



LABORATÓRIO NACIONAL  
DE ENGENHARIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA  
Núcleo de Túneis

Proc. 0501/11/17731  
Proc. 0506/532/210

## **O ENSAIO COM PRESSIÓMETRO DE MÉNARD: PROCEDIMENTO E INTERPRETAÇÃO**

Lisboa • Dezembro de 2010

**I&D** GEOTECNIA

**RELATÓRIO 454/2010 – NT**



**O ensaio com pressiómetro de Ménard: procedimento e interpretação**

**The Ménard pressuremeter test: procedure and interpretation**

**L'essai pressiométrique Ménard: mode opératoire et interprétation**



## ÍNDICE

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>2. OS PRESSIÓMETROS – UTILIDADE E CONCEITOS OPERATIVOS</b> .....	2
2.1. Descrição Geral dos Equipamentos Pressiométricos .....	2
2.2. Tipos de Pressiómetros.....	3
2.3. Instalação do Pressiómetro .....	8
2.4. Escolha do Tipo de Pressiómetro .....	8
2.5. Calibração .....	9
<b>3. CALIBRAÇÃO, PROCEDIMENTO E FASES DE ENSAIO COM O PRESSIÓMETRO DE MÉNARD</b> .....	11
3.1. Considerações gerais.....	11
3.2. Calibração .....	11
3.3. Procedimento e fases de ensaio .....	14
3.4. Grandezas a medir durante a calibração e o ensaio.....	18
<b>4. INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO COM PRESSIÓMETRO DE MÉNARD</b> .....	20
<b>5. O MÉTODO DIRECTO DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DIRECTAS, INDIRECTAS E ANCORAGENS</b> .....	27
5.1. Introdução.....	27
5.2. Fundações directas .....	29
5.3. Estacas carregadas axialmente .....	32
5.4. Estacas carregadas horizontalmente .....	35
5.5. Ancoragens .....	37
<b>6. O MÉTODO INDIRECTO PARA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DO TERRENO</b> .....	40
<b>7. CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	45
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	46



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 - Esquema geral dum pressiómetro e exemplo de curva de ensaio [Briaud, 1992].....	3
Fig. 2 - Esquema dos diversos tipos de pressiómetros [Briaud, 1992].....	3
Fig. 3 - Esquema dum pressiómetro do tipo PBP: a) pressiómetro tricelular; b) pressiómetro monocelular [Clarke, 1996].....	4
Fig. 4 - Esquema dum pressiómetro do tipo SBP [Clarke, 1996] .....	4
Fig. 5 - Esquema dum pressiómetro do tipo FDP [Clarke, 1996] .....	5
Fig. 6 - Esquema do pressiómetro de Ménard GC [Gibson et al., 1961].....	6
Fig. 7 - Esquema do pressiómetro de Cambridge [Silva, 2001] .....	7
Fig. 8 - Critérios a considerar na escolha de um pressiómetro (adaptado de Clarke [1996]) .....	9
Fig. 9 - Detecção de fugas no sistema [Briaud, 1992].....	12
Fig. 10 - Calibração da compressibilidade do sistema [Briaud, 1992].....	13
Fig. 11 - Calibração da pressão reactiva da membrana [Briaud, 1992] .....	13
Fig. 12 - Obtenção da tensão horizontal <i>in situ</i> [Briaud, 1992].....	15
Fig. 13 - Fases do ensaio pressiométrico de Ménard [Schnaid, 2000].....	16
Fig. 14 - Procedimento de incremento de pressão do pressiómetro [Briaud, 1992].....	16
Fig. 15 - Curva medida e curva corrigida do ensaio pressiométrico de Ménard [Briaud, 1992].....	18
Fig. 16 - Definição das tensões principais [Briaud, 1992].....	21
Fig. 17 - Definição dos deslocamentos [Briaud, 1992] .....	21
Fig. 18 - Efeitos da instalação e condições do solo na forma da curva do ensaio (adaptado de Clarke [1997a]) .....	24
Fig. 19 - Rigidez obtida a partir de um ciclo de descarga-recarga [Clarke, 1997a].....	25
Fig. 20 - Simulação da curva pressão radial – deslocamento radial para argilas [Combarieu et al., 2001].....	26
Fig. 21 - Simulação da curva pressão radial – deslocamento radial para areias [Combarieu et al., 2001].....	26
Fig. 22 - Curva pressão radial – deslocamento radial para areias [Clarke, 1997a].....	28
Fig. 23 - Ábaco para obter o valor de k para fundações quadradas ou circulares [Briaud, 1992].....	31
Fig. 24 - Coeficientes de forma $\lambda_d$ e $\lambda_c$ [Briaud, 1992] .....	32
Fig. 25 - Resistência lateral de estacas em função da pressão limite média [Clarke, 1997b].....	33
Fig. 26 - Curvas de transferência de carga ( $E$ – módulo pressiométrico; $E_R$ – módulo de deformabilidade obtido na recarga dum ciclo de descarga-recarga) [Briaud, 1992].....	35
Fig. 27 - Curvas Q-y e F-y obtidas da curva do pressiómetro [Briaud, 1992]....	36
Fig. 28 - Factor de redução a utilizar na correcção da curva Q-y [Briaud, 1992] .....	36
Fig. 29 – Atrito unitário de ancoragens na zona de selagem em função da pressão limite [Clarke, 1997b] .....	39
Fig. 30 - Método de Gibson-Anderson [Gibson et al., 1961], citada em Briaud [1992].....	41
Fig. 31 - Método da tangente [Baguelin et al., 1978].....	44





## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Frequência e relevância das calibrações a efectuar (adaptado de Clarke [1996]) .....	10
Tabela 2 - Valores estimados da pressão limite para diferentes tipos de solo (adaptado de Briaud [1992]) .....	15
Tabela 3 - Variáveis lidas durante a calibração e no ensaio .....	18
Tabela 4 - Instalação, condições de ensaio e condições do terreno que afectam os resultados do ensaio pressiométrico (adaptado de Clarke [1997a]).....	27
Tabela 5 - Valores de k (fundações directas) (adaptado de Clarke [1997b]) ....	30
Tabela 6 - Valores do coeficiente $\alpha$ (adaptado de Briaud [1992]).....	32
Tabela 7 - Valores de k (estacas carregadas axialmente) (adaptado de Clarke [1997b]).....	33
Tabela 8 - Selecção da curva de dimensionamento (adaptado de Briaud [1992]) .....	34
Tabela 9 - Valores do coeficiente $\beta$ para determinar o diâmetro do bolbo de selagem (adaptado de Briaud [1992]) .....	38



## Símbolos latinos

Símbolo	Página	Significado	Unidade
$a$	22	Raio da cavidade	m
$a_0$	22	Raio da cavidade inicial	m
$a_p$	37	Diâmetro da cavidade	m
$B$	29	Largura da fundação	m
$D$	29	Profundidade da fundação	m
$D_1$	11	Diâmetro da ferramenta de furação	m
$D_2$	11	Diâmetro da sonda no estado recolhido	m
$D_3$	11	Diâmetro inicial do furo de sondagem	m
$D_p$	5	Diâmetro da sonda do pressiómetro	m
$E_c$	32	Módulo pressiométrico na zona de influência do tensor isotrópico	kPa
$E_d$	31	Módulo pressiométrico na zona de influência do tensor deviatórico	kPa
$E_m$	15	Módulo pressiométrico de Ménard	MPa
$E_R$	35	Módulo de deformabilidade obtido dum ciclo de descarga-recarga	MPa
$F$	35	Resistência lateral da estaca	kN
$f_{máx}$	34	Resistência lateral da estaca	kPa
$G_r$	24	Módulo de distorção secante na carga	MPa
$G_u$	24	Módulo de distorção secante na descarga	MPa
$G_{ur}$	24	Módulo de distorção secante médio dum ciclo	MPa
$H_e$	30	Profundidade da fundação equivalente	m
$k$	29	Factor de capacidade resistente do pressiómetro	-
$K_0$	42	Coefficiente de impulso em repouso	-
$k_s$	37	Módulo de reacção	kN/m <sup>3</sup>
$L$	29	Comprimento da fundação	m
$L_i$	37	Comprimento de elemento de ancoragem	m
$L_p$	5	Comprimento da sonda do pressiómetro	m
$L_s$	38	Comprimento do bolbo de selagem	m
$N_{SPT}$	15	Número de pancadas no ensaio SPT	-
$p'$	17	Tensão efectiva média no início da descarga	kPa
$p_0$	18	Pressão correspondente ao volume zero	kPa
$p_4$	13	Pressão equilibrada pela membrana	kPa
$p_c$	18	Pressão corrigida	kPa
$p_d$	37	Resistência à deformação lateral	kPa
$p_h$	18	Pressão hidrostática	kPa
$p_i$	38	Pressão de injeção	kPa
$p_l$	11	Pressão limite	kPa
$p_{l,i}$	31	Pressão limite obtida no ensaio à profundidade $z_i$ entre a superfície e o nível de fundação	kPa
$p_{le}$	29	Média geométrica dos valores de $p_l$	kPa
$p_{lu}$	26	Pressão limite última	kPa
$p_r$	14	Pressão aplicada durante um ensaio	kPa
$p_y$	16	Pressão de cedência	kPa
$q$	31	Tensão de contacto ao nível da fundação	kPa

Q	35	Resistência frontal da estaca	kN
$q_{m\acute{a}x}$	34	Resistência de ponta da estaca	kPa
$q_{si}$	37	Atrito unitário	kPa
$q_u$	29	Capacidade resistente última de fundação	kPa
r	20	Distância radial prévia ao ensaio	m
$R_p$	35	Raio inicial da cavidade no solo no ensaio pressiométrico	m
$S_{(F)}$	36	Factor de forma	-
$S_{(Q)}$	35	Factor de forma	-
$s_u$	15	Resistência não drenada	kPa
T	37	Carga última na ancoragem	kN
$t_{max1}$	20	Tensão de corte máxima no plano horizontal	kPa
$t_{max2}$	20	Tensão de corte máxima em plano vertical	kPa
$t_{max3}$	20	Tensão de corte máxima em plano vertical	kPa
u, $u_0$	21	Deslocamento radial	m
v	21	Deslocamento circunferencial	m
$V_0$	9	Volume de referência ou volume inicial	$m^3$
$V_2$	13	Volume perdido	$m^3$
$V_3$	12	Volume injectado (compressibilidade do sistema)	$m^3$
$V_4$	13	Volume injectado (pressão reactiva da membrana)	$m^3$
$V_{30}$	15	Volume lido aos 30 segundos de aplicação de pressão	$m^3$
$V_{60}$	15	Volume lido aos 60 segundos de aplicação de pressão	$m^3$
$V_c$	18	Volume corrigido da sonda	$m^3$
$V_l$	12	Volume devido a fugas	$m^3$
$V_r$	13	Volume lido na unidade de controlo	$m^3$
$V_s$	38	Volume do bolbo de selagem	$m^3$
w	21	Deslocamento vertical	m
y	35	Deslocamento lateral ao longo da estaca	m
$y_p$	35	Aumento do raio da cavidade no ensaio pressiométrico	m
$z_c$	36	Profundidade crítica do pressiómetro	m
$\Delta z_i$	30	Espessura da camada elementar na qual se realizou o ensaio pressiométrico para obter $p_{l,i}$	m

## Símbolos gregos

Símbolo	Página	Significado	Unidade
$\alpha$	32	Coeficiente relacionado com o tipo de terreno	-
$\beta$	37	Coeficiente que depende do tipo de ancoragem e de terreno	-
$\varepsilon_{rr}$	21	Extensão radial	-
$\varepsilon_{\theta\theta}$	21	Extensão circunferencial	-
$\varepsilon_{zz}$	21	Extensão vertical	-
$\phi'$	17	Ângulo de resistência de Mohr-Coulomb	-
$\gamma$	42	Peso volúmico	kN/m <sup>3</sup>
$\lambda_d$	32	Coeficiente de forma	-
$\lambda_c$	32	Coeficiente de forma	-
$\psi$	42	Ângulo de dilatação	-
$\rho$	21	Posição radial durante o carregamento	m
$\sigma_{0h}$	14	Tensão horizontal (geo-estática) <i>in situ</i>	kPa
$\sigma_{0v}$	20	Tensão vertical <i>in situ</i>	kPa
$\sigma_{rr}$	20	Tensão radial	kPa
$\sigma_{\theta\theta}$	20	Tensão circunferencial	kPa
$\sigma_{zz}$	20	Tensão vertical	kPa
$\tau_{solo}$	36	Resistência tangencial na interface solo-estaca	kPa



# O ensaio com pressiómetro de Ménard: procedimento e interpretação

## 1. INTRODUÇÃO

O ensaio com pressiómetro pode ser realizado na grande maioria dos solos e das rochas. Permite obter valores *in situ* da tensão horizontal, da sua rigidez e da resistência a partir do comportamento tensão-deformação, deduzidos da curva do ensaio de forma teórica, devido à simplicidade geométrica do processo de expansão. Permite, ainda, a aplicação de diversas sequências de carga ao terreno. A qualidade do ensaio pode ser facilmente avaliada a partir da forma da curva de ensaio.

Este relatório inicia-se por uma descrição geral do equipamento e dos tipos de pressiómetro existentes. Nele, é ainda referido o modo de instalação de cada tipo de pressiómetro e o procedimento para a sua calibração. São dadas indicações relativamente à escolha do pressiómetro a utilizar, tendo em conta o tipo de solo e as propriedades que se pretende avaliar.

Em seguida, descreve-se o procedimento a adoptar para a realização de um ensaio com pressiómetro de Ménard, as diversas fases do ensaio e as grandezas a medir durante a calibração e o ensaio. Analisa-se, brevemente, o problema teórico interpretativo do ensaio, a forma das curvas de ensaio e a sua dependência dos efeitos de instalação e das condições do solo, bem como dos parâmetros do terreno.

Relativamente aos métodos de interpretação do ensaio, faz-se referência ao método directo de dimensionamento para fundações directas, indirectas e ancoragens, baseado no módulo pressiométrico e na pressão limite modificada. Refere-se também o método indirecto de dimensionamento, que utiliza os parâmetros do solo obtidos nos ensaios pressiométricos, como, por exemplo, o módulo de distorção.

São inúmeras as aplicações práticas do ensaio de pressiómetro, entre as quais se destacam o dimensionamento de estacas carregadas, quer lateralmente quer axialmente, e de fundações directas, para além da sua utilização em túneis e em outras obras subterrâneas. A título de exemplo, refere-se a aplicação do ensaio de pressiómetro na caracterização geotécnica no âmbito da reabilitação do túnel do Rossio da REFER e no túnel término da estação da Alameda do Metropolitano de Lisboa, com o objectivo da caracterização geotécnica do maciço envolvente.

## 2. OS PRESSIÓMETROS – UTILIDADE E CONCEITOS OPERATIVOS

O pressiómetro permite obter a resposta *in situ* de um maciço a uma variação de pressão na parede dum furo, o que se traduz numa curva pressão versus variação volumétrica (no caso do pressiómetro de Ménard) ou pressão versus extensão circunferencial de referência (no caso dos restantes pressiómetros). Esta curva depende naturalmente do tipo de sonda, do respectivo método de instalação e ainda do procedimento de ensaio. Pode ser interpretada para obter directamente parâmetros de dimensionamento, através de regras empíricas (pressiómetro de Ménard), ou para obter propriedades fundamentais do solo, usando modelos matemáticos no âmbito da resolução de problemas inversos.

### 2.1. Descrição Geral dos Equipamentos Pressiométricos

O pressiómetro é fundamentalmente constituído por:

- **Uma sonda**, que é um aparelho cilíndrico capaz de aplicar uma pressão uniforme através de uma membrana flexível (de borracha – solos rijos – ou adiprene – solos moles) à parede da cavidade onde é colocado. O diâmetro das sondas pode variar entre 45 e 80 mm e o comprimento entre 1 e 2 m. Normalmente, a razão entre o comprimento e o diâmetro é superior a 5, de modo a que, na análise dos resultados do ensaio, a aproximação de expansão de cilindro infinitamente longo seja válida. A membrana pode ser reforçada com bandas de aço para evitar danos durante a instalação e o ensaio. A deformação da membrana é monitorizada usando transdutores de deslocamento radial ou medidores de volume (no caso do pressiómetro de Ménard).
- **Uma haste**, que é usada para perfurar ou simplesmente colocar a sonda à profundidade de ensaio.
- **Um cabo**, que liga o troço de ensaio no interior da sonda ao equipamento de controlo e registo colocado à superfície.
- **Equipamento à superfície**, que inclui o fornecimento de pressão, a unidade de controlo e o *data logger*. Permite monitorizar o incremento de pressão no troço de ensaio e a correspondente expansão da membrana, obtendo-se, assim, a resposta do terreno a uma alteração na pressão, traduzida na curva pressiométrica (ou curva de resposta do solo) (Fig. 1).



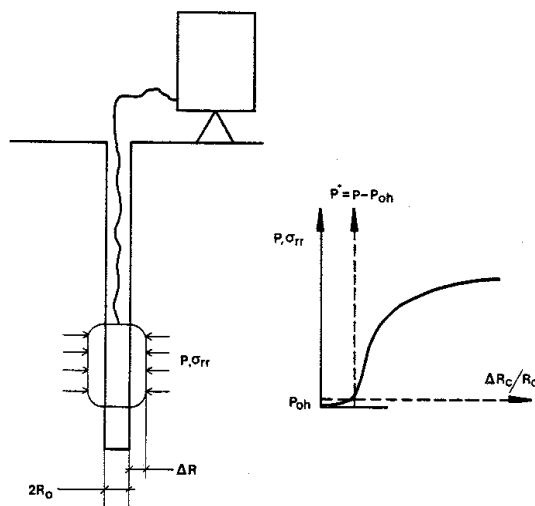


Fig. 1 - Esquema geral dum pressiómetro e exemplo de curva de ensaio [Briaud, 1992]

## 2.2. Tipos de Pressiómetros

Os diferentes tipos de pressiómetros estão associados a um determinado método de instalação relacionado com as propriedades que se pretendem obter. São utilizados de acordo com as características antecipadas do terreno, o que implica a necessidade de pressiómetros com diferentes capacidades de aplicação de pressão e gamas de deformação.

