

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÃO
PROFUNDA COM O USO DO PRESSIÔMETRO NO SOLO DO
DF**

ARTHUR SCHOUERI COLAÇO

ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM GEOTECNIA

BRASÍLIA / DF: JUNHO / 2017

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÃO
PROFUNDA COM O USO DO PRESSIÔMETRO NO SOLO DO
DF**

ARTHUR SCHOUERI COLAÇO

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

**RENATO PINTO DA CUNHA, Dr. (ENC - UnB)
ORIENTADOR**

**ENNIO MARQUES PALMEIRA, Dr. (ENC – UnB)
EXAMINADOR INTERNO**

**LEONARDO RODRIGUES FERREIRA
EXAMINADOR EXTERNO**

DATA: BRASÍLIA/DF, 30 de JUNHO de 2017.

FICHA CATALOGRÁFICA

SCHOUERI, ARTHUR COLAÇO

Análise da capacidade de carga de fundação profunda com o uso do pressiômetro no solo do DF [Distrito Federal] 2017.

vii, 53p. 297mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2017)

Monografia de Projeto Final – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- | | |
|------------------------|----------------------|
| 1. Geotecnia | 2. Fundação Profunda |
| 3. Capacidade de Carga | 4. Pressiômetro |
| 5. Prova de Carga | 6. Solo Laterítico |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SCHOUERI, A. C. (2017). Análise da capacidade de carga de fundação profunda com o uso do pressiômetro no solo do DF. Monografia de Projeto Final. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 53 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DOS AUTOR: Arthur Schoueri Colaço

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Análise da capacidade de carga de fundação profunda com o uso do pressiômetro no solo do DF.

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2017

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Arthur Schoueri Colaço

SQS 204 Bl. B Apt. 204

70.234-020 -Brasília/DF – Brasil

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer ao Prof. Renato Pinto da Cunha pela orientação, disponibilidade, atenção e até pelas cobranças. Seu conhecimento e empenho em me ajudar foram de suma importância para a conclusão deste relatório.

Ao Mestre Dasiel Henandéz, por ter se disponibilizado a me ajudar mesmo com a qualificação de seu doutorado bem próxima. Agradeço pelos materiais mandados, visitas em que me acompanhou, por me ajudar com eventuais dúvidas e por revisar a minha monografia. Só consegui fazer o projeto final na minha área de interesse graças a ele. Muito obrigado!

Agradeço aos membros da banca avaliadora por sua atenção e instrução para a melhora desta monografia.

Agradeço aos meus amigos mais próximos, por estarem sempre presente, me ajudando com o que fosse preciso e me proporcionando momentos de descontração que me permitiram manter a calma durante todo o trajeto.

Por fim, agradeço minha mãe Claudia, meu pai Paulo, irmã Camila por todo apoio e suporte que me deram ao longo deste período estressante. Sem vocês, este trabalho não teria sido possível.

RESUMO

O comportamento do solo "in situ" é bastante complexo e é altamente influenciado pela geologia e pelo clima local. O entendimento do comportamento do solo é de suma importância para diversos projetos de engenharia. Uma forma de tentar prever o comportamento do solo é utilizando-se de ensaios de campo. Apesar de existirem vários tipos de ensaios de campo, culturalmente no Brasil tem-se o uso exaustivo das sondagens à percussão (SPT). Uma alternativa viável e de fácil execução é o ensaio pressiométrico. O presente trabalho tem por objetivo fazer uma análise dos métodos de cálculo da capacidade de carga de fundação profunda aplicados ao solo laterítico de Brasília, utilizando-se dos resultados do ensaio pressiométrico de Ménard. Para isso foram comparados os resultados de três ensaios pressiométricos e os resultados de cinco provas de carga em estacas escavadas, todos localizados no Campo Experimental da Universidade de Brasília. Para estimativa da capacidade de carga de carga vertical das estacas escavadas, foram utilizadas as equações e tabelas da metodologia do *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, da França (LCPC-SETRA). O ensaio pressiométrico se mostra uma ótima alternativa para determinação de alguns parâmetros fundamentais ao entendimento do comportamento do solo; e a metodologia francesa do LCPC-SETRA se mostrou muito eficiente para estimativa da capacidade de carga do solo laterítico típico de Brasília – DF através do ensaio pressiométrico.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	iii
RESUMO	iv
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	viii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 MOTIVAÇÃO	1
1.2 OBJETIVO	2
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
2. METODOLOGIA	3
3. O PRESSIÔMETRO	4
3.1 O ENSAIO PRESSIOMÉTRICO	4
3.2 PRINCIPAIS TIPOS DE PRESSIÔMETROS	5
3.2.1 PRESSIÔMETRO DE PRÉ-FURO - PPF	5
3.2.2 PRESSIÔMETRO AUTO-PERFURANTE - PAP	7
3.2.3 PRESSIÔMETRO DE CRAVAÇÃO OU INSERÇÃO DIRETA - PC	9
3.3 BREVE HISTÓRICO DO PRESSIÔMETRO	9
3.4 CALIBRAÇÃO DO PRESSIÔMETRO	11
3.5 PROCEDIMENTO DO ENSAIO	13
3.6 PARÂMETROS DO PRESSIÔMETRO	14
3.6.1 MÓDULO DE DEFORMAÇÃO PRESSIOMÉTRICO - E_p	14
3.6.2 PRESSÃO LIMITE (P_L) E PRESSÃO LIMITE EFETIVA (P_L')	15
3.6.3 TENSÃO HORIZONTAL EM REPOUSO (σ_{0H})	17
3.7 CAPACIDADE DE CARGA COM PRESSIÔMETRO	18
4. ESTUDO DO SOLO LATERÍTICO DO DF	23
4.1 SOLO DO DISTRITO FEDERAL	23
5. PROVAS DE CARGAS	26
5.1 PROVA DE CARGA	26
6. ENSAIOS E PROVAS DE CARGAS EXECUTADOS	31
6.1 INTRODUÇÃO	31
6.2 ENSAIOS PMT	34
6.3 PROVAS DE CARGA	37
6.3.1 ESTACAS DA PROVA DE CARGA	37
6.3.2 ESTACAS DE REAÇÃO	38
6.3.3 PROVA DE CARGA ESTÁTICA	38

7.	ANÁLISE DE DADOS	46
7.1	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA VERTICAL	46
7.2	COMPARATIVO COM A PROVA DE CARGA	49
8.	CONCLUSÃO	50
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	51

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 - Ensaio com Pressiômetro Pré-Furo (Modificada BRIAUD, 1992).	4
Figura 3.2 - Diferentes formas de curvas pressiométricas em função da qualidade do furo (Adaptada ASTM D4719 -2000).	4
Figura 3.3 - Esquema dos principais tipos de pressiômetros (modificada de CLARKE, 1996).	5
Figura 3.4 - Pressiômetro de Ménard GC (Silva, 2001).	6
Figura 3.5 - Pressiômetro “LLT” de Oyo (Silva, 2001).	6
Figura 3.6 - Pressiômetro “Texam” da Roctest (Silva, 2001).	7
Figura 3.7 - Pressiômetro “PAF76” do LCPC (Silva, 2001).	8
Figura 3.8 - Pressiômetro “Camkometer” de Cambridge (Silva, 2001).	8
Figura 3.9 – Curva de Calibração de perda de volume e pressão (Adaptada ASTM D4719 – 2000).	12
Figura 3.10 - Relação de P com V60-V30 (Adaptada ASTM D4719 - 2000)	14
Figura 3.11 – Curva pressiométrica corrigida (ASTM D4719 – 2000)	15
Figura 3.12 – Método de estimativa de pressão limite (ASTM D4719 – 2000).	16
Figura 3.13 – Método gráfico para obtenção da σ_{0H} sugerido por Brandt (1978).	18
Figura 3.14 – Curvas para determinação da tensão última de atrito lateral (LCPC-SETRA, 1985).	22
Figura 5.1 - Processo usual de prova de carga estática (BOWLES, 1997).	26
Figura 5.2 - Exemplo de curva Carga X Recalque (HACHICH ET AL., 1998).	30
Figura 6.1 - (a) Localização do campo experimental e (b) área dos ensaios em destaque (MOTA, 2003).	32
Figura 6.2 – Locação dos ensaios de campo e estacas no campo experimental da UnB (s/ Esc.) (MOTA, 2003).	33
Figura 6.3 - Curva pressiométrica característica do campo experimental (7,6 m) (MOTA, 2003).	35
Figura 6.4 - Curvas pressiométricas do ensaio PM1 (MOTA, 2003).	36
Figura 6.5 - Curvas pressiométricas do ensaio PM2 (MOTA, 2003).	36
Figura 6.6 - Curvas pressiométricas do ensaio PM3 (MOTA, 2003).	37
Figura 6.7 - Esquema de reação das provas de carga estáticas (modificado - Perez, 1997).	39
Figura 6.8 - Curva carga-deslocamento corrigida – Estaca 3 (E3) (MOTA, 2003).	41
Figura 6.9 - Curva carga-deslocamento corrigida – Estaca 4 (E4) (MOTA, 2003).	41
Figura 6.10 - Curva carga-deslocamento corrigida – Estaca 5 (E5) (MOTA, 2003).	42
Figura 6.11 - Curva carga-deslocamento – Estaca 1 (E1) (MOTA, 2003).	43
Figura 6.12 - Curva carga-deslocamento – Estaca 2 (E2) (MOTA, 2003).	43
Figura 6.13 - Curva carga-deslocamento – Estaca 3 (E3) (MOTA, 2003).	44
Figura 6.14 - Curva carga-deslocamento – Estaca 4 (E4) (MOTA, 2003).	44
Figura 6.15 - Curva carga-deslocamento – Estaca 5 (E5) (MOTA, 2003).	45

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Estimativa do valor da pressão máxima de um solo (BRIAUD, 1992).	13
Tabela 3.2 - Valores de k para estacas (LCPC-SETRA, 1985).....	20
Tabela 3.3 - Escolha de curvas de projeto para atrito lateral último (LCPC-SETRA, 1985). .	21
Tabela 6.1 – PMT usado para cada estaca ensaiada.....	34
Tabela 6.2 - Ensaios PMT realizados no campo experimental da UnB (MOTA, 2003).....	34
Tabela 6.3 - Características das estacas e provas de carga realizadas (MOTA, 2003).	38
Tabela 6.4 – Provas de cargas realizadas (MOTA, 2003).....	40
Tabela 6.5 - Características das fundações e resultados obtidos nas prova de carga (MOTA, 2003).....	42
Tabela 7.1 – Capacidade de Carga Estaca 1 (E1) – Ensaio Pressiométrico PM1.....	46
Tabela 7.2 – Capacidade de Carga Estaca 2 (E2) – Ensaio Pressiométrico PM3.....	47
Tabela 7.3 – Capacidade de Carga Estaca 3 (E3) – Ensaio Pressiométrico PM2.....	47
Tabela 7.4 – Capacidade de Carga Estaca 4 (E4) – Ensaio Pressiométrico PM2.....	48
Tabela 7.5 – Capacidade de Carga Estaca 5 (E5) – Ensaio Pressiométrico PM2.....	48
Tabela 7.6 – Comparativo da Capacidade de Carga.	49

1. INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO

O comportamento do solo "in situ" é bastante complexo por ser altamente influenciado pela geologia e pelo clima local. Para realização de projetos geotécnicos seguros e econômicos, em geral nos valem de algumas técnicas específicas para o reconhecimento de alguns parâmetros do solo e consequentemente o seu comportamento. A determinação das propriedades de engenharia, em princípio, tanto poderia ser feita através de ensaios de laboratório quanto de ensaios de campo. Na prática, entretanto, há predominância quase que total dos ensaios "in situ", ficando a investigação laboratorial restrita a alguns casos específicos. No Brasil, segundo Schnaid (2000), "O custo envolvido na execução de sondagens de reconhecimento varia normalmente entre 0,2 e 0,5% do custo total da obra, sendo as informações geotécnicas obtidas indispensáveis à previsão dos custos fixos associados ao projeto e sua solução".

Apesar de existirem vários tipos de ensaios de campo, culturalmente no Brasil tem-se o uso quase que exaustivo das sondagens à percussão (SPT). Apesar de termos uma literatura vasta e muitos estudos para correlacionar o comportamento do solo com os resultados da sondagem SPT, ainda se faz necessário o uso de sondagens complementares para termos previsões mais assertivas do comportamento do solo.

Uma alternativa viável e de fácil execução é o ensaio pressiométrico. O ensaio pressiométrico é o único ensaio que mede deformação e resistência limite. Diferente dos outros testes que visam a retirada de amostras do terreno, esse teste objetiva deformar o mínimo possível os orifícios pois é justamente da avaliação da expansão do terreno que consiste o ensaio.

A utilização do ensaio pressiométrico para determinação do comportamento do solo ainda não é muito efetiva devido à falta de estudos que correlacionem os parâmetros obtidos nos ensaios pressiométricos para os diferentes tipos de solos existentes.

Este trabalho visa justamente trazer uma análise da correlação existente na literatura para estimar a capacidade resistente de carga do solo para uma fundação profunda no solo do DF.

1.2 OBJETIVO

O presente trabalho tem por objetivo fazer uma análise dos métodos de cálculo de capacidade de carga aplicados ao solo laterítico de Brasília, utilizando-se dos resultados do ensaio pressiométrico de Ménard.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Buscar alternativas complementares ao ensaio SPT para determinar a capacidade de carga de uma fundação profunda;
- Determinar possíveis aplicações para o ensaio pressiométrico no solo de Brasília-DF;
- Complementação dos trabalhos acadêmicos que fazem um estudo aprofundado do solo de Brasília – DF;
- Validação da metodologia francesa do LCPC-SETRA pra determinação da capacidade de carga do solo através do ensaio pressiométrico.

2. METODOLOGIA

No contexto do Projeto Final de Curso, o trabalho foi desenvolvido a partir das seguintes atividades:

- Familiarização com a tecnologia de pressiômetro utilizada no Brasil e no mundo;
- Avaliação dos métodos existentes para estimativa da capacidade de carga do solo de acordo com ensaios pressiométricos;
- Estudo do Solo do DF de acordo com revisão bibliográfica existente;
- Busca na literatura de ensaios pressiométricos realizados no Campo Experimental da Universidade de Brasília;
- Busca na literatura por provas de cargas em fundações profundas realizadas no Campo Experimental da Universidade de Brasília;
- Comparação entre estimativa da capacidade de carga geotécnica das fundações profunda pelo ensaio pressiométrico e pelo ensaio de prova de carga;
- Análise dos resultados e validação do método utilizado para estimativa da capacidade de carga através do ensaio pressiométrico.

Os dados utilizados na comparação entre a estimativa da capacidade de carga geotécnica das fundações profundas e o resultado medido pela prova de carga foram retirados da tese de Mota, 2003. Mota (2003) apresenta os resultados para três ensaios pressiométricos realizados no Campo Experimental da Universidade de Brasília e os resultados de cinco provas de carga realizadas em estacas escavadas localizadas no campo experimental da Universidade de Brasília.

Para estimativa da capacidade de carga de carga vertical das estacas escavadas, foram utilizadas as equações e tabelas da metodologia do *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, da França (LCPC-SETRA).

3. O PRESSIÔMETRO

3.1 O ENSAIO PRESSIOMÉTRICO

O ensaio pressimétrico consiste em colocar uma sonda cilíndrica no solo e expandi-la para pressurizar horizontalmente o solo. Com esse ensaio, é possível obter a pressão horizontal p no solo, a tensão radial σ_{rr} , e o acréscimo relativo no raio da cavidade. Resumindo, o ensaio pressiométrico fornece uma curva tensão-deformação in situ do solo. O ensaio pressiométrico geralmente é repetido a diferentes profundidades para se obter os parâmetros dos diferentes perfis do solo. (BRIAUD, 1992). As Figuras 3.1 e 3.2 ilustram o funcionamento e o resultado do ensaio.

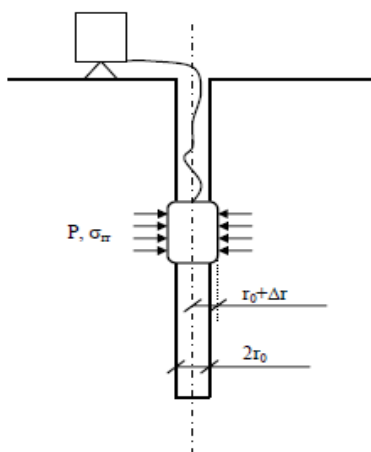


Figura 3.1 - Ensaio com Pressiômetro Pré-Furo (Modificada BRIAUD, 1992).

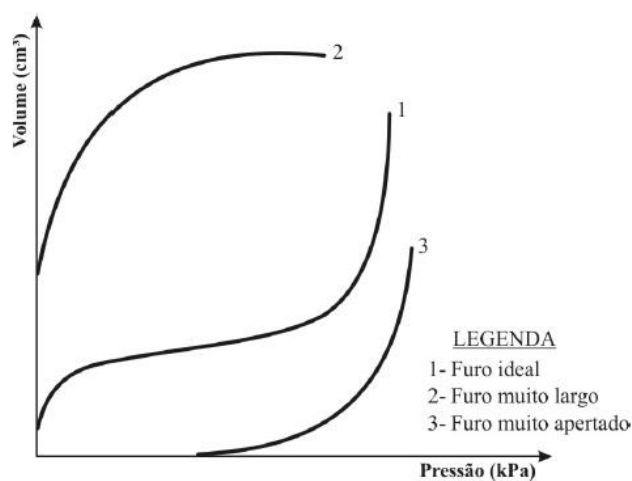


Figura 3.2 - Diferentes formas de curvas pressimétricas em função da qualidade do furo (Adaptada ASTM D4719 -2000).

3.2 PRINCIPAIS TIPOS DE PRESSIÔMETROS

Existem vários tipos diferentes de pressiômetros que diferem principalmente pela maneira como a sonda é inserida no solo. Segundo Briaud (1992), os principais tipos são:

- Pressiômetro de Pré-Furo (PPF ou PBPMT)
- Pressiômetro Auto-Perfurante (PAP ou SBPMT)
- Pressiômetro de Cravação ou de Inserção Direta (PC ou CPMT).

