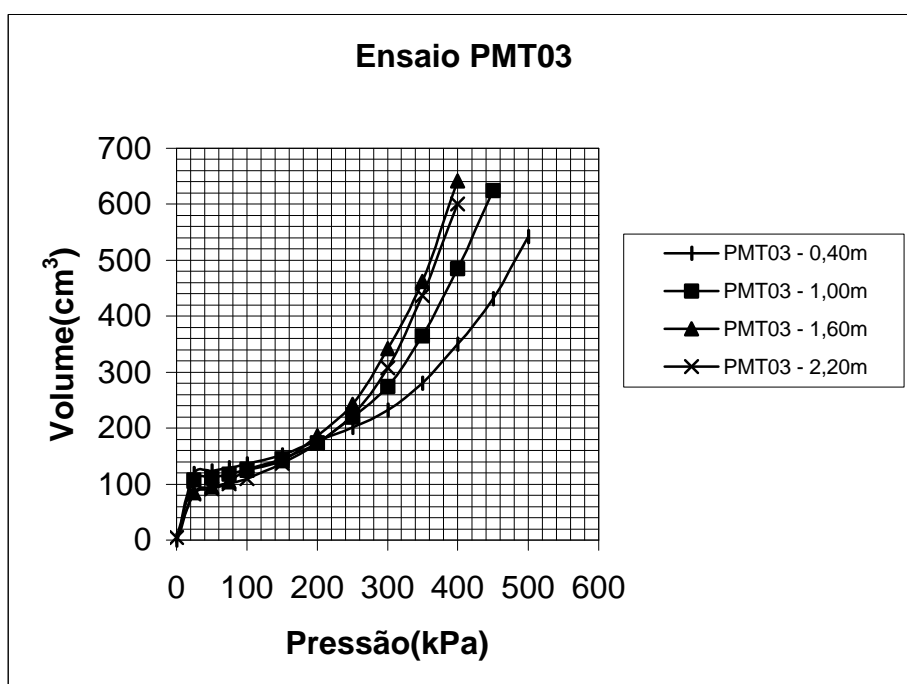


Figura C5 – Ensaio PMT 03

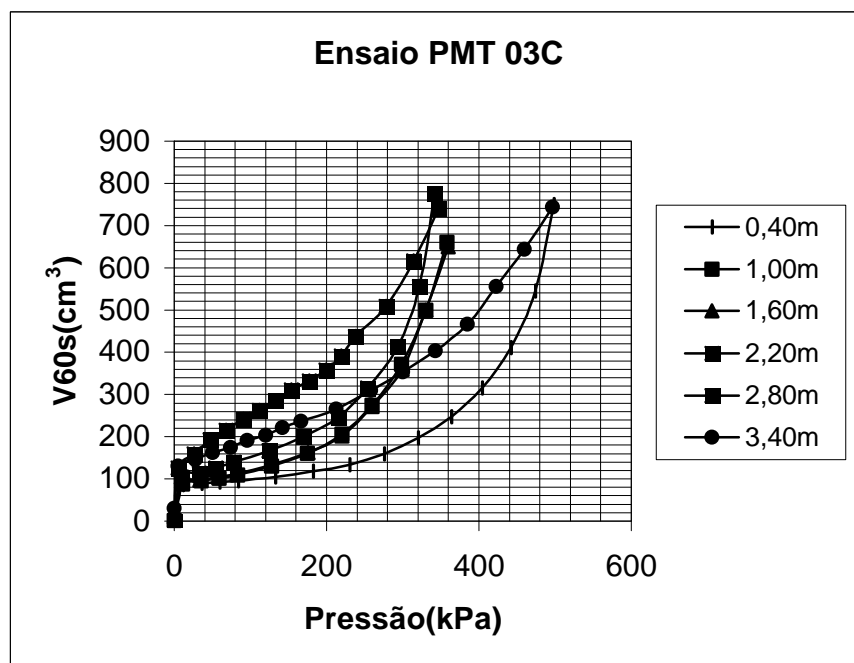


Figura C6 – Ensaio PMT 03C

ANEXO D

As figuras 1, 2, 3, 4 e 5 mostram as análises granulométricas conjunta segundo NBR 7181/84.