Deste modo, existem 3 tipos principais de pressiómetros, agrupados de acordo com o método de instalação (Fig. 2):

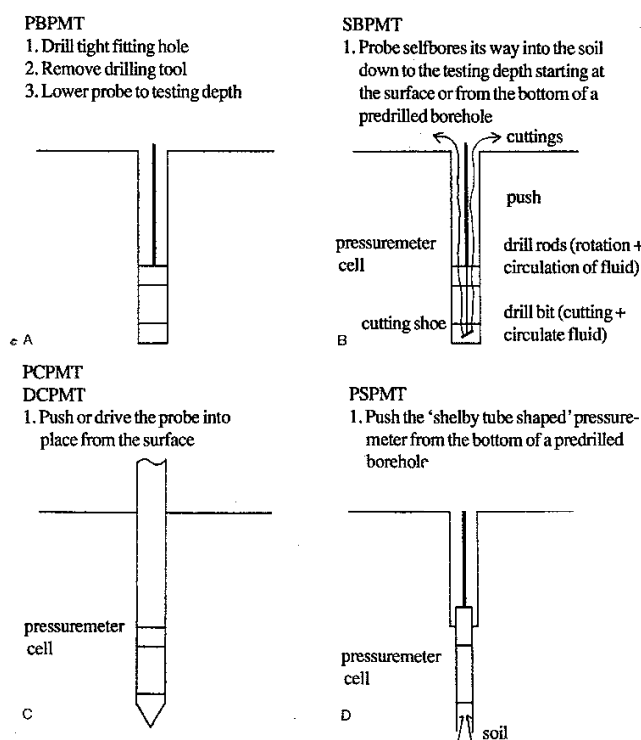


Fig. 2 - Esquema dos diversos tipos de pressiómetros [Briaud, 1992]

- Os **pressiómetros com pré-perfuração (PBP – Prebored Pressuremeters)** (Fig. 3) são instalados em cavidades especialmente criadas para o ensaio de pressiómetro a partir da base de um furo de sondagem ([AFNOR, 2000], [ASTM, 2007], [ISO, 2005]). O volume ocupado pela sonda é ligeiramente menor que o volume de terreno removido, pelo que as tensões *in situ* sofrem uma redução antes do ensaio.

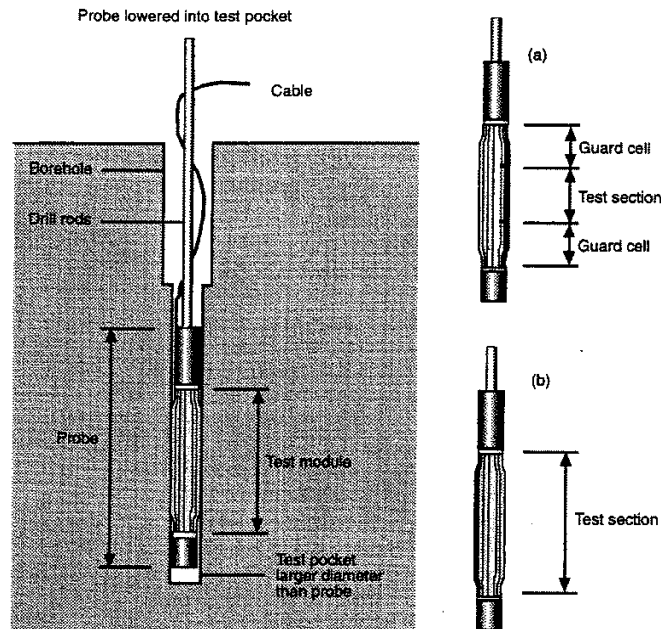


Fig. 3 - Esquema dum pressiómetro do tipo PBP: a) pressiómetro tricelular; b) pressiómetro monocelular [Clarke, 1996]

- Os **pressiómetros auto-perfuradores (SBP – Self-Bored Pressuremeters)** (Fig. 4) formam as suas próprias cavidades através de perfuração. O volume ocupado pela sonda é praticamente igual ao volume de terreno removido. Teoricamente, as tensões *in situ* mantêm-se constantes após a introdução da sonda (na prática há pequenas alterações com influência secundária nos resultados do ensaio).

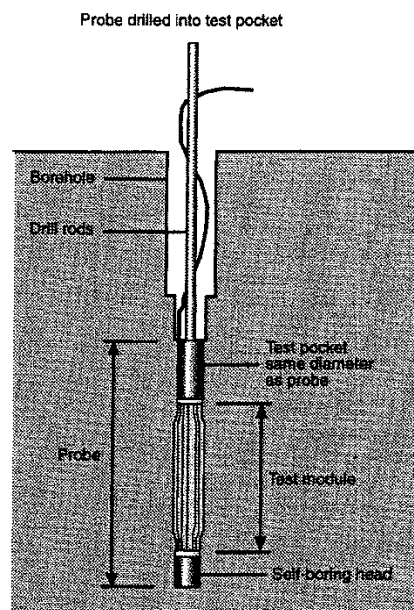


Fig. 4 - Esquema dum pressiómetro do tipo SBP [Clarke, 1996]

- Os **pressiómetros cravados (FDP – Full Displacement (Pushed-in) Pressuremeters)** (Fig. 5) deslocam o solo por cravação e criam uma zona alterada em torno da cavidade. De qualquer modo, a perturbação do solo é semelhante em solos do mesmo tipo, pois o diâmetro do espaço limitado pela membrana no estado indeformado é constante. O volume ocupado pela sonda é igual ao volume de terreno deslocado. Só podem ser utilizados em solos onde seja possível realizar o ensaio de penetração de cone (CPT), pois caso contrário a energia necessária para a cravação da sonda danificaria o equipamento pressiométrico.

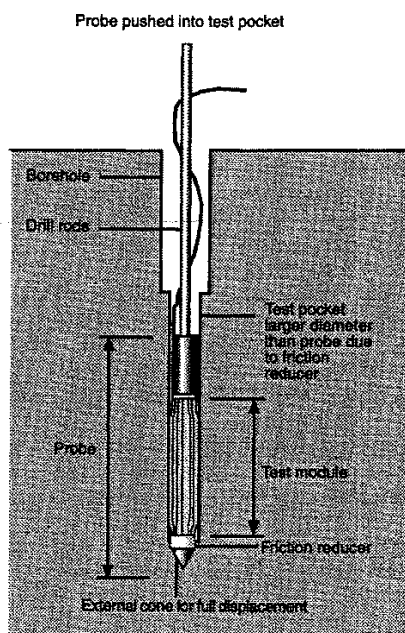


Fig. 5 - Esquema dum pressiómetro do tipo FDP [Clarke, 1996]

Os **pressiómetros com pré-perfuração (PBP)** dividem-se em:

- **Pressiómetro de Ménard**, com 3 células de expansão: uma célula central de ensaio, que é cheia de água, e 2 células de guarda, pressurizadas a ar, para assegurar que a expansão da célula de ensaio não seja afectada pelos efeitos de fronteira. Há um modelo deste pressiómetro específico para solos (GC) (Fig. 6) e outro para rochas (GB). No decurso do ensaio mede-se a variação de volume limitado pela membrana.

O pressiómetro de Ménard GC tem uma capacidade máxima de pressão de 4 MPa, suficiente para a grande maioria dos ensaios em solos. O pressiómetro de Ménard GB tem uma capacidade máxima de pressão de 20 MPa (adequada para o ensaio de rochas brandas a moderadamente rijas). O diâmetro é, em geral, igual a 74 mm (o diâmetro pode ainda ser de 58 mm ou de 44 mm, quando se utiliza um tubo de aço com aberturas para proteger a sonda, em caso de colapso do furo e de insuficiência da lama de perfuração) e a razão  $L_p/D_p$  (razão entre o comprimento útil da sonda do pressiómetro e o seu diâmetro) é igual a 6.5. A incerteza na medição é de  $\pm 0.5 \text{ cm}^3$  para o volume (corresponde a uma incerteza de 0.1% do diâmetro da sonda, segundo [ASTM, 2007]) e de  $\pm 1\%$  da pressão limite do equipamento para a pressão ( $\pm 0.3\%$ , de acordo com [ASTM, 2007]). A capacidade de deformação volumétrica de ambos os modelos é de 53%.

- **Pressiómetro elastométrico**, com apenas uma célula, com comprimento suficiente para que os efeitos de fronteira sejam desprezáveis, é usado para ensaiar argilas rijas e areias densas ou rochas brandas a moderadamente rijas, consoante o modelo utilizado (*Oyo Elastometer 100 ou 200*, respectivamente), sendo a membrana da sonda de borracha e o seu deslocamento radial medido através de dois braços sensitivos com molas.

O pressiómetro elastométrico tem uma capacidade de pressão de 10 a 20 MPa, consoante se esteja a ensaiar argilas rijas e areias densas ou, alternativamente, rochas brandas a moderadamente rijas. A sua capacidade de deformação radial é de 12%, tendo um diâmetro,  $D_p$ , de 66 mm e sendo a razão  $L_p/D_p$  igual a 7.4. O valor do comprimento,  $L_p$ , pode atingir 520 mm.

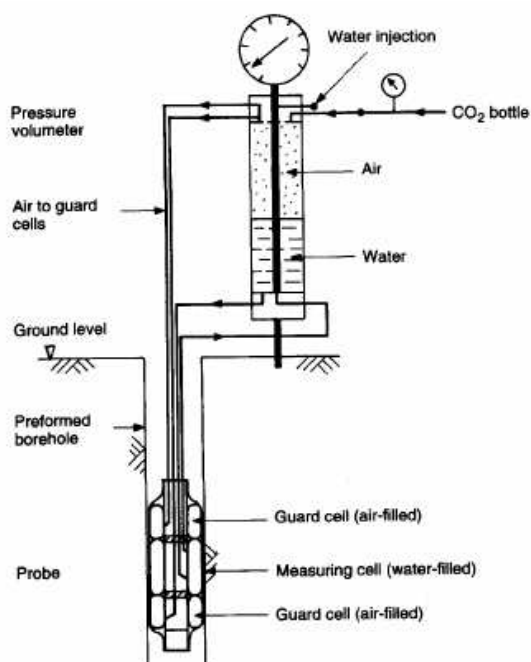


Fig. 6 - Esquema do pressiómetro de Ménard GC [Gibson et al., 1961]

- **Pressiómetro dilatométrico de Alta Pressão (HPD)**, com apenas uma célula, é usado para ensaiar rocha, sendo a membrana reforçada com bandas de aço e o seu deslocamento radial medido através de três placas ligadas a molas.

O pressiómetro HPD tem uma capacidade de pressão de 20 MPa, sendo utilizado no ensaio de rochas brandas a moderadamente rijas. A sua capacidade de deformação radial é de 25%, tendo um diâmetro de 73 mm. A razão  $L_p/D_p$  é igual a 6.1 e o valor de  $L_p$  pode atingir os 520 mm. O seu comprimento total é de 1.5 m.

Os **pressiómetros auto-perfuradores (SBP)** dividem-se em:

- **Pressiómetro de Cambridge (CSBP)** (Fig. 7), que pode ser usado para ensaiar solos e rochas. Contém apenas uma célula de expansão, sendo o deslocamento radial correspondente à expansão da membrana medido através de três ou seis braços sensitivos com molas. A membrana é cheia de ar e pode ser protegida por tiras de aço para ensaios em areias, argilas rijas e com algum

cascalho. A cavidade de ensaio é escavada pelo próprio equipamento através de perfuração com uma cabeça rotativa.

O pressiómetro CSBP tem uma capacidade de pressão de 4.5 MPa, sendo utilizado no ensaio de todos os solos desde que a presença de cascalho seja insignificante. A sua capacidade de deformação radial é de 15%, tendo um diâmetro de 84 mm, expansível até 500 mm e sendo a razão  $L_p/D_p$  igual a 6. O valor de  $L_p$  pode atingir os 500 mm. O seu comprimento total é de 1 m.

- **Pressiómetro de rochas brandas (RSBP)**, com apenas uma célula, é usado para ensaiar maciços rochosos, sendo o deslocamento radial correspondente à expansão da membrana de borracha medido através de três placas ligadas a molas. O volume no interior da membrana é aumentado por pressurização de óleo. A cavidade de ensaio é escavada pelo próprio equipamento através de perfuração com uma cabeça rotativa.

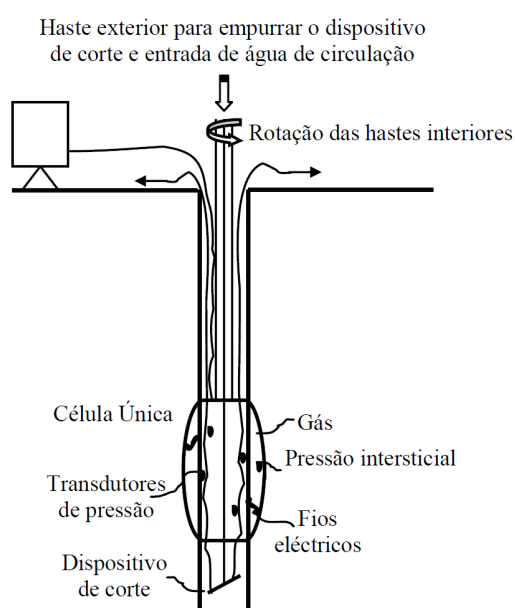


Fig. 7 - Esquema do pressiómetro de Cambridge [Silva, 2001]

O pressiómetro RSBP tem uma capacidade de pressão de 20 MPa, sendo utilizado no ensaio de argilas rijas, areias muito densas e ainda rochas brandas. A sua capacidade de deformação radial é de 10%, tendo um diâmetro de 73 mm e sendo a razão  $L_p/D_p$  igual a 5.5. O valor de  $L_p$  pode atingir os 400 mm. O seu comprimento total é de 1 m.

Relativamente aos **pressiómetros cravados (FDP)** refere-se o **pressiómetro de cone** operado a partir do respectivo veículo. A deformação da membrana é medida usando três transdutores de deslocamento radial. A membrana é reforçada por tiras de aço. A utilização de um redutor de atrito lateral permite diminuir a tensão tangencial entre o solo e a sonda durante a cravação.

O pressiómetro de cone tem uma capacidade de pressão de 4.5 MPa, sendo utilizado no ensaio de todos os solos onde seja possível realizar o ensaio CPT. A sua capacidade de deformação radial é de 50%, tendo um diâmetro de 44 mm e sendo a razão  $L_p/D_p$  igual a 10. O valor de  $L_p$  pode atingir os 450 mm. O seu comprimento total é de 1 m.

### 2.3. Instalação do Pressiómetro

A instalação do pressiómetro pode ter um efeito significativo na forma da curva de ensaio e, conseqüentemente, nos resultados da interpretação das características do solo. Idealmente, a técnica de instalação deve minimizar a perturbação no terreno ou, no mínimo, produzir uma perturbação que seja passível de ser considerada na interpretação e na modelação numérica do ensaio.

A instalação dos pressiómetros é feita normalmente no fundo dum furo de sondagem perfurado por equipamento rotativo, designado por pré-furo ou furo de aproximação.

A cavidade cilíndrica para um **PBP** pode ser criada usando diversas técnicas, consoante o tipo de solo ou rocha a ensaiar, sendo a técnica preferencial aquela que remove todo o material e minimiza a perturbação provocada na parede da cavidade. A cavidade de ensaio é criada a partir da base de um furo de sondagem estável, furado com trépano e limpadeira ou com técnicas rotativas. O método mais utilizado e mais versátil é o método de perfuração rotativa com injeção axial de lama de perfuração, para sustentação do furo.

Relativamente aos **SBPs**, na maior parte das situações são instalados a partir da base dum furo de sondagem. No entanto, podem também ser instalados directamente a partir superfície em argila mole a rija, sendo que, à medida que a rigidez aumenta, se torna mais económico usar um equipamento de furação auxiliar em separado. Este equipamento de furação é sempre recomendado no caso de areias, para evitar o colapso do furo de sondagem.

Quanto aos **FDPs**, podem ser instalados directamente a partir da superfície ou a partir da base dum furo de sondagem, usando um equipamento ligeiro de percussão.

O furo de sondagem pode normalmente permanecer sem suporte em argilas rijas, embora em caso de colapso tal possa conduzir à perda da sonda. Já nas areias e argilas com cascalho deve ser usado um encamisamento do furo ou uma lama de estabilização da parede do furo.