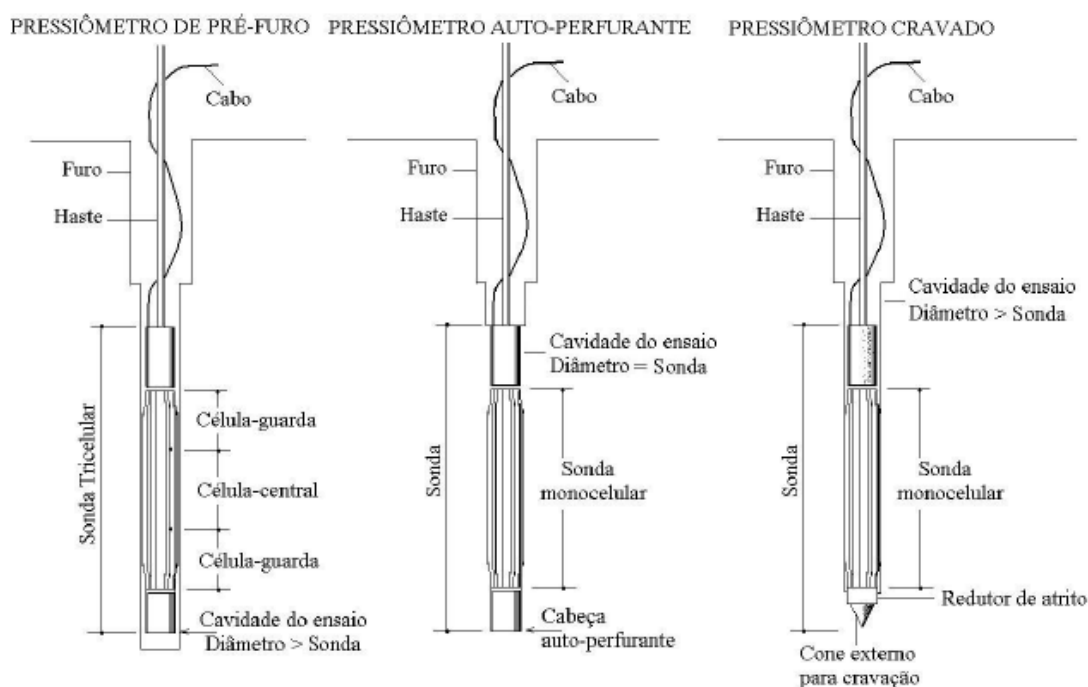


Figura 3.3 - Esquema dos principais tipos de pressiômetros (modificada de CLARKE, 1996).

3.2.1 PRESSIÔMETRO DE PRÉ-FURO - PPF

O tipo mais comum de pressiômetro utilizado no mercado é o Pressiômetro de Pré-Furo. Conhecido também pela sigla PBPM, da língua inglesa “Prebored Pressuremeter”, foi desenvolvido para ser inserido em um furo de sondagem previamente executado e tem como exemplo clássico o pressiômetro original de Ménard.

De acordo com Briaud (1992), atualmente existem essencialmente quatro tipos principais de Pressiômetro de Pré-Furo no mercado. O primeiro tipo tem uma sonda dividida em 3 células: uma célula de medição e duas células guarda. O propósito das células guarda, que são

infladas com gás, é isolar a expansão da célula de medição dos efeitos de ponta. A célula de medição é inflada com água. A membrana de borracha da sonda é protegida contra punção por tiras de aço sobrepostas. A fonte de pressão é um botijão de gás nitrogênio comprimido. O aumento no volume da célula de medição é indicado por manômetros. O pressiômetro de Ménard é um exemplo deste tipo de pressiômetro.

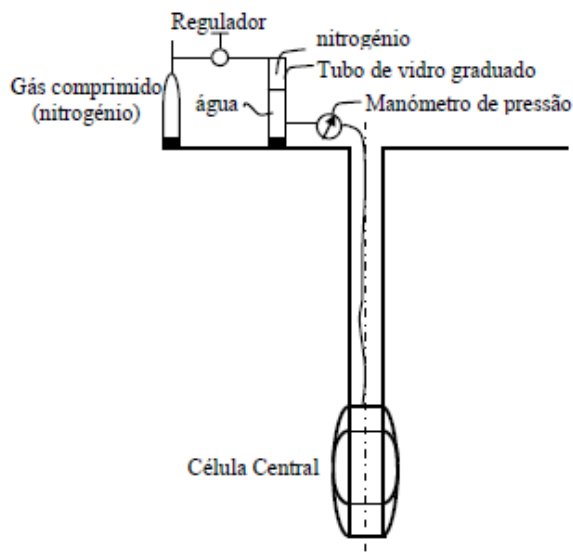


Figura 3.4 - Pressiômetro de Ménard GC (Silva, 2001).

O segundo tipo é idêntico ao primeiro tipo, exceto que a sonda é feita de apenas uma célula, longa suficiente para garantir que os efeitos de ponta sejam irrelevantes. O Teste de Carga Lateral (LLT) de Oyo é um exemplo deste tipo de pressiômetro.

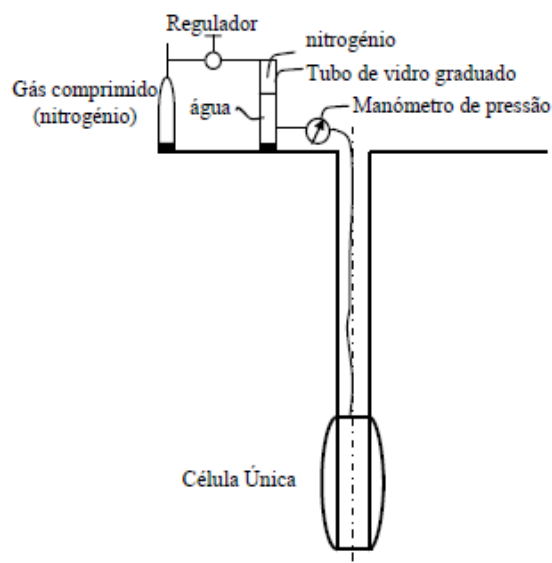


Figura 3.5 - Pressiômetro “LLT” de Oyo (Silva, 2001).

O terceiro tipo é idêntico ao primeiro tipo, com exceção que a sonda é feita de apenas uma célula, longa suficiente para garantir que os efeitos de ponta sejam irrelevantes, e a fonte de pressão é um macaco de parafuso que move um pistão forçando a água dentro da sonda. O aumento no volume da sonda é medido pela distância percorrida pelo pistão ou pela contagem do número de rotações do parafuso do macaco. O Texam da Roctest é um exemplo deste pressiômetro.

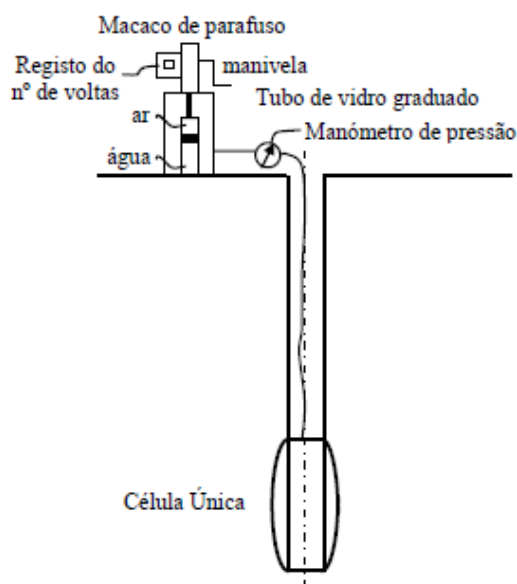


Figura 3.6 - Pressiômetro “Texam” da Roctest (Silva, 2001).

O quarto tipo é semelhante ao primeiro tipo, sendo que a sonda é feita de apenas uma célula, longa suficiente para garantir que os efeitos de ponta são irrelevantes e que a mesma é inflada com gás. O Tri-Mod da Roctest é um exemplo deste pressiômetro.

3.2.2 PRESSIÔMETRO AUTO-PERFURANTE - PAP

De acordo com Briaud (1992), atualmente existem essencialmente três tipos principais de Pressiômetro Auto-Perfurante. No primeiro tipo, a sapata cortante é alimentada por um motor alojado dentro da sonda. A sonda é feita de uma única célula que é inflada com água. A fonte de pressão é um macaco de parafuso que move um pistão forçando a água dentro da sonda. O aumento no volume é mensurado por um medidor de vazão e a pressão é medida por um manômetro. O PAF76 do “*Laboratoire des Ponts et Chaussées*” - LCPC é um exemplo deste pressiômetro.

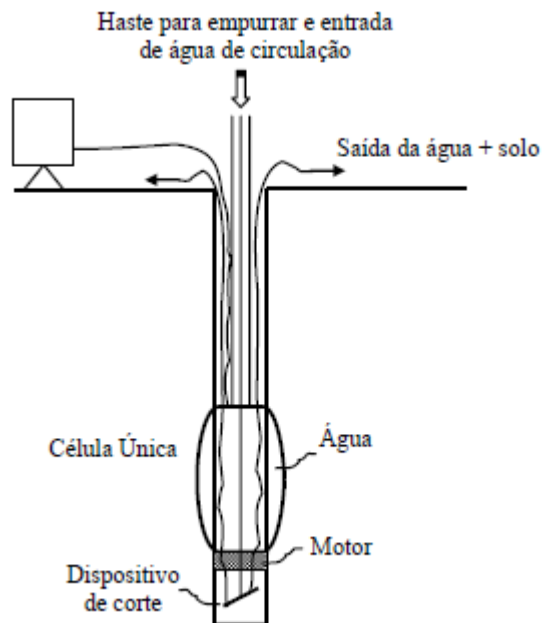


Figura 3.7 - Pressiômetro “PAF76” do LCPC (Silva, 2001).

No segundo tipo, a sapata cortante é alimentada da superfície através de um conjunto de varas de perfuração. A sonda é feita de uma única célula que é inflada com gás. O aumento no raio da sonda é mensurado por três sensores elétricos localizados na altura média da sonda e a pressão é medida por transdutores localizados na sonda e por manômetros. O Camkometer do Cambridge In Situ é um exemplo deste pressiômetro.

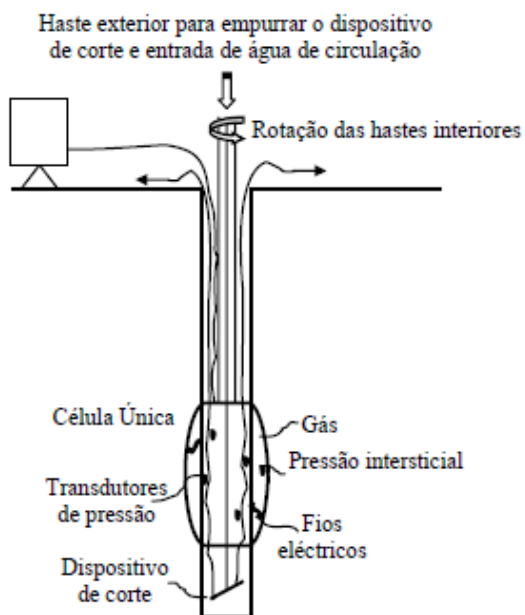


Figura 3.8 - Pressiômetro “Camkometer” de Cambridge (Silva, 2001).

No terceiro tipo, a sapata cortante é alimentada da superfície através de um conjunto de varas de perfuração. A sonda é feita de uma única célula que é inflada com água. A fonte de pressão é um macaco de parafuso que move um pistão forçando a água dentro da sonda. O aumento no volume é mensurado pela distância percorrida pelo pistão e a pressão é medida por manômetros. O Boremac da Roctest é um exemplo deste pressiômetro.

3.2.3 PRESSIÔMETRO DE CRAVAÇÃO OU INSERÇÃO DIRETA - PC

De acordo com Briaud (1992), existem vários tipos de pressiômetros de cravação ou inserção direta. A ideia é combinar as vantagens do ensaio de penetração de cone (CPT) com o ensaio pressiométrico. Os perfis do CPT são gravados durante a penetração e uma vez que a penetração é interrompida, o pressiômetro é expandido. A penetração é feita na mesma velocidade de penetração do ensaio CPT (20 mm/s). Já a cravação é feita soltando-se um martelo de certa altura pré-definida.

3.3 BREVE HISTÓRICO DO PRESSIÔMETRO

A criação do primeiro pressiômetro PBPM é atribuído a Kogler, em 1933 na Alemanha, no entanto este não levou a sua ideia por diante e Ménard, em 1955 na França, desenvolveu e construiu realmente o pressiômetro pré-perfurador e o primeiro que conseguiu obter as propriedades de deformação do solo “in situ” a partir do ensaio, sendo por isso considerado como o inventor e “pai” deste equipamento.

Fukuoka, em 1959 no Japão, desenvolve outro pressiômetro PBPM que lhe permitirá determinar o módulo de deformabilidade horizontal do solo (BRIAUD, 1992). Nesse mesmo ano, Ménard introduzirá uma modificação no seu pressiômetro, passando a proteger a sonda, a qual fica envolta numa camisa cilíndrica.

Em 1963, e com base na experiência adquirida, Ménard publica as primeiras equações e tabelas que relacionam os resultados do ensaio pressiométrico com o assentamento das fundações diretas e a capacidade de carga das mesmas (MÉNARD, 1963). Numa tentativa de aperfeiçoar o procedimento do ensaio, Jézéquel, em 1965, desenvolverá no “Laboratoire des Ponts et Chaussées” - LCPC, na França, o primeiro pressiômetro SBPM (JÉZÉQUEL ET AL, 1968). Este pressiômetro, de Jézéquel, é igualmente designado por “PAF” (Pressiometre Autoforeur) e tem sofrido várias melhorias ao longo dos anos.

Em 1966, Suyama, Imai e Ohya, pertencentes á empresa Japonesa “Oyo Corporation”, criarão dois tipos de pressiómetros PBPM, sendo eles o “Lateral Load Tester “ e o “Elastmeter 100” (OYO CORPORATION, 1983).

Já na década de 70, mais precisamente em 1971, Wroth e Hughes desenvolverão na Universidade de Cambridge, na Inglaterra, o pressiómetro SBPM “Camkometer” (WROTH E HUGHES, 1973), que é atualmente comercializado pela “Cambridge In Situ”.

Por sua vez no Canadá, em 1978, é desenvolvido por Briaud e Shields um pressiómetro de pequenas dimensões para fins de dimensionamento de pavimentos, o qual é conhecido por “Pencell” (BRIAUD, 1979). Nesse ano, na França, o “Institut Français du Pétrole” concebe o “PAM”. Este é um pressiómetro SBPM utilizado para fins de investigação em plataformas petrolíferas. Ao mesmo tempo é publicado o livro de Baguelin, Jézéquel e Shields com o título “Pressuremeter and Foundation Engineering” (BAGUELIN ET AL, 1978).

Briaud e os seus colegas da “Texas A&M University” desenvolverão em 1982 o pressiómetro “Texam”, atualmente comercializado pela “Roctest”. Também nesse ano, na França, as equipes do “Laboratoire des Ponts et Chaussées” e do “Techniques Louis Ménard” trabalharão em conjunto e criarão o “LPC-TLM”. Este é um pressio-penetrómetro com cone e é destinado à caracterização dos maciços nas zonas pouco profundas das plataformas petrolíferas.

Entre 1982 e 1986 vários grupos esforçam-se em conceber um pressiómetro CPMT, entre os quais estão: “Cambridge In Situ”, “Fugro B.V.”, “Hogentogler”, “Roctest”, “Texas A&M University” e a “University of British Columbia”.

Em 1984 é introduzida na França a versão automatizada do pressiómetro Ménard “PAC” e ainda nesse ano tanto a “Roctest” quanto a “Cambridge In Situ” desenvolverão um pressiómetro de alta-pressão para ensaios em rochas (BRIAUD, 1992). Finalmente em 1988 a ASTM publica a norma (ASTM D4719-2000) que determina o procedimento a seguir num ensaio pressiométrico em solo, sendo esta atualizada no ano 2000.

Em paralelo com todos estes desenvolvimentos, efetuados ao nível do equipamento, também vários progressos foram obtidos na interpretação das curvas provenientes do ensaio pressiométrico, sendo esses estudos realizados pela França, Inglaterra, Japão, Canada e mais recentemente pela Itália, Noruega e Estados Unidos da América (BRIAUD, 1992).

3.4 CALIBRAÇÃO DO PRESSIÔMETRO

A calibração ou aferição do equipamento é efetuada tal como definido na norma americana ASTM (D4719-2000), publicada em 2000 e intitulada “Standard Test Method for Prebored Pressuremeter Testing in Soils”.

O pressiômetro deve ser calibrado antes do uso para compensar as perdas de pressão (P_c) e Volume (V_c). As perdas de pressão se devem à rigidez da membrana da sonda. As leituras de pressão obtidas durante o teste incluem a pressão necessária para expandir as paredes da sonda; e essa resistência da membrana deve ser reduzida do valor final para obtenção da pressão realmente exercida no solo. A calibração da membrana deve ser feita expandindo a sonda ao ar livre. Já as perdas de volume ocorrem devido à expansão da tubulação e à compressibilidade do equipamento, principalmente da sonda e do líquido expansivo. A calibração do volume deve ser feita expandindo a sonda dentro de um tubo de aço de calibração, cujo diâmetro interior deve ser aproximadamente 1,005 vezes superior ao da sonda, sendo as paredes do mesmo de pequena espessura de forma que sua deformabilidade não afete os resultados quando aplicada a máxima pressão à sonda, e devendo este ainda ser suficientemente longo para cobrir toda a parte expansível da sonda.

O procedimento para calibração da perda de pressão consiste na expansão da sonda até ao seu máximo valor de volume, quer por iguais incrementos de pressão (Procedimento A), quer por iguais incrementos de volume (Procedimento B). No método A serão utilizados incrementos de 10 kPa, enquanto que no método B os incrementos de volume serão de 5% do volume nominal V_0 . Cada patamar de pressão ou volume aplicado é mantido durante 1 minuto, sendo as leituras de pressão e volume correspondentes efetuadas no final de cada passo. Com isso obtém-se a curva de calibração de pressão, conforme mostrado na Figura 3.9.