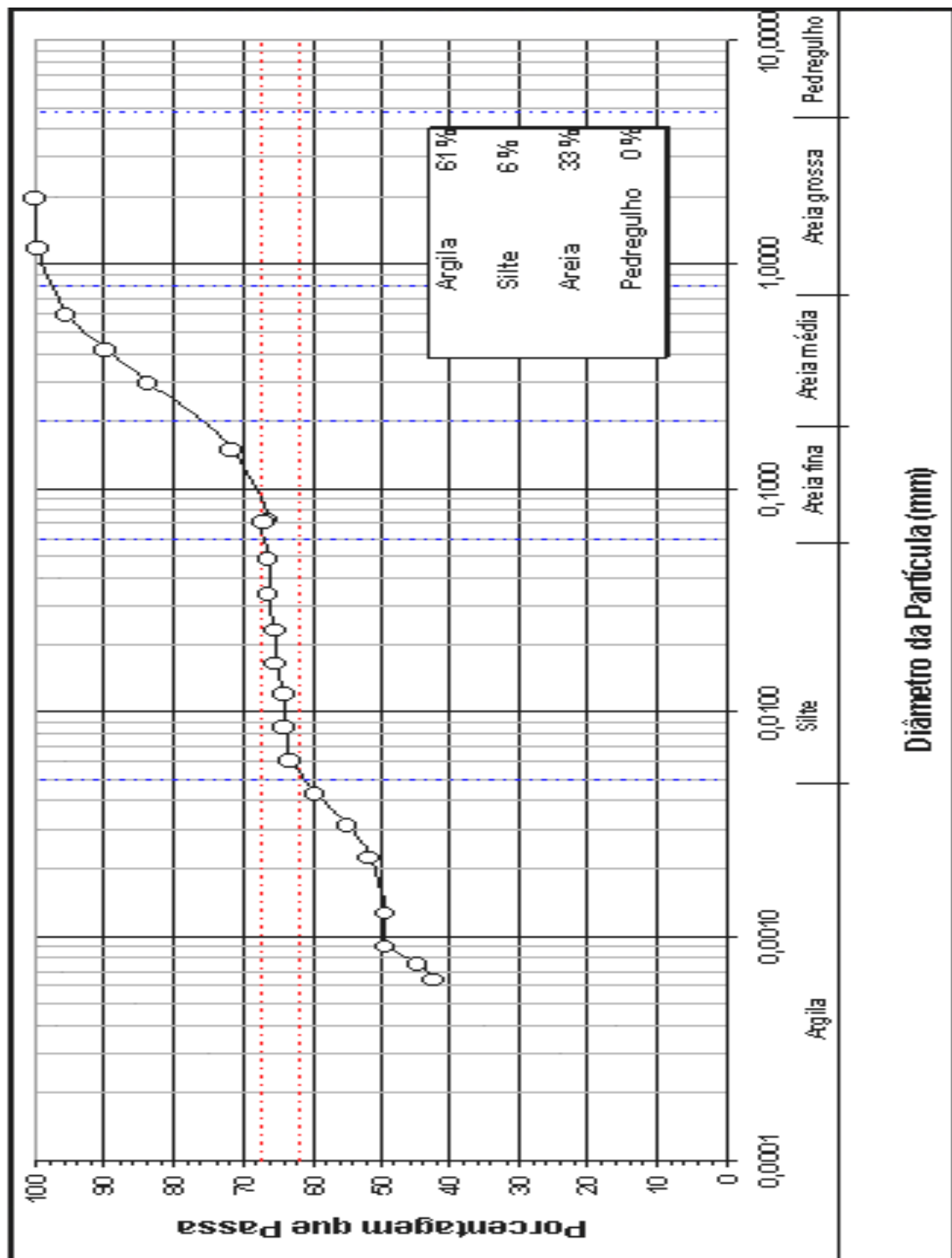


Figura D1 – Gráfico de granulometria conjunta – Amostra 01