### 2.4. Escolha do Tipo de Pressiómetro

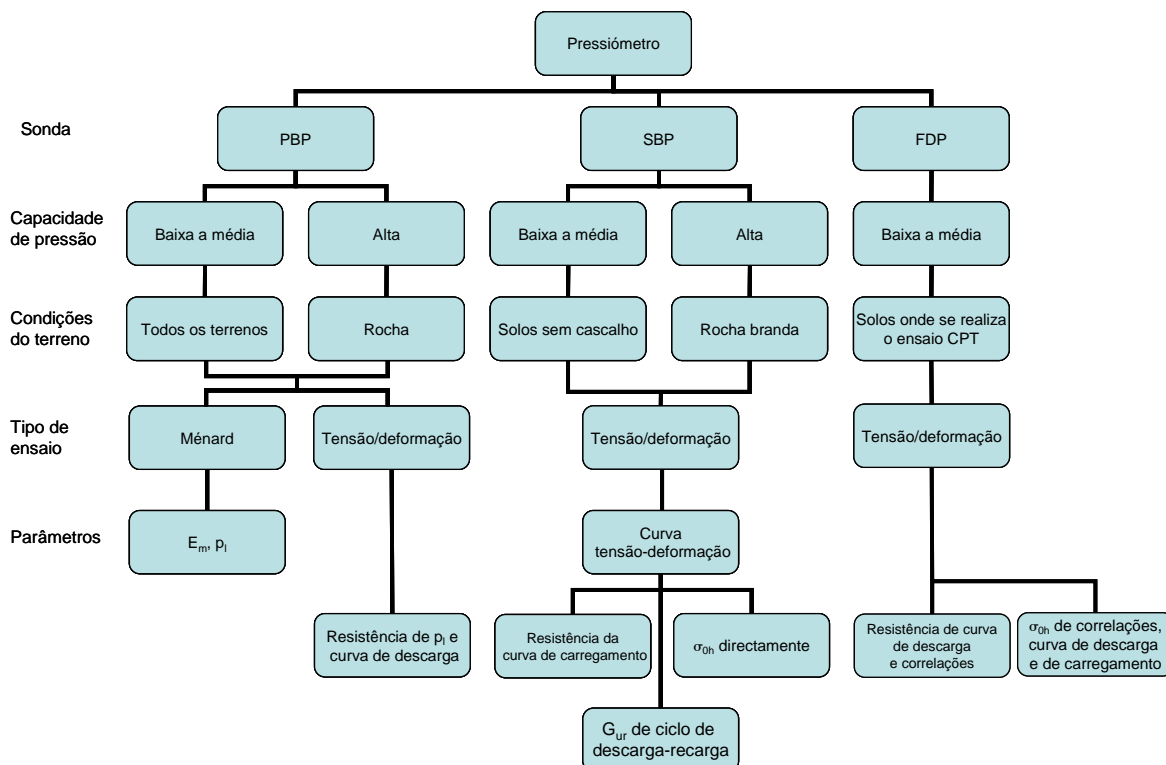
Na escolha do pressiómetro a utilizar, deverá ter-se em consideração o tipo de terreno e a sua condição geotécnica, além das características geotécnicas que se pretende estimar através do ensaio.

Os **PBPs** podem ser usados em qualquer tipo de solo, desde que seja possível criar uma cavidade estável onde colocar a sonda. Isto deve-se naturalmente ao facto da cavidade onde se coloca a sonda ser escavada previamente ao ensaio. Devem ser utilizados nomeadamente quando se pretendem obter parâmetros de cálculo de forma directa com o pressiómetro de Ménard.

Os **SBPs** podem perfurar solos predominantemente sem cascalho ou rochas brandas, uma vez que os solos com cascalho podem danificar a cabeça de auto-perfuração. Devem ser utilizados quando se pretende obter directamente a tensão horizontal do solo e parâmetros de tensão-deformação do terreno.

Os **FDPs** podem ser usados na maioria dos solos onde é possível realizar o ensaio de cone de penetração (CPT), uma vez que são cravados usando uma cabeça em forma de cone. Têm interesse pela rapidez com que é possível realizar o ensaio.

Na Fig. 8 resumem-se critérios que devem orientar a escolha de um pressiómetro para a realização dum dado tipo de ensaio.



Legenda:  $E_m$  - Módulo pressiométrico de Ménard;  
 $p_l$  - Pressão limite;  
 $\sigma_{0h}$  - Tensão horizontal (geo-estática) *in situ*;  
 $G_{ur}$  - Módulo de distorção secante médio dum ciclo.

Fig. 8 - Critérios a considerar na escolha de um pressiómetro (adaptado de Clarke [1996])

## 2.5. Calibração

Previamente à utilização do equipamento, há que verificar o seu estado de operacionalidade – detecção de possíveis fugas – e proceder à sua calibração. Concretamente, há que estabelecer ou calibrar: o volume inicial  $v_0$ , ou de referência (“volume zero”), a compressibilidade do sistema, a rigidez e a compressibilidade da membrana e os transdutores de deslocamento.

Na Tabela 1 resume-se a frequência e a relevância das calibrações a efectuar para os diversos tipos de pressiómetros, sendo este assunto desenvolvido em maior pormenor para o caso do pressiómetro de Ménard no capítulo seguinte.

Tabela 1 - Frequência e relevância das calibrações a efectuar (adaptado de Clarke [1996])

Calibração	PBP		SBP/ FDP	Frequência	Calibrações adicionais	Relevância		
	Volume	Radial				Pressão Máxima (MPa)		
						1	4	20
Volume inicial	sim	sim	sim	- antes de colocar no fundo de sondagem.		crítica	crítica	crítica
Compressibilidade do sistema	sim	não	sim		- alteração nos transdutores ou na unidade de controlo.	i	i	crítica
Pressão da membrana	sim	sim	sim	- início e fim de campanha; - intervalos regulares durante campanha; - cada vez que se muda a membrana.		crítica	i	si
Compressibilidade da membrana	sim	sim	sim			sem necessidade	si	crítica
Transdutores	se se adequar	sim	sim	- início e fim de campanha; - intervalos regulares durante campanha.	- alteração nos transdutores ou cabo de ligação à superfície; - a seguir a danos na sonda que envolvam limpeza e secagem extensas.	crítica	crítica	crítica

Notação: i – importante; si – sem importância.



### 3. CALIBRAÇÃO, PROCEDIMENTO E FASES DE ENSAIO COM O PRESSIÓMETRO DE MÉNARD

#### 3.1. Considerações gerais

Todos os ensaios são realizados sob controlo de pressão, mas é possível, com ligeiros incrementos de pressão, expandir a membrana a uma taxa de deslocamento aproximadamente constante, até ao esgotamento da capacidade de carregamento.

A desvantagem dos ensaios em que se incrementa a pressão, relativamente àqueles em que se incrementa o volume, consiste basicamente na necessidade de estimar um valor para a pressão limite  $p_l$  (definida, de forma expedita, como a pressão necessária para aumentar o volume da sonda para o dobro), antes de se proceder ao ensaio.

Um ensaio completo inclui a curva de carregamento até se atingir a deformação requerida da cavidade (menor que a capacidade de deformação da sonda). É muito importante monitorizar as variações de pressão aplicadas ao terreno durante cada passo de carga, a duração de cada passo e ainda a diferença de pressão entre a célula de ensaio e as células de guarda, de modo a garantir a maior precisão possível nas medições de volume.

É importante referir ainda que o diâmetro do furo de sondagem deverá ser mantido dentro de determinados limites, de modo a que, por um lado, o furo de sondagem não seja demasiado apertado - dificultando a colocação da sonda na cavidade - e, por outro, demasiado largo impedindo que se atinja a pressão limite do terreno ensaiado, por esgotamento do curso do pressiómetro. As condições usualmente impostas são as seguintes [Briaud, 1992]:

$$D_2 \leq D_1 \leq 1.03D_2$$

$$1.03D_2 \leq D_3 \leq 1.20D_2$$

em que  $D_1$  é o diâmetro da ferramenta de furação da cavidade para o ensaio com pressiómetro,  $D_2$  é o diâmetro da sonda no estado recolhido (sem pressão aplicada) e  $D_3$  é o diâmetro inicial do furo de sondagem.

O ensaio de Ménard é usado para obter os seguintes parâmetros empíricos de cálculo: o módulo pressiométrico de Ménard e a pressão limite. Estes parâmetros são obtidos directamente das leituras de pressão e de volume ao longo das diversas fases do ensaio.

#### 3.2. Calibração

O processo para **detectar possíveis fugas** inicia-se com a saturação dos circuitos hidráulicos do pressiómetro. Seguidamente, é necessário colocar a sonda no interior de um tubo de calibração (com um diâmetro interior 0.5% superior ao diâmetro exterior da sonda). A parede deste tubo deve ter

espessura suficiente para que a sua deformação seja desprezável e um comprimento superior à parte expansível da sonda. A pressão é, então, aumentada até 2500 kPa, traçando-se a curva ilustrada na Fig. 9. Nesta figura, a sonda entra em contacto com o tubo entre os pontos A e B, considerando-se que, no ponto C, que se admite corresponder a uma pressão de 500 kPa, o contacto já é total e a pressão pode ser, então, incrementada até se atingir o ponto D. A recta tangente à curva no ponto C é estendida até ao eixo das abcissas definindo, assim, o ponto E e conseqüentemente o valor do volume  $v_1$  (cf. Fig. 9). O sistema é considerado à prova de fugas quando o volume  $v_1$  (*leak volume*), após a aplicação duma pressão máxima de 2500 kPa, respeitar a seguinte relação:

$$\frac{v_1}{v_0} \leq 2.5\%$$

que corresponde a uma deformabilidade volumétrica inferior a 0.1%/100 kPa. O volume  $v_0$  representa o volume de referência, correspondente ao estado indeformado da membrana, a determinar como se relata na sequência.

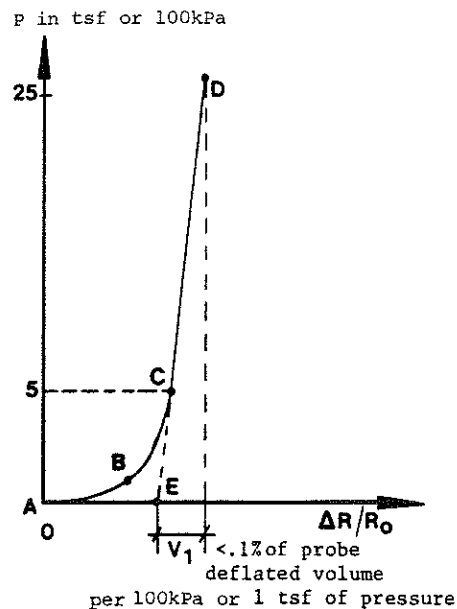


Fig. 9 - Detecção de fugas no sistema [Briaud, 1992]

Deverá, então, estabelecer-se o **volume de referência ou volume inicial** ( $v_0$ ) da sonda, de modo a que todos os ensaios comecem com a sonda com igual volume inicial. Este volume pode ser facilmente estabelecido quando, após se atingir a pressão de 2500 kPa para a detecção de fugas, esta é aliviada até ser possível retirar a sonda de dentro do tubo manualmente. Uma vez estabelecido o volume inicial da sonda, num qualquer ensaio posterior a escala de leitura do volume é posicionada no valor  $v_0$ , adicionando-se ou retirando-se do sistema a quantidade de água necessária.

Para calibrar a **compressibilidade (parasita) do sistema**, a sonda é colocada no interior do tubo de calibração. A pressão é, então, incrementada por patamares (500 kPa, 1500 kPa e 2500 kPa), sendo cada patamar mantido por 30 segundos. O volume injectado  $v_3$  é lido em cada patamar e constrói-se a

curva ilustrada na Fig. 10. O referencial para medição da perda de volume  $v_2$  é determinado através do prolongamento da tangente à curva do volume injectado  $v_3$  para pressões superiores a 500 kPa. Este volume  $v_2$  representa o volume perdido na expansão do sistema, não correspondendo a qualquer volume consumido na expansão da membrana, uma vez que a sonda se encontra no interior do tubo de aço (“indeformável”). Deste modo, durante o ensaio com pressiómetro,  $v_2$  terá de ser subtraído ao volume lido ( $v_r$ ). O volume  $v_2$ , tal como o volume  $v_1$ , deverá, para cada incremento de 100 kPa de pressão, ter um valor inferior a 0.1% do volume  $v_0$ . Naturalmente, esta calibração só tem relevância no caso de sondas que operam com medição de volume.

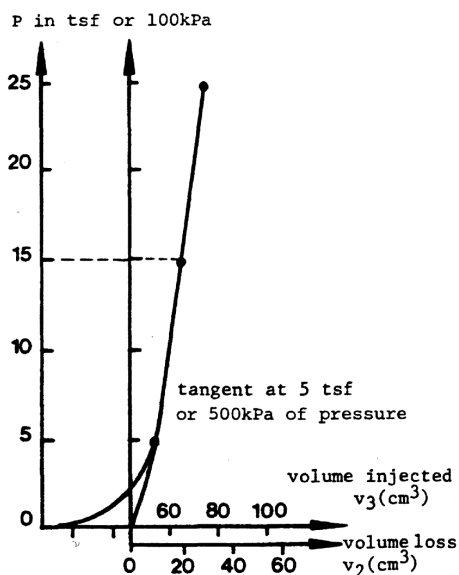


Fig. 10 - Calibração da compressibilidade do sistema [Briaud, 1992]

Finalmente, é necessário calibrar a **pressão reactiva mobilizável pela membrana sob pressão conhecida**, uma vez que esta pode ter influência na pressão real na interface membrana-solo. A sonda no exterior do tubo de calibração, isto é, sem constrangimentos, deverá ser totalmente cheia de ar e, de seguida, esvaziada pelo menos 3 vezes, de modo a solicitar a borracha da membrana previamente à calibração. Existem dois métodos para encher de ar a sonda até atingir o volume máximo: usando incrementos iguais de pressão de 10 kPa (Método A) ou incrementos de volume iguais a 10% do volume da sonda (Método B), sendo ambos os incrementos aplicados com a duração de 1 minuto. Em cada passo, a pressão  $p_4$  e o volume  $v_4$  são medidos, obtendo-se uma curva semelhante à representada na Fig. 11.

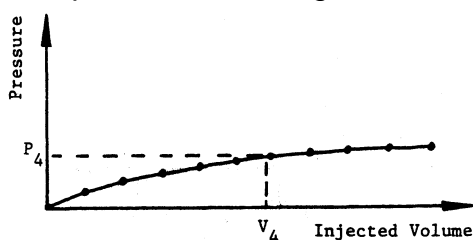


Fig. 11 - Calibração da pressão reactiva da membrana [Briaud, 1992]

A pressão da membrana  $p_4$  tem de ser subtraída à pressão aplicada durante um ensaio ( $p_r$ ), pois aquela pressão  $p_4$  não será transmitida ao terreno, já que é equilibrada pela membrana. Deste modo, é possível determinar a pressão real na interface membrana-solo.

A pressão reactiva máxima (assintótica) típica das membranas não excede 100 kPa na situação de expansão máxima imposta. Esta calibração deve ser feita sempre que se mude a membrana, tendo significado apenas no caso de argilas moles, areias soltas ou ensaios perto da superfície, isto é, em que a gama de pressões envolvidas seja baixa.

A calibração da **compressibilidade da membrana** (variação da espessura da membrana devido à pressão aplicada) é apenas importante para ensaios em rocha usando sondas do tipo deslocamento radial. Uma vez que os transdutores medem o movimento da superfície interior e não exterior da membrana, deverá ser aplicada uma correcção para considerar esta diminuição de espessura.

A calibração dos **transdutores de deslocamento** é feita comparando os valores obtidos com valores de referência. O *output* de voltagem de um transdutor é convertido para pressão ou deformação usando um factor de calibração determinado no início ou no fim da campanha de ensaios ou durante uma reparação de equipamento.

### 3.3. Procedimento e fases de ensaio

Com a sonda à altura do equipamento de medição de pressão, é feita uma primeira medição da pressão e do volume de referência (“zero”). Uma vez colocada a sonda, isto é, a secção média da membrana à profundidade de ensaio, novos valores de volume e pressão são medidos. A profundidade de furação deve ser cerca de 1 m superior à profundidade de ensaio para permitir o assentamento do material residual da escavação no fundo do furo. É de notar que a sonda deve ser munida dum purga, de modo a permitir à lama de furação circular livremente quando se baixa a sonda.

#### **Fase de carga virgem**

A fase de carga virgem tem como objectivo a expansão da sonda até esta se encostar às paredes do furo e, consecutivamente, a deformação do terreno até se dar a sua cedência.

A tensão horizontal do solo friccional à profundidade de ensaio  $\sigma_{0h}$ , pode ser estimada a partir da zona da curva do ensaio com pressiómetro de Ménard onde a curvatura é máxima e se dá a transição entre a recompressão do terreno e o comportamento virgem do solo. Quanto menor for a perturbação causada pelo processo de furação mais clara será esta transição e, como tal, mais fácil será obter o valor de  $\sigma_{0h}$  (Fig. 12).

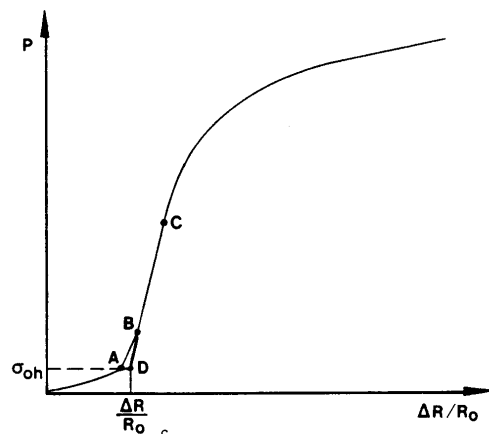


Fig. 12 - Obtenção da tensão horizontal *in situ* [Briaud, 1992]

A sonda é colocada na cavidade e expandida com 10 a 14 incrementos iguais de pressão até ao seu volume aproximadamente duplicar. Cada incremento de pressão dura cerca de 1 minuto, sendo o volume injectado lido de 15 em 15 segundos (aos 30 segundos obtém-se  $v_{30}$  e aos 60 segundos  $v_{60}$ ). Cada incremento corresponde aproximadamente a 1/10 do valor da pressão limite, sendo esta estimada com base em características conhecidas, ou igualmente estimadas, para os diferentes tipos de solo, como, por exemplo, as contidas na Tabela 2.