O procedimento para calibração de perda de volume consiste no aumento da pressão em incrementos de 100 kPa ou 500 kPa, dependendo da pressão de máxima expansão da sonda, até o ponto de máxima expansão da sonda. Cada patamar de pressão é mantido por 1 minuto após contato com o tubo de aço de calibração. Com isso obtém-se a curva de calibração de volume, conforme mostrado na Figura 3.9.

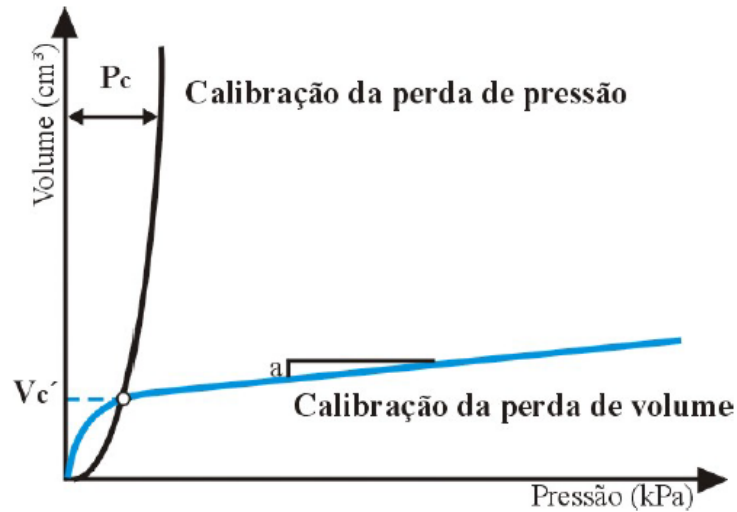


Figura 3.9 – Curva de Calibração de perda de volume e pressão (Adaptada ASTM D4719 – 2000).

Através da curva de calibração de volume e pressão, podemos definir o volume nominal da sonda vazia (V_s):

$$V_s = 0,25 \cdot \pi \cdot L \cdot D_i^2 - V_c' \quad (3.1)$$

Onde

L = Comprimento da célula central de medição [cm];

D_i = Diâmetro interno do tubo de calibração [cm];

V_c' = Volume expandido até a sonda tocar as paredes do tubo de aço [cm³].

A perda de volume (V_c) do pressiômetro a uma dada pressão é obtida utilizando-se um fator correspondente ao coeficiente angular da curva de calibração:

$$V_c = a \cdot P_r \quad (3.2)$$

Onde

a = Coeficiente de compressibilidade do sistema [cm³/kPa];

P_r = Pressão lida no manômetro [kPa]

Considera-se que o sistema não apresenta fugas e que está corretamente desareado se o volume V_c é inferior a 0,1% do volume nominal da sonda vazia V_s para uma pressão de 100 kPa. Caso não se consiga obter esta tolerância então é porque o sistema apresenta bolhas de ar, e se realmente a saturação é completa então significa que será necessário utilizar um tubo menos deformável.

3.5 PROCEDIMENTO DO ENSAIO

Após efetuada a calibração do equipamento procede-se à realização do ensaio pressiométrico, sendo a profundidade ou cota deste correspondente à profundidade a meio da sonda. Durante o ensaio, e tal como referido na calibração da membrana, a sonda pode ser expandida em séries de incrementos de igual pressão (método A) ou de igual volume (método B). No caso de se utilizar o método A então será necessário antecipar a pressão máxima que o solo a ensaiar pode suportar, a qual pode ser estimada com base na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Estimativa do valor da pressão máxima de um solo (BRIAUD, 1992).

Solos		PMT P [MPa]	N _{SPT} [panc./30cm]	Su (corte UU) [kPa]
Areia	Solta	0 – 0,5	0 – 10	
	Média	0,5 – 1,5	10 – 30	
	Densa	1,5 – 2,5	30 – 50	
	Muito densa	> 2,5	> 50	
Argila	Mole	0 – 0,2		0 – 25
	Firme	0,2 – 0,4		25 – 50
	Rija	0,4 – 0,8		50 – 100
	Muito rija	0,8 – 1,6		100 – 200
	Dura	> 1,6		> 200

Os incrementos de pressão deverão ser todos iguais, sendo o seu valor de sensivelmente um dez avos (1/10) do valor estimado para a máxima pressão aplicável ao solo. Cada incremento de pressão ΔP é aplicado durante 1 minuto, além do tempo necessário para que ele atinja o patamar de pressão pretendido, o que significa que teoricamente o ensaio estaria concluído ao fim de aproximadamente 10 minutos. Na realidade verifica-se que a pressão máxima do solo é atingida entre os 7 e 14 incrementos.

As leituras do volume injetado correspondentes a cada ΔP deverão ser efetuadas aos 30 segundos V_{30} e 60 segundos V_{60} (1 min). Destas leituras resultarão dois gráficos, em que um

deles traduz a relação entre a pressão aplicada e o volume final injetado V_{60} , e o outro traduz a relação entre a pressão e a diferença de volume registada entre os 60 e 30 segundos ($V_{60}-V_{30}$).

Deste último gráfico, o que indica a evolução de $V_{60}-V_{30}$ com o nível de pressão, é possível retirar o valor de pressão para o qual o solo entra em cedência P_y , que tem início quando a curva sofre um aumento significativo de $V_{60}-V_{30}$ (ponto A).

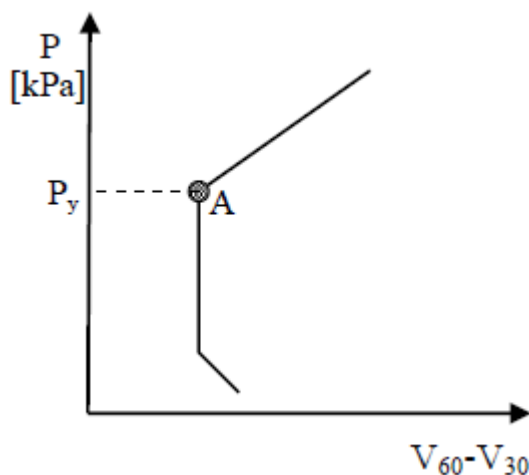


Figura 3.10 - Relação de P com $V_{60}-V_{30}$ (Adaptada ASTM D4719 - 2000)

No caso do método B, os incrementos de volume são iguais a um quarenta avos de V_0 ($V_0/40$), sendo o tempo de aplicação de cada patamar de volume de 15 segundos, além do tempo necessário para que seja atingido o volume pretendido. Para cada incremento de volume faz-se a leitura da pressão correspondente ao fim dos 15 segundos, e com estes valores traça-se a curva que traduz a evolução do volume injetado com a pressão. A sonda atinge o dobro do seu volume inicial após 40 incrementos de volume, ou seja, passados aproximadamente 10 minutos ($40 \times 15s = 600s$).

3.6 PARÂMETROS DO PRESSIÔMETRO

3.6.1 MÓDULO DE DEFORMAÇÃO PRESSIOMÉTRICO - E_P

O módulo de deformação pressiométrico é calculado através do trecho linear de curva pressiométrica corrigida, de acordo com a Equação 3.3:

$$E_p = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot V_m \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (3.3)$$

Sendo:

ν o coeficiente de Poisson;

V_m o volume médio da cavidade. $(V_s + V_1 + V_2)/2$;

ΔP a variação de pressão no trecho pseudo-elástico ($P_2 - P_1$);

ΔV a variação de volume no trecho pseudo-elástico ($V_2 - V_1$).

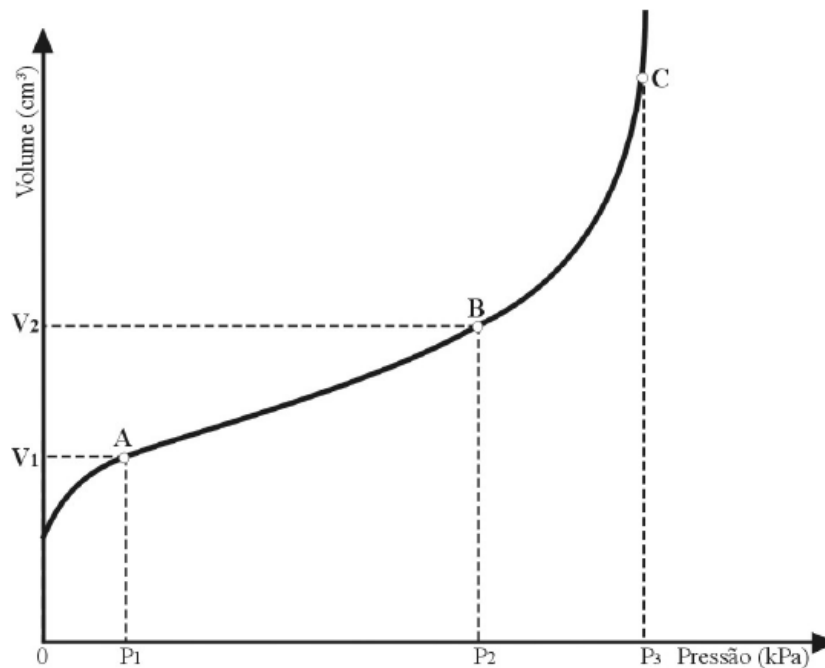


Figura 3.11 – Curva pressiométrica corrigida (ASTM D4719 – 2000)

Ménard (1975) recomenda que o valor adotado de ν seja constante e igual a 0,33 independentemente do tipo de solo no cálculo do módulo pressiométrico. Segundo Briaud (1992), esse valor não é recomendado para argilas devido ao seu comportamento não drenado. Neste caso, adota-se um valor de 0,5.

3.6.2 PRESSÃO LIMITE (P_L) E PRESSÃO LIMITE EFETIVA (P_L')

A pressão limite (P_L) é definida teoricamente como a pressão alcançada para ocorrer uma expansão infinita de um cilindro. Como a expansão infinita não pode ser alcançada durante o

ensaio, a pressão limite é definida como a pressão alcançada quando a cavidade do solo tiver duas vezes o seu tamanho inicial (BRIAUD, 1992).

Ela pode ser determinada diretamente da curva pressiométrica, como abscissa da assíntota da curva. Entretanto é mais usual considerar como a pressão correspondente a um aumento de volume ΔV igual ao volume inicial do furo V_0 . Ménard (1975) afirma que $\Delta V/V_0$ pode ser considerado como a pressão necessária quando o volume lido corrigido alcançar 700 cm^3 .

Todavia, nem sempre o valor de P_L pode ser alcançado durante o ensaio. Neste caso, alguma técnica de extrapolação sugerida na literatura poderá ser utilizada para a obtenção de P_L .

A maneira mais utilizada, proposta pela Norma Americana ASTM D4719 (2000), consiste em plotar as três últimas leituras correspondentes à fase plástica numa escala $p \times \text{Log } V$. Estes pontos devem formar uma reta de acordo com a Figura 3.12. O prolongamento da reta até a ordenada correspondente ao dobro do volume inicial da cavidade, ou seja, $V = V_s + 2V_1$, fornecerá a pressão limite P_L . Considerando V_s o volume da sonda e V_1 o volume do início da fase pseudo-elástica.

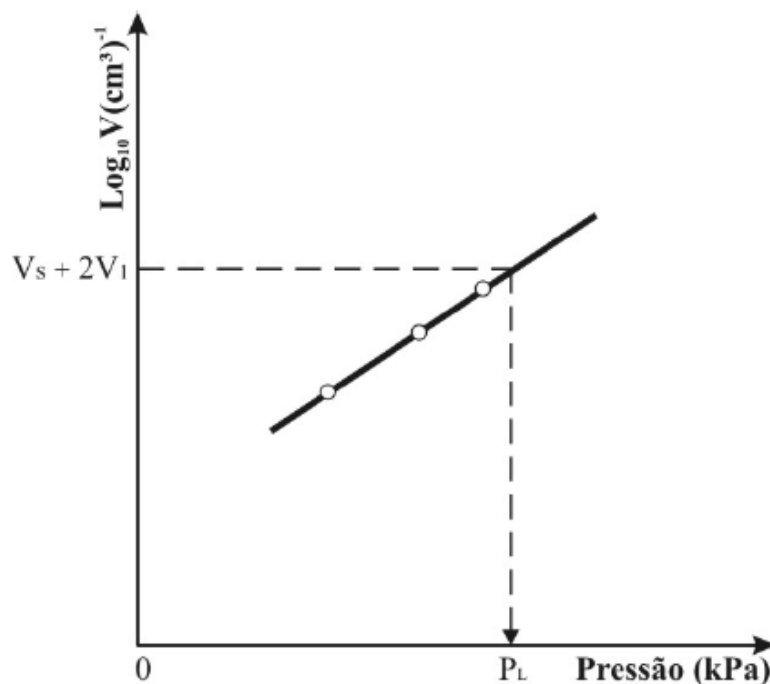


Figura 3.12 – Método de estimativa de pressão limite (ASTM D4719 – 2000).

A pressão limite efetiva P_L' é o parâmetro relativo à resistência do solo e é definida da seguinte forma:

$$P_L' = P_L - \sigma_{0H} \quad (3.4)$$

Em que

σ_{0H} é a tensão horizontal total no repouso.

É a pressão limite efetiva P_L' que é de interesse no projeto de fundações, para cálculo da capacidade de carga do solo. O valor de P_L' é relativamente insensível às perturbações da parede do furo que podem ocorrer durante a instalação da sonda. Entretanto P_L' é relativamente sensível à razão comprimento/diâmetro (L/D) da sonda pressiométrica, principalmente em areias. Briaud (1992) afirma que em areias P_L' aumenta em 20% quando a razão (L/D) diminui de 10 a 5, em argilas a variação não é tão significativa. Por isso, a razão comprimento/diâmetro (L/D) de 6,5 é recomendada.

3.6.3 TENSÃO HORIZONTAL EM REPOUSO (σ_{0H})

Esta tensão é encontrada na parte inicial da curva pressiométrica (próxima ao ponto A da Figura 3.11) no ponto de máxima curvatura. A determinação deste ponto de máxima curvatura é relativamente fácil se o furo for bem executado e difícil se as paredes do furo forem perturbadas durante o processo.

Na literatura brasileira, Brandt (1978) propôs um método gráfico para a obtenção da tensão horizontal em repouso (σ_{0H}) que consiste em traçar uma reta passando pelo trecho de recompressão, tangenciando o ponto de máxima curvatura e outra pelo trecho linear elástico na curva pressiométrica corrigida. O ponto de intercessão das retas tem como abscissa a tensão horizontal em repouso (σ_{0H}).

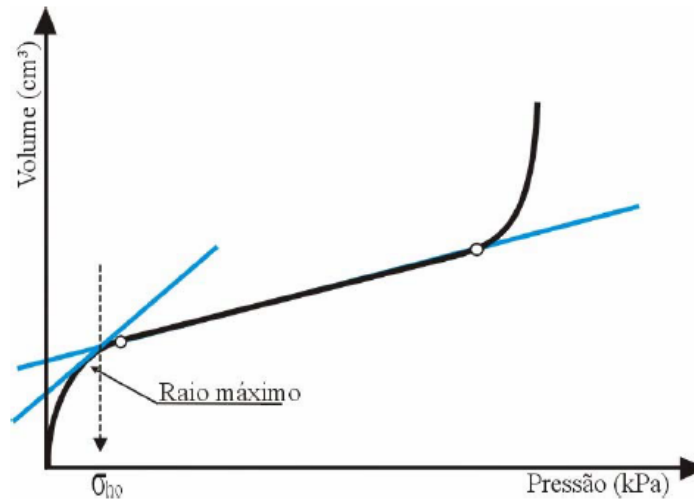


Figura 3.13 – Método gráfico para obtenção da σ_{0H} sugerido por Brandt (1978).

3.7 CAPACIDADE DE CARGA COM PRESSIÔMETRO

É importante frisar que o passo mais importante para uso do pressiômetro para projetos de fundação profunda é a preparação de um furo de qualidade do pressiômetro. O erro na previsão do comportamento da fundação por erros de projetos são muito menores que os erros induzidos por resultados de má qualidade dos ensaios pressiométricos (BRIAUD, 1992).

Supondo a obtenção de um furo de qualidade para o ensaio pressiométrico, a carga de ruptura Q_L pode ser calculada pela equação convencional:

$$Q_L = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.5)$$

Onde:

Q_p é a resistência última de ponta;

Q_s é a resistência última de atrito lateral; e

W_p é o peso da estaca.

As resistências últimas de ponta e de atrito lateral são dadas pelas equações:

$$Q_p = q_L \cdot A_p \quad (3.6)$$

$$Q_s = f_L \cdot A_s \quad (3.7)$$

Em que:

q_L é a tensão última de ponta;

f_L é a tensão última de atrito lateral;

A_p é a Área da ponta;

A_s é a Área lateral.

Segundo Briaud (1992), existem 5 métodos consagrados para obtenção da tensão última de ponta pelos resultados do ensaio pressiométrico. O método mais atual e que consequentemente faz uso de uma base de dados maior para embasamento dos cálculos é o método oficial de projeto da França, publicado pela LCPC e a SETRA e “Regles de Justification des Fondations sur Pieux”.

De acordo com esse método, a tensão última de ponta correlaciona-se com a pressão limite efetiva p_L^* através do fator de capacidade de carga ‘ k ’. A tensão última de atrito lateral também é obtida de correlações com a pressão limite efetiva p_L^* . O Cálculo da pressão limite efetiva é dada por:

$$p_L^* = p_L - p_{0H} \quad (3.8)$$

Em que:

p_L é a pressão limite

p_{0H} é a tensão horizontal na profundidade testada.

A tensão última de ponta é dada por:

$$q_L = k \cdot p_{Le}^* + q_0 \quad (3.9)$$

Em que

$$p_{Le}^* = \sqrt[n]{p_{L1}^* \times p_{L2}^* \times \dots \times p_{Ln}^*} \quad (3.10)$$

E $p_{L1}^*, p_{L2}^*, \dots, p_{Ln}^*$ são pressões líquidas limites de ensaios pressiométricos realizados dentro de $\pm 1,5 \times$ o diâmetro da estaca. Para as estacas em que só foram realizados um ensaio pressiométrico ao redor, a Equação 3.9 pode ser reduzida para:

$$q_L = k \cdot (p_L - p_{0H}) + q_{0v} \quad (3.11)$$

Onde:

q_{0v} é a tensão vertical total no repouso

Para determinação do fator 'k', faz-se uso da Tabela 3.2. Ressalta-se que para casos intermediários aos apresentados na tabela é preciso fazer interpolações.

