

2 Os Pressiômetros

2.1. Definição

Clarke (1995) define o pressiômetro como sendo basicamente uma sonda com forma cilíndrica, projetada para aplicar de maneira controlada pressões nas paredes de um furo de sondagem por meio da expansão de uma membrana. A resposta do solo a esta expansão, ou seja, a relação entre pressões aplicadas no solo e deformações observadas, pode ser interpretada fornecendo propriedades do solo e parâmetros de projeto. A Figura 1 ilustra o pressiômetro já instalado no subsolo por meio de cravação, porém podendo ser por autoperfuração ou colocação em um pré-furo. As hastes de cravação levam a sonda até a profundidade desejada e cabos e mangueiras realizam a conexão da mesma com a unidade de controle na superfície, que é usualmente constituída por reguladores, fonte de pressão e um sistema de aquisição de dados que controlam a expansão.

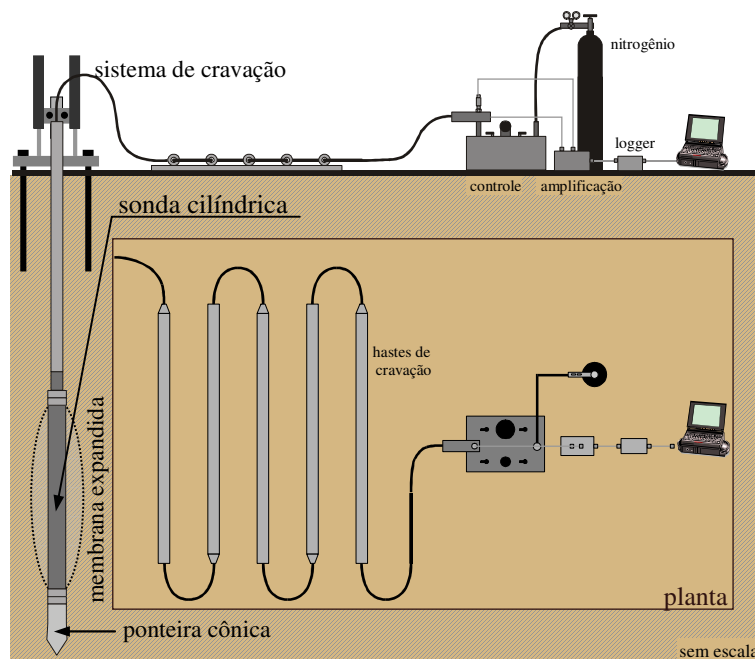


Figura 1- Desenho esquemático do conjunto de um pressiômetro de cravação

A pressão ao longo da seção ensaiada, bem como a expansão radial da membrana, são continuamente monitoradas pela unidade de controle e aquisição na superfície. Há diferentes tipos de testes, porém em todos eles pequenos acréscimos de pressão (Δp) são aplicados no interior da sonda provocando expansão de uma membrana. A medição dos deslocamentos radiais (ε_r) desta membrana ou variação volumétrica da cavidade ($\Delta V/V$), fornece a resposta do solo à dada variação de pressão. Esta resposta configura graficamente uma relação Δp x ε_r , conhecida como curva pressiométrica ou curva-resposta do solo. Ensaio pressiométrico e de placas são os únicos ensaios *in situ* que fornecem valores diretos de tensão horizontal, rigidez e resistência do solo.

2.2. Origem Histórica

A primeira evidência documental relacionada ao tema em questão é da década de 30 quando Kogler (1933), na Alemanha, recebeu os créditos iniciais por ter desenvolvido um dos primeiros pressiômetros de pré-furo que se tem notícia. Todavia, o seu trabalho não teve continuidade. Entretanto, de acordo com Clarke (1996), a primeira aplicação comercial desta ferramenta somente ocorreu na década de 50, nos EUA e Japão. Em 1954, paralelamente, Fang, na universidade de Purdue, e Ménard, na universidade de Illinois, foram os pioneiros no desenvolvimento do equipamento que viria a ser a base para os pressiômetros modernos. Segundo Briaud (1992), no ano seguinte Ménard desenvolveu e patenteou o instrumento que se tornou conhecido como pressiômetro de Ménard. A sua primeira aplicação (Ménard, 1957a, 1957b) ocorreu na cidade de Chicago, EUA, com o intuito de obter propriedades de deformabilidade do solo para fins de projeto de fundações. Nos anos seguintes, a compilação de quatro anos de experiência com o uso do pressiômetro culminou na publicação dos primeiros ábacos e equações que relacionaram diretamente resultados de ensaios pressiométricos com recalques de fundações (e.g. Ménard, 1963).

Desde então, foram inúmeros e significativos os avanços em termos de equipamentos, metodologia de interpretação e aplicação prática do ensaio pressiométrico, o que o tornaram um método de investigação geotécnica rotineiro em alguns países. Conseqüentemente, grupos especializados no desenvolvimento

e comercialização de novos equipamentos foram constituídos ao redor do mundo, incluindo *Cambridge In Situ*, *Fugro B. V.*, *Hogentogler*, *Roctest*, *Texas A & M University* e a Universidade de *British Columbia*, por exemplo. No Brasil, o enfoque tem sido dado mais à aplicação e interpretação de parâmetros de solos (argilas moles, solos residuais, tropicais e não saturados) do que para o desenvolvimento de novos equipamentos. Algumas universidades têm se dedicado em pesquisas acerca do desenvolvimento e aplicação desta técnica, como a UFRGS, PUC-RIO e USP.

2.3. Tipos

Ao longo da evolução histórica do ensaio pressiométrico novos equipamentos e técnicas têm surgido com o intuito de minimizar os efeitos de amolgamento no solo durante a instalação, fornecendo resultados mais próximos da realidade, e de ampliar o horizonte de aplicação da técnica para outros tipos de solos e rochas. De uma forma geral, diversos autores (e.g. Mair & Wood, 1987; Briaud, 1992; Clarke, 1995; Schnaid, 2000) agrupam as sondas pressiométricas disponíveis, o tipo de metodologia empregada para a sua instalação e, em segundo plano, em função da maneira com que a sonda é instrumentada, recebendo a seguinte classificação:

- Pressiômetro de Pré-Furo ou em Perfuração (PPF);
- Pressiômetro Autoperfurante (PAP);
- Pressiômetro de Cravação ou de Inserção Direta (PC).