Tabela 2 - Valores estimados da pressão limite para diferentes tipos de solo (adaptado de Briaud [1992])

Terreno	$N_{SPT}$	$s_u$ (kPa)	$p_l$ (kPa)
Areia solta	0 – 10		0 – 500
Areia média	10 – 30		500 – 1500
Areia densa	30 – 50		1500 – 2500
Areia muito densa	> 50		> 2500
Argila mole		0 – 25	0 – 200
Argila firme		25 – 50	200 – 400
Argila rijá		50 – 100	400 – 800
Argila muito rijá		100 – 200	800 – 1600
Argila dura		> 200	> 1600

Notação:  $N_{SPT}$  – número de pancadas no ensaio SPT;  $s_u$  – resistência não drenada do solo;  $p_l$  – pressão limite de Ménard

Na zona linear desta fase (Fig. 13), é possível estimar o valor do módulo pressiométrico de Ménard,  $E_m$  (ver secção 5.1.).

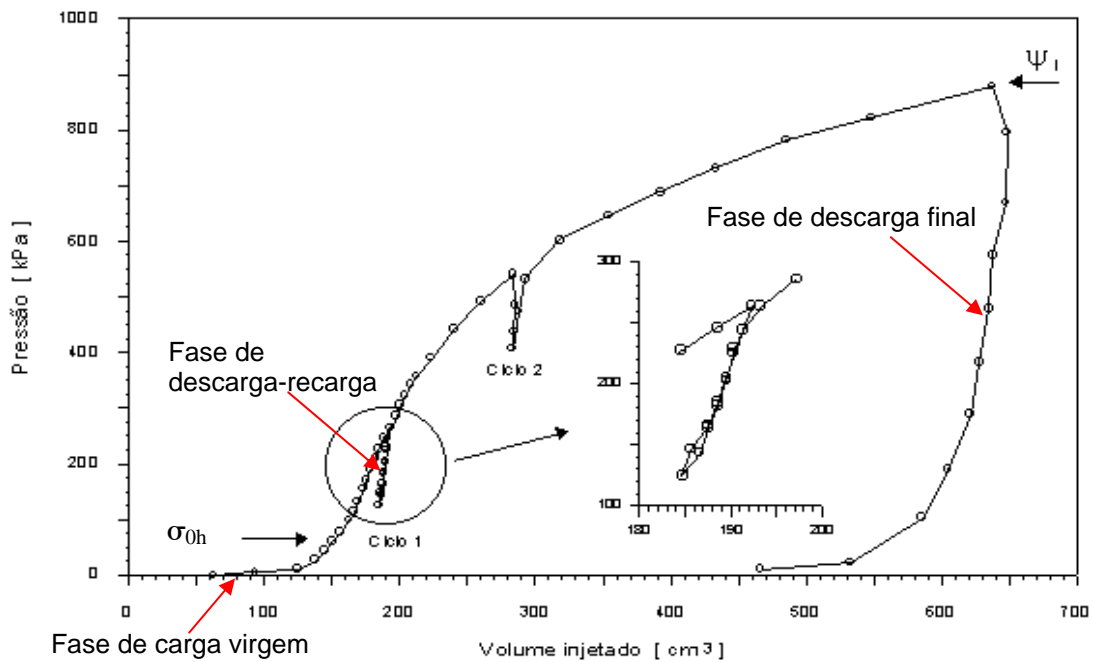


Fig. 13 - Fases do ensaio pressiométrico de Ménard [Schnaid, 2000]

Na Fig. 14 ilustra-se a detecção da cedência no solo através da diferença entre os volumes lidos aos 60 e 30 segundos,  $v_{60} - v_{30}$ . Esta começa a aumentar, de forma significativa, quando da plastificação do solo. Deste modo, é possível determinar o valor da pressão de cedência,  $p_y$ , também designada por pressão de fluência, devido ao facto de a diferença entre os dois volumes testemunhar a evolução no tempo da deformação sob pressão constante.

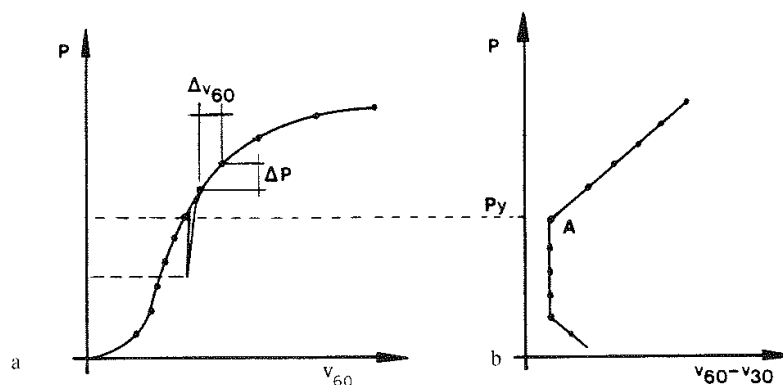


Fig. 14 - Procedimento de incremento de pressão do pressiómetro [Briaud, 1992]

### Fase de descarga-recarga

A fase de descarga-recarga tem como objectivo primordial a obtenção da rigidez de corte do solo na gama de distorção envolvida no ciclo. Nesta fase, as deformações induzidas deverão ser tão grandes quanto possível, devido às incertezas associadas à medição do volume. Desta forma, a fase de descarga-recarga deve iniciar-se a uma pressão próxima da pressão de cedência (Fig.

14) onde termina o troço linear da curva de ensaio, e a descarga deve dar-se até atingir uma pressão situada entre a tensão horizontal *in situ* ( $\sigma_{0h}$  na Fig. 13) e metade da pressão de cedência. O solo deverá ser descomprimido rapidamente num único passo, uma vez que, devido às incertezas na medição do volume, não é realista esperar obter valores do módulo de rigidez confiáveis para pequenas variações de pressão e de volume. A fase de recarga deverá ser feita passo a passo e a pressão e o volume lidos de 15 em 15 segundos, pelo menos.

É fundamental referir, também, que a fase de descarga-recarga não erradica os efeitos no valor do módulo de rigidez das perturbações introduzidas, no terreno ensaiado, pelo método de furação aplicado. Deste modo, o equipamento de furação deve ser correctamente seleccionado e o procedimento de furação deve ser executado de acordo com as normas para este tipo de ensaio (por exemplo, de acordo com [AFNOR, 2000]).

Em argilas, a amplitude de pressão para um ciclo de descarga-recarga deverá corresponder a duas vezes a resistência não drenada disponível, de modo a que o limite elástico da argila não seja excedido durante o ciclo de descarga-recarga.

Em areias, de acordo com Wroth [1982], aquela amplitude pode ser expressa por (em que  $\phi'$  corresponde ao ângulo de resistência ao corte e  $p'$  à tensão efectiva média no início da descarga):

$$\frac{2 \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} p'$$

### **Fase de descarga final**

Esta fase corresponde à descarga completa da sonda (cf. Fig. 13) e deverá também ser monitorizada com vista à determinação dos valores das propriedades do terreno, pois, na descarga, o efeito da perturbação deste devido à inserção do equipamento tem menor relevância.

Finalmente, e uma vez a sonda completamente despressurizada esta poderá ser retirada. De modo a evitar que a sonda fique agarrada ao solo, o que pode acontecer nomeadamente em argilas rijas, deverá utilizar-se lama em vez de água no processo de furação. Por outro lado, para evitar que haja desmoronamento do furo que impeça a retirada da sonda, principalmente em areias soltas, deve manter-se presente a lama com suficiente densidade.

Por último, e quanto à sequência de ensaios consecutivos num mesmo furo, estes devem ter um espaçamento mínimo de uma vez e meia o comprimento da parte expansível da sonda, variando entre 1 m e 3 m. De acordo com ASTM [2007], o furo só poderá ser executado numa só vez até à profundidade do ensaio mais profundo no caso de solos rijos ou rochas alteradas. Neste caso, os ensaios podem ser realizados continuamente não sendo necessário retirar a sonda entre ensaios. No entanto, ainda assim, será preferível executar o furo até à profundidade de cada ensaio, retirando a sonda entre ensaios, pois, caso se execute o furo numa só vez, não podendo o diâmetro do furo ser demasiado largo, isso poderá dificultar a retirada da sonda.

### 3.4. Grandezas a medir durante a calibração e o ensaio

Na Tabela 3 resume-se as variáveis lidas durante a calibração e no ensaio:

Tabela 3 - Variáveis lidas durante a calibração e no ensaio

Calibração		
Grandeza	Significado	Unidade
$v_1$	Volume devido a fugas (Fig. 9)	$\text{cm}^3$
$v_0$	Volume de referência ou volume inicial	$\text{cm}^3$
$v_2$	Volume perdido (Fig. 10)	$\text{cm}^3$
$v_3$	Volume injectado (compressibilidade do sistema) (Fig. 10)	$\text{cm}^3$
$v_4$	Volume injectado (pressão reactiva da membrana) (Fig. 11)	$\text{cm}^3$
$p_4$	Pressão reactiva da membrana (Fig. 11)	kPa

Ensaio		
Grandeza	Significado	Unidade
$p_r$	Pressão lida na unidade de controlo	kPa
$v_r$	Volume lido na unidade de controlo	$\text{cm}^3$

As grandezas medidas durante o ensaio deverão ser corrigidas de modo a obter a pressão corrigida que actua sobre a parede da cavidade ( $p_c$ ) e o volume corrigido da sonda ( $v_c$ ) (ver Fig. 15).

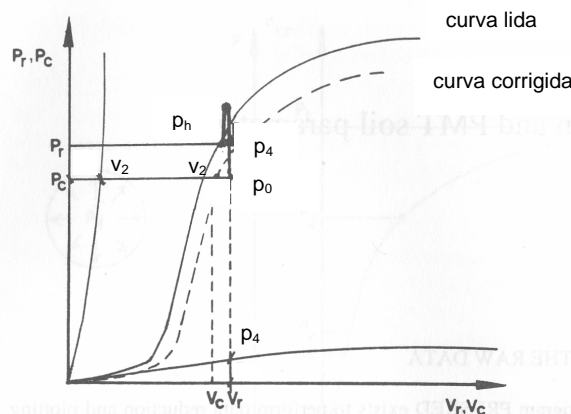


Fig. 15 - Curva medida e curva corrigida do ensaio pressiométrico de Ménard [Briaud, 1992]

As correcções a efectuar são as seguintes:

- Correcção da pressão devida à pressão hidrostática: adicionar à pressão  $p_r$  a pressão hidrostática  $p_h$  devida à coluna de água existente entre a unidade de controlo e a sonda localizada à profundidade de ensaio. Esta pressão  $p_h$  está aplicada na sonda mas não é efectivamente contabilizada no valor da pressão  $p_r$  lida na unidade de controlo.
- Correcção das leituras iniciais: subtrair o volume  $v_0$  e a pressão  $p_0$  às leituras brutas  $v_r$  e  $p_r$ , respectivamente. Estas leituras iniciais  $v_0$  e  $p_0$  são feitas à altura da célula de pressão da unidade de controlo, com o volume da sonda coincidente com o volume de referência, imediatamente antes de baixar a



sonda no furo de sondagem. Os valores de  $v_0$  e  $p_0$  tomam usualmente o valor zero. No entanto, devido a efeitos de variação de temperatura, entre outros, podem ser diferentes de zero e, nesse caso, é preferível corrigir os valores de  $v_r$  e  $p_r$  do que voltar a estabelecer o volume de referência do sistema.

- Correcção de volume devida à compressibilidade do sistema: subtrair ao volume  $v_r$  o volume  $v_2$ , correspondente à mesma pressão na curva de calibração. Como já foi referido, este volume  $v_2$  representa o volume perdido na expansão do sistema, não correspondendo a qualquer volume consumido na expansão da membrana, uma vez que, no momento da sua determinação, a sonda se encontra no interior do tubo de aço.

- Correcção de pressão devida à pressão reactiva da membrana: subtrair a pressão  $p_4$ , de acordo com a curva de calibração para a rigidez da membrana, à pressão  $p_r$ , lida durante o ensaio para o mesmo volume. Como já foi referido, esta pressão  $p_4$  não será exercida no solo, já que é equilibrada pela membrana e, portanto, não se transmite ao terreno.

Deste modo, os valores corrigidos  $p_c$  e  $v_c$  obtêm-se fazendo simplesmente:

$$p_c = p_r + p_h - p_0 - p_4 \quad (1)$$

$$v_c = v_r - v_0 - v_2 \quad (2)$$

A curva corrigida, assim obtida, deverá ser usada para o cálculo dos parâmetros que quantificam as propriedades dos solos.

#### 4. INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO COM PRESSIÓMETRO DE MÉNARD

A teoria da expansão de cavidade é particularmente relevante em Geotecnia. Trata do estudo da variação do estado de tensão, da pressão intersticial e dos deslocamentos causados pela expansão duma cavidade cilíndrica ou esférica. A interpretação do problema da cavidade cilíndrica possui especial relevância para o ensaio pressiométrico. Dele são conhecidas diversas soluções, distinguíveis entre si pelo tipo e pelas hipóteses de base: soluções algébricas ou numéricas, e soluções com ou sem assunção de linearidade mecânica e/ou geométrica.

As soluções algébricas do problema da expansão da cavidade cilíndrica radicam na admissão de algumas hipóteses simplificativas, concretamente: (1) que o terreno é um meio contínuo, homogéneo e isotrópico, (2) que o estado de tensão inicial é isotrópico, (3) que a cavidade tem comprimento infinito e (4) que a expansão se processa a taxa suficientemente lenta para permitir dissipação integral da variação da pressão intersticial induzida pela expansão (situação drenada). No âmbito destas hipóteses, a expansão duma cavidade cilíndrica em solos é um problema de valores de fronteira com simetria radial em torno do eixo vertical, por conseguinte abordável em termos de coordenadas cilíndricas  $(r, \theta, z)$ . As tensões principais correspondem à tensão radial  $(\sigma_{rr})$ , à tensão circunferencial  $(\sigma_{\theta\theta})$  e à tensão vertical  $(\sigma_{zz})$ , as quais podem ser escritas da seguinte forma:

$$\sigma_{rr} = \sigma_{0h} + \Delta\sigma_{rr} \quad (3)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \sigma_{0h} + \Delta\sigma_{\theta\theta} \quad (4)$$

$$\sigma_{zz} = \sigma_{0v} + \Delta\sigma_{zz} \quad (5)$$

onde  $\sigma_{0h}$  representa a tensão horizontal *in situ* e  $\sigma_{0v}$  a tensão vertical *in situ*. No referencial  $(r, \theta, z)$  as tensões de corte são identicamente nulas.

Na Fig. 16 esquematiza-se a direção das tensões principais, onde também se representam as máximas tensões de corte  $t_{\max 1}$ ,  $t_{\max 2}$  e  $t_{\max 3}$ , respectivamente, no plano horizontal, num plano vertical radial e num plano vertical normal ao anterior.

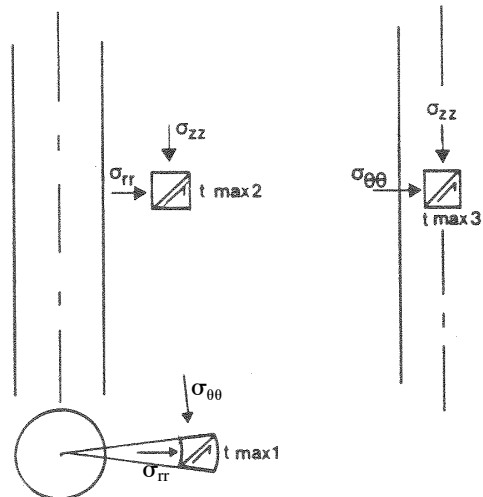


Fig. 16 - Definição das tensões principais [Briaud, 1992]

Os deslocamentos a considerar são os associados às direcções do referencial cilíndrico: o deslocamento radial ( $u$ ), o deslocamento circunferencial ( $v$ ) e o deslocamento vertical ( $w$ ) (ver Fig. 17). Os deslocamentos  $v$  e  $w$  são considerados nulos devido à hipótese de expansão cilíndrica infinita. A posição inicial dum ponto no solo indeformado (previamente ao ensaio) é totalmente definida pela distância radial ( $r$ ). A posição radial durante o carregamento é dada por:

$$\rho = r + u \quad (6)$$

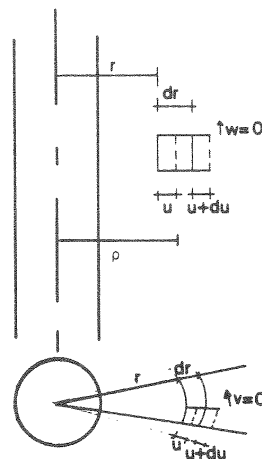


Fig. 17 - Definição dos deslocamentos [Briaud, 1992]

As extensões principais correspondem à extensão radial ( $\epsilon_{rr}$ ), à extensão circunferencial ( $\epsilon_{\theta\theta}$ ) e à extensão vertical ( $\epsilon_{zz}$ ), que podem ser escritas da seguinte forma, considerando pequenos deslocamentos:

$$\epsilon_{rr} = \frac{du}{dr} \quad (7)$$

$$\epsilon_{\theta\theta} = \frac{u}{r} \quad (8)$$

$$\epsilon_{zz} = 0 \quad (9)$$

O pressiómetro permite traçar a curva de tensão-deformação para o solo. A tensão radial ( $\sigma_{rr}$ ) é obtida directamente da pressão na membrana, após correcção. A extensão circunferencial é dada pela expressão (8), substituindo  $u$  por  $u_0$  e  $r$  por  $a_0$ , em que  $a_0$  representa o raio inicial do furo e  $u_0$  a sua variação. No caso de se considerar grandes deformações, a expressão (8) é substituída por:

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{1}{2} \left( \frac{\rho^2 - r^2}{r^2} \right) \quad (10)$$

Estes valores são obtidos das medições de volume durante o ensaio pressiométrico.