Tabela 3.2 - Valores de k para estacas (LCPC-SETRA, 1985).

Solo	Estacas sem deslocamento de solo	Estacas com total deslocamento de solo
Argila-Silte	1,2	1,8
Areia-Cascalho	1,1	3,2 a 4,2 (1)
Cal-Marga	1,8	2,6
Rocha Calcária		
Rocha degradada ou fraturada	1,1 a 1,8 (2)	1,8 a 3,2 (2)
(1) Usar 3,2 para areia compacta ou cascalho ($p_L > 3\text{MPa}$ ou 31,3 tsf) e 4,2 para areia pouco compacta ou cascalho ($p_L < 1\text{MPa}$ ou 10,4 tsf). Interpolare entre eles.		
(2) Dados são escassos. Tratar rocha como solo com comportamento similar.		

Para correlação da tensão última de atrito lateral com a pressão limite efetiva, são utilizadas a Tabela 3.3 e a Figura 3.14. A Tabela 3.3 determina qual curva deve-se buscar o parâmetro f_L de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca. Já a Figura 3.14 traz as diferentes curvas para determinação do f_L .

Tabela 3.3 - Escolha de curvas de projeto para atrito lateral último (LCPC-SETRA, 1985).

Solo Estaca	Argila/ Silte	Areia	Cascalho	Cal	Rocha calcária	Rocha degradada ou fraturada
Escavada - Seco	Q1* Q2(2) Q3(3)			Q3* Q6 (2)	Q4* Q5 (2)	Q6*
Escavada – com lama	Q1*	Q1*(6) Q2	Q2 (6) Q3	Q3* Q6 (2)	Q4* Q5 (2)	Q6*
Escavada – com revestimento (revestimento recuperado)	Q1* Q2 (4)	Q1*(6) Q2	Q2 (6) Q3	Q3* Q4 (4)	Q4	
Escavada – com revestimento (revestimento deixado no local)	Q1	Q1	Q2	Q2	Q3*	
Caixotes	Q2 Q3 (5)			Q4*	Q5	Q6*
Cravada – metálica (fundo fechado)	Q1* Q2 (5)	Q2	Q3	Q4	Q4	Q4* (7)
Cravada – concreto	Q2	Q3	Q3	Q4*	Q4*	Q4* (7)
Cravada – moldada	Q2	Q2*	Q3	Q4	Q4	
Cravada – revestida	Q2	Q3*	Q4	Q5*	Q4*	
Injetada – baixa pressão	Q2*	Q3*	Q3*	Q5*	Q5*	Q6*
Injetada – alta pressão	Q5*	Q5*	Q6*	Q6*	Q6*	Q7* (9)
<p>(1) Sem deixar o revestimento no local (muito atrito).</p> <p>(2) Fresar e ranhurar antes da concretagem.</p> <p>(3) Fresar e ranhurar antes da concretagem, apenas para argilas rígidas ($p_L > 1,5\text{MPa}$ ou 15,7 tsf)</p> <p>(4) Escavação a seco sem torção do revestimento.</p> <p>(5) Argilas rígidas ($p_L > 1,5\text{MPa}$ ou 15,7 tsf).</p> <p>(6) Estacas longas ($> 30\text{ m}$ ou 98,4 ft)</p> <p>(7) Se cravação for possível</p> <p>(8) Injeção seletiva e repetitiva a uma baixa vazão.</p> <p>(9) (8) e grauteamento adequado da massa fissurada. Especialmente para micro estaca em que as provas de cargas são recomendáveis.</p> <p>(10) Cravada com revestimento fechado, uma vez atingida a penetração final do revestimento, o mesmo é preenchido de concreto, a ponta é deixada no local e o revestimento é recuperado</p> <p>(11) Tubulão ou estaca H com base alargada (50mm ou 1,97in); conforme a estaca é cravada, a argamassa é injetada no anel.</p> <p>* Provavelmente conservador, mas a fricção não pode ser aumentada sem a verificação por prova de carga.</p>						

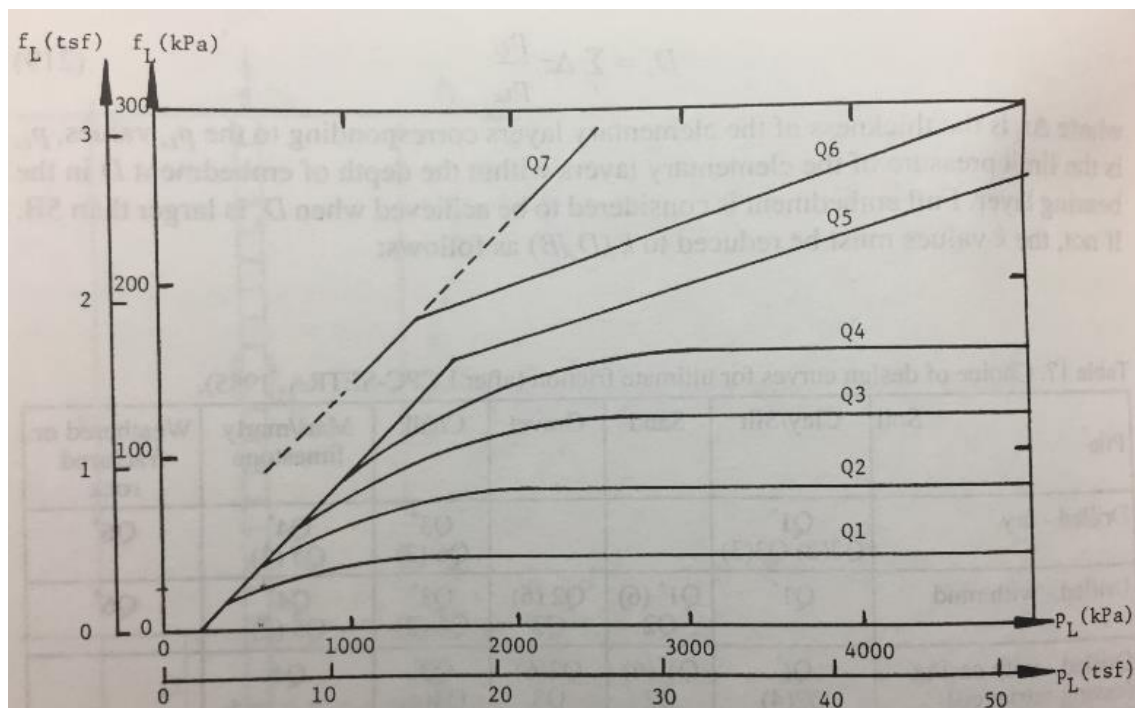


Figura 3.14 – Curvas para determinação da tensão última de atrito lateral (LCPC-SETRA, 1985).

4. ESTUDO DO SOLO LATERÍTICO DO DF

4.1 SOLO DO DISTRITO FEDERAL

As características do solo do Distrito Federal são devidas ao seu relevo, clima e geologia. O relevo do DF e em especial do plano piloto é plano e levemente ondulado, considerando uma chapada devido à elevação maior do que 600 m e um relevo causado pela erosão (BLANCO, 1995). O clima de Brasília é definido entre tropical de savana e temperado chuvoso de inverno seco (CODEPLAN, 1984; ANJOS, 2006). Pode-se dizer que possui apenas duas estações no ano. Uma estação fria e seca (meses de maio a setembro), com uma taxa de evaporação elevada, taxa de precipitação baixa, umidade relativa do ar chegando a de 10%, baixa temperatura e nebulosidade. A outra estação é quente e chuvosa (outubro a abril) (BOLAÑOS, 2013).

Os solos encontrados no subsolo da cidade de Brasília são residuais e sedimentares, compostos por agregados (grãos de quartzo) de uma matriz fortemente argilosa, interligados por pontes de argila. Estes solos apresentam forte conteúdo de ferro e alumínio devido aos processos de lixiviação. O índice de vazios (e) é alto, da ordem de 1,0 a 2,0 (CARDOSO, 2002). Os processos anteriores geram um aglomerado argiloso do tamanho de uma areia, de alta permeabilidade (10^{-3} a 10^{-4} cm/s). O conglomerado é constituído de argila, silte e areia fina, com a presença de macro e micro poros. Este material tem sido chamado pelos geotécnicos da região de “argila porosa” (CAMAPUM DE CARVALHO ET AL., 1993).

Os solos do DF representam bem os solos da região do cerrado que em estado natural são bem drenados, mesmo quando há alta proporção de argila (até 90%), sendo a argila nestes solos ácidos agregada em grãos de tamanho de areia, apresentando alta permeabilidade. Ao contrário das regiões secas (menos de 800 mm/ano em média) onde solos muito argilosos são secos circun neutros ou alcalinos, fazendo com que a argila fique desfloculada, sem poros, tornando-a impermeável às chuvas e com pequena capacidade de armazenar água. Quando a cobertura de solo é suficientemente profunda, o lençol freático no cerrado está geralmente entre 15 e 35 m. E em áreas planas a mais de 6 m. Chegando a ser mais próximo à superfície somente onde o cerrado faz contato com o campo úmido. Geralmente as camadas superiores do solo, até 3 m de profundidade, secam durante a estação seca (EITEN, 1993).

Na área referente ao campo experimental tem-se um perfil típico da camada de solo laterítico vermelho argiloso, denominado de “argila porosa”, que apresenta baixa resistência à penetração (SPT variando de 1 a 6 golpes), baixa resistência de ponta (CPT variando de 0,6 a 2,3 MPa), baixa capacidade de suporte, baixo nível de saturação e alta permeabilidade (10^{-3} a 10^{-4} m/s). Devido a sua alta porosidade e tipo de ligações cimentíceas, apresenta uma estrutura altamente instável quando submetida a aumento de umidade e/ou a alteração do estado de tensões, apresentando quase sempre uma brusca variação de volume, denominado colapso. Este material é sobrejacente a uma camada de solo residual proveniente da alteração de ardósias denominado de silte argiloso de comportamento extremamente anisotrópico (CUNHA & CAMAPUM DE CARVALHO, 1997). Observa-se que até 18 m (profundidade máxima atingida nas sondagens) não há presença d’água (NEUZA, 2003).

Segundo Pastore (1996) o perfil de solo do campo experimental da UnB mostra horizontes bem distintos:

- 0 a 8,8 m – horizonte de solo residual laterítico, que sofreu processo de intemperismo, sendo constituído por uma argila arenosa vermelho escura (0 a 5 m) e uma argila pedregulho arenosa vermelho escura (5 a 8,8 m).
- 8,8 a 10,3 m – horizonte de transição, composto de um solo laterítico (8,8 a 9,8 m) e poucas estruturas reliquias (9,8 a 10,3 m).
- 10,3 a 15 m – horizonte de solo saprolítico de ardósia, constituído por intercalações de quartzo (10,3 a 11,3) e um silte argiloso vermelho (11,3 a 15,0 m).

Guimarães (2002) concluiu que existe uma boa relação das propriedades físicas com as características mineralógicas e microestruturais, sendo que o conjunto de resultados permite dividir o subsolo do campo experimental da UnB nas seguintes subcamadas:

- 0 a 3,5 m – camada de areia argilo-siltosa porosa, com predominância de gibbsita, macroporos e muitos agregados, com alto índice de vazios (entre 1,27 e 1,60), peso específico dos sólidos em torno de 26,5 kN/m³ e IP médio de 10. Destaca-se que as propriedades de 3 a 4 m correspondem à zona de transição. Esta zona corresponde ao trecho de maior bioturbação, e na qual ocorrem as maiores variações de umidade ao longo do ano;

- 3,5 a 8,5 m – camada de argila areno-siltosa, zona na qual as propriedades físicas, mineralógicas e microestruturais vão gradualmente se alterando até encontrar o residual mais jovem a 8,5 m. Neste trecho, o teor de gibbsita, a porosidade e a macroporosidade vão paulatinamente diminuindo, com índice de vazios decrescente (1,27 para 0,89), peso específico dos sólidos e índice de plasticidade semelhante à camada anterior. A profundidade de 8 m corresponde à zona de transição.
- 8,5 – profundidade a partir da qual o solo assume textura mais siltosa, caracterizada pelo aumento do índice de vazios (0,96 a 1,08), do peso específico dos sólidos (em torno de 27,4 kN/m³) e do IP (valor médio 17) com distribuição de poros mais homogênea. Nesta profundidade já não aparece a gibbsita.

5. PROVAS DE CARGAS

5.1 PROVA DE CARGA

O método mais confiável para determinar a capacidade de carga de uma estaca é realizando uma prova de carga na mesma. Isso consiste em colocar a estaca na profundidade projetada e de alguma forma aplicar uma série de carregamentos. O processo usual é de colocar várias estacas em grupo e usar duas ou mais estacas adjacentes como reação da carga aplicada. Uma viga rígida atravessa a estaca ensaiada e é firmemente ligado às estacas de reação. Um macaco hidráulico de grande capacidade é colocado entre a viga de reação e o topo da estaca testada para produzir um aumento na carga aplicada. Este esquema de montagem é mostrado na Figura 5.1. Alguns métodos parecidos são utilizados para testar a carga lateral das estacas. Neste ensaio, a carga lateral é aplicada através de um macaco hidráulico colocado entre as estacas que as pressiona para longe (BOWLES, 1997).

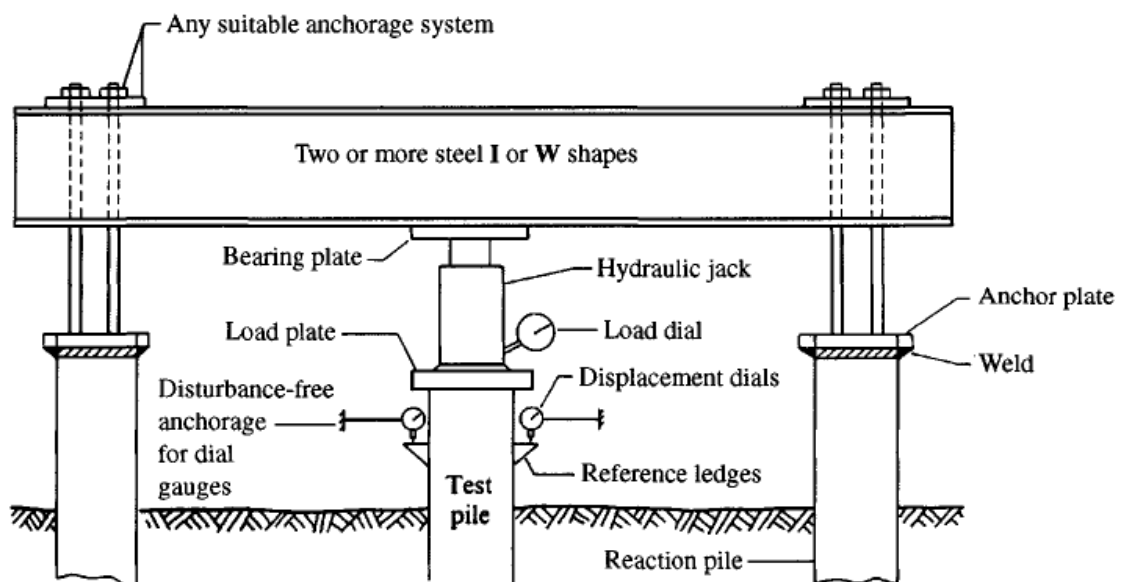


Figura 5.1 - Processo usual de prova de carga estática (BOWLES, 1997).

A prova de carga tradicional ou estática é um ensaio do tipo "tensão x deformação" realizado no solo estudado para receber solicitações, ou em elemento estrutural de fundação construído para a obra ou especialmente para ser testado. Em prova de carga sobre estaca, um bloco de coroamento deve ser previamente concretado, como elemento de transmissão das cargas do macaco para a fundação (HACHICH ET AL., 1998).

Uma grande vantagem da prova de carga estática é se tratar de um ensaio onde se repercute o complexo comportamento do conjunto solo-fundação; influenciado pela modificação provocada no solo pelos trabalhos de infraestrutura da obra e execução das fundações e pelas incertezas decorrentes das dificuldades executivas das fundações (HACHICH ET AL., 1998).

Este ensaio é padronizado pela ABNT NBR 12131. É essencial que os as provas de cargas realizadas sigam esta normalização para que os resultados obtidos possam ser comparados com outros encontrados na literatura nacional.

A norma admite uma significativa redução em coeficientes de segurança a serem adotados em projetos, utilizados no cálculo de cargas admissíveis, desde que tenham sido realizadas, "a priori", provas de carga em quantidade adequada (HACHICH ET AL., 1998). É conveniente a recomendação (DÉCOURT, 1991) de executar maior quantidade de ensaios, para permitir obtenção de valores finais através de médias de resultados.

De acordo com a norma NBR 12131, na execução da prova de carga, a estaca é carregada até a ruptura ou até atingir o dobro da carga admissível ou de trabalho provável. O carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos, observando que a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para aquela estaca e que em cada estágio a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e, no mínimo, por 30 minutos. As cargas são aplicadas, em geral, por meio de macaco hidráulico calibrado, centradas em relação ao eixo da fundação e sem provocar vibrações e choques durante o carregamento.

A estabilização dos deslocamentos é determinada de acordo com o desempenho da curva tempo x deslocamento, sendo admitida quando em duas leituras sucessivas o recalque não exceder 5% do recalque total observado no mesmo estágio de carregamento. As leituras devem ser feitas decorridos 2 min, 4 min, 8 min, 15 min e 30 min a partir do início do estágio e posteriormente a cada 30 minutos.

O descarregamento, sempre que o ensaio não atinge a ruptura, é iniciado somente depois de decorridas 12 horas de manutenção da carga máxima aplicada. Também deve ser feito em estágios com controle de deslocamentos até a estabilização, porém com duração mínima de 15 minutos por estágio. Devem ser realizados pelo menos quatro estágios de descarregamento.