Segundo Clarke (1996) apesar de algumas sondas pressiométricas compartilharem aspectos similares, elas podem diferir significativamente em detalhe. Um mesmo tipo de pressiômetro pode apresentar deflexões máximas de 40mm enquanto que outros 85mm. Entretanto, a relação comprimento-diâmetro (L/D) da seção teste é usualmente maior que cinco unidades, chegando até a 10. O conhecimento destas dimensões é importante, pois governam o diâmetro do pré-furo e o diâmetro e comprimento da cavidade ensaiada. Esta, por sua vez, é ensaiada por intermédio da expansão de membranas semi-ríidas constituídas com

borrachas nitrílica ou naturais, que são vestidas no corpo da sonda e fixadas em suas extremidades, podendo ser protegidas por um sistema conhecido como “lanternas chinesas”, que são construídas com lâminas delgadas e flexíveis de aço, sobrepostas sobre a membrana (Cunha, 1996), ou, ainda, reforçadas com outro material como fibras de nylon e tecido (Akbar, 2001) para garantia da integridade das mesmas durante a instalação e teste. Estas membranas são infladas por um fluido pressurizado proveniente da superfície, sendo nitrogênio o gás mais comumente empregado, e as deformações monitoradas por meio de transdutores de deslocamentos especiais (radiais ou diametrais) ou por medidores de variação volumétrica (MVV). Atualmente, na Inglaterra o único pressiômetro comercialmente em uso baseado em medição volumétrica é o de Ménard.

2.3.1. Pressiômetros de Pré-Furo

Conhecido também pela sigla PBPM, da língua inglesa “Prebored Pressuremeter”, foi desenvolvido para ser inserido em um furo de sondagem previamente executado e tem como exemplo clássico o pressiômetro original de Ménard. Essencialmente, Mair & Wood (1987) indicam a existência de quatro modelos de PPF disponíveis no mercado, cujas diferenças básicas estão na metodologia de aplicação da pressão entre a membrana e a sonda e no método de medição da resposta do solo. A aplicação das pressões é realizada por meio de fluidos como água, óleo ou gás, normalmente com auxílio de garrafas pressurizadas, que são levadas ao campo, ou ainda mecanicamente. Por outro lado, a resposta do solo para um dado acréscimo de pressão é determinada através da obtenção de variações volumétricas do fluido (MVV) ou pela medição direta de deslocamentos radiais da membrana (transdutores de deslocamentos). Briaud (1992) apresenta (Tabela 3) uma distinção simplificada dos tipos de pressiômetros encontrados, enquanto que Mair & Wood (1987) sumarizam (Tabela 4) as principais características de alguns pressiômetros disponíveis no Reino Unido. Todavia, qualquer que seja a subdivisão adotada, as diferenças conceituais giram em torno de três aspectos:

- Número de células na sonda;
- Método de aplicação das pressões;
- Sistema de medição.

Tabela 1 – Subtipos de pressiômetros de Pré-Furo (Briaud, 1992)

Tipos	Nº Células	Fluido na Célula		Fonte de Pressão	Sistema de Medição
		Principal	Secundária		
1	3	Água	Gás	Nitrogênio Comprimido	MVV
2	1	Água	-	Nitrogênio Comprimido	MVV
3	1	Água	-	Mecânica – Pistões	MVV
4	1	Gás	-	Nitrogênio Comprimido	Transdutores

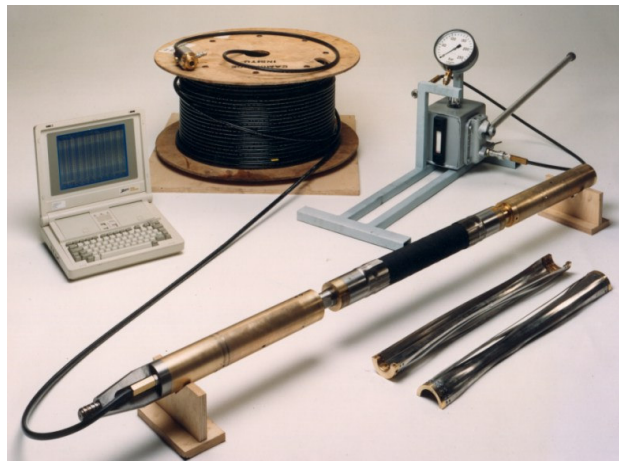
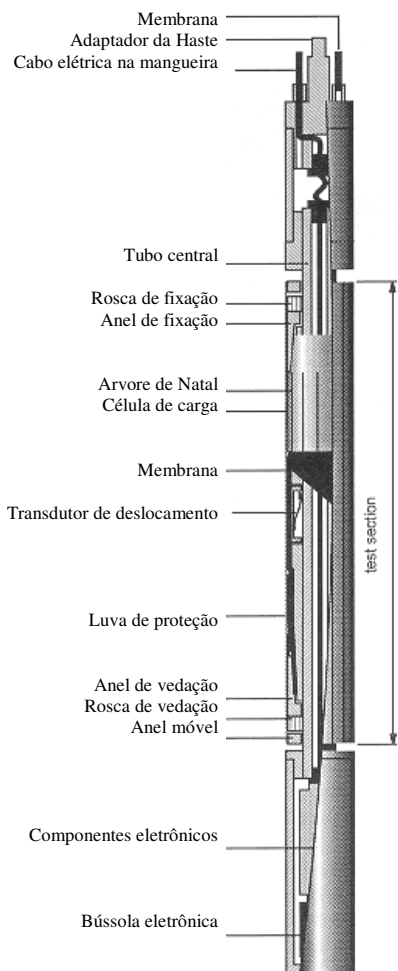
Tabela 2 - Principais características de alguns pressiômetros disponíveis na Inglaterra (Mair & Wood, 1987)

Equipamento	Método de Instalação	Pressão	Deformação	Press Máx (MN/m ²)	Defor Máx (%)	Controle do Ensaio	D (mm)	L/D
Pressiômetro de Ménard	PPF	Água/manômetro na superfície	Indireta – ΔV	10	27	Pressão	74	6,5
Elastmeter 100 (Oyo)	PPF	Água, óleo ou gás/manômetro na superfície	LVDT – média entre dois pontos	10	10	Pressão	70	7,4
Camkometer (Cambridge Insitu)	PAP	Gás/transdutor na sonda	3 strain gauges independentes	4	-	Pressão ou deforma	82	6,3
Dilatômetro de Alta Pressão (Cambridge Insitu)	PPF	Óleo/transdutor na sonda	6 strain gauges independentes	20	25	Pressão	74	6,1
Building Research Establishment	PC	Óleo/transdutor na sonda.	Indireta – ΔV	3.5	10	Pressão	78	4,2