A equação de equilíbrio a verificar é:

$$\frac{d\Delta\sigma_{rr}}{d\rho} + \frac{\Delta\sigma_{rr} - \Delta\sigma_{\theta\theta}}{\rho} = 0 \quad (11)$$

As leis constitutivas de elasticidade linear permitem escrever:

$$\varepsilon_{rr} = \frac{1}{E} [\Delta\sigma_{rr} - \nu(\Delta\sigma_{\theta\theta} + \Delta\sigma_{zz})] \quad (12)$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{1}{E} [\Delta\sigma_{\theta\theta} - \nu(\Delta\sigma_{rr} + \Delta\sigma_{zz})] \quad (13)$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} [\Delta\sigma_{zz} - \nu(\Delta\sigma_{\theta\theta} + \Delta\sigma_{rr})] \quad (14)$$

Considerando a hipótese dos pequenos deslocamentos e as equações (7) a (9), (11) e (12) a (14) é possível obter a seguinte equação diferencial:

$$r^2 \frac{d^2u}{dr^2} + r \frac{du}{dr} - u = 0 \quad (15)$$

Resolvendo esta equação, tendo em conta as condições de fronteira ( $u = 0$  para  $r = \infty$  e  $u = u_0$  para  $r = r_0$ ), o deslocamento radial é dado por:

$$u = \frac{u_0 r_0}{r} \quad (16)$$

A partir da expressão anterior e de (7), (8) e (9) ficam definidos os campos de deformações. As extensões radial e circunferencial são simétricas, pelo que a deformação se processa a volume constante. Considerando a expressão (16) e as leis constitutivas adoptadas as variações de tensão, relativamente ao estado de tensão geo-estático, são dadas por,

$$\Delta\sigma_{rr}(r) = 2G\varepsilon_c \frac{a_0 a}{r^2}; \Delta\sigma_{\theta\theta}(r) = -\Delta\sigma_{rr}(r) \quad (17)$$

em que  $a$  corresponde ao raio da cavidade,  $a_0$  ao raio inicial e  $\varepsilon_c$  representa a extensão  $\varepsilon_{\theta\theta}$  na parede, denominada extensão da cavidade,

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{\theta\theta}(r = a_0) = \frac{1}{2} \frac{dV}{V_0} \quad (18)$$

Na parede da cavidade cilíndrica, é válida a seguinte expressão aproximada:

$$\Delta\sigma_{rr} \approx 2G\varepsilon_c \Leftrightarrow G = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\varepsilon_c} = V_0 \frac{dp}{dV} \quad (19)$$

Em domínio elástico, a solução do problema é clássica (Timoshenko e Goodier, 1970):

$$\sigma_{rr}(r) = \sigma_{0h} + (p - \sigma_{0h}) \left(\frac{a}{r}\right)^2; \quad \sigma_{\theta\theta}(r) = \sigma_{0h} - (p - \sigma_{0h}) \left(\frac{a}{r}\right)^2; \quad u(r) = \frac{p - \sigma_{0h}}{2G} \left(\frac{a}{r}\right)^2 r \quad (20)$$

Diversas soluções algébricas podem ser encontradas na bibliografia para a expansão elasto-plástica da cavidade recorrendo ao critério de Mohr-Coulomb (M-C). Na sua grande maioria é admitida a hipótese dos pequenos deslocamentos, impondo que o deslocamento radial da parede da cavidade  $u(r=a)$  seja pequeno em comparação com o raio inicial  $a_0$ . Neste grupo podemos encontrar as soluções de Vesic [1972], Hughes *et al.* [1977] e Carter *et al.* [1986]. O terreno é assumido como sendo isotrópico, elasto-perfeitamente plástico com critério de cedência M-C. Previamente à cedência-plastificação o comportamento elástico segue a lei de Hooke.

A curva experimental do ensaio é uma curva de tensão-extensão que relaciona a tensão radial na parede do furo (tomada como igual à pressão corrigida na sonda) com a extensão circunferencial na parede do furo (obtida com base nas medições de volume durante o ensaio). Os valores das pressões e das tensões são valores corrigidos, que resultam das calibrações efectuadas. No eixo das abcissas é preferível utilizar valores de extensão circunferencial e não de variação de volume, pois desse modo é possível comparar directamente resultados de pressiómetros de diferentes dimensões.

No pressiómetro de Ménard obtém-se uma curva de ensaio com a forma de S, cuja parte inicial da curva corresponde à fase de enchimento da membrana, para encosto na parede do furo e para ultrapassar a resistência provocada por lama eventualmente utilizada na furação. A expansão inicial da sonda é função do estado do terreno, na situação posterior ao alívio de tensão no pré-furo, dependendo naturalmente do grau de perturbação introduzido. A parte subsequente da curva representa a verdadeira resposta do terreno, em que se dá a deformação da cavidade com um trecho inicial aproximadamente linear de comportamento pseudo-elástico, seguido da evolução das deformações com plastificação progressiva. Entra-se, depois, na fase última de plastificação, em que a extensão circunferencial aumenta de forma contínua para um valor de pressão aplicada praticamente constante.

Na Fig. 18 ilustra-se diversos tipos de curvas, dependendo das condições de ensaio. A curva (a) corresponde a um ensaio que decorreu com sucesso. Ao invés, as restantes curvas correspondem a ensaios malogrados, em que não

foi atingida a plastificação – nível de deformação elevado – pretendida do terreno, já que:

- na curva (b), a pressão máxima da sonda foi insuficiente para causar a cedência do solo, o que acontece quando se ensaia rocha;
- na curva (c), a membrana rebentou devido a danos causados durante a instalação ou, durante o ensaio, devido a irregularidades pontuais no terreno;
- na curva (d), a cavidade era demasiado larga e o pressiómetro esgotou o campo de expansão após o início da pressurização;
- na curva (e), a cavidade era demasiado larga e o pressiómetro esgotou o campo de expansão sem sequer desenvolver pressão sobre o terreno.

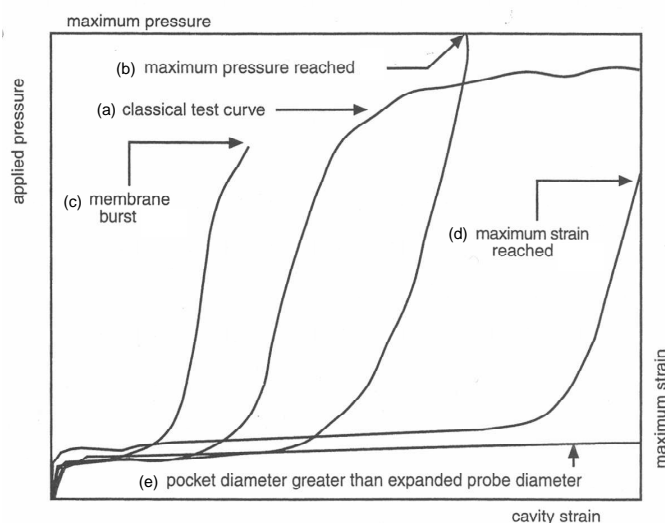


Fig. 18 - Efeitos da instalação e condições do solo na forma da curva do ensaio (adaptado de Clarke [1997a])

A forma da curva dum ensaio terminado com sucesso é influenciada pelas características do terreno, descritas de forma quantitativa pelos parâmetros das leis constitutivas adoptadas. O declive que se segue à parte inicial da curva depende da rigidez do solo para pequenas deformações, a curvatura na zona de transição depende do índice de rigidez (razão entre o módulo de distorção e a resistência não drenada), enquanto que o declive final da curva na fase de carga depende da resistência do solo. O valor médio da tensão isotrópica no decurso do ensaio é obviamente controlado pela tensão horizontal.

Nos ensaios em argilas saturadas pode ser assumido um comportamento não drenado, ou seja, sem variação de volume do terreno. A argila pode ser modelada com um comportamento linear elástico perfeitamente plástico, o que permite obter directamente a rigidez e a resistência não drenada da argila.

A rigidez é normalmente obtida a partir do declive dum ciclo de descarga-recarga, pois, como já se viu, a fase inicial da curva do pressiómetro é influenciada pela perturbação do solo. O declive pode ser calculado a partir do ramo de descarga ( $G_u$  na Fig. 19), usando a extensão máxima como origem, ou a partir do ramo de recarga ( $G_r$  na Fig. 19), usando a extensão mínima do laço histerético como origem, sendo aconselhável usar o ramo de recarga, por

assim se obterem resultados mais consistentes. Para a definição da curva  $G$  versus  $\Delta\gamma_c$ , deverão ser calculados sucessivamente valores de  $G_u$  ou de  $G_r$  para diferentes valores de  $\Delta\gamma_c$  (variação de  $\gamma_c$  relativamente ao ponto de início da descarga ou recarga, respectivamente) considerados ao longo da descarga ou da recarga para cada ciclo. O declive médio do laço histórico permite definir o módulo secante médio do ciclo de descarga-recarga  $G_{ur}$ .

Esta rigidez deve ser entendida como do tipo secante, permitindo prever, por exemplo, o assentamento numa fundação, seleccionando adequadamente o domínio de extensões em que é determinada – tipicamente entre 0.1% e 0.2% para o terreno de fundação de estruturas, na situação de serviço.

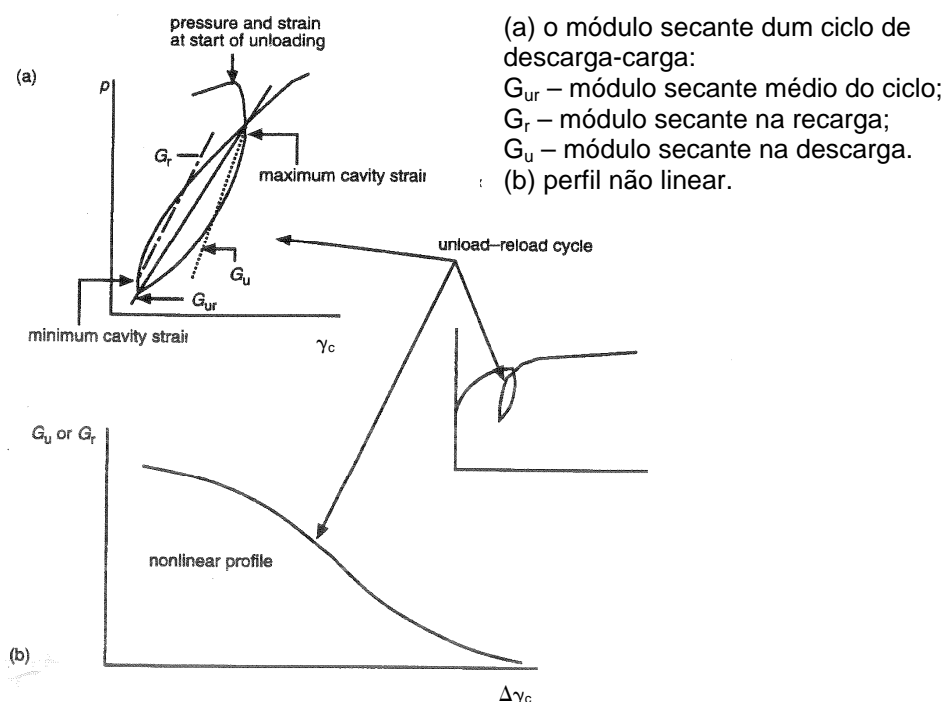


Fig. 19 - Rigidez obtida a partir de um ciclo de descarga-recarga [Clarke, 1997a]

É de notar que o comportamento real do solo, que inclui fenómenos diferidos no tempo como a fluência, implica maior complexidade na determinação de um módulo para um ciclo descarga-recarga num ensaio pressiométrico.

A parte final da fase de carga da curva (pressão versus extensão volumétrica) é linear, atingindo-se um valor de pressão aplicada próximo da pressão correspondente à extensão da membrana na rotura,  $p_{lu}$ . É de notar que, no caso das argilas, a curva tem uma transição mais brusca antes de se atingir esta pressão. Não depende do aumento da pressão média induzida pela expansão do pressiómetro e, logo, quanto mais sobreconsolidada for a argila mais facilmente identificável se torna a transição referida. A Fig. 20 ilustra este comportamento:

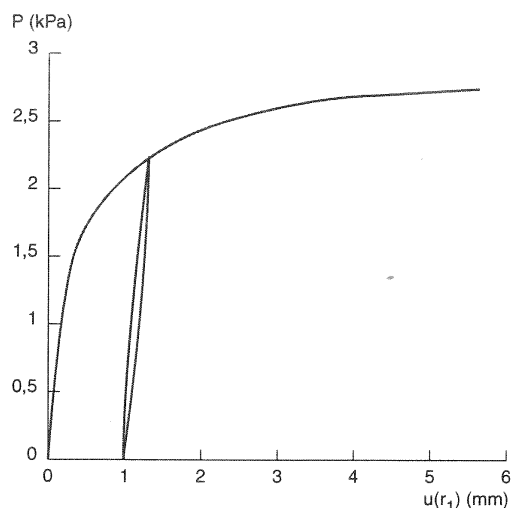


Fig. 20 - Simulação da curva pressão radial – deslocamento radial para argilas [Combarieu et al., 2001]

Nos ensaios em areias assume-se comportamento drenado, ou seja, que há variação de volume do solo associada com a expansão da membrana. O módulo de distorção é obtido dum ciclo de descarga-recarga, de forma idêntica à anteriormente exposta para o caso dos ensaios em argilas, assumindo comportamento elástico da areia. Este módulo depende da tensão média efectiva na areia, aumentando, numa forma não linear, com esta e com a expansão da membrana. O diagrama que se obtém é semelhante ao da Fig. 21, que representa uma simulação numérica dum ensaio admitindo um comportamento elástico perfeitamente plástico da areia.

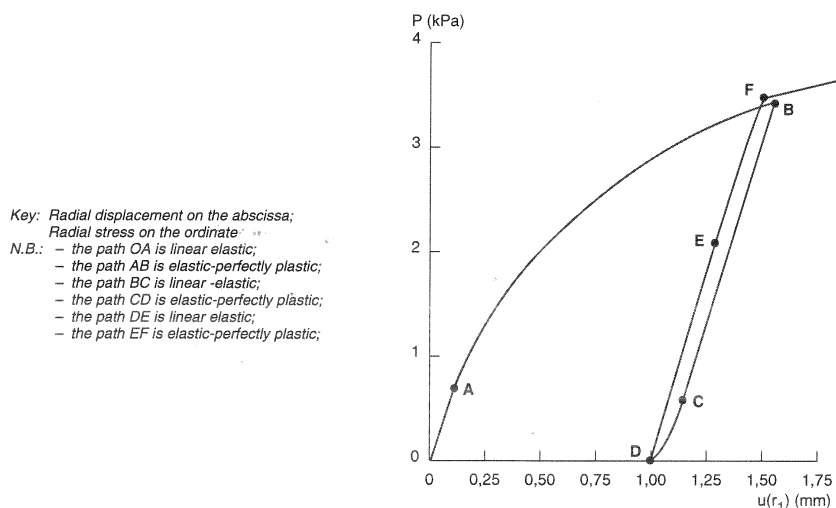


Fig. 21 - Simulação da curva pressão radial – deslocamento radial para areias [Combarieu et al., 2001]

Ainda no caso das areias, a curva apresenta-se mais suave, tornando a identificação da pressão correspondente à extensão da membrana na rotura,  $p_{lu}$ , mais difícil. Isto porque as areias são um material friccional cuja resistência ao corte depende da tensão normal no plano de rotura. O pressiómetro, ao expandir, induz tensões de corte na areia, mas também aumenta a tensão média e, conseqüentemente, a resistência da areia. Logo quanto maior a expansão do pressiómetro, maior a resistência da areia.