Durante a realização da prova de carga estática, são medidas: as cargas aplicadas, os deslocamentos correspondentes do elemento estrutural de fundação e o tempo decorrido. Atualmente, a tradicional medida das cargas aplicadas durante o ensaio, através de manômetros que fornecem a pressão no sistema de acionamento do macaco ou conjunto de macacos hidráulicos, tem evoluído para a utilização de células de carga, visando a obtenção de maior precisão. Os deslocamentos do topo do elemento de fundação na direção da aplicação da carga são medidos por um ou dois pares de extensômetros mecânicos ou deflectômetros, com sensibilidade e leituras de 0,01 milímetros. Eles são posicionados diametralmente opostos em relação ao ponto de aplicação da carga e permitem calcular o deslocamento como a média destas leituras, bem como alertar para a eventual ocorrência de recalques diferenciais que podem comprometer a continuidade do ensaio (HACHICH ET AL., 1998).

Um sistema de reação adequado à direção, ao sentido e à intensidade das cargas de ensaio é necessário para permitir o apoio do macaco hidráulico ao aplicar o carregamento. O sistema de reação geralmente é constituído por uma viga ou estrutura metálica, apta a manter o macaco posicionado sobre a placa ou o elemento de fundação.

Cuidados devem ser tomados para evitar influências indesejáveis, muitos dos quais previstos nas normas brasileiras, tais como: dimensões adequadas do poço para colocação da placa, a distância mínima dos tirantes ou estacas de reação em relação ao elemento a ensaiar, excesso de capacidade de carga do sistema de reação em relação à carga máxima prevista no ensaio e outros. Os insucessos são frequentes nestes ensaios devido à ruptura, deformação excessiva ou diferencial do sistema de reação (HACHICH ET AL., 1998).

A norma NBR 12131 também determina a ocorrência de uma distância livre mínima entre a estaca ensaiada e o sistema de reação de 1,5 m ou três vezes o diâmetro para estacas circulares.

A norma brasileira, em sua versão mais recente, adota em igualdade de condições os ensaios com carregamento lento (SML), o ensaio com carregamento rápido (QML), e os demais como complementares a estes, desde que sua utilização seja devidamente justificada.

O QML, denominado ensaio com carregamento rápido, difere do ensaio lento basicamente por manter os estágios de carga e descarga por tempos determinados, independente de

estabilização. A duração do ensaio fica reduzida a pouco mais de 2 horas, devendo igualmente ser atingido o dobro da carga de trabalho prevista, se não ocorrer ruptura ou deformação excessiva antes disto. Em cada estágio de carga são dados incrementos de no máximo 10% da carga de trabalho, num total de 20 estágios de carga. A descarga, mais rápida, é realizada em quatro estágios (HACHICH ET AL., 1998). Alguns autores consideram que, além da redução de custo e prazo, este procedimento proporciona melhor definição da curva "carga x recalque" devido à maior quantidade de pontos para seu traçado (GODOY, 1983).

É evidente que os resultados do ensaio estão relacionados com o método utilizado. Da mesma forma que a velocidade da solicitação influi na resistência ao cisalhamento dos solos, especialmente das argilas, altera o comportamento das fundações em solos argilosos. Elevada velocidade de carregamento provoca aumento de capacidade de carga e de rigidez. Comparações entre ensaios, inclusive entre provas de carga estáticas e dinâmicas para a mesma fundação, confirmam esta afirmação. Por este motivo, para permitir análises e comparações, o método e suas características devem ser detalhadamente relatados com seus resultados (HACHICH ET AL., 1998).

Os resultados obtidos da prova de carga são basicamente (HACHICH ET AL., 1998):

- a) A descrição do ensaio incluindo local, instalação, montagem, equipamentos, data e hora de início e fim, ocorrências excepcionais;
- b) Natureza e características do terreno, como o perfil geotécnico em sondagem próxima ou, o que é preferível, no próprio local;
- c) Descrição do elemento ensaiado quando for o caso, com as características da fundação e de sua execução;
- d) Curva "carga x recalque" ou "pressão x recalque" com indicações dos tempos de início e fim de cada estágio e os respectivos recalques. A NBR 12131, para ensaios Em fundações profundas, estabelece ainda que esta curva deve ser desenhada em "escala tal que a reta ligando a origem e o ponto da curva correspondente á carga estimada de trabalho resulte numa inclinação de $(20 \pm 5)^\circ$ com o eixo das cargas". A Figura 5.2 ilustra uma curva "carga x recalque".

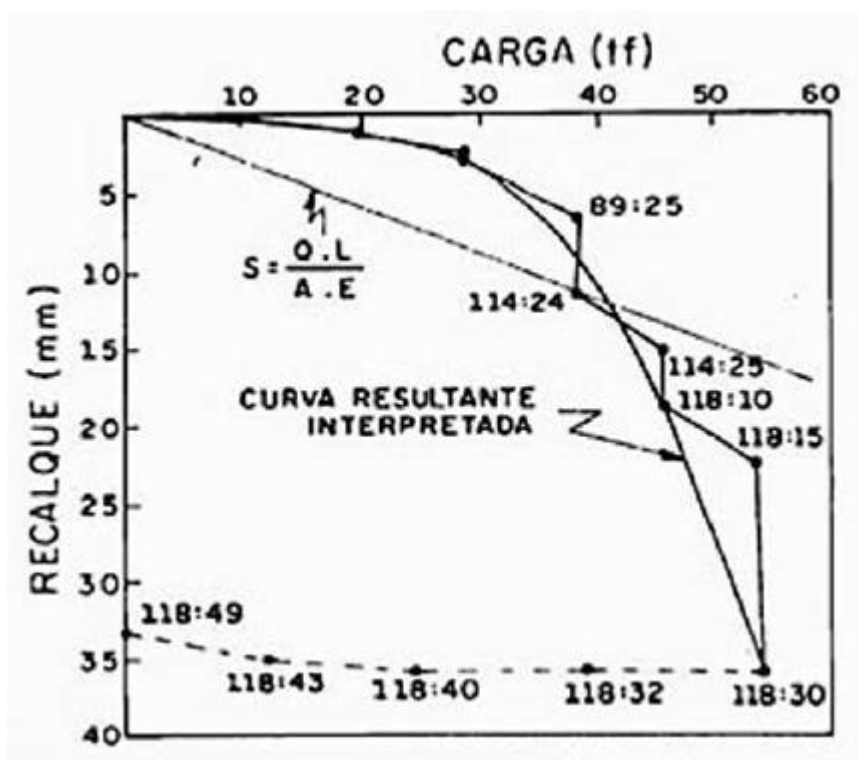


Figura 5.2 - Exemplo de curva Carga X Recalque (HACHICH ET AL., 1998).

6. ENSAIOS E PROVAS DE CARGAS EXECUTADOS

6.1 INTRODUÇÃO

Os ensaios pressiométricos utilizados para estimativa da capacidade de carga do solo, assim como os resultados das provas de carga utilizados na comparação com a estimativa da prova de carga são frutos de uma série de campanhas realizadas para embasamento do trabalho de Mota, 2003.

De acordo com Mota (2003), foram executadas quatro campanhas de ensaios de campo e provas de carga, em diferentes épocas do ano (estação seca e chuvosa), no campo experimental da UnB. O Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília situa-se no Campus Darcy Ribeiro, Asa Norte – Brasília – DF. A posição geográfica é determinada pelas coordenadas 15°45'56'' de latitude sul e 47°52'20'' de longitude oeste, em uma área de aproximadamente 1000 m². A região possui relevo com planaltos de topografias suaves e vegetação de cerrado, conforme características do planalto central do Brasil. O campo experimental está localizado próximo ao observatório sismológico da UnB.

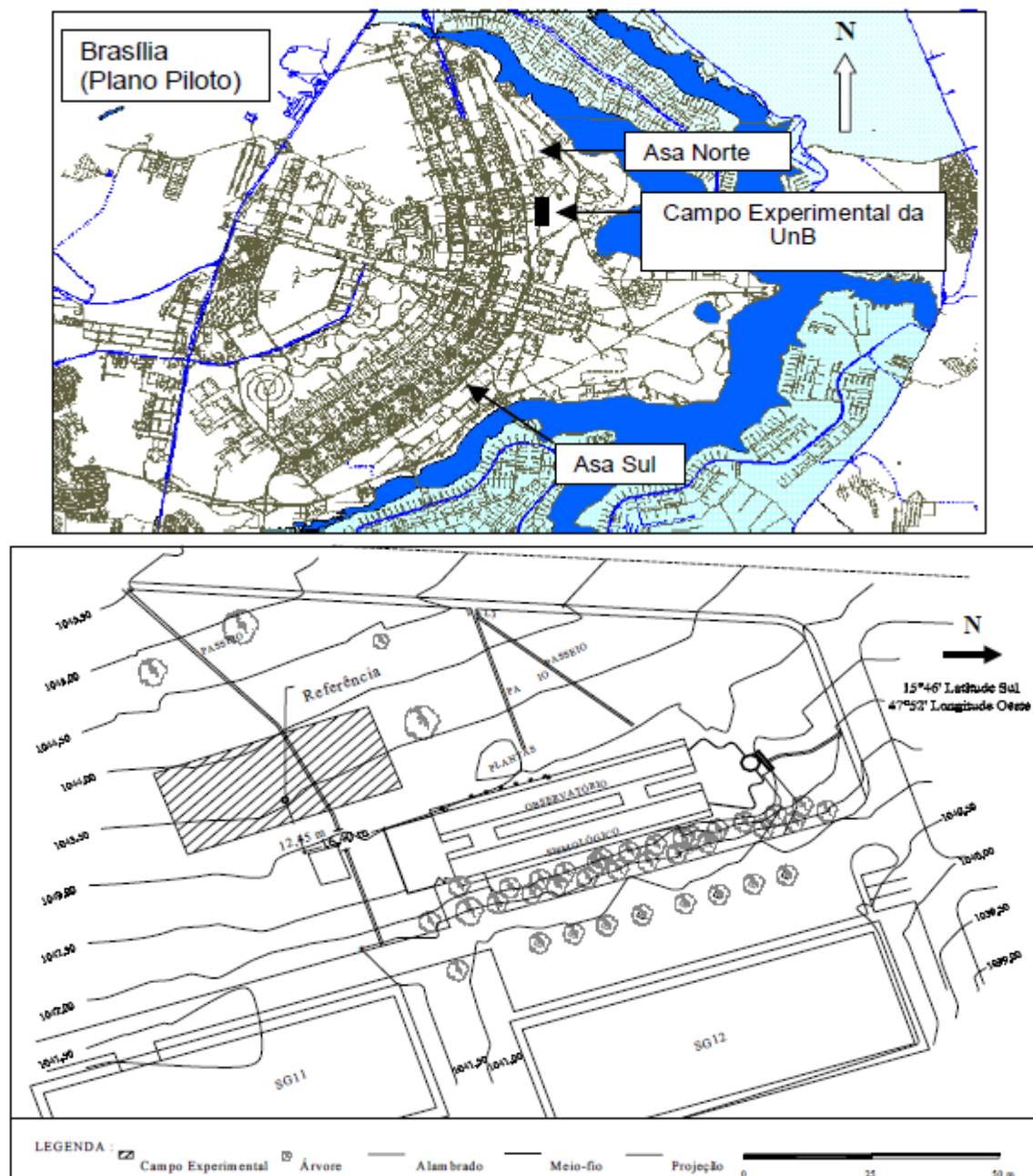


Figura 6.1 - (a) Localização do campo experimental e (b) área dos ensaios em destaque (MOTA, 2003).

A Figura 6.2 mostra o mapeamento de todos os ensaios e provas de carga que já foram realizados no campo experimental da UnB. Este trabalho terá como foco apenas as estacas escavadas (E1 a E5) a locação dos furos de PMT.

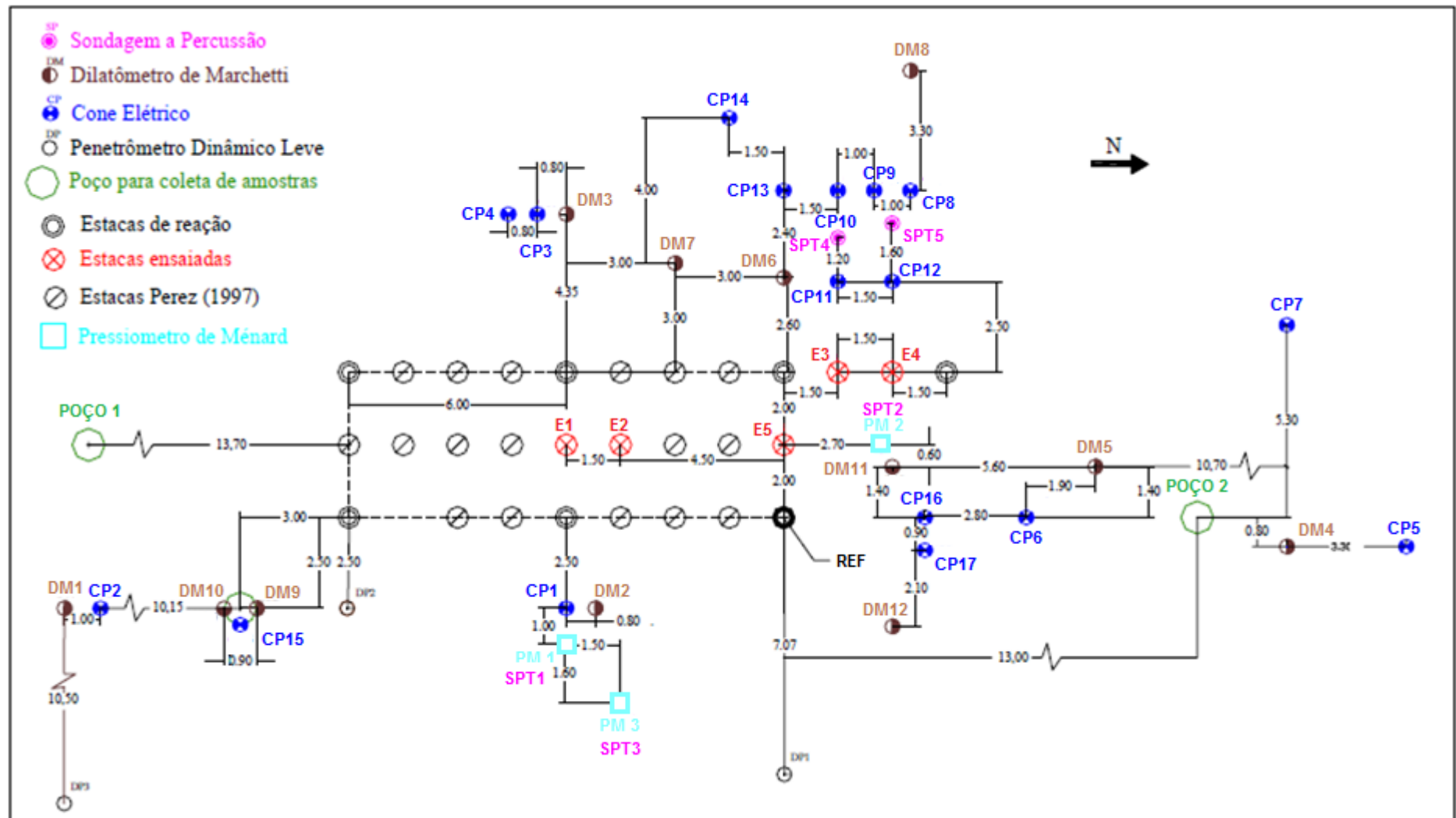


Figura 6.2 – Localização dos ensaios de campo e estacas no campo experimental da UnB (s/ Esc.) (MOTA, 2003).

Para estimativa da capacidade de carga do solo, adotou-se o ensaio mais próximo da estaca como referência para avaliar o comportamento da fundação ensaiada, respeitando-se uma distância mínima de 2,0 m entre a estaca e o furo de sondagem, evitando qualquer interferência provocada pela execução da prova de carga. A Tabela 6.1 resume quais ensaios foram usados para cada estaca ensaiada.

Tabela 6.1 – PMT usado para cada estaca ensaiada.

Estaca ensaiada	PMT utilizado
E1	PM1
E2	PM3
E3	PM2
E4	PM2
E5	PM2

6.2 ENSAIOS PMT

Realizaram-se três ensaios pressiométricos, PM1, PM2 e PM3, com o pressiômetro tipo Ménard (sonda NX de 74 mm) no ano 2000 no campo experimental da UnB, conforme Tabela 6.2 (MOTA, 2003).

Tabela 6.2 - Ensaio PMT realizados no campo experimental da UnB (MOTA, 2003).

Ensaio de PMT	Data do Ensaio	Nº Ensaio
PM1	23 e 24/02/2000	10
PM2	20 e 21/06/2000	10
PM3	10 e 11/08/2000	8

Os ensaios seguiram os procedimentos recomendados pela D-4719 (ASTM 1987), e durante os mesmos foram medidas as pressões aplicadas e as variações volumétricas correspondentes à expansão da cavidade cilíndrica na massa de solo, obtendo-se a curva pressiométrica necessária à determinação de parâmetros de resistência e deformabilidade do solo, bem como a previsão da tensão horizontal “in situ” (MOTA, 2003).

Os ensaios foram executados em pré-furos, abertos a cada metro, com um trado tipo concha BX (63 mm) e alargados com um trado NX (74 mm) para posterior inserção da sonda pressiométrica (bainha de borracha). O centro da parte expansiva da sonda indica a profundidade de ensaio, sendo a cota do nível do terreno até o centro da sonda igual 0,6 m. À parte expansiva tem 0,42 m, com célula de medição de 0,21 m e distância do

centro da sonda até o início das hastes é de 0,73 m. As hastes possuem 1,0 m de comprimento. A pressão foi aplicada, em geral, em incrementos de 25 kPa, e os ensaios finalizados após ser consumida a água disponível no reservatório do equipamento, aproximadamente 800 cm³ (MOTA, 2003).

A Figura 6.3 apresenta uma curva pressiométrica típica do campo experimental, na profundidade de 7,6 m, ensaio este realizado na 1ª campanha (MOTA, 2003).