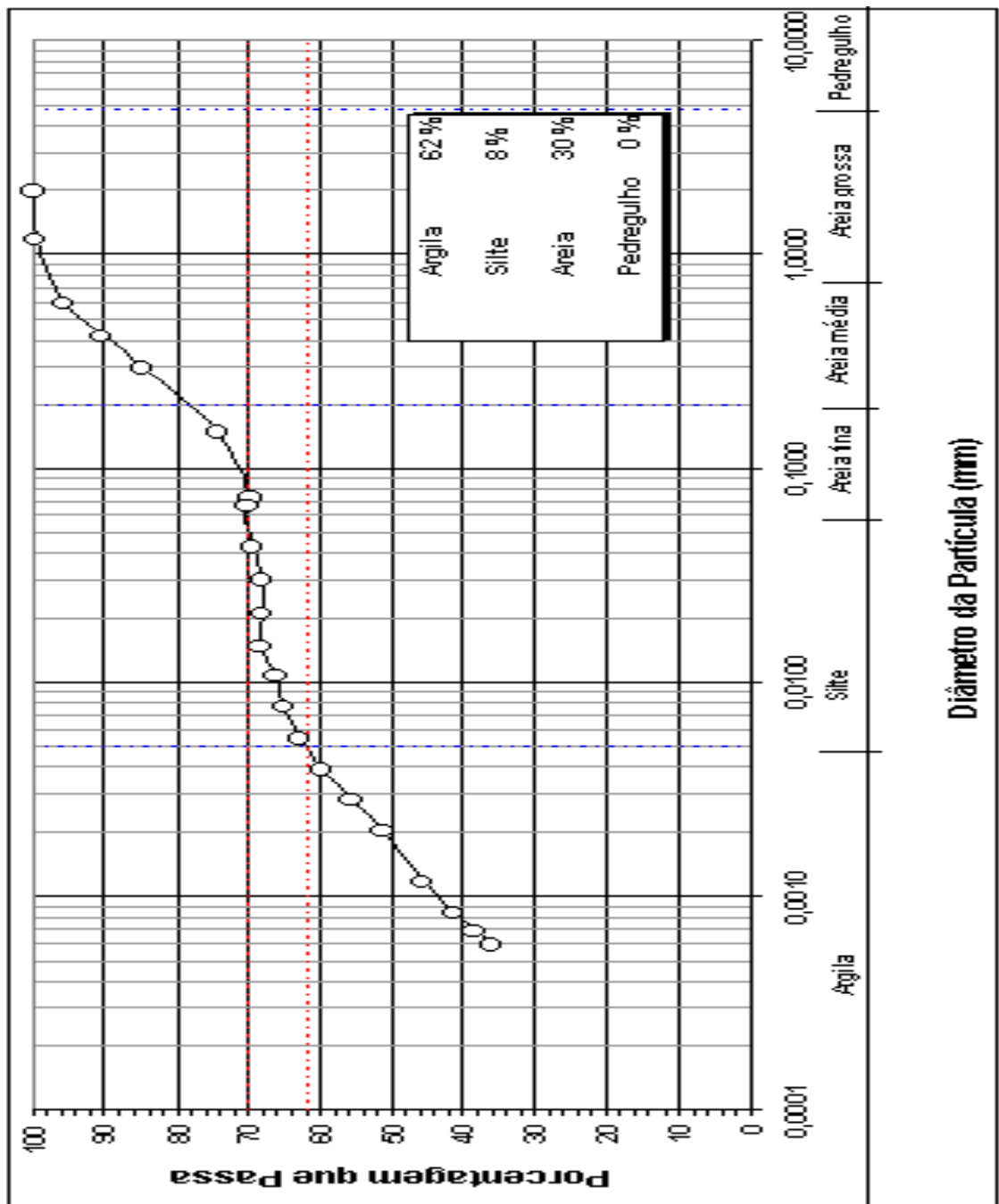


Figura D2 – Gráfico de granulometria conjunta – Amostra 02