O pressiômetro de Ménard (Figura 2) é o exemplo mais clássico de PPF. A sonda é constituída por três células: uma central de medição, que é preenchida com água proveniente do medidor de variação volumétrica na superfície, e posicionada entre outras duas células de proteção, que são preenchidas com gás comprimido. As três células são independentes e construídas com membranas de borracha que se expandem e transmitem pressões às paredes do furo. As células de proteção que a célula central apresente deformações predominantemente radiais devido às restrições impostas pelas células de proteção no topo e base, ou seja, mantém um estado de deformação plana na região central da sonda.



Figura 2 – Fotos de pressiômetros do tipo Mégnard e componentes.



(b) HPD *Cambridge Insitu* (73 mm)



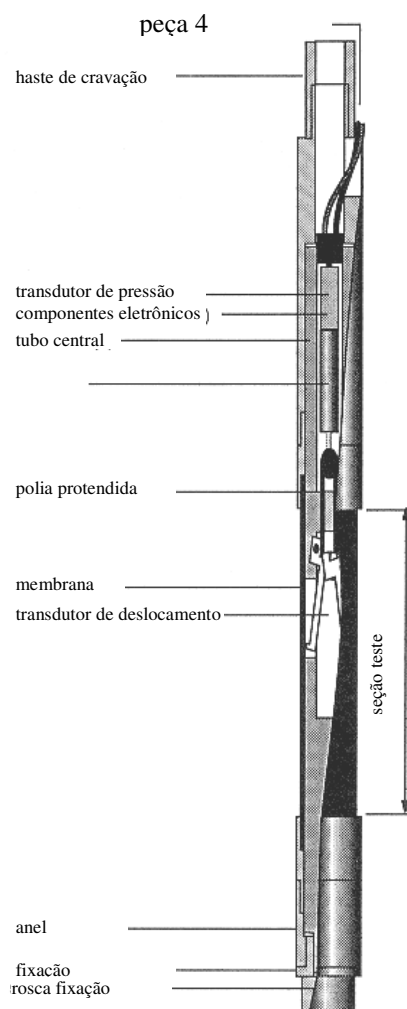
(c) HPD *Cambridge Insitu* (95 mm)

(a) *High Pressure Dilatometer (HPD) – Cambridge Insitu*

Figura 3 – Detalhes e fotos do Dilatômetro de Alta Pressão (HPD) da *Cambridge Insitu*.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0016545/CA

O Dilatômetro de Alta Pressão (*High Pressure Dilatometer – HPD*) desenvolvido por Hughes & Ervin (1980) ilustrado na Figura 3 e os *Elastmeter* e LLM da companhia Japonesa OYO (Figura 4), são outros exemplos clássicos de PPF, ambos com medições de deslocamentos radiais da membrana. Nos dois primeiros, braços móveis acompanham o movimento da membrana, mais espessa para uso em rochas, e acionam uma lâmina de aço mola instrumentada com *strain gauges (fellers)*, enquanto que no terceiro, três pares de placas movimentadas por molas, acompanham o movimento da membrana que é protegida por meio de Lanternas Chinesas (Cunha, 1996). Ambas as sondas possuem célula única.

(a) *Elastmeter 100*(b) *Elastmeter 200*

(c) LLT-M

Figura 4- Detalhes e fotos de alguns PPF da empresa OYO Corporation.

2.3.2. Pressiômetros Autoperfurantes (PAP)

Ménard em 1957 fez uso da teoria da expansão de cavidade para derivar parâmetros advindos de ensaios PPF e logo percebeu que o processo de instalação causava grandes mudanças nas condições *in situ* do solo e, portanto, impossibilitava a obtenção da curva tensão-deformação real. Era necessário, então, empregar-se um equipamento que minimizasse o efeito deste distúrbio. Esta limitação foi logo contornada pela proposta do uso de pressiômetros autoperfurantes (Jézequel *et al.*, 1968) na obtenção das referidas curvas. Posteriormente, a sugestão de Wroth & Hughes (1973) em medir a tensão *in situ* durante os ensaios, visto que o comportamento do solo é proporcional a este estado, levou ao desenvolvimento do *Camkometer*, um PAP com célula de carga embutida, que evoluiu posteriormente para o pressiômetro autoperfurante da universidade de Cambridge, amplamente utilizado nos dias atuais.

O princípio por trás do uso de PAP está na instalação da sonda com o mínimo de distúrbios no solo. Para tentar explicar este princípio, seja o caso mostrado na Figura 5a, onde um tubo de parede fina é inserido no subsolo. Neste caso, à medida que o material dentro do tubo é retirado, a tensão vertical total na base do tubo torna-se nula, modificando o estado de tensões local. Este alívio de tensão, por sua vez, gera deformações verticais expansivas que são acompanhadas por deformações horizontais, causando, igualmente, alívio nas tensões horizontais. Por fim, as condições naturais do solo são modificadas.

Por outro lado, o caso da Figura 5b, onde um volume cilíndrico sólido é empurrado no solo, causa um considerável aumento nas tensões verticais, levando à compressão do material na base do sólido. Similarmente ao caso anterior, as tensões horizontais são modificadas e o estado natural do solo é alterado acentuadamente.

Todavia, deve existir um ponto intermediário entre as configurações extremas das Figuras 5a e 5b onde não ocorre mudança no estado de tensões na face da sonda, isto é, há um equilíbrio de forças compressivas e expansivas de tal sorte que a condição *in situ* é preservada. Este é exatamente o princípio dos PAP's (Figura 5c).