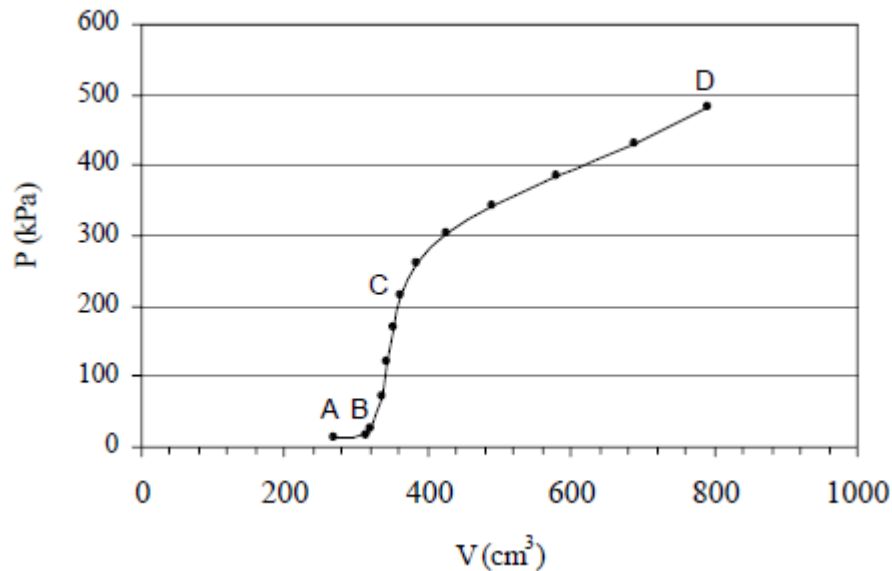


Figura 6.3 - Curva pressiométrica característica do campo experimental (7,6 m) (MOTA, 2003).

Nesta curva, observa-se a evolução da expansão do pressiómetro no interior do furo em função da pressão aplicada. Notam-se as três fases características do ensaio: a primeira, da expansão da sonda até seu encontro com a parede do furo, caracterizada por baixas pressões (trecho horizontal AB de recompressão); a segunda, representada pelo trecho BC, aproximadamente retilíneo, em que se verifica a elevação da pressão aplicada sem um correspondente aumento de volume da sonda, na qual o solo se comporta em um regime pseudo-elástico; e finalmente, a terceira, quando se atinge uma fase plástica a grandes deformações (trecho CD de plastificação) (MOTA, 2003).

As Figuras 6.4 a 6.6 apresentam as curvas pressiométricas obtidas para os três ensaios de PMT, realizados no campo experimental. As curvas foram corrigidas (correção de volume e pressão) e removidas do trecho de recompressão até PoM

(pressão inicial do tramo pseudo-elástico), ou seja, o ponto de inflexão da curva pressiométrica (MOTA, 2003).

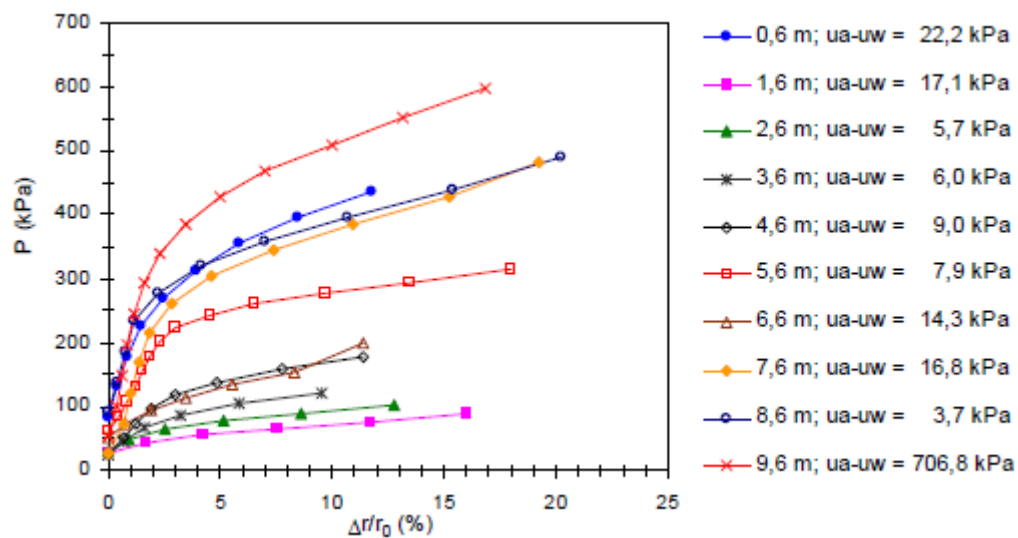


Figura 6.4 - Curvas pressiométricas do ensaio PM1 (MOTA, 2003).

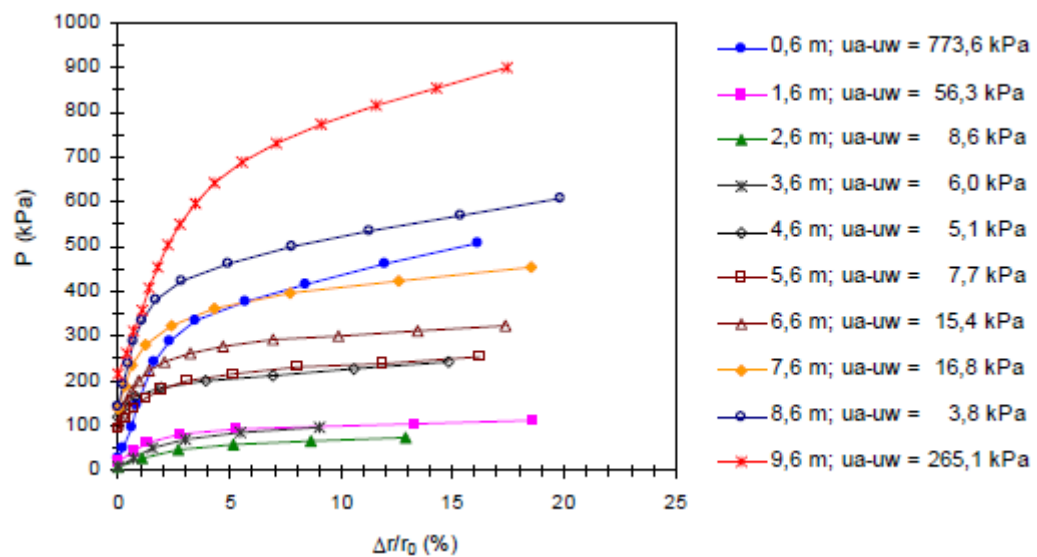


Figura 6.5 - Curvas pressiométricas do ensaio PM2 (MOTA, 2003).

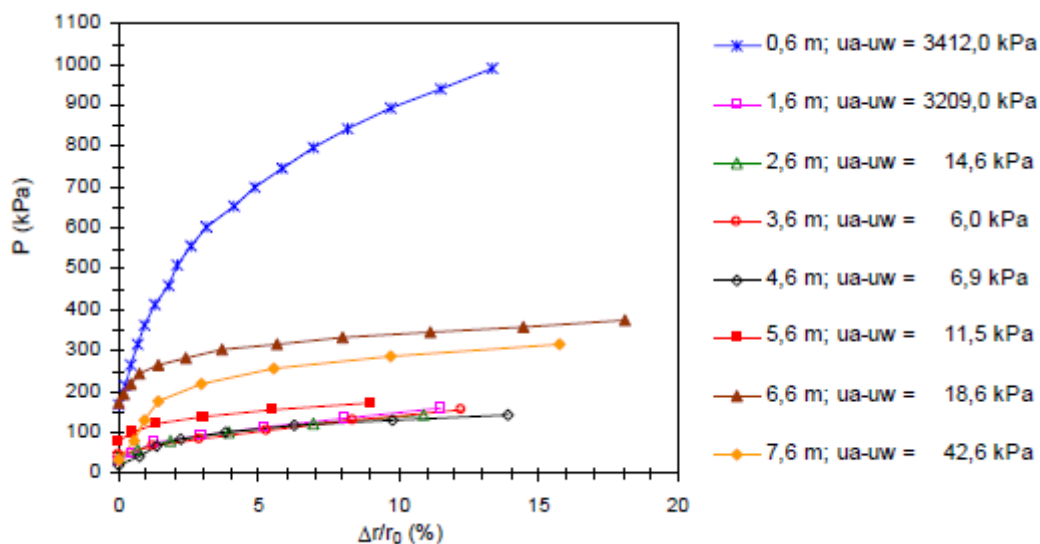


Figura 6.6 - Curvas pressiométricas do ensaio PM3 (MOTA, 2003).

6.3 PROVAS DE CARGA

6.3.1 ESTACAS DA PROVA DE CARGA

Executou-se no dia 06 janeiro de 2000, cinco estacas escavadas mecanicamente com diâmetro de 30 cm. As estacas foram executadas com equipamento acoplado sobre caminhão e instrumentadas ao longo do fuste. Observou-se uma redução do diâmetro da estaca em sua base, comprometendo a descida da célula de carga nas estacas E1, E2 e E4, que provavelmente não ficaram totalmente apoiadas no fundo. Não foram colocadas células de carga nas bases das estacas E3 e E5 (MOTA, 2003).

Não armou-se as estacas, sendo instalado apenas uma barra de aço lisa de 15,8 mm de diâmetro, onde foram colados as instrumentações. Executou-se blocos de coroamento, com 0,5 m de altura, e armação de fretagem nas estacas. Moldaram-se corpos de prova de 15 x 30 cm para verificação da resistência a compressão (f_{ck}) e módulo de elasticidade (E) do concreto em diferentes idades (MOTA, 2003).

As características das estacas são apresentadas na Tabela 6.3 e relacionadas de acordo com a época de cada ensaio (por campanha). As estacas foram numeradas de acordo com o posicionamento no campo experimental e as provas de carga numeradas de acordo com a ordem cronológica da execução do ensaio (MOTA, 2003).

Tabela 6.3 - Características das estacas e provas de carga realizadas (MOTA, 2003).

Estaca	D (m)	L (m)	Campanha
E1	0,30	7,65	1 ^a
E2	0,30	7,25	2 ^a
E3	0,30	7,80	3 ^a
E4	0,30	7,30	1 ^a
E5	0,30	7,85	4 ^a

Definiu-se o posicionamento das estacas de acordo com as estacas de reação já existentes no campo experimental, executadas por Perez (1997), seguindo as recomendações da NBR-12131 (ABNT, 1991b). As estacas foram alinhadas e posicionadas com espaçamento de 1,5 m (MOTA, 2003) .

Antes das provas de carga executou-se uma escavação de 0,5 m de profundidade e 0,9 m de largura em torno das estacas e o capeamento do topo com nata de cimento, garantindo nivelamento para montagem do sistema de célula de carga e extensômetros (MOTA, 2003).

6.3.2 ESTACAS DE REAÇÃO

Para compor o sistema de reação necessário para execução das provas de carga, utilizaram-se cinco estacas de reação do tipo escavada mecanicamente com 0,5 m de diâmetro e 10 m de comprimento, armadas com quatro barras de aço de 25 mm ao longo do fuste (MOTA, 2003). Foram aproveitadas quatro estacas já existente no campo experimental (PEREZ, 1997) .

6.3.3 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

As provas de carga estáticas seguiram as recomendações da NBR-12131 (ABNT, 1991b). O carregamento foi do tipo lento feito em estágios progressivos. O critério para mudança de estágio foi o estabelecido no item 3.3.2 (a) dessa norma (MOTA, 2003).

O sistema de reação para ensaiar as estacas centrais E1, E2 e E5 foi composto por quatro estacas de reação a tração R1 a R4 com três vigas metálicas atirantadas a estas estacas. O arranjo pode ser visto na Figura 6.7 (MOTA, 2003).

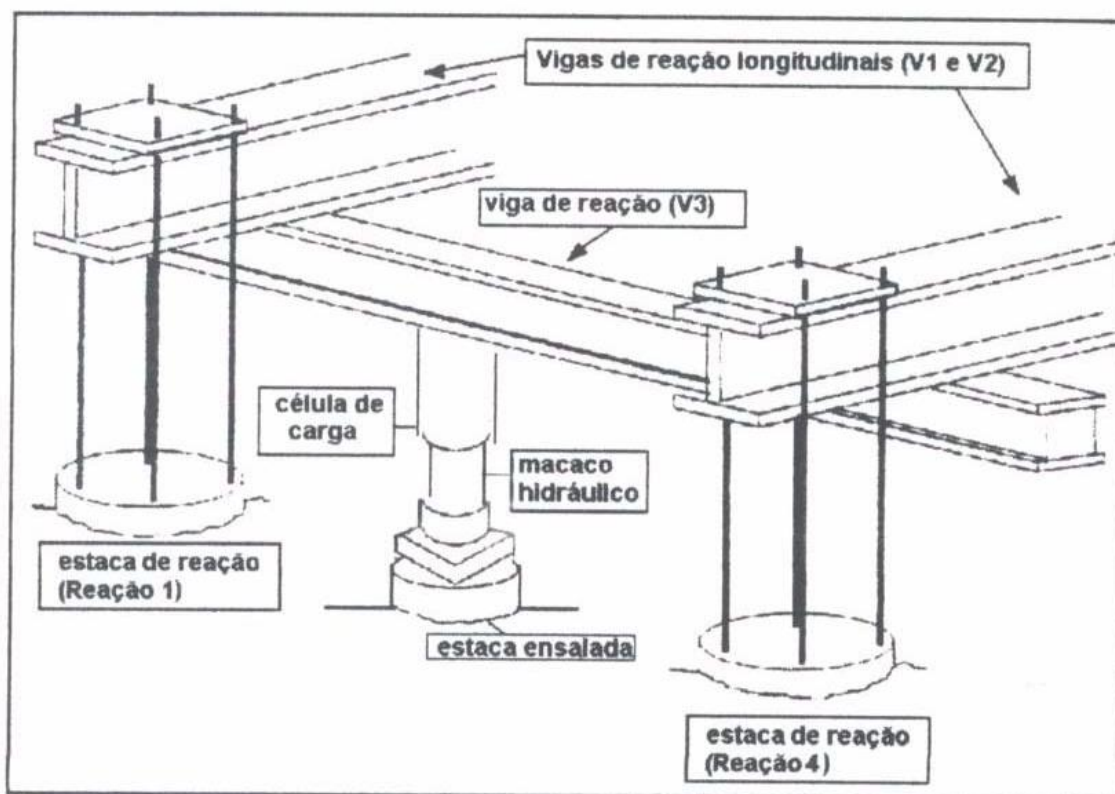


Figura 6.7 - Esquema de reação das provas de carga estáticas (modificado - Perez, 1997).

A ligação da viga metálica com a estaca de reação foi feita através de placas de aço de 0,0254 m de espessura, quadradas (0,5 m de lado) e soldadas nas barras de espera das estacas de reação (MOTA, 2003).

A aplicação de carga foi feita por um macaco hidráulico da marca EMCT com capacidade para 1000 kN e altura de 0,395 m, acionado por uma unidade de bombeamento manual da marca SOILTEST (MOTA, 2003).

A leitura de carga aplicada foi através de uma célula de carga elétrica com altura de 0,27 m e unidade de leitura de marca KRATUS, com capacidade para 500 kN, instalada entre o macaco e a viga metálica (MOTA, 2003).

O sistema de referência foi composto de vigas metálicas fixadas no terreno visando obter um sistema estável, sem perturbação e interferência do carregamento, sendo o espaçamento dos pontos de fixação cinco vezes o diâmetro da estaca (MOTA, 2003).

Na leitura dos deslocamentos das estacas, foram utilizados seis extensômetros com curso de leitura de 0,05 m e sensibilidade de 10⁻⁵ m, sendo quatro extensômetros no topo, em posições diametralmente opostas, e dois laterais. A fixação dos extensômetros nas vigas de referência foi feita por bases magnéticas poli-articuladas (MOTA, 2003).

Ao longo das quatro campanhas de ensaios de campo realizaram-se seis provas de carga em estacas escavadas mecanicamente. Na estaca E3 foram executadas duas provas de carga, pois a primeira prova de carga (Prova de Carga 4) apresentou problemas de excentricidade no sistema de reação, sendo necessário a realização de um segundo ensaio (Prova de Carga 6), considerado nas análises desta pesquisa. A Tabela 6.4 apresenta as provas de carga com os seus respectivos períodos de execução (MOTA, 2003).

Tabela 6.4 – Provas de cargas realizadas (MOTA, 2003).

Estaca	Campanha	Nº da Prova de Carga	Data
E1	1 ^a	1	21/02 a 22/02/2000
E2	2 ^a	3	09/08 a 10/08/2000
E3	3 ^a	4	24/10 a 27/10/2000
E3	3 ^a	6	30/10 a 01/11/2001
E4	1 ^a	5	06/03/2001
E5	4 ^a	2	22/02 a 23/06/2000

A seguir são apresentadas as curvas carga-deslocamento do topo obtido nas provas de carga, bem como as cargas de ruptura e recalques mediante métodos de extrapolação.

Nas provas de carga referentes às estacas E3, E4 e E5 foram feitos ajustes descontando-se as deformações iniciais de acomodação do sistema, pois como os extensômetros foram posicionados sob uma placa de distribuição entre a cabeça da estaca e o macaco, houve inicialmente um micro esmagamento entre a placa e cabeça da estaca. Lembra-se que em função do pequeno diâmetro da estaca (30 cm) e da base do macaco, aproximadamente com a dimensão da estaca, tornou-se impossível à instalação dos extensômetros diretamente sob a cabeça da estaca, o que forçou a utilização dessa placa. O ajuste no trecho inicial da curva carga-deslocamento foi feito a partir de uma reta passando pelos cinco pontos iniciais da curva (trecho linear). As curvas das estacas E3, E4 e E5 foram rebatidas 0,3 mm, 1,1 mm e 0,5 mm, respectivamente (MOTA, 2003).

As Figuras 6.8 a 6.10 apresentam as curvas carga-deslocamento obtidas nas provas de carga das estacas E3, E4 e E5 e a nova curva ajustada (MOTA, 2003).