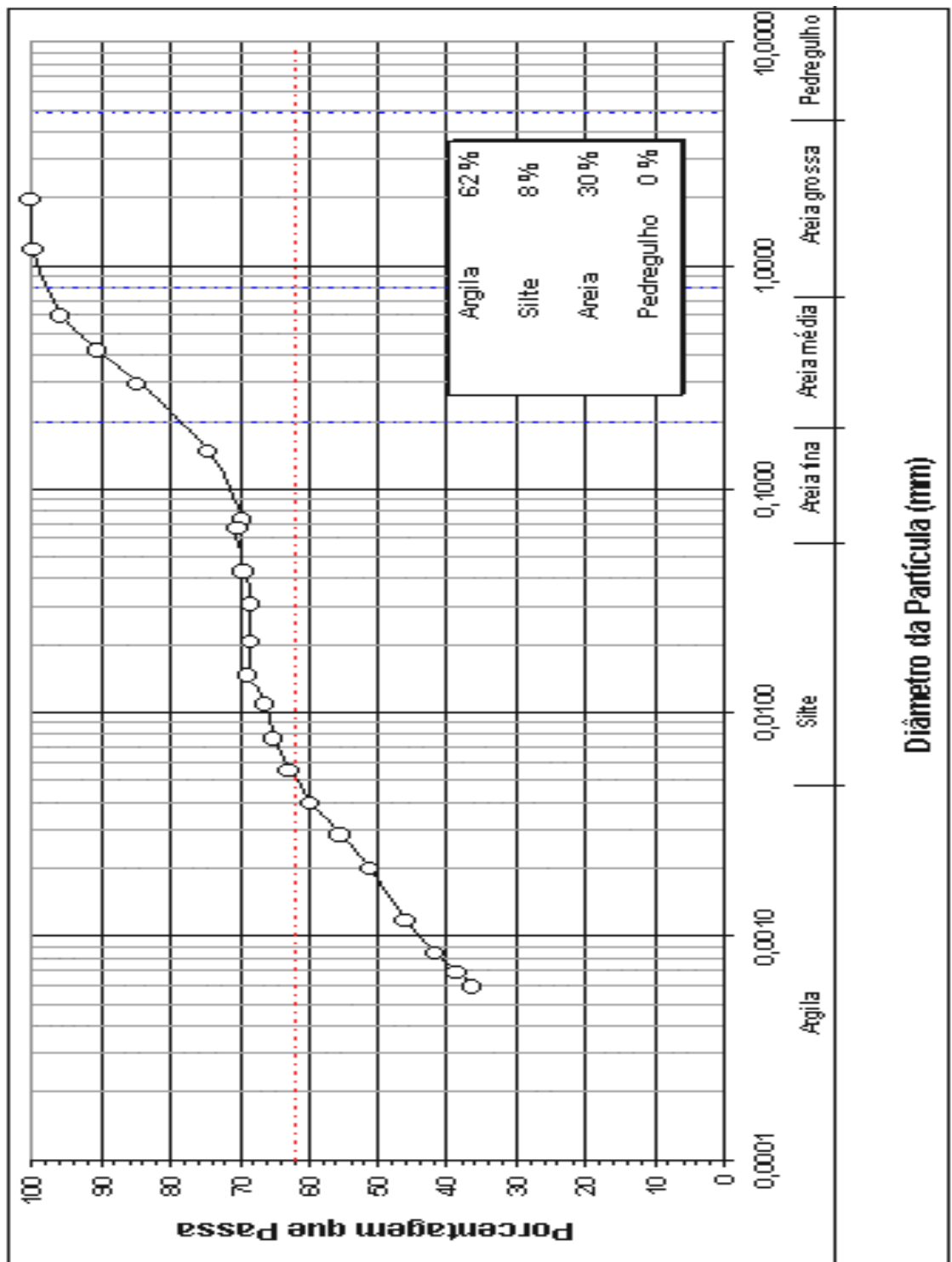


Figura D3 - Gráfico de granulometria conjunta – Amostra 03