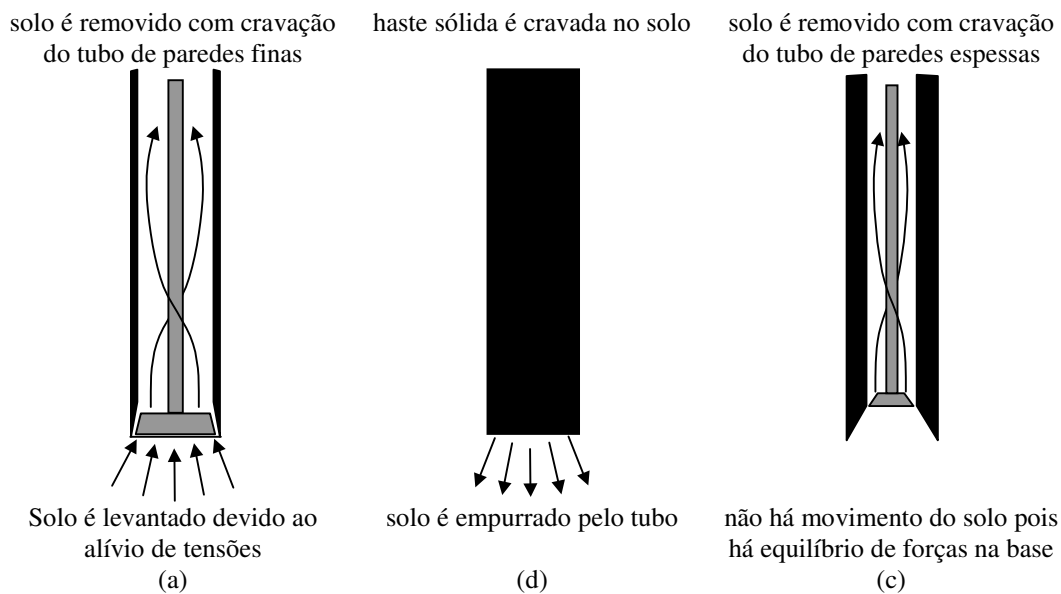


Figura 5- Princípio básico do PAP e justificativa para distúrbios mínimos (Clarke, 1995).

Segundo Clarke (1995) o tubo no núcleo central dos PAP's é oco para permitir a passagem do fluido de sondagem e as hastes internas. É este tubo central que transmite os esforços verticais à sonda para que esta vença o atrito lateral no solo e, ainda, produz a sobrecarga necessária para o avanço da sondagem.

Na base chanfrada internamente da sonda está uma sapata rotativa autoportante, que é posicionada por meio de hastes. Estas hastes são rotacionadas por um motor que pode estar localizado na cabeça de perfuração, acima da seção teste ou na superfície, dependendo do tipo de sonda usada.

A sonda é conectada à superfície por hastes fixas de sondagem que são usadas para posicioná-la em profundidade e empurrá-la no solo à medida que se avança com a escavação. O fluido de lavagem é bombeado através das hastes de rotação ou através de mangueiras hidráulicas que vão até a sapata cortante, passando internamente pelas hastes principais de sondagem. O refluxo, então, traz as partículas de solo e a sonda avança até a profundidade de ensaio.

A Figura 6a apresenta detalhes do PAP de Cambridge e suas características de projeto e a Figura 7 uma foto do conjunto. A sonda original construída na década de 70 possui aproximadamente 74mm de diâmetro, comprimento total de um metro e seção expansível de 500mm. As medições são feitas por meio de transdutores de deslocamentos espaçados em 120°, posicionados no centro da

seção expansível. Maiores detalhes e modificações realizadas posteriormente na sonda são descritos por Wroth & Hughes (1973), Windle & Wroth (1975), Fahey *et al.* (1988), Fahey & Jewell (1990), Benoit *et al.* (1990) e Clarke (1995). Além do *Camkometer*, Clarke & Allan (1989) apresentam uma versão de um PAP, baseado nos princípios e conceitos de projeto do pressiômetro de *Cambridge*, que tem sua utilização voltada para rochas brandas, Figura 6b.