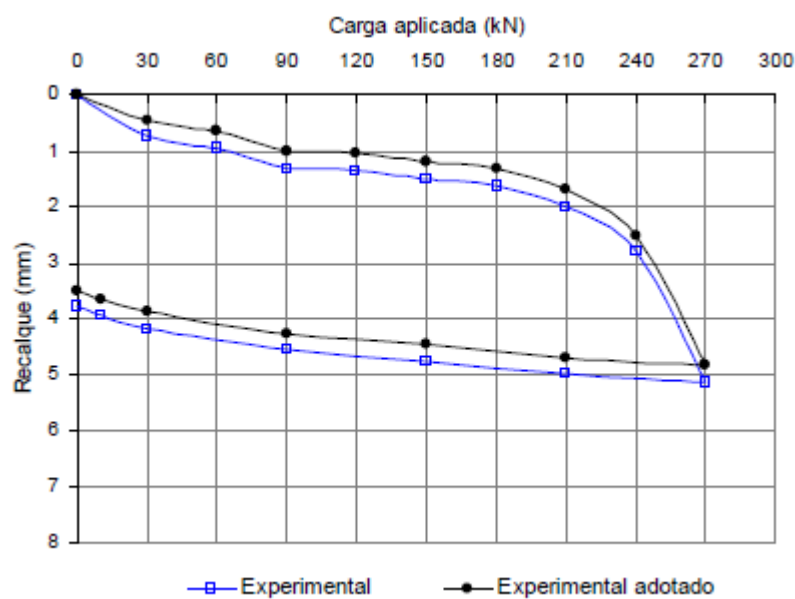


Figura 6.8 - Curva carga-deslocamento corrigida – Estaca 3 (E3) (MOTA, 2003).

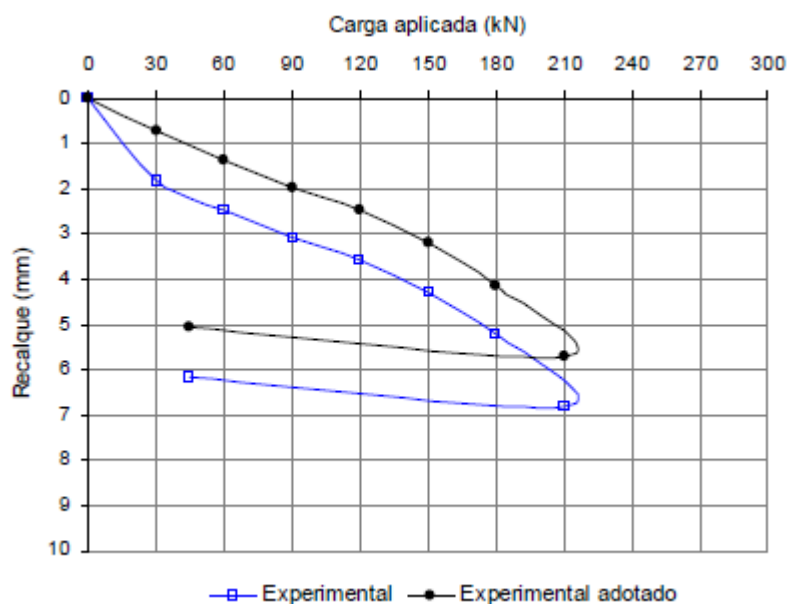


Figura 6.9 - Curva carga-deslocamento corrigida – Estaca 4 (E4) (MOTA, 2003).

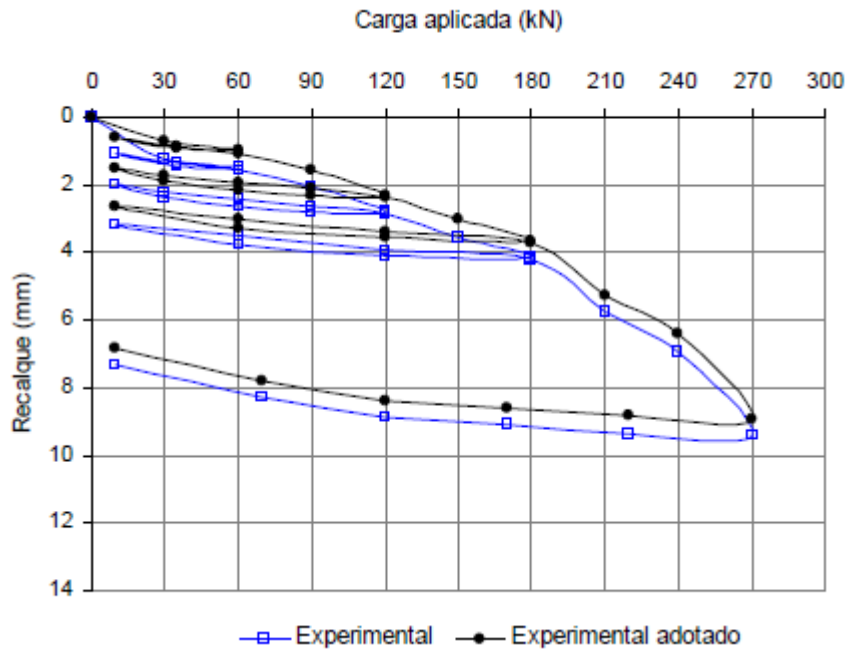


Figura 6.10 - Curva carga-deslocamento corrigida – Estaca 5 (E5) (MOTA, 2003).

A Tabela 6.5 e as Figuras 6.11 a 6.15 apresentam os resultados obtidos em cada prova de carga e as cargas de ruptura previstas a partir de alguns métodos consagrados de extrapolação de ruptura convencional (MOTA, 2003). Os métodos utilizados não serão abordados, uma vez que não será foco deste trabalho.

Tabela 6.5 - Características das fundações e resultados obtidos nas prova de carga (MOTA, 2003).

Estaca	\varnothing (m)	L (m)	Data	$P_{\text{máx}}$ (kN)	$\delta_{\text{máx}}$ (mm)	Carga de Ruptura (kN)				
						A	B	C	D	E
E1	0,30	7,65	Fev 2000	270	16,10	262	270	294	300	254
E2	0,30	7,25	Ago 2000	300	3,82	-	360	500	520	310
E3	0,30	7,80	Out 2001	270	4,85	-	270	322	321	268
E4	0,30	7,30	Mar 2001	210	5,72	-	260	370	370	300
E5	0,30	7,85	Jun 2000	270	8,92	-	310	416	398	330

Legenda:

\varnothing = diâmetro do fuste do elemento de fundação, em metros;

L = comprimento do elemento de fundação, em metros;

$P_{\text{máx}}$ = carga máxima aplicada na prova de carga, em kN;

$\delta_{\text{máx}}$ = recalque máximo obtido na prova de carga, em milímetros;

A = ruptura convencional NBR-6122 (ABNT, 1996) (item 7.2.2.3);

B = método de Van der Veen (1953);

C = método de Chin (1970);

D = método de Décourt (1999);

E = método de Mazurkiewicz (1972).

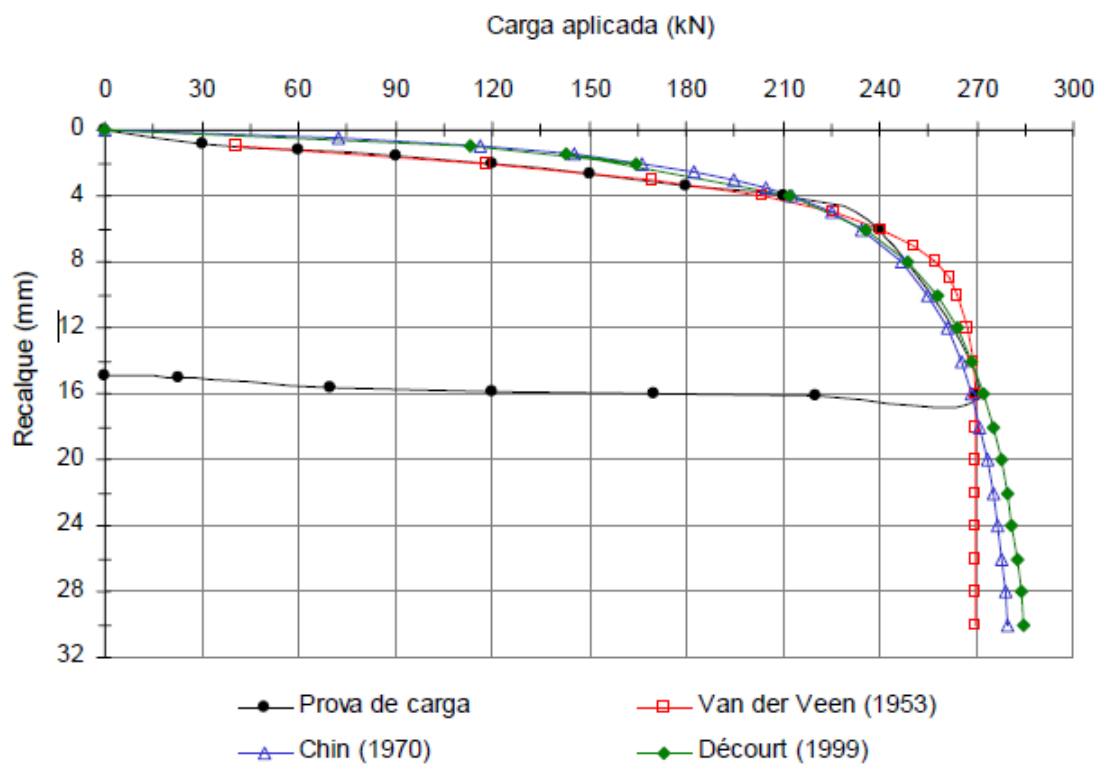


Figura 6.11 - Curva carga-deslocamento – Estaca 1 (E1) (MOTA, 2003).

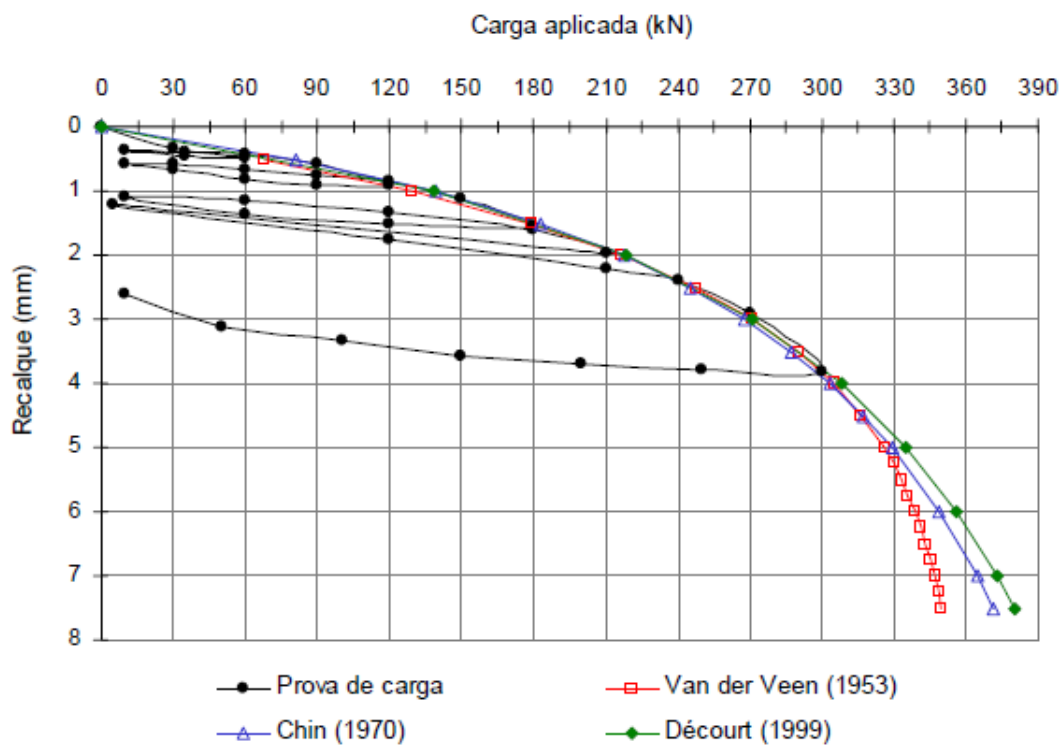


Figura 6.12 - Curva carga-deslocamento – Estaca 2 (E2) (MOTA, 2003).

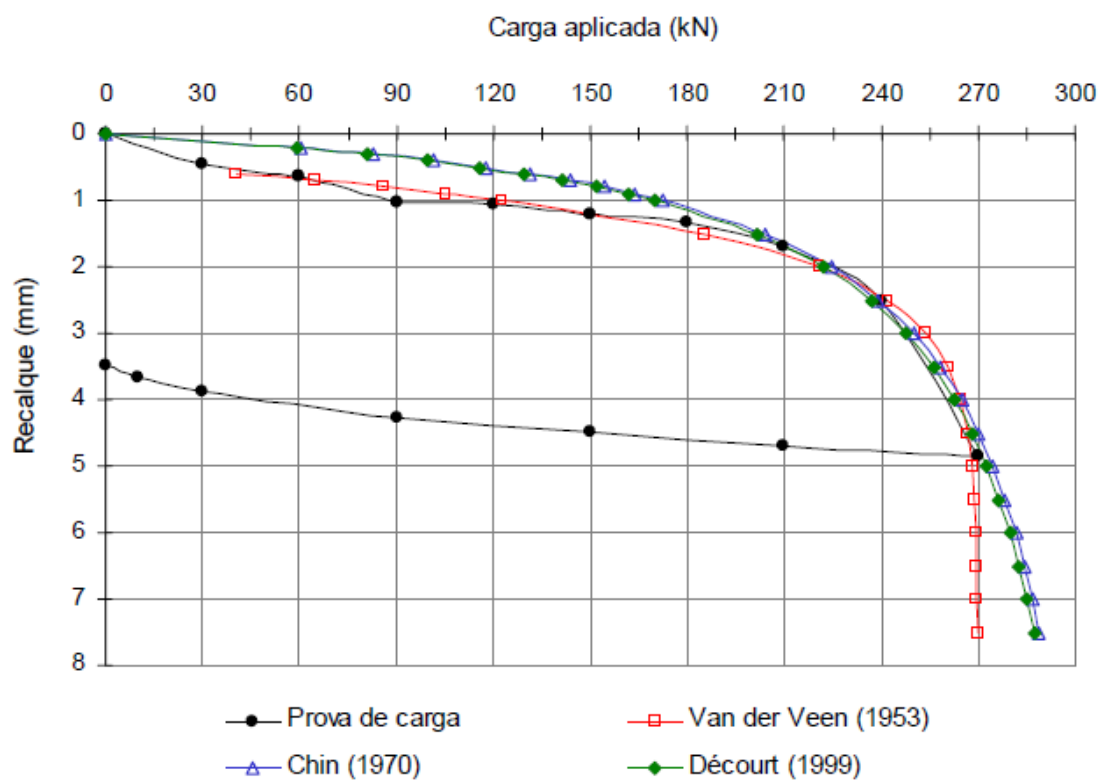


Figura 6.13 - Curva carga-deslocamento – Estaca 3 (E3) (MOTA, 2003).

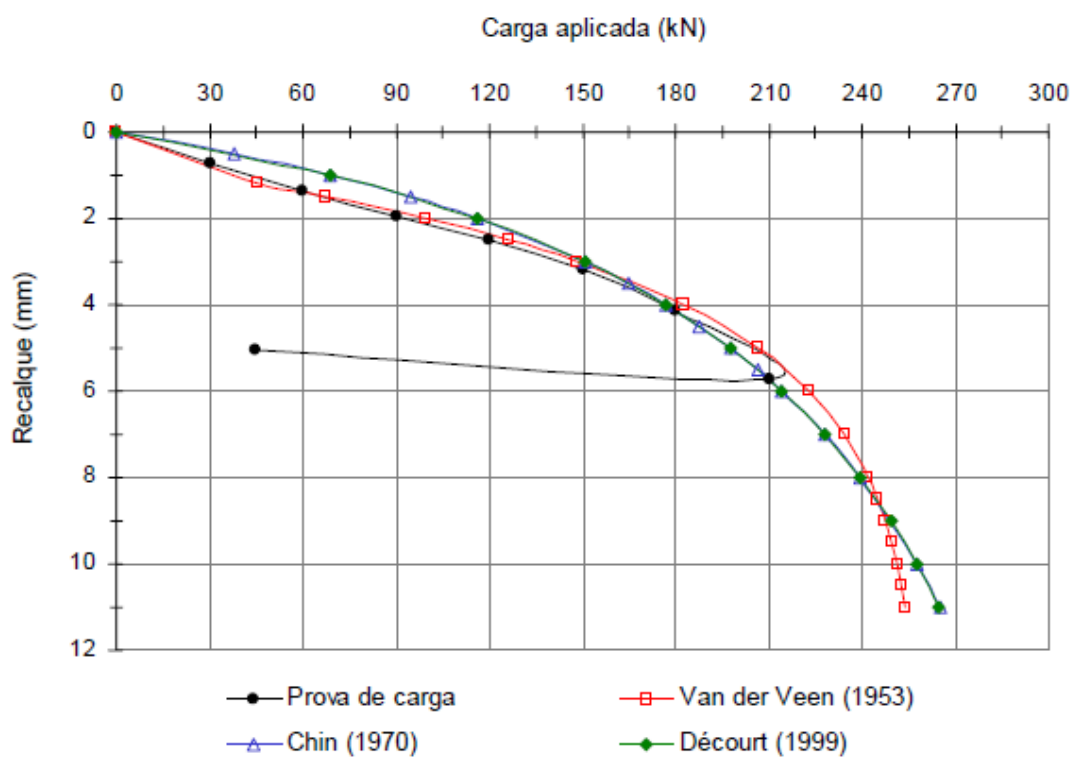


Figura 6.14 - Curva carga-deslocamento – Estaca 4 (E4) (MOTA, 2003).