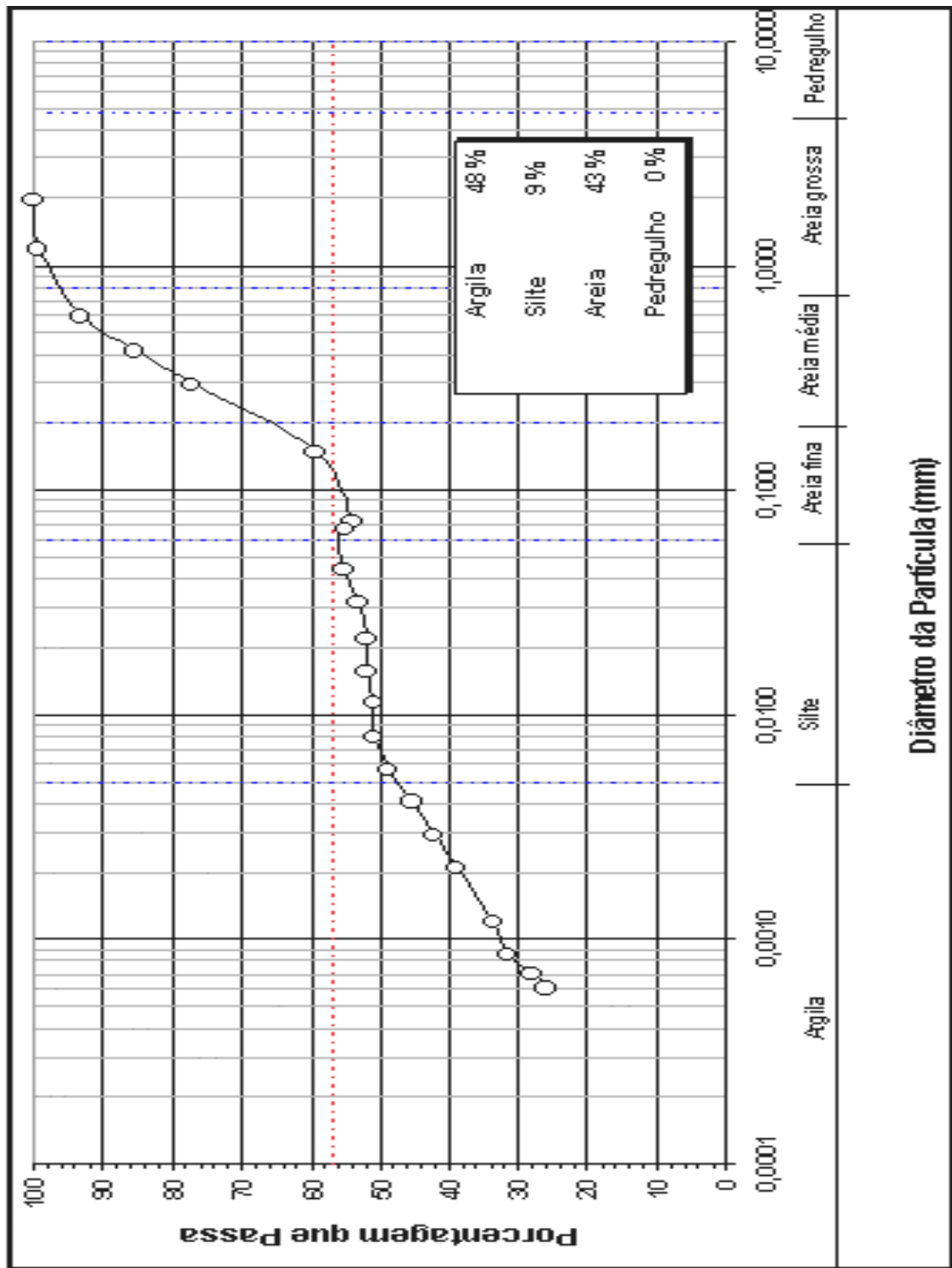


Figura D4 – Gráfico de granulometria conjunta – Amostra 04