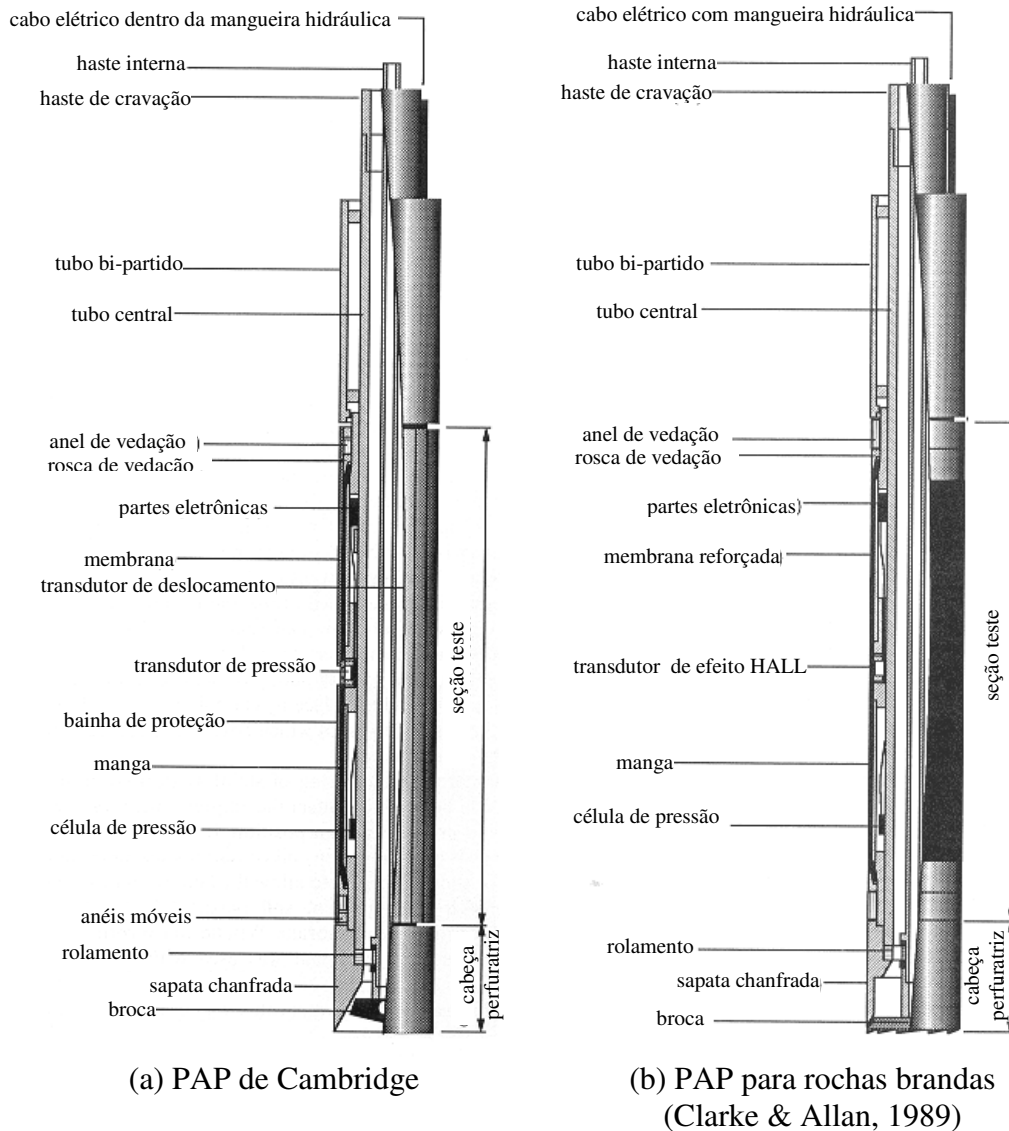


Figura 6- Detalhes de alguns PAP disponíveis no mercado Inglês.



Figura 7 – Foto do PAP da *Cambridge Insitu* e suas partes constituintes.

2.3.3. Pressiômetros de Cravação (PC)

De acordo com Clarke (1995), os pressiômetros que são empurrados diretamente no solo são conhecidos como Pressiômetros de Cravação (PC) ou, como na língua Inglesa, *Push-In Pressuremeters* (PIP). Quando o solo é totalmente deslocado radialmente durante a cravação, estes recebem a denominação de Pressiômetros de Deslocamento Total (PDT) (do Inglês *Full Displacement Pressuremeter* - FDPM), sendo a sua versão atualmente mais conhecida o Cone Pressiômetro (CP). No caso dos FDPM a força necessária para cravação é função da resistência de ponta e atrito no anel espaçador acima da ponteira e podem ser instalados desde a superfície do solo ou a partir da base de um furo prévio. Similar aos ensaios de penetração com cones estáticos, um fator limitante é o sistema de reação disponível.

Os primeiros PC's desenvolvidos (Jézequel *et al.*, 1982; Reid *et al.*, 1982) tiveram o seu emprego exclusivo em investigações *offshore*. Posteriormente Huang *et al.* (1988), desenvolveram outro PC destinado ao uso *onshore*. Em ambos os casos, um tubo de paredes espessas era empurrado diretamente no solo, normalmente em profundidade na base de um furo, e o solo que adentrava o interior do tubo era retirado juntamente com o sistema após o ensaio. A membrana era inflada por óleo e a pressão e a deformação volumétrica medida.

2.3.3.1.

Full Displacement Pressuremeter – Cone Pressiômetro

A idéia de incorporar um módulo pressiométrico ao fuste de um CPTU foi introduzida no início da década de 80 na França e Canadá. Todavia, segundo Akbar (2001), estes equipamentos por possuírem diâmetros elevados, requeriam sistemas de cravação especiais e foram logo substituídos por sondas com diâmetros inferiores. O primeiro pressiômetro do gênero foi desenvolvido por Withers *et al.* (1986), o qual possuía na sua ponta um cone sólido de 60° e 15cm² de área, 44mm de diâmetro (D) e 1m de comprimento, dos quais 450mm eram referentes ao comprimento teste (L), o que produzia uma relação $L/D \cong 10$. A medição das deformações radiais da membrana expansiva ocorria no plano central da sonda, em três pontos equidistantes em 120°. O instrumento era inflado por meio de gás nitrogênio ou por óleo quando o uso era *offshore* (Withers *et al.*, 1986). O equipamento atual da empresa *Fugro* (Zuidberg & Post, 1995) foi modificado para permitir montagem mais simples e melhor controle do ensaio, porém, o projeto básico permanece inalterado. A Figura 8 apresenta detalhes deste cone pressiômetro.

Os Cone Pressiômetros são usualmente instalados no subsolo empregando-se um caminhão como reação e idealmente a uma taxa constante de 20mm/s para permitir a aquisição de dados oriundos da ponta cônica e requeridos em correlações empíricas. Durante a cravação o procedimento é interrompido em profundidades pré-estabelecidas e o ensaio pressiométrico é realizado. Como as dimensões do CP são geralmente maiores do que o cone convencional, a força requerida para instalação é também maior e, portanto, o sistema de reação é geralmente um fator limitante no ensaio.