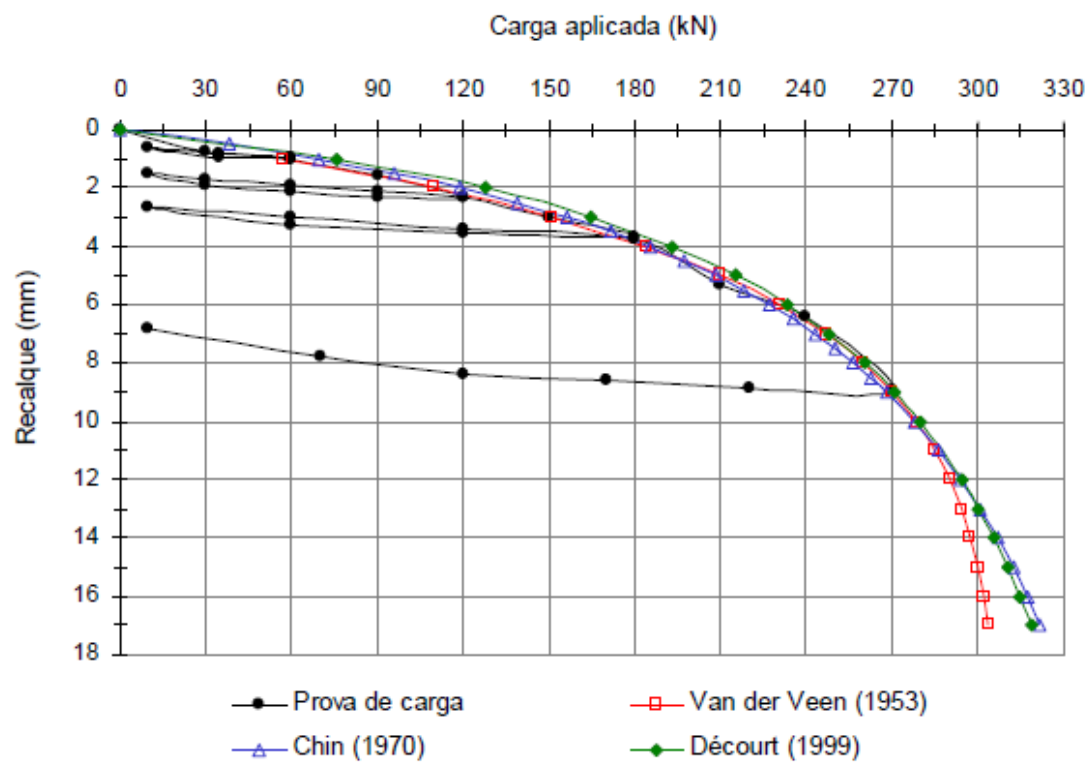


Figura 6.15 - Curva carga-deslocamento – Estaca 5 (E5) (MOTA, 2003).

7. ANÁLISE DE DADOS

7.1 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA VERTICAL

Para previsão da capacidade de carga geotécnica vertical das estacas ensaiadas através dos ensaios pressiométricos, foi utilizada a metodologia do LCPC e SETRA, descrita no item 3.7. Como apenas um ensaio pressiométrico foi utilizado para determinação da capacidade de carga geotécnica de cada estaca, a Equação 3.11 pode ser utilizada:

$$q_L = k \cdot (p_L - p_{0H}) + q_{0v}$$

Para cálculo da pressão limite, utilizou-se a pressão do ponto de maior variação de volume, uma vez que este ponto representa uma leitura de 800 cm³ suficiente para supor a pressão limite.

Como o solo ao longo de todas as estacas é predominantemente argiloso e as estacas são todas escavadas, foi definido o valor de “*k*” como 1,2, de acordo com a Tabela 3.2.

Para cálculo da tensão vertical total no repouso, foi utilizado um peso específico médio de $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ para a argila porosa do campo experimental.

Para estimativa da tensão última de atrito lateral foi utilizado a curva Q1, de acordo com a Tabela 3.3.

As Tabelas 7.1 a 7.5 trazem os resultados da estimativa da capacidade de carga vertical para as diferentes estacas e à diferentes profundidades.

Tabela 7.1 – Capacidade de Carga Estaca 1 (E1) – Ensaio Pressiométrico PM1.

Estaca 1 (E1)											
Profundidade (m)	<i>k</i>	<i>p_L</i> (kPa)	<i>p_{0H}</i> (kPa)	<i>q_{0v}</i> (kPa)	<i>q_L</i> (kPa)	<i>A_P</i> (m ²)	<i>Q_P</i> (kN)	<i>f_L</i> (kPa)	<i>A_S</i> (m ²)	<i>Q_S</i> (kN)	<i>Q_L</i> (kN)
0,60	1,2	425	22,2	9,6	492,96	0,071	34,85	22	0,565	12,44	47,29
1,60		90	17,1	25,6	113,08		7,99	0	1,508	0,00	7,99
2,60		100	5,7	41,6	154,76		10,94	0	2,450	0,00	10,94
3,60		120	6,0	57,6	194,4		13,74	0	3,393	0,00	13,74
4,60		180	9,0	73,6	278,8		19,71	0	4,335	0,00	19,71
5,60		315	7,9	89,6	458,12		32,38	15	5,278	79,17	111,55
6,60		200	14,3	105,6	328,44		23,22	0	6,220	0,00	23,22
7,65		480	16,8	122,4	678,24		47,94	25	7,210	180,25	228,19

Tabela 7.2 – Capacidade de Carga Estaca 2 (E2) – Ensaio Pressiométrico PM3.

Estaca 2 (E2)											
Profundida de (m)	k	p_L (kPa)	p_{0H} (kPa)	q_{0v} (kPa)	q_L (kPa)	A_P (m ²)	Q_P (kN)	f_L (kPa)	A_S (m ²)	Q_S (kN)	Q_L (kN)
0,60	1,2	1000	3412,0	9,6	- 2884,8	0,071	- 203,9 1	35	0,565	19,79	-184,12
1,60		150	3209,0	25,6	- 3645,2		- 257,6 6	0	1,508	0,00	-257,66
2,60		145	14,6	41,6	198,08		14,00	0	2,450	0,00	14,00
3,60		149	6,0	57,6	229,2		16,20	0	3,393	0,00	16,20
4,60		145	6,9	73,6	239,32		16,92	0	4,335	0,00	16,92
5,60		160	11,5	89,6	267,8		18,93	0	5,278	0,00	18,93
6,60		355	18,6	105,6	509,28		36,00	18	6,220	111,97	147,97
7,25		300	42,6	116	424,88		30,03	15	7,210	108,15	138,18

Tabela 7.3 – Capacidade de Carga Estaca 3 (E3) – Ensaio Pressiométrico PM2.

Estaca 3 (E3)											
Profundida de (m)	k	p_L (kPa)	p_{0H} (kPa)	q_{0v} (kPa)	q_L (kPa)	A_P (m ²)	Q_P (kN)	f_L (kPa)	A_S (m ²)	Q_S (kN)	Q_L (kN)
0,60	1,2	505	773,6	9,6	- 312,72	0,071	- 22,10	28	0,565	15,83	-6,27
1,60		100	56,3	25,6	78,04		5,52	0	1,508	0,00	5,52
2,60		60	8,6	41,6	103,28		7,30	0	2,450	0,00	7,30
3,60		95	6,0	57,6	164,4		11,62	0	3,393	0,00	11,62
4,60		240	5,1	73,6	355,48		25,13	8	4,335	34,68	59,81
5,60		250	7,7	89,6	380,36		26,89	9	5,278	47,50	74,39
6,60		325	15,4	105,6	477,12		33,73	17	6,220	105,75	139,47
7,80		450	16,8	124,8	644,64		45,57	24	7,210	173,04	218,61

Tabela 7.4 – Capacidade de Carga Estaca 4 (E4) – Ensaio Pressiométrico PM2.

Estaca 4 (E4)											
Profundida de (m)	k	p_L (kPa)	p_{0H} (kPa)	q_{0v} (kPa)	q_L (kPa)	A_P (m ²)	Q_P (kN)	f_L (kPa)	A_S (m ²)	Q_S (kN)	Q_L (kN)
0,60	1,2	505	773,6	9,6	- 312,72	0,071	- 22,10	28	0,565	15,83	-6,27
1,60		100	56,3	25,6	78,04		5,52	0	1,508	0,00	5,52
2,60		60	8,6	41,6	103,28		7,30	0	2,450	0,00	7,30
3,60		95	6,0	57,6	164,4		11,62	0	3,393	0,00	11,62
4,60		240	5,1	73,6	355,48		25,13	8	4,335	34,68	59,81
5,60		250	7,7	89,6	380,36		26,89	9	5,278	47,50	74,39
6,60		325	15,4	105,6	477,12		33,73	17	6,220	105,75	139,47
7,30		450	16,8	116,8	636,64		45,00	24	7,210	173,04	218,04

Tabela 7.5 – Capacidade de Carga Estaca 5 (E5) – Ensaio Pressiométrico PM2.

Estaca 5 (E5)											
Profundida de (m)	k	p_L (kPa)	p_{0H} (kPa)	q_{0v} (kPa)	q_L (kPa)	A_P (m ²)	Q_P (kN)	f_L (kPa)	A_S (m ²)	Q_S (kN)	Q_L (kN)
0,60	1,2	505	773,6	9,6	- 312,72	0,071	- 22,10	28	0,565	15,83	-6,27
1,60		100	56,3	25,6	78,04		5,52	0	1,508	0,00	5,52
2,60		60	8,6	41,6	103,28		7,30	0	2,450	0,00	7,30
3,60		95	6,0	57,6	164,4		11,62	0	3,393	0,00	11,62
4,60		240	5,1	73,6	355,48		25,13	8	4,335	34,68	59,81
5,60		250	7,7	89,6	380,36		26,89	9	5,278	47,50	74,39
6,60		325	15,4	105,6	477,12		33,73	17	6,220	105,75	139,47
7,85		450	16,8	125,6	645,44		45,62	24	7,210	173,04	218,66

7.2 COMPARATIVO COM A PROVA DE CARGA

Ao compararmos o resultado obtido com as provas de cargas realizadas nas estacas, obtemos o seguinte resultado:

Tabela 7.6 – Comparativo da Capacidade de Carga.

Estacas	Capacidade de carga		Variação
	Pressiômetro (kN)	Prova de Carga (kN)	
E1	228,2	270,0	-15,5%
E2	138,2	300,0	-53,9%
E3	218,6	270,0	-19,0%
E4	218,0	210,0	3,8%
E5	218,7	270,0	-19,0%

Em quatro das estacas ensaiadas, a estimativa da capacidade de carga deu muito próxima do valor obtido pela prova de carga. A diferença ficou dentro de uma margem de 20% para esses valores. Já para a Estaca E2, verifica-se uma maior disparidade, que chegou a ser de 53,9% entre os dois métodos.

A disparidade encontrada para a Estaca E2 é justificada pela diferença na umidade do solo, uma vez que os ensaios foram realizados em períodos distintos do ano, como evidenciado pela Tabela 6.2. A diferença de umidade ocasiona diferentes poropressões no solo e com isso, obtemos pressões limites inferiores às realmente encontradas.

Observa-se que a estimativa da capacidade de carga vertical da estaca pela metodologia LCPC-SETRA tende a ser uma estimativa conservadora, ficando abaixo da carga admissível real na maioria das estacas analisadas.

8. CONCLUSÃO

O ensaio pressiométrico pode vir a ser uma ótima alternativa para determinação de alguns parâmetros fundamentais ao entendimento do comportamento do solo. O ensaio pressiométrico fornece um panorama das tensões horizontais atuantes no solo e conseqüentemente dá uma ideia clara de como o solo se comportará quando carregado, favorecendo o argumento que este ensaio pode e deve ser usado complementarmente às sondagens usuais. Além disso, sua fácil calibração e a rapidez da execução também são pontos positivos para a popularização deste ensaio.

Em relação a aplicabilidade prática deste ensaio, a metodologia francesa do LCPC-SETRA para determinação da capacidade de carga do solo através do ensaio pressiométrico se mostrou muito eficiente para estimativa da capacidade de carga do solo laterítico típico de Brasília - DF. Através dos resultados obtidos, conclui-se que este método é bem assertivo, com uma leve tendência para ocorrência de resultados conservadores. Ou seja, esse método se mostra seguro de ser utilizado além de dar uma estimativa bem realística em relação ao comportamento do solo.

Este trabalho pode servir como base para quem desejar se aprofundar no uso do ensaio pressiométrico para determinação do comportamento do solo. Para trabalhos futuros, sugere-se:

- Análise das metodologias de cálculo do recalque das fundações e da capacidade de carga para estacas sujeitas a carregamentos horizontais; e
- Aplicação do método do LCPC-SETRA para diferentes tipos de solos encontrados no Brasil com embasamento estatístico.
- Análise de viabilidade econômica do uso do ensaio pressiométrico para estimativa da capacidade de carga do solo em detrimento ao uso da sondagem SPT.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010, 91p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 12131**: Estacas – Prova de carga estática – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2006, 8p.

Anjos, G. J. (2006). **Estudo do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais**. Tese de doutorado em geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.

ARAUJO, Sérgio Paulino Mourthé, M.S., Universidade Federal de Viçosa, Maio de 2000. **O ensaio pressiométrico de Ménard e sua utilização na estimativa da capacidade de carga e recalque de fundações assentes em solo residual de gnaiss**.

ASTM Standard **D4719 - 00 (2000)**. “*Standard Test Method for Prebored Pressuremeter Testing in Soils*”. Annual book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, Vol. 04.08.

BAGUELIN F.; JÉZÉQUEL J.F.; SHIELDS D.H. (1978). “**The Pressuremeter and Foundation Engineering**”. Series on Rock and Soil Mechanics - Vol. 2, nº4 - first edition. Trans Tech Publications.

BLANCO, S.B. (1995). **Aspectos de Geologia de Engenharia Escavação do Metrô de Brasília**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 018/95, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 92 p.

BOLAÑOS, C. M. (2013). **Estudo do Comportamento Mecânico e Numérico de Grupo de Estacas do Tipo Alluvial Anker em Solo Poroso do Distrito Federal**. Tese de Doutorado, Publicação G.T.D-085/13, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 233 p.

BOWLES, J. E. (1997). **Foundation Analysis and Design**. 5. ed. United States: The McGraw-Hill Companies, 1996. p.213-270.

BRANDT, J.R.T. (1978). **Utilização de um Novo Pressiômetro para Determinação do Comportamento Elástico de Solos Residuais e Gnáissicos Jovens e de Estratos do Terciário Paulista**. Dissertação de Mestrado, departamento de Engenharia Civil, PUC, Rio de Janeiro, RJ.

BRIAUD J. L. (1979). “*The Pressuremeter: Application to Pavement Design*”. PH.D. Dissertation, Civil Engineering. University of Ottawa.

BRIAUD J. L. (1992). “**The Pressuremeter**”. Published by Balkema, Rotterdam.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., MORTARI, D., SILVA, P.R. & PAIXÃO, M.N.O.N (1993). **Avaliação da Colapsividade de um Solo Poroso em Consequência da Construção de um Aterro**. 27ª Reunião de Pavimentação, Belém, PA, 255-263.

CLARKE, B. G. (1996). ***“Pressuremeter Testing in Ground Investigation”***. Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engng.

CODEPLAN (1984). **Atlas do Distrito Federal**. Governo do Distrito Federal. Brasília, DF, 79 p.

CUNHA, R.P. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1997). **Analysis of the behavior of a drilled pier foundation in a weathered, foliated and folded slate**. XIV International Congress of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburgo, Alemanha, pp. 785-786.

DÉCOURT. L. **Fundações e interação solo-estrutura**. Relato geral. In: COBRAMSEF, 10. Foz do Iguaçu. Anais. ABMS, v. pós-congresso, p. 179-206. 1994.
DOURADO, K. C. A. (2005). **Utilização do pressômetro Menard na identificação e previsão de recalques em um solo colapsível**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, PE, 203 p.

EITEN, G. (1993). Vegetação. Capítulo 1. **Cerrado: Caracterização, Ocupação e Perspectiva**, Novaes Pinto, M. (ed.), 2ª edição, Editora Universidade de Brasília, Brasília, DF, pp. 17-74.

GODOY, N.S. **Interpretação de provas de carga em estacas**. In: ENCONTRO TÉCNICO SOBRE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS. São Paulo. Anais. ABMS, p. 25*60, 1983.

GUIMARÃES, R.C. (2002). **Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao estudo do Desempenho de Estacas Escavadas**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 091A/02, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.

HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA. R.G.Q; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (1998). **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo, Pini. 2ª Ed.

JÉZÉQUEL J.F.; LEMASSON H.; TOUZE J. (1968). ***“Le pressiomètre Louis Ménard: Quelques Problemes de Mise en Oeuvre et leur Influence sur les Valeurs Pressiométriques”***. Bulletin Liaison Laboratoire Routiers des Ponts et Chaussées, n°32.

LCPC – SETRA (1985). ***“Pile Foundation design rules from pressuremeter results”***, Laboratoires des Ponts et Chaussées, Service d’Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Paris, in French

MÉNARD L. (1963). ***“Calcul de la Force Portante des Fondations sur la Base des Resultats des Essais Pressiométriques”***. Sols-Soils, vol. 2, n° 5 (Junho).

MOTA, N.M.B. (2003). **Ensaaios Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação**. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-013A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 335 p.

OYO CORPORATION (1983). **“Lateral load tester (LLT) - Operation Manual”**. Internal document, Houston.

PASTORE, E.L. (1996). **Descrição do Perfil de Solo do Campo Experimental da UnB**. Comunicação Pessoal confirmada em setembro de 2000.

PEREZ, E.N.P. (1997). **O Uso da Teoria da Elasticidade na Determinação do Módulo de Young do Solo Adjacente a Estacas Carregadas Verticalmente na Argila Porosa de Brasília**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 049A/97, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 146 p.

SCHNAID, F. (2000) – **“Ensaaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações”**. 1ª Edição, Oficina de Textos, São Paulo, 189p.

SILVA, E.J.M. (2001). **O Ensaio Pressiométrico: Metodologia De Ensaio E Calibração Do Equipamento**. Universidade de Algarve, 2001.

WROTH C.P.; HUGHES J. (1973). **“An Instrument for the In Situ Measurements of the Properties of Soft Clays”**. International Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscow.

WROTH C.P. (1982). **“British Experience With the Selfboring Pressuremeter”**. Symposium on the Pressuremeter and Its Marine Applications. Institut Français du Pétrole. April. Paris.

VELLOSO, D.A. & LOPES, F.R. (2002). **Fundações. Volume 2 – Fundações Profundas**. COPPE/UFRJ, 471 p.