## 5. O MÉTODO DIRECTO DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DIRECTAS, INDIRECTAS E ANCORAGENS

### 5.1. Introdução

As propriedades exibidas pelo terreno durante um ensaio pressiométrico são função do estado de tensão *in situ*, da história de tensões e da trajetória de tensões, bem como do tipo de terreno e da velocidade de carregamento. A escolha do método de interpretação do ensaio influencia também a percepção do utilizador quanto a essas propriedades. Além disso, as propriedades obtidas são afectadas pelo processo de instalação da sonda. Resumem-se, na Tabela 4, os procedimentos de instalação e de ensaio e as condições do terreno que afectam os resultados do ensaio pressiométrico:

Tabela 4 - Instalação, condições de ensaio e condições do terreno que afectam os resultados do ensaio pressiométrico (adaptado de Clarke [1997a])

Operação	Factores	Efeito
Instalação	Pré-furo	- redução da tensão <i>in situ</i>
		- amolecimento do solo adjacente à sonda
		- erosão das camadas mais brandas
- cavidade não cilíndrica		
	Alinhamento da sonda (verticalidade)	- expansão não cilíndrica
	Tipo de terreno	- condições de drenagem desconhecidas
Condições do terreno	Anisotropia	- expansão não cilíndrica
	Descontinuidades	- meio não contínuo
	Variação do tipo de solo na secção de ensaio	- os deslocamentos variam ao longo da membrana
Condições de ensaio	Comprimento da membrana	- as extremidades restringidas tendem para expansão esférica
	Fendas de tracção a profundidades pequenas	- formação de descontinuidades
	Fendas de tracção em solos fortemente sobreconsolidados	- formação de descontinuidades
	Velocidade de ensaio	- propriedades do solo dependentes da velocidade de ensaio
		- drenagem parcial
	Sondas de variação volumétrica	- valor médio da expansão
Sondas de deslocamento radial	- valor da expansão na posição dos transdutores	

Consequentemente, a maioria dos métodos de dimensionamento baseia-se em formulações teóricas modificadas de forma empírica, de modo a ter em conta estes factores específicos de cada ensaio e obter uma boa aproximação ao comportamento real do terreno. Assim sendo, as regras de dimensionamento de Ménard, que se descrevem em seguida, devem ser utilizadas apenas para ensaios do tipo PBP. Os parâmetros que quantificam as propriedades do solo, obtidos do ensaio, poderão ter de ser modificados se se pretender usá-los em fórmulas de dimensionamento baseadas noutros métodos de ensaio.

Os métodos empíricos baseiam-se em correlações com os parâmetros que se obtêm do ensaio: módulo pressiométrico de Ménard ( $E_m$ ) e pressão limite ( $p_l$ ).

No caso particular do pressiómetro de Ménard, o módulo  $E_m$  é definido a partir do declive da parte linear da curva entre a resposta elástica e a cedência (Fig. 22). Nesta zona de pressões a variação de volume com os incrementos de pressão é mínima.

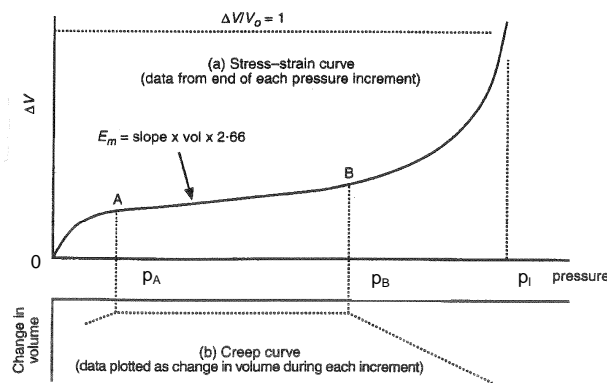


Fig. 22 - Curva pressão radial – deslocamento radial para areias [Clarke, 1997a]

No cálculo do valor de  $E_m$  pode-se, então utilizar a seguinte expressão [ISO, 2005]:

$$E_m = 2(1 + \nu) \left[ v_0 + \left( \frac{\Delta v_A + \Delta v_B}{2} \right) \right] \left( \frac{p_B - p_A}{\Delta v_B - \Delta v_A} \right) \quad (21)$$

em que  $\nu$  corresponde ao coeficiente de Poisson, tomado usualmente igual a 0.33 pelo que a expressão pode ser simplificada para:

$$E_m = 2.66 \left[ v_0 + \left( \frac{\Delta v_A + \Delta v_B}{2} \right) \right] \left( \frac{p_B - p_A}{\Delta v_B - \Delta v_A} \right) \quad (22)$$

As expressões do método directo de cálculo apresentadas pressupõem o cálculo de  $E_m$  de acordo com (22), ou seja considerando  $\nu = 0.33$ .

O ensaio pressiométrico pode ser interpretado com um ensaio de carga *in situ* que permite obter uma curva de resposta do solo, a qual, por sua vez, pode ser usada para simular o comportamento de uma fundação superficial. É possível identificar algumas semelhanças entre as duas situações. Os vectores de deslocamento no solo sob uma fundação verticalmente carregada são semelhantes aos criados por uma expansão numa cavidade, na medida em que eles radiam a partir da fundação. O perfil de variação de tensão vertical com a distância vertical a uma fundação é semelhante à variação do acréscimo de pressão radial em torno numa cavidade cilíndrica em expansão. Deste modo, a capacidade resistente numa fundação superficial emula a pressão limite medida num ensaio de pressiómetro. É este o princípio do método directo de dimensionamento, que será abordado em seguida.

O método directo de dimensionamento é baseado em formulações teóricas da expansão da cavidade e na sua análise numérica, com algumas modificações para ter em conta o comportamento real das estruturas.

O denominado método de Ménard baseia-se nos resultados dos ensaios com 3 células de expansão do tipo variação volumétrica. A capacidade resistente última da fundação está relacionada com a pressão limite,  $p_l$ , enquanto que o módulo pressiométrico,  $E_m$ , tem relevância para a estimativa de assentamentos.

Um factor  $k$  (factor de capacidade resistente pressiométrico) relaciona a capacidade resistente última da fundação com a pressão limite. Este factor depende das condições do solo, da profundidade e forma da fundação e do método de construção.

O assentamento estimado de uma fundação é função do módulo pressiométrico, do aumento de tensão média devido ao carregamento da fundação e de um factor de forma que depende das dimensões da fundação e das condições do solo.

Em cada furo de sondagem são realizados vários ensaios de pressiómetro, que permitem construir um perfil de resultados, a partir do qual se determina a pressão limite média e o módulo pressiométrico médio na zona de influência da carga introduzida através da fundação. Deste modo, é tida em conta a variação de propriedades com a profundidade. No entanto, em alguns casos, como no de estacas a funcionar por ponta, um ensaio, no máximo dois, poderão ser suficientes já que a zona de influência tem, tipicamente, espessura inferior ao espaçamento típico dos ensaios do pressiómetro.

## 5.2. Fundações directas

A capacidade resistente última duma fundação carregada verticalmente, em semi-espaco infinito ideal e com a carga centrada, pode ser estimada por:

$$q_u = k(p_{le} - \sigma_{0h}) + \sigma_{0v} \quad (23)$$

onde o significado dos símbolos é o seguinte:

$p_{le}$  – pressão limite média de resultados de ensaios numa profundidade de  $1.5B$  em relação à fundação de largura  $B$ , calculada como igual à média geométrica dos diversos valores de  $p_l$ , isto é,  $p_{le} = \sqrt[n]{p_{1,1} \times p_{1,2} \times \dots \times p_{1,n}}$  ;

$\sigma_{0h}$  – tensão total horizontal;

$\sigma_{0v}$  – tensão total vertical ao nível da base da fundação;

$k$  – factor correctivo, dado pela Tabela 5, podendo variar entre 0.8, para fundações à superfície, e 1.8, para fundações em profundidade em rocha branda (depende das dimensões da fundação,  $B$  e  $L$ , da profundidade da fundação,  $D$ , e do tipo de terreno).

Tabela 5 - Valores de k (fundações directas) (adaptado de Clarke [1997b])

Tipo de terreno	$p_{le}$ (MPa)	k
Argila e silte	<0.7	$0.8 \left[ 1 + 0.25 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
	1.2-2	$0.8 \left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
	>2.5	$0.8 \left[ 1 + 0.50 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
Areia e cascalho	<0.5	$\left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
	1.0-2.0	$\left[ 1 + 0.50 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
	>2.5	$\left[ 1 + 0.80 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
Calcário brando ( <i>chalk</i> )		$1.3 \left[ 1 + 0.27 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
Marga e rocha alterada		$\left[ 1 + 0.27 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$

O valor de k pode também ser dado pelo ábaco da Fig. 23 para fundações quadradas e circulares [Briaud, 1992] em função da profundidade de fundação equivalente  $H_e$ , sendo que, para fundação corrida, se deve dividir o seu valor por 1.2.

O valor da profundidade de fundação equivalente obtém-se a partir da seguinte expressão:

$$H_e = \frac{1}{p_{le} - \sigma_{0h}} \sum_i^n \Delta z_i (p_{l,i} - \sigma_{0h}) \quad (24)$$

onde os símbolos têm o seguinte significado:

$p_{l,i}$  - pressão limite obtida no ensaio à profundidade  $z_i$  entre a superfície e o nível de fundação;

$\Delta z_i$  - espessura da camada elementar na qual se realizou o ensaio pressiométrico para obter  $p_{l,i}$ .

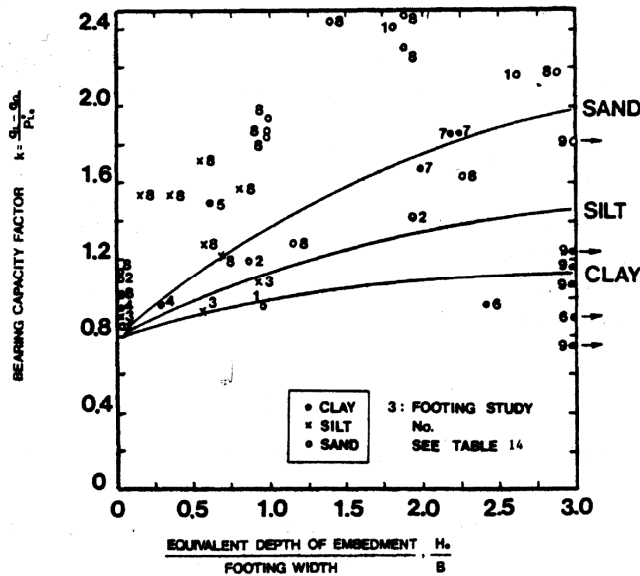


Fig. 23 - Ábaco para obter o valor de k para fundações quadradas ou circulares [Briaud, 1992]

O assentamento numa fundação directa é função do aumento das tensões isotrópica e deviatóricas. Por outro lado, as rigidezes isotrópica e deviatórica mobilizadas estão relacionadas com o módulo pressiométrico. O assentamento a longo prazo,  $s$ , devido a uma tensão de contacto,  $q$ , é dado por [Ménard et al., 1962]:

$$s = (q - \sigma_{0v}) \left[ \frac{1.33}{3E_d} 0.6 \left( \lambda_d \frac{B}{0.6} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{4.5E_c} B \lambda_c \right] \quad (25)$$

Nesta equação a primeira parcela corresponde ao assentamento causado pelas componentes deviatóricas do incremento de tensão, a segunda é causada pela componente isotrópica. Os restantes símbolos têm o seguinte significado:

$B$  – largura da fundação (em metros);

$(q - \sigma_{0v})$  – aumento da tensão de contacto ao nível da fundação;

$E_d$  – módulo pressiométrico na zona de influência do tensor deviatórico (zona até profundidade significativa sob a fundação: módulo equivalente calculado com base na média harmónica dos módulos obtidos no ensaio com pressiómetro em 16 camadas de  $B/2$  de espessura).

A expressão que nos dá o valor de  $E_d$  é baseada numa distribuição assumida de extensões:

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{4} \left( \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3/5}} + \frac{1}{2.5E_{6/8}} + \frac{1}{2.5E_{9/16}} \right) \quad (26)$$

em que  $E_n$  é o módulo pressiométrico correspondente à camada  $n$  e  $E_{p/q}$  é a média harmónica dos módulos das camadas  $p$  a  $q$ :

$$\frac{q - p + 1}{E_{p/q}} = \sum_{n=p}^q \frac{1}{E_n} \quad (27)$$

$E_c$  – módulo pressiométrico na zona de influência do tensor isotrópico (zona imediatamente sob a fundação: módulo obtido do ensaio na camada superficial com  $B/2$  de espessura);

$\lambda_d$  e  $\lambda_c$  – coeficientes de forma (cf. Fig. 24);

$\alpha$  - coeficiente que depende do tipo de solo (cf. Tabela 6).

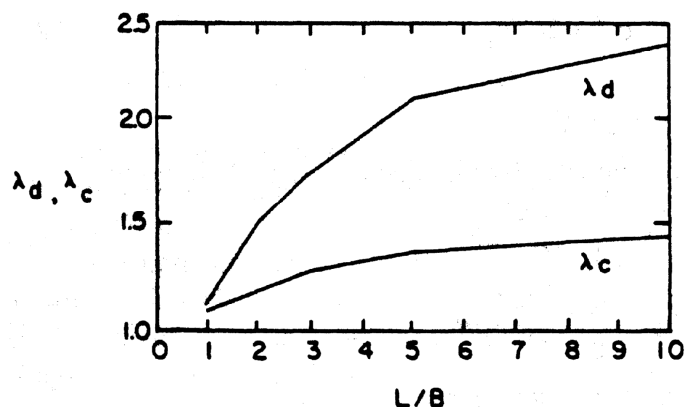


Fig. 24 - Coeficientes de forma  $\lambda_d$  e  $\lambda_c$  [Briaud, 1992]

Tabela 6 - Valores do coeficiente  $\alpha$  (adaptado de Briaud [1992])

Tipo de terreno	Orgânico		Argila		Silte		Areia		Areia e cascalho	
	$\frac{E_m}{p_{le} - \sigma_{0h}}$	$\alpha$	$\frac{E_m}{p_{le} - \sigma_{0h}}$	$\alpha$	$\frac{E_m}{p_{le} - \sigma_{0h}}$	$\alpha$	$\frac{E_m}{p_{le} - \sigma_{0h}}$	$\alpha$	$\frac{E_m}{p_{le} - \sigma_{0h}}$	$\alpha$
Sobre-consolidado			>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalmente consolidado	qualquer	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sub-consolidado			7-9	1/2		1/2		1/3		1/4
Rocha	Muito fracturada $\alpha = 1/3$		Outro $\alpha = 1/2$		Pouco fracturada ou muito alterada $\alpha = 2/3$					

A expressão (25) resulta da consideração da parcela elástica do assentamento, corrigida para ter em consideração o efeito de escala da fundação e a magnitude do módulo pressiométrico. Por sua vez, na expressão (21) o módulo pressiométrico é obtido usando um coeficiente de Poisson correspondente a condições drenadas

### 5.3. Estacas carregadas axialmente

A resistência de uma estaca carregada axialmente é função da resistência de ponta da estaca e da resistência lateral. A resistência de ponta pode ser dada pela equação (23), usando os valores de  $k$  dados pela Tabela 7 (variam entre 1.1 e 4.2):

Tabela 7 - Valores de k (estacas carregadas axialmente) (adaptado de Clarke [1997b])

Tipo de terreno	$p_{le}$ (MPa)	Estacas construídas sem deslocamento ou com pequeno deslocamento	Estacas construídas com grande deslocamento
Argila e silte	<0.7	1.1	1.4
	1.2-2	1.2	1.5
	>2.5	1.3	1.6
Areia e cascalho	<0.5	1.0	4.2
	1.0-2.0	1.1	3.7
	>2.5	1.2	3.2
Calcário brando ( <i>chalk</i> )	<0.7	1.1	1.6
	1.0-2.5	1.4	2.2
	>3.0	1.8	2.6
Margas	1.5-4.0	1.8	2.6
	>4.5	1.8	2.6

Neste caso,  $p_{le}$  é a pressão limite média de resultados de ensaios num comprimento situado a menos de  $1.5B$  da ponta da estaca de diâmetro  $B$ . O factor de capacidade resistente deverá ser ajustado se o solo sob a estaca não for homogéneo ou se a penetração da estaca no estrato resistente for insuficiente para mobilizar a totalidade da resistência por ponta (se penetrar no estrato resistente um comprimento inferior a um valor limite entre  $2B$  a  $3B$ ).

Relativamente à resistência lateral da estaca, esta depende do tipo de estaca, da pressão limite e do tipo de solo. Pode variar entre 0, para argilas moles e areias soltas, e 300 kPa, para rocha muito branda ou fracturada. Esta resistência pode ser estimada conforme as curvas representadas na Fig. 25, escolhidas caso a caso de acordo com o tipo de estaca e as condições do terreno, segundo a Tabela 8, na qual são dadas indicações para a interpretação das legendas A a G da Fig. 25. Esta estimativa excede, em geral, os valores medidos em cerca de 20%.

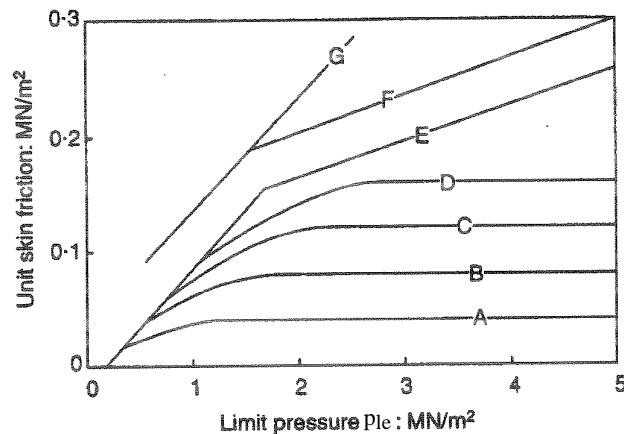


Fig. 25 - Resistência lateral de estacas em função da pressão limite média [Clarke, 1997b]

Tabela 8 - Selecção da curva de dimensionamento (adaptado de Briaud [1992])

Tipo de terreno \ Tipo de estaca	Argila e silte	Areia	Cascalho	Calcário	Marga	Outra rocha alterada ou fracturada
Moldada	A, B (5), C (6)			C, F (5)	D, E (5)	F
Moldada, com lama bentonítica	A	A (9), B	B (9), C	C, F (5)	D, E (5)	F
Moldada, com molde recuperável	A, B (7)	A (9), B	B (9), C	C, D (7)	D	
Moldada, com molde perdido	A	A	B	B	C	
Estaca-pegão com molde recuperável	B, C (8)			D	E	F
Cravada (de aço) (1)	A, B (8)	B	C	D	D	D
Cravada (de betão)	B	C	C	D	D	D
Moldada, obturada na ponta (2)	B	B	C	D	D	
Cravada (perfil metálico) (3)	B	C	D	E	D	
Injectada (baixa pressão)	B	C	C	E	E	F
Injectada (pressão elevada) (4)	E	E	F	F	F	G (10)

(1) Tubo metálico obturado na ponta;

(2) O tubo moldador é recuperado, excepto a ponta, depois do enchimento com betão;

(3) Estaca de aço constituída por perfil H ou tubo com uma peça na ponta com maiores dimensões que as da estaca. O espaço entre a estaca e o terreno é preenchido por calda de cimento;

(4) Injecção repetida e selectiva a baixa pressão;

(5) Alargamento do furo e colocação de armadura antes da betonagem;

(6) Alargamento do furo e colocação de armadura antes da betonagem (em argilas muito rijas,  $p_e > 1.5$  MPa);

(7) Sem torção do molde;

(8) Argilas rijas ( $p_e > 1.5$  MPa);

(9) Estacas longas (com comprimento superior a 30 m);

(10) Injecção repetida e selectiva a baixa pressão e com calda adequada ao maciço fracturado. Especialmente recomendado em micro-estacas (realização obrigatória de ensaios de carga).