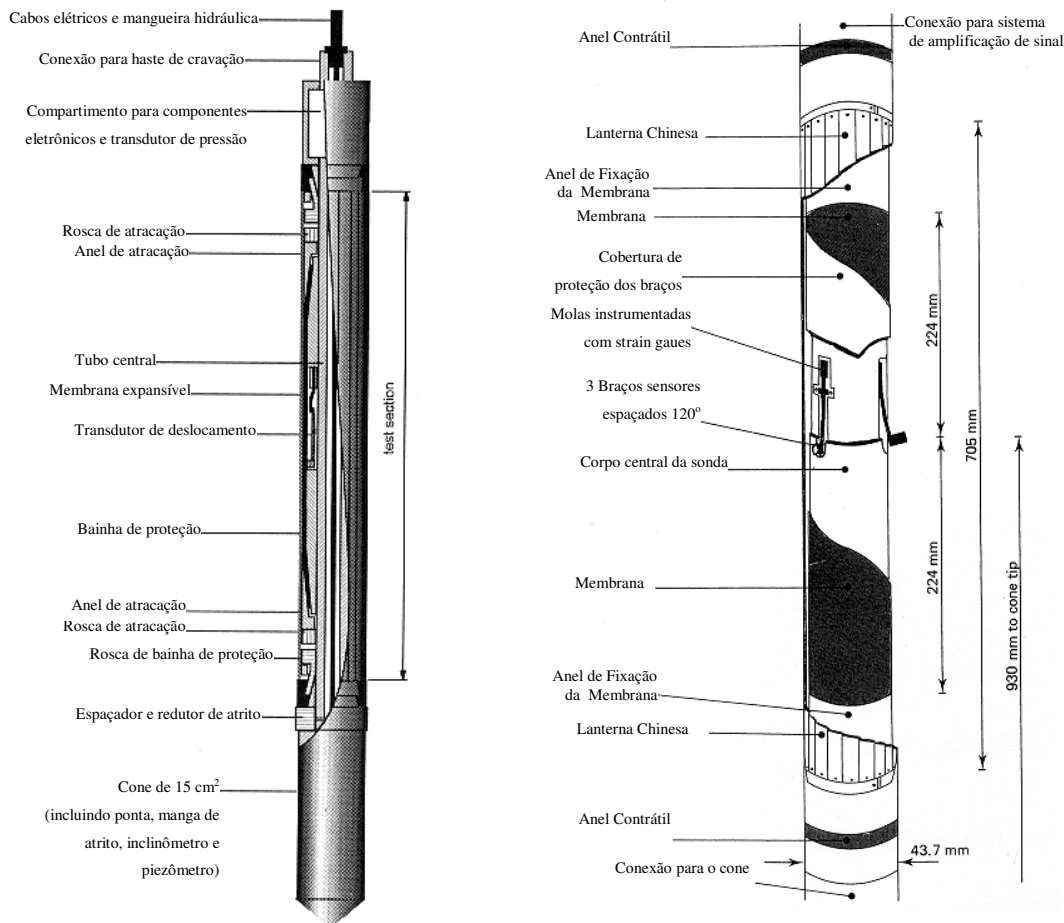


Figura 8 - Detalhes das partes de um Cone Pressiômetro (Withers *et al.* 1986).

2.4. Interpretação de Ensaios Pressiométricos

2.4.1. Evolução Histórica

A correta interpretação de resultados de ensaios pressiométricos pode não ser uma tarefa trivial, pois alguns fatores intrínsecos a técnica podem afetar diretamente a resposta do solo, como por exemplo, o tipo de sonda pressiométrica, a técnica de instalação e o procedimento de ensaio empregado. Por estas razões, grande parte dos métodos de interpretação baseia-se em metodologias de análises simples ou modificadas empiricamente, fundamentadas na teoria da expansão de cavidades cilíndricas para condições drenadas e não drenadas, onde a tensão *in situ* no início do ensaio representa a tensão horizontal no repouso (Clarke, 1997). Alguns destes fatores estão resumidos na Tabela 3.

Tabela 3- Fatores que podem interferir na interpretação de testes pressiométricos em solos (Clarke, 1997).

Fator	Possível Efeito	
Instalação	Pressiômetro de Pré-Furo (PPF)	<ol style="list-style-type: none"> 1. Redução das tensões <i>in situ</i>; 2. Amolecimento do solo adjacente à sonda; 3. Erosão de camadas frágeis; 4. Furo não-cilíndrico; 5. Nível de referência desconhecido.
	Pressiômetro Autoperfurante (PAP)	<ol style="list-style-type: none"> 1. Super perfuração – alívio de tesões (PPF); 2. Sub perfuração – expansão de cavidade (PC); 3. Tensões de cisalhamento na interface.
	Pressiômetro de Cravação (PC)	<ol style="list-style-type: none"> 1. Expansão da cavidade durante instalação.
	Alinhamento da sonda	<ol style="list-style-type: none"> 1. Expansão não cilíndrica.
	Tipo de solo	<ol style="list-style-type: none"> 1. Condições de drenagem desconhecidas.
Condições do Subsolo	Anisotropia	<ol style="list-style-type: none"> 1. Expansão não cilíndrica;
	Descontinuidades	<ol style="list-style-type: none"> 1. Meio não é contínuo, perda em continuidade.
	Estratigrafia errática	<ol style="list-style-type: none"> 1. Deslocamentos variáveis ao longo da membrana.
Procedimento	Tensão intermediária	<ol style="list-style-type: none"> 1. Tensão vertical não é intermediária em solos pré-adensados.
	Comprimento da Membrana	<ol style="list-style-type: none"> 1. Restrição no final da sonda tende a formar expansão esférica.
	Fraturas de tração em profundidades rasas	<ol style="list-style-type: none"> 1. Descontinuidades.
	Fraturas de tração em solos altamente pré-adensados	<ol style="list-style-type: none"> 1. Descontinuidades.
	Taxa	<ol style="list-style-type: none"> 1. Propriedades do solo dependem taxa de deformação.
	Sondas com medição volumétrica	<ol style="list-style-type: none"> 1. Expansão média.
	Sondas com medição radial	<ol style="list-style-type: none"> 1. Expansão pontual (transdutor)

A despeito das simplificações implícitas no processo de interpretação de resultados de ensaios pressiométricos, três importantes propriedades do solo podem ser obtidas dessas análises: a rigidez ou módulo cisalhante, a resistência ao cisalhamento e tensão horizontal *in situ*. Adicionalmente, Clarke (1997) indica que, de uma forma geral, os métodos empregados para obtenção destes e outros possíveis parâmetros do solo podem ser resumidos em três tipos, quais sejam:

- Interpretações empíricas que produzem diretamente parâmetros de projeto;
- Integração de um modelo tensão cisalhante-deformação assumido para produzir uma curva pressiométrica que é ajustada por dados de ensaios;
- Uma curva de ajuste aos dados do ensaio pressiométrico e sua diferenciação para obtenção da relação tensão cisalhante-deformação.

Enfocando a metodologia de interpretação de uma forma mais específica, sabe-se que um dos primeiros métodos de interpretação de ensaios pressiométricos foi desenvolvido por Gibson & Anderson (1961) para definir a pressão limite durante a fase de expansão em um material idealizado como elástico, perfeitamente-plástico. Este método ainda é bastante popular na interpretação de resultados de ensaios não drenados em argilas, pois se baseia no trecho de grandes deformações (plástico) do teste, que por sua vez, é pouco afetado pelos distúrbios de instalação da sonda (Ferreira, 1994).

Posteriormente, Palmer (1972), Ladanyi (1972) e Banguelin *et al.* (1972) desenvolveram independentemente soluções analíticas que possibilitaram a derivação da curva completa de tensão-deformação obtida por meio de ensaios não drenados com pressiômetros autoperfurantes. Entretanto, estas soluções consideram a inclinação da porção de carregamento da curva pressiométrica e, portanto, ainda refletem nos resultados interpretados qualquer influência de distúrbios causados durante a instalação da sonda. Elas são comumente referidas por “solução de Palmer”.