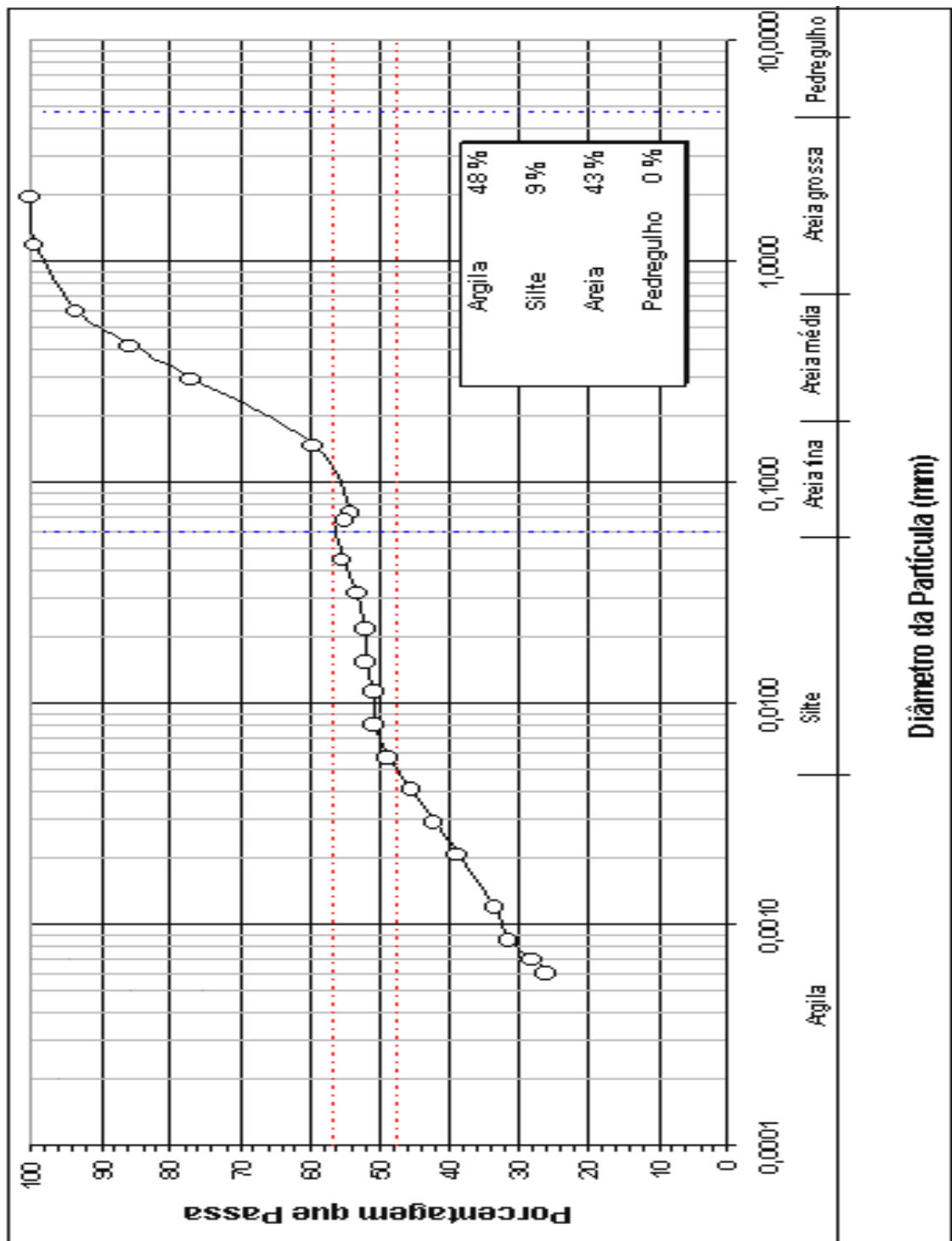


Figura D5 – Gráfico de granulometria conjunta – Amostra 05