O assentamento é estimado usando um método de transferência de carga, baseado num modelo elástico bi-linear ou num modelo elasto-plástico. Deste modo, é possível obter curvas que relacionam a transferência de carga com o movimento da estaca, tanto para a ponta, como para a superfície lateral da estaca, sendo que o declive dos troços dessas curvas é estimado a partir do módulo pressiométrico. Um exemplo destas curvas é apresentado na Fig. 26 ( $q_{m\acute{a}x}$  obtém-se da equação (23) e  $f_{m\acute{a}x}$  da Fig. 25).



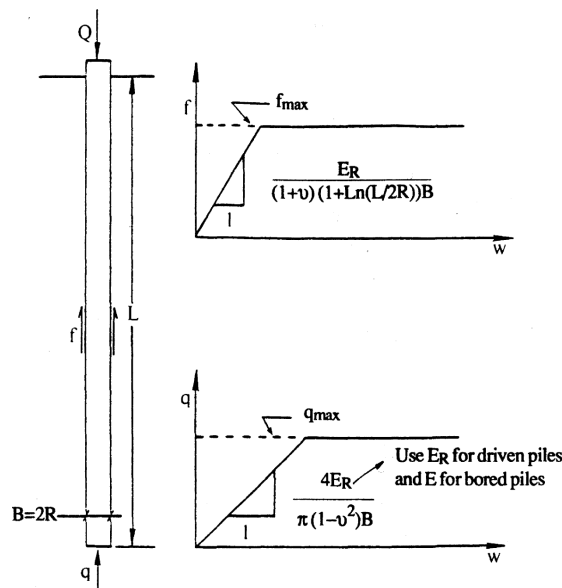


Fig. 26 - Curvas de transferência de carga ( $E$  – módulo pressiométrico;  $E_R$  – módulo de deformabilidade obtido na recarga dum ciclo de descarga-recarga) [Briaud, 1992]

#### 5.4. Estacas carregadas horizontalmente

A direcção de carregamento num pressiómetro produz padrões de deformação no terreno semelhantes aos de um elemento duma estaca carregada horizontalmente.

Os ensaios devem ser realizados com um pequeno espaçamento relativo desde a proximidade da superfície e até uma profundidade correspondente a vinte diâmetros da estaca ou ao comprimento da estaca, o que for menor.

No caso de uma estaca moldada, a resistência frontal (correspondente à resistência do terreno frontal à estaca) pode ser estimada por:

$$Q = p_{1e} B S_{(Q)} \quad (28)$$

onde  $B$  é o diâmetro ou largura da estaca e  $S_{(Q)}$  é um factor de forma que tem o valor de 1, para estacas quadradas, e de  $\pi/4$  para estacas circulares (cf. Fig. 27).

O deslocamento transversal ao longo da estaca pode ser dado, com base nos ensaios pressiométricos realizados, por:

$$y = y_p \frac{B}{2R_p} \quad (29)$$

em que  $y_p$  corresponde ao aumento do raio da cavidade e  $R_p$  corresponde ao raio inicial da cavidade no solo no ensaio pressiométrico.

Relativamente à resistência lateral, esta pode ser estimada por:

$$F = \tau_{\text{solo}} B S_{(F)} \quad (30)$$

em que  $B$  é o diâmetro ou largura da estaca,  $S_{(F)}$  é um factor de forma que toma o valor de 2, para estacas quadradas, e de 1, para estacas circulares, e  $\tau_{\text{solo}}$  é a resistência tangencial na interface solo-estaca (Fig. 27). A curva  $\tau_{\text{solo}}$  vs  $y_p/R_p$  é obtida aplicando o método da tangente (ver capítulo 6) à curva de recarga do ensaio pressiométrico [Baguelin et al., 1978].

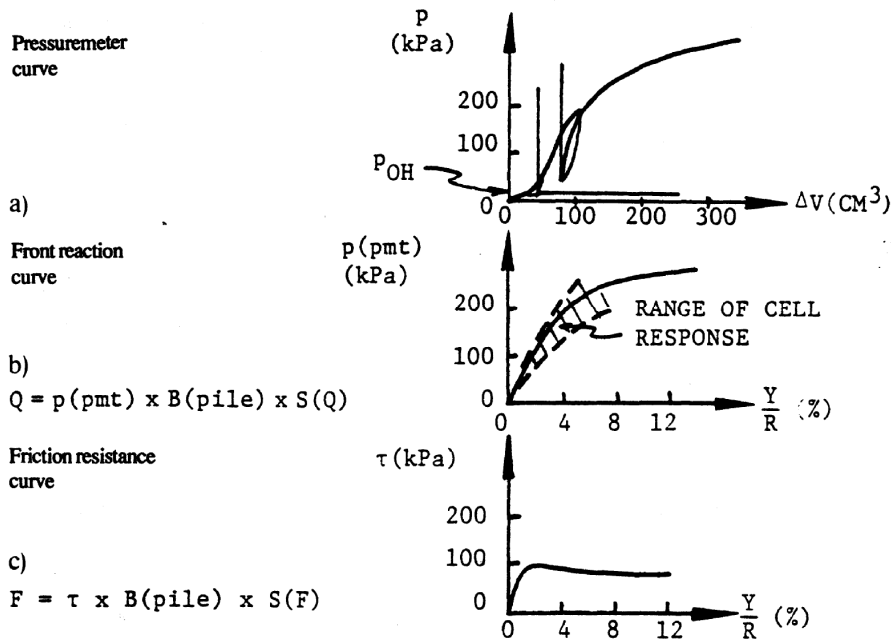


Fig. 27 - Curvas Q-y e F-y obtidas da curva do pressiómetro [Briaud, 1992]

As curvas do ensaio pressiométrico devem ser corrigidas tendo em conta as curvas de calibração e a profundidade crítica do pressiómetro,  $z_c$ , pois a formulação apresentada é aplicável numa zona do solo a partir da qual já não se sinta a influência da superfície livre, ou seja, abaixo de  $z_c$  (de acordo com [Baguelin et al., 1978] esta profundidade será de, pelo menos, 2 m em areias e 1 m em argilas). Acima desta profundidade a resistência terá de ser reduzida. Na Fig. 28, apresenta-se o factor de redução a utilizar na correcção da curva Q-y para profundidades inferiores a  $z_c$ .

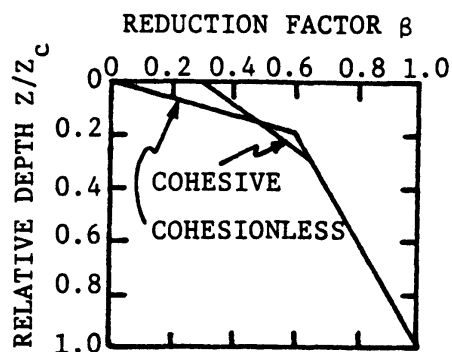


Fig. 28 - Factor de redução a utilizar na correcção da curva Q-y [Briaud, 1992]

A curva correspondente à resistência vs deslocamento é dada pela soma das curvas Q-y e F-y, sendo que no caso das estacas curtas será ainda conveniente ter em conta o atrito na base.

Numa outra formulação [Clarke, 1997b], a resistência à deformação,  $p_d$ , também pode ser determinada usando o módulo de reacção,  $k_s$ , que é função do módulo pressiométrico, do diâmetro da estaca e das condições do solo, segundo a equação:

$$p_d = k_s y \quad (31)$$

onde  $y$  é a deformação lateral da estaca. A resistência  $p_d$  é igual a  $0.5p_{le}$  à superfície e aumenta até  $p_{le}$  a uma profundidade de  $2B$ , em areias, e de  $4B$ , em argilas, onde  $B$  é o diâmetro da estaca. O módulo de reacção,  $k_s$ , é dado por

$$\frac{1}{k_s} = 1.2 \left[ \frac{(4.42B)^\alpha}{9E_m} \right] + \frac{\alpha B}{6E_m} \quad (32)$$

em que  $\alpha$  é um coeficiente que depende do tipo de terreno, dado pela Tabela 6.

Para outros tipos de estacas, como as estacas cravadas, outros tipos de pressiómetro serão mais adequados para simular o processo construtivo. Uma possibilidade alternativa será expandir o pressiómetro uma primeira vez para simular a cravação da estaca e depois proceder a um ciclo de descarga-recarga, sendo que a curva Q-y deverá, neste caso, ser construída a partir da curva de recarga do ciclo (cf. Fig. 26).

## 5.5. Ancoragens

Na execução de uma ancoragem, a pressurização da calda gera efeitos assimiláveis à realização de um ensaio com o pressiómetro de Ménard na medida em que, após a furação no terreno, é injectada calda sob pressão (analogamente à expansão da cavidade). O atrito no bolbo da ancoragem é função do tipo de terreno e da pressão limite.

O primeiro passo no dimensionamento de uma ancoragem é a determinação da sua direcção e da carga  $T$  de projecto, em função das pressões actuaes na estrutura, do espaçamento das ancoragens e do processo construtivo.

O segundo passo consiste na determinação da secção e do comprimento livre da ancoragem. Finalmente, haverá que determinar o comprimento do bolbo de selagem. A carga última na ancoragem é dada pela soma da resistência lateral dos vários troços do bolbo de selagem:

$$T = \pi \sum \beta a_p q_{si} L_i \quad (33)$$

onde os símbolos têm o seguinte significado:

$L_i$  - comprimento de um troço da ancoragem;

$a_p$  - diâmetro do furo;

$\beta$  - coeficiente que varia entre 1.1 e 2, dependendo do tipo de ancoragem e do tipo de solo (cf. Tabela 9) e que multiplicado por  $a_p$  dá o diâmetro do bolbo de selagem;

$q_{si}$  - atrito unitário, que pode ser obtido da Fig. 29 consoante o tipo de solo e o método de injeção.

O comprimento do bolbo de selagem é então dado por:

$$L_s = \sum L_i \quad (34)$$

Tabela 9 - Valores do coeficiente  $\beta$  para determinar o diâmetro do bolbo de selagem (adaptado de Briaud [1992])

Tipo de terreno	Coeficiente $\beta$		Quantidade mínima recomendada de calda
	Injecção múltipla (1)	Injecção simples (2)	Volume de injecção
Cascalho	1.8	1.3 a 1.4	1.5 $V_s$ (3)
Cascalho arenoso	1.6 a 1.8	1.2 a 1.4	1.5 $V_s$
Areia com cascalho	1.5 a 1.6	1.2 a 1.3	1.5 $V_s$
Areia mal graduada	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 $V_s$
Areia média	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 $V_s$
Areia bem graduada	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 $V_s$
Areia siltosa	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 $V_s$ (1.5 $V_s$ a 2 $V_s$ , no caso de injecção múltipla)
Silte	1.4 a 1.6	1.1 a 1.2	2 $V_s$ no caso de injecção múltipla e 1.5 $V_s$ no caso de injecção simples
Argila	1.8 a 2	1.2	2.5 a 3 $V_s$ no caso de injecção múltipla e 1.5 a 2 $V_s$ no caso de injecção simples
Marga	1.8	1.1 a 1.2	1.5 a 2 $V_s$ para camada compacta
Calcário margoso	1.8	1.1 a 1.2	
Calcário brando ( <i>chalk</i> ) alterado	1.8	1.1 a 1.2	2 a 6 $V_s$ ou superior se fissurado
Rocha alterada	1.2	1.1	1.1 a 1.5 $V_s$ com pequenas fissuras; 2 $V_s$ ou superior se fissurado

(1)  $p_i \geq p_{ie}$  ( $p_i$  - pressão de injecção); (2)  $0.5 p_{ie} < p_i < p_{ie}$ ; (3)  $V_s$  - volume do bolbo de selagem

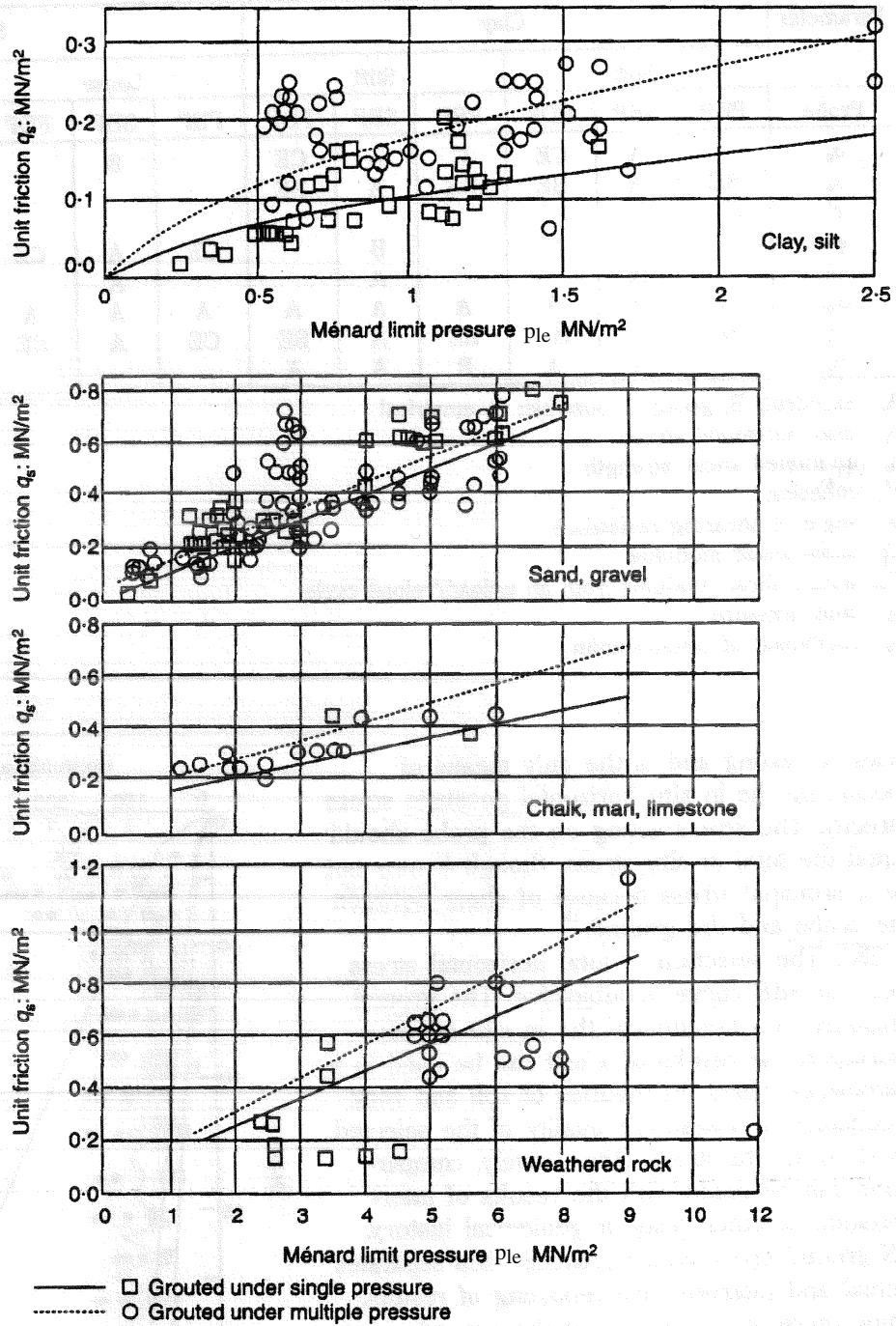


Fig. 29 – Atrito unitário de ancoragens na zona de selagem em função da pressão limite [Clarke, 1997b]

## 6. O MÉTODO INDIRECTO PARA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DO TERRENO

Para além da determinação dos parâmetros do método directo de dimensionamento, os pressiómetros e, em especial, o pressiómetro de Ménard, podem ser usados para obter:

- a tensão horizontal total;
- o módulo de distorção secante (obtido em ensaios de descarga-recarga);
- a resistência não drenada de argilas ou o ângulo de resistência ao corte de areias (obtidas da zona da curva de carregamento posterior à cedência ou da curva de descarga);
- curvas não-lineares de rigidez.

O denominado método indirecto baseia-se na obtenção de propriedades mecânicas estimadas a partir dos ensaios de pressiómetro e não em índices pressiométricos dos ensaios de pressiómetro.