Em seqüência à evolução dos métodos de análise e interpretação, Houlsby & Withers (1988) foram os primeiros a sugerir que ensaios com pressiômetros de cravação do tipo *Full Displacement Pressuremeter* (FDPM) em argilas fossem analisados empregando-se a porção de descarregamento da curva pressiométrica. Ainda no mesmo ano, Jefferies (1988) propôs uma metodologia de interpretação

para resultados de ensaios PAP's não drenados em argilas incorporando a curva completa de carregamento e descarregamento do ensaio, representando, assim, a primeira tentativa de aproximação deste gênero.

Posteriormente, Withers *et al.* (1989), seguindo a análise proposta por Houlby & Withers (1988) para argilas, propuseram uma metodologia analítica para avaliação de parâmetros de resistência em areias. A partir deste estudo, diversas pesquisas foram realizadas na tentativa de melhor interpretar ensaios pressiométricos em areias (e.g. Houlby & Schnaid, 1994; Ghionna *et al.*, 1994; Yu, 1996).

Ainda, Manassero (1989) e Souza Coutinho (1990) propuseram métodos de interpretação baseados na análise do trecho de carregamento da curva pressiométrica. Apesar destes dois métodos não fazerem hipóteses a respeito da relação tensão-deformação do solo, a expressão tensão-dilatância de Rowe (1962) foi adotada como uma lei de fluxo de plastificação. O método de Manassero (1989) permite que a relação *razão de tensão-deformação cisalhante* seja obtida por meio de testes com pressiômetros autoperfurantes, modelados como expansão de uma cavidade cilíndrica infinitamente longa.

Em seguida, Yu (1994, 1996), a partir da definição de “parâmetro de estado do solo” (Been & Jefferies, 1985) observada na Figura 9, desenvolveu uma análise para derivar este parâmetro através de resultados de carregamento com pressiômetros autoperfurantes e demonstrou que, para uma dada areia em particular, existiu uma correlação linear entre a inclinação do trecho de carregamento da curva pressiométrica e o parâmetro de estado inicial do solo.

Adicionalmente, estudos experimentais com pressiômetros autoperfurantes e cone pressiômetros (e.g. Hughes & Robertson, 1985; Bellotti *et al.*, 1986; Schnaid & Houlby, 1994) demonstraram que a porção de descarregamento da curva pressiométrica é menos sensível a distúrbios iniciais do solo. Por esta razão, metodologias de interpretação baseadas no trecho de descarregamento têm sido desenvolvidas tanto para análises com areias (e.g. Houlby *et al.*, 1986; Withers *et al.*, 1989; Yu, 1990; Yu & Houlby, 1995) quanto para argilas (e.g. Jefferies, 1988; Houlby & Withers, 1988, Ferreira & Robertson, 1992).

Segundo Yu (1996), a primeira análise interpretativa baseada no trecho de descarregamento de ensaios pressiométricos em areias foi uma solução aproximada para pequenas deformações desenvolvida por Houlby *et al.* (1986) e

estendida posteriormente por Withers *et al.* (1989) para incluir o caso de cavidade esférica. A análise foi baseada em modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb, onde a deformação elástica na zona de deformação plástica foi ignorada. Infelizmente, aplicações desta metodologia em interpretações de resultados de testes pressiométricos demonstraram que os valores de ângulo de atrito obtidos eram bem inferiores do que aqueles obtidos através da porção de carregamento da curva.

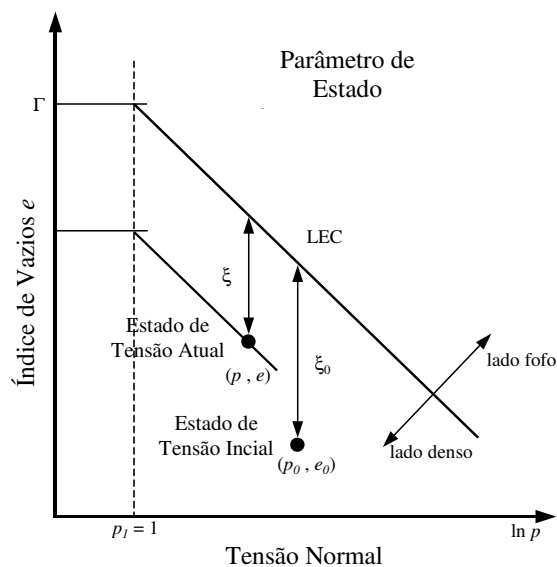


Figura 9- Definição de parâmetro de estado do solo – areias.

Empregando um modelo de solo similar, Yu (1990) e Yu & Houlsby (1995) apresentaram uma análise bem mais rigorosa da fase de descarregamento que considerou tanto grandes deformações quanto deformações elásticas da zona de plastificação. Todavia, de uma forma geral, as inclinações de descarregamento obtidas através de soluções com pequenas deformações são bem maiores do que aquelas medidas (Yu, 1996). A análise de descarregamento por grandes deformações prevê inclinações de descarregamento inferiores para areias fofas e moderadamente densas, e tendem a ter boa comparação com os valores medidos. Entretanto, os ângulos de atrito e dilatância derivados de inclinações de ciclos de descarregamento de ensaios pressiométricos ainda são muito menores do que os valores reais. Segundo Yu (1996), esta discrepância sugere que um modelo de solo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb não é bastante eficiente para modelar o comportamento do solo durante o descarregamento em ensaios pressiométricos.

Adicional solução para o problema de expansão de cavidade cilíndrica é apresentada por Cudmani & Osinov (2001), onde empregam um modelo hipoeelástico como equação constitutiva, calibrada para dados experimentais de cones e pressiômetros provenientes de uma câmara de grandes dimensões. A calibração é realizada através da obtenção de um fator de forma, que conecta a resistência de ponta com a pressão limite do ensaio calculada para o caso cilíndrico ou esférico. Com isto, para um dado solo e através de uma série de soluções do problema de expansão de cavidades cilíndrica ou esférica, pode-se determinar a relação entre o estado do solo e a resistência de cone ou pressão limite medida em campo. Estas relações podem, então, ser utilizadas na solução do problema inverso com o intuito de obter a densidade e/ou coeficiente de empuxo a partir de resultados de CPT e PMT.