Devido à perturbação causada pela abertura do pré-furo, não é possível medir a **tensão horizontal *in situ***. O único tipo de pressiómetro que permite fazê-lo de forma directa é o SBP. A tensão horizontal pode ser estimada com os PBPs através de regra empírica anteriormente descrita (Fig. 12), com margem de erro presumivelmente não desprezável. No caso particular das areias, não é recomendada a utilização de PBPs para obtenção da tensão horizontal *in situ*, devido ao facto de ser muito difícil modelar a fase de descompressão da cavidade.

Relativamente ao **módulo de distorção**, é possível determinar tanto um valor singular como a sua variação com a extensão. O módulo de distorção, por não ser afectado pela água, pode ser convertido num módulo de deformabilidade drenado ou não drenado (para estimar assentamentos a longo prazo e imediatos, respectivamente), com a adopção do valor adequado para o coeficiente de Poisson.

Como já foi referido, o módulo de distorção deverá ser determinado a partir dum ciclo de descarga-recarga como módulo secante. O módulo varia naturalmente com o nível de tensão efectiva e com o nível de distorção para os quais é determinado. Desde que se escolha criteriosamente os limites entre os quais varia a distorção, o módulo de distorção pode ser usado directamente para estimar assentamentos.

Técnicas numéricas permitem ainda o uso de perfis de rigidez não lineares para a obtenção do módulo de distorção secante a partir dum ciclo de descarga-recarga. Em argilas, este módulo representa a rigidez do solo *in situ*, pois a tensão efectiva mantém-se aproximadamente constante após a cedência. Em areias, a rigidez aumenta com a expansão da membrana, devido ao aumento da tensão média efectiva. Como tal, haverá que avaliar o módulo de distorção secante máximo à tensão efectiva *in situ* no início do ensaio. O módulo de distorção é depois normalizado em relação ao valor máximo do módulo.

Os métodos empíricos permitem obter valores médios para a **resistência não drenada** em argilas e para o **ângulo de resistência ao corte** em areias, a partir do último troço da curva de expansão do pressiómetro. Estes parâmetros dizem respeito às condições pós-pico, necessárias para determinar a capacidade resistente duma fundação ou avaliar a estabilidade de um muro de suporte.

A **resistência não drenada** é obtida, no caso dos pressiómetros do tipo PBP, usando correlações semi-empíricas. O mesmo acontece na obtenção do **ângulo de resistência ao corte**.

A **resistência não drenada**  $s_u$ , segundo Amar et al. [1975], pode ser obtida com base na pressão limite  $p_l$  e na estimativa prévia da tensão geo-estática horizontal, através de:

$$s_u = \frac{p_l - \sigma_{0h}}{m} \quad (35)$$

em que  $m$  varia de 5.5 a 15, para argilas de resistência média (valores baixos de  $p_l$ ) a elevada (valores elevados de  $p_l$ ), respectivamente.

É também possível utilizar o método de Gibson-Anderson [Gibson et al., 1961], que se baseia na expressão teórica da curva do pressiómetro após a cedência (Fig. 30). A expressão é a seguinte:

$$\sigma_{rr} = p_y + s_u \left( \ln \frac{\Delta v}{v} + \ln \frac{G}{s_u} \right) \quad (36)$$

em que as variáveis nela presentes têm o seguinte significado:

$\sigma_{rr}$  – tensão radial corrigida (corresponde à pressão no pressiómetro  $p_c$ );

$p_y$  – pressão de cedência;

$\Delta v$  – aumento do volume da cavidade;

$v$  – volume da cavidade imediatamente antes do início de  $\Delta v$ .

$G$  – módulo de distorção considerado

A expressão (36) é linear em  $\ln\left(\frac{\Delta v}{v}\right)$ , o que permite facilmente estimar o valor de  $s_u$ , como se ilustra na Fig. 30.

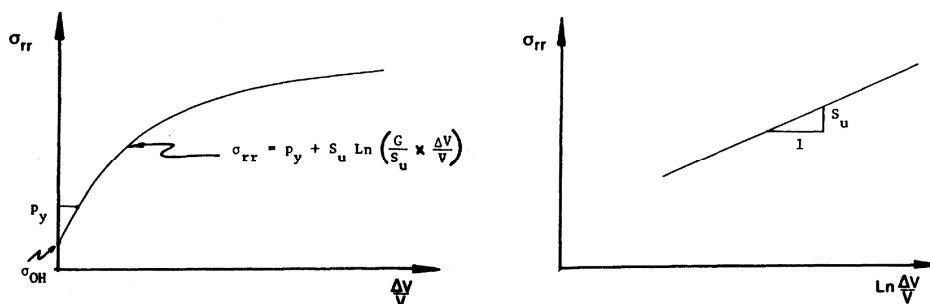


Fig. 30 - Método de Gibson-Anderson [Gibson et al., 1961], citada em Briaud [1992]

Sabendo que  $p_y = \sigma_{0h} + s_u$ , para  $\sigma_{rr} = p_l$  tem-se  $\frac{\Delta v}{v} = 1$  e, conseqüentemente, a expressão (36) reduz-se a:

$$p_l - \sigma_{0h} = s_u \left( 1 + \ln \frac{G}{s_u} \right) \quad (37)$$

onde  $s_u$  e  $\sigma_{0h}$  representam, respectivamente, a resistência não drenada e a tensão horizontal do solo à profundidade de ensaio.

No caso de um solo grosseiro, para obter o valor do **ângulo de dilatância** e do **ângulo de resistência ao corte**, admitindo simplificadaamente um comportamento isotrópico elástico perfeitamente plástico com dilatância, pode usar-se a seguinte expressão [Combarieu, 1995]:

$$p_l(z) = a(\phi) \gamma z \left[ \frac{G(z)}{2 \gamma z a(\phi) m(\phi)} \right]^{m(\phi)} \quad (38)$$

onde o significado das variáveis é o seguinte:

$$a(\phi) = \max[1; K_0(1 + \text{sen}\phi)];$$

$$m(\phi) = \frac{\text{sen}\phi(1 + \text{sen}\psi)}{1 + \text{sen}\phi};$$

$\phi$  - ângulo de resistência ao corte;

$\psi$  - ângulo de dilatância;

$\gamma$  - peso volúmico do solo;

$K_0$  - coeficiente de impulso em repouso, estimado experimentalmente;

$z$  - profundidade.

A determinação dos valores do ângulo de dilatância e do ângulo de resistência ao corte, incógnitas da equação (38), terá de ser feita recorrendo a um processo iterativo.

Hughes *et al.* [1977] apresentaram uma formulação de pequenas deformações para determinação dos ângulos de resistência interna  $\phi$  e de dilatância  $\psi$  a partir dos resultados do ensaio pressiométrico e do conhecimento do ângulo  $\phi_{cv}$  no estado crítico. Baseia-se na hipótese de invariância de  $\phi$  e  $\psi$  durante a expansão, apesar da variação do índice de vazios da areia. Deduziram uma forma teórica linear para a equação da curva experimental bi-logarítmica, com ordenada na origem A e declive S relacionado com  $\phi$  e  $\psi$  pela equação (40)

$$\ln p' = S \ln \varepsilon_c + A \quad (39)$$

$$S = (1 + \text{sen}\psi) \frac{\text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \quad (40)$$

Recorreram à lei de dilatância de Rowe [Rowe, 1966] para relacionar  $\phi$  e  $\psi$  através do ângulo de atrito no estado crítico,  $\phi_{cv}$ , pelo que, sendo este conhecido ou estimado, se pode escrever



$$\text{sen } \phi = \frac{S}{1 + (S - 1)\text{sen } \phi_{cv}} \quad (41)$$

$$\text{sen } \psi = S + (S - 1)\text{sen } \phi_{cv} \quad (42)$$

É de referir que esta técnica foi desenvolvida para resultados de ensaios de pressiómetro auto-perfurador, pelo que a sua aplicação ao pressiómetro de Ménard deve ser feita de forma crítica e cautelosa.

É, ainda, de notar que estas expressões são expressões teóricas que consideram a expansão infinita de um pressiómetro de comprimento infinito, pelo que deverá ser acautelada a necessidade da sua correcção em função do comprimento finito da sonda pressiométrica.

Para além da quantificação de parâmetros necessários à verificação dos estados limites últimos, o ensaio pressiométrico permite obter a curva de resposta do solo e a correspondente curva não-linear de tensão-deformação, o que possibilita a obtenção de informação relevante para a avaliação da segurança relativamente aos estados limites de deformação, usualmente condicionantes na verificação de segurança de fundações.

Na obtenção de parâmetros do solo com base na curva tensão-deformação, é possível estimá-la a partir da curva corrigida do ensaio, através do ajuste duma curva à informação do ensaio, de forma analítica ou numérica, e depois diferenciando essa curva. Este método é designado por método da tangente (Fig. 31).

Se se optar por obter a curva corrigida do ensaio de forma analítica, é possível, de acordo com Lemée [1968], utilizar a seguinte expressão relativa a uma situação não drenada:

$$F(\varepsilon_{\theta\theta}) = p - \sigma_{oh} = \frac{1}{2a} \left[ b \ln(1 + (\varepsilon_{\theta\theta})^2) + 2 \arctg \varepsilon_{\theta\theta} \right] \quad (43)$$

Esta curva é ajustada aos pontos experimentais (a partir do ponto em que se atinge a tensão horizontal *in situ*), utilizando-se a regressão linear para determinar as constantes *a* e *b*, após o que basta diferenciá-la, utilizando a expressão (44) para obter a curva tensão-deformação (Fig. 31):

$$f(\varepsilon_{\theta\theta}) = \varepsilon_{\theta\theta} \frac{dF}{d\varepsilon_{\theta\theta}} (1 + \varepsilon_{\theta\theta}) \left( 1 + \frac{\varepsilon_{\theta\theta}}{2} \right) \quad (44)$$

A aplicação da expressão (44) pressupõe a incompressibilidade do solo e que a extensão circunferencial  $\varepsilon_{\theta\theta}$  dependa apenas da tensão deviatória.

Se se optar por obter a curva corrigida do ensaio de forma numérica, os sucessivos troços curtos desta deverão ser aproximados por uma função polinomial, ajustada aos resultados experimentais pelo método dos mínimos quadrados. A função mais simples é uma recta que aproxima dois ou mais pontos experimentais sucessivos. Assume-se que a tangente à curva no ponto *i* tem o mesmo declive que a linha recta que passa nos pontos *i-1* e *i+1*. Assim sendo, a equação da curva é dada por:

$$\tau_i = \Delta v_i \left[ \frac{p_{i+1} - p_{i-1}}{\Delta v_{i+1} - \Delta v_{i-1}} \right] \left( 1 + \frac{\Delta v_i}{V_0} \right) \quad (45)$$

em que  $\Delta v_{i+1} - \Delta v_{i-1}$  é a amplitude do intervalo no qual a curva é diferenciada.

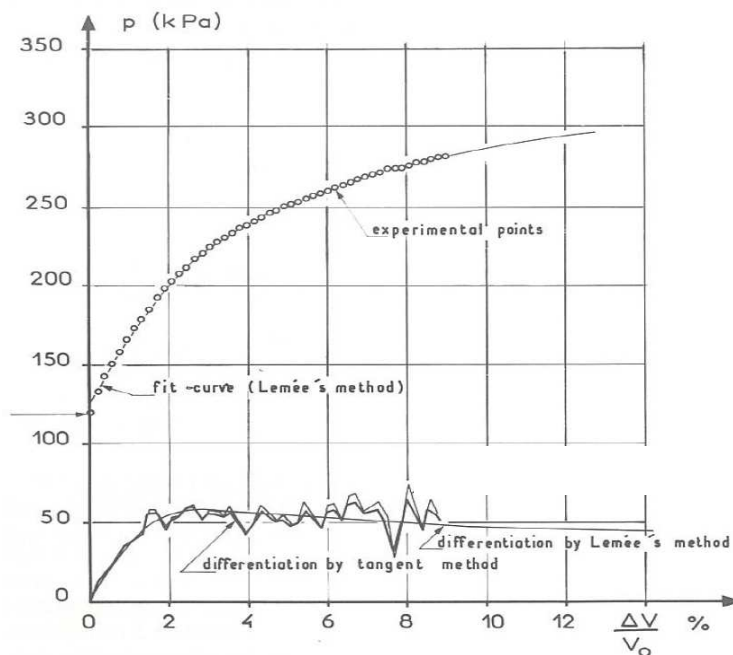


Fig. 31 - Método da tangente [Baguelin et al., 1978]

A alternativa relativamente a este método consiste em integrar um modelo de tensão-deformação que é previamente assumido para obter uma curva do pressiómetro, que por sua vez é ajustada à informação obtida no ensaio (método inverso do anterior).

A utilização do método da tangente para obter o valor da resistência não drenada para pressiómetros do tipo PBP não é recomendada, porque conduz usualmente a valores sobrevalorizados deste parâmetro.

## **7. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Neste relatório foi abordada a utilização do pressiómetro de Ménard na caracterização geotécnica de campo. Como já foi referido, o ensaio pressiométrico é um ensaio com grande importância na caracterização das propriedades do solo, nomeadamente na avaliação da sua rigidez e resistência.

Estudou-se o ensaio pressiométrico no que se refere ao equipamento, geometria e procedimento a adoptar para a sua realização e à informação que se pode extrair da forma das curvas de ensaio e dos resultados obtidos, com vista à caracterização das propriedades do terreno e à sua utilização no âmbito do projecto geotécnico.

Na sequência deste relatório, perspectiva-se a realização de modelação numérica do ensaio pressiométrico de Ménard, utilizando o programa de cálculo numérico FLAC 6.00 para simular a expansão axissimétrica de cavidade cilíndrica.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AFNOR (2000). Norma Francesa NF P 94-110-1. *Essai Pressiométrique. Ménard, Partie 1: Essai Sans Cycle.*

Amar, S., Baguelin, R., Jézéquel, J. F., Le Méhauté, A. (1975). *In situ shear resistance of clays.* Proc. Am. Soc. Civ. Engrs. Spec. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, Vol. 1, pp. 22-45.

ASTM (2007). D 4719. *Standard Test Methods for Prebored Pressuremeter Testing in Soils.*

Baguelin, F., Jézéquel, J. F., Shields, D. H. (1978). *The Pressuremeter and Foundation Engineering.* Trans Tech Publications, Cleveland, Ohio, USA.

Briaud, Jean-Louis (1992). *The Pressuremeter.* A. A. Balkema.

Carter, J. P., Booker, J. R., Yeung, S. K. (1986). *Cavity expansion in cohesive frictional soils.* Geotechnique 36, No. 3, pp. 349-358.

Clarke, B. G. (1996). *Pressuremeter testing in ground investigation. Part I - site operations.* Geotechnical Engineering, 119, pp. 96-108.

Clarke, B. G. (1997a). *Pressuremeter testing in ground investigation. Part II - interpretation.* Geotechnical Engineering, 125, pp. 42-52.

Clarke, B. G. (1997b). *Pressuremeter testing in ground investigation. Part III - applications.* Geotechnical Engineering, 125, pp. 97-108.

Combarieu, O. (1995). *L'essai pressiométrique et la résistance au cisaillement des sols.* Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 196, pp. 43-51.

Combarieu, Olivier, Canépa, Yves (2001). *The unload-reload pressuremeter test.* Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 233, pp. 37-67.

Gibson, R. E., Anderson, W. F. (1961). *In situ measurements of soil properties with the pressuremeter.* Civil Engineering and Public Works Review, 56, pp. 615-618.

Hughes, J. M., Wroth, C. P., Windle, D. (1977). *Pressuremeter tests in sands.* Geotechnique 27, No.4, pp. 455-477.

ISO (2005). Draft International Standard ISO/DIS 22476-4. *Geotechnical investigation and testing – Field testing. Part 4: Ménard pressuremeter test.*

Lemée, E. (1968). *Interprétation de l'essai au pressiomètre autoforeur.* Internal Report of the Laboratoire des Ponts et Chaussées. Unpublished, pp. 1-9.

Ménard, L., Rosseau, J. (1962). *L'évaluation des tassements, tendances nouvelles.* Sols Soils 1.

Rowe, P. (1966). *The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact.* Proc. Royal Soc. London. Series A, Vol. 269, N 1339, pp. 500-527.

Schnaid, Fernando (2000). *Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações.* Oficina de Textos.

Silva, Elisa (2001). *O Ensaio Pressiométrico: Metodologia de Ensaio e Calibração do Equipamento.*

[http://sapiencia.ualg.pt/bitstream/10400.1/152/1/11\\_23.pdf](http://sapiencia.ualg.pt/bitstream/10400.1/152/1/11_23.pdf)

Timoshenko, S. e Goodier, J. N. (1970). *Theory of Elasticity.* McGraw-Hill, 3rd edition.

Vesic, A. S. (1972). *Expansion of cavities in infinite soil mass.* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 97 (9), pp. 1183-1205.

Wroth, C. P. (1982). *British Experience with the self-boring pressuremeter*, Proc. 1<sup>st</sup> Symp. Pressuremeter and its Marine Applications, Paris. Colloques et seminaries 37, Ed. Technip, pp. 143-164.

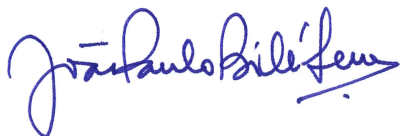


Lisboa e Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em Dezembro de 2010

**Vistos**

**Autoria**

O Chefe do Núcleo de Túneis



João Bilé Serra

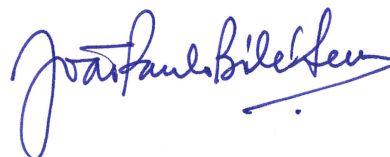


Luís Miranda

A Directora do Departamento de  
Geotecnia



Laura Caldeira



João Bilé Serra