Por sua vez, um modelo Cam Clay modificado é apresentado por Cao *et al.* (2001) para modelar a expansão não drenada de cavidade, pois descreve bem o comportamento elasto-plástico do solo incorporando o efeito da história de tensões (Chang *et al.* 1999 *apud* Cao *et al.* 2001). Uma combinação da teoria de grandes deformações na zona plástica com teoria de pequenas deformações na zona elástica é adotada pelo autor para simplificar a solução.

Mais recentemente Hsieh *et al.* (2002) propuseram nova metodologia de interpretação empregando um estudo numérico baseado em um modelo unidimensional de elementos finitos em conjunto com o modelo avançado de solo MIT-S1, para obtenção de parâmetros de resistência em areias por meio de ensaios drenados com pressiômetros. Segundo Hsieh *et al.* (2002), este modelo é capaz de descrever de forma realista transições dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico de solos não coesivos que acontecem devido a variações no índice de vazios e pressão de confinamento, normalizada pela introdução do parâmetro de estado (Figura 9). A análise numérica idealiza o ensaio pressiométrico como a expansão de uma cavidade cilíndrica e ignora distúrbios causados pela instalação sendo, portanto, melhor aplicável para pressiômetros autoperfurantes. Resultados apresentados confirmam que há uma correlação linear entre o parâmetro de estado *in situ* do solo e o gradiente de expansão da cavidade, como sugerido por Yu (1994) usando um modelo bem mais simplificado.

2.4.2. Teoria da Expansão de Cavidade

2.4.2.1. Modelo Conceitual

Considere o caso ideal no qual uma sonda pressiométrica é inserida em um solo homogêneo, isotrópico e sem causar amolgamento do meio. Admite-se, ainda, que a sonda é instalada de maneira vertical (i.e. sem desalinhamento) e que a razão L/D da mesma é tal que o material adjacente é submetido a um estado plano de deformação. Neste caso, o ensaio pressiométrico pode ser modelado como uma cavidade cilíndrica, infinitamente longa, que se expande ou contrai no subsolo em função de variações de pressões na sonda. Schnaid (2000) ressalta que este caso é válido para análises considerando pequenas deformações, onde a razão entre o raio final expandido e o raio inicial é próximo da unidade – $r/r_0 \approx 1$. Todavia, para o caso de cone pressiômetros, a própria instalação da sonda já causa um grande amolgamento, isto é, uma expansão da cavidade de raio zero até o raio da sonda. Posteriormente, com o procedimento do ensaio, podem ocorrer expansões de até 50% da cavidade do furo (Clarke, 1995). Nesta pesquisa pretende-se superar este patamar nos ensaios de campo, tornado a relação r/r_0 ainda mais distante da unidade. Por estas razões justifica-se a análise pressiométrica através do emprego da teoria de grandes deformações. Contudo, cabe ressaltar que alguns autores investigaram a expansão de cavidades em materiais compressíveis e dilatantes (e.g. Selvadurai, 1984; Carter *et al.*, 1986; Houlby & Yu, 1990; Souza Coutinho, 1990), considerando grandes deformações, e notaram que a solução para materiais incompressíveis (ensaio não drenados em argilas) era similar para as teorias de grandes e pequenas deformações. Além disto, uma análise comparativa para o caso de materiais dilatantes mostra que a solução é dependente do ângulo de dilatância e nível de deformação. Clarke (1995) acredita que para casos práticos empregando pressiômetros convencionais, a teoria de pequenas deformações é adequada.

Houlby & Withers (1988) estudaram a aplicação do FDPM em argilas e realizando análises em termos de tensões totais. Nas suas análise adotaram uma solução de pequenas deformações para a região de deformações elásticas em

combinação com análises em termos de grandes deformações na região de plastificação, similar ao procedimento empregado por Gibson & Anderson (1961).

Para compreender melhor o modelo de expansão de cavidade cilíndrica, sejam os estágios seguidos durante um ensaio pressiométrico mostrado na Figura 10. A Figura 10a define pontos em uma mesma linha que representam a condição *in situ* antes da instalação da sonda. O ponto A refere-se ao eixo central do pressiômetro. Após a cravação da sonda, o ponto A é movido até a distância R_i do ponto inicial, que representa o raio da própria sonda (Figura 10b). No início do ensaio, dadas as hipótese iniciais, a pressão na sonda iguala-se a pressão horizontal no solo, isto é, $p_0 = \sigma_h$. Esta igualdade somente é verdadeira para os pressiômetros do tipo autoperfurantes, enquanto que para os do tipo cravados, a pressão aplicada na membrana deve vencer a distância deixada pelo espaçador na ponteira cônica, para, então, tocar o solo, com isto, p_0 é inferior do que σ_h . Procede-se, então com a expansão pressiométrica até seu limite máximo que faz com que o ponto A seja movido mais uma vez, agora até o raio R_e (Figura 10c). Finalmente, procede-se com a contração total da sonda que, por sua vez, traz o ponto A até o raio R_c (onde $R_i < R_c < R_e$).

O ponto C está localizado na zona de plastificação durante as fases de instalação e expansão máxima (Figuras 10b e 10c), quando é movido até o raio r_{Ce} . Após a contração este ponto permanece no contorno elasto-plástico do raio r_{Cc} , quando a membrana é, então, desinflada. O ponto E, localizado inicialmente em r_{Eo} , no momento da máxima expansão da cavidade representa o limite elasto-plástico desta fase, definido pelo raio r_{Ee} (Figura 10c)

Ao final da expansão o material entre A e E foi plastificado, isto é, sofreu deformações elásticas e plásticas, enquanto que o material além do ponto E ainda está sob condições elásticas. Após a contração da membrana, o solo além do ponto E permanece sob condições elásticas, o solo entre C e E foi carregado plasticamente e descarregado elasticamente e o solo entre A e C foi carregado plasticamente e descarregado suficientemente para que a plasticidade reversa ocorresse, isto é, o material escoasse em extensão (Houlsby & Withers, 1988). De acordo com Clarke (1995) este descarregamento será elástico até que haja ruptura por extensão para o valor de $(p_L - S_u)$ no caso das argilas, onde p_L é a pressão

limite, assumida igual à pressão do início do descarregamento, e S_u é a resistência ao cisalhamento do material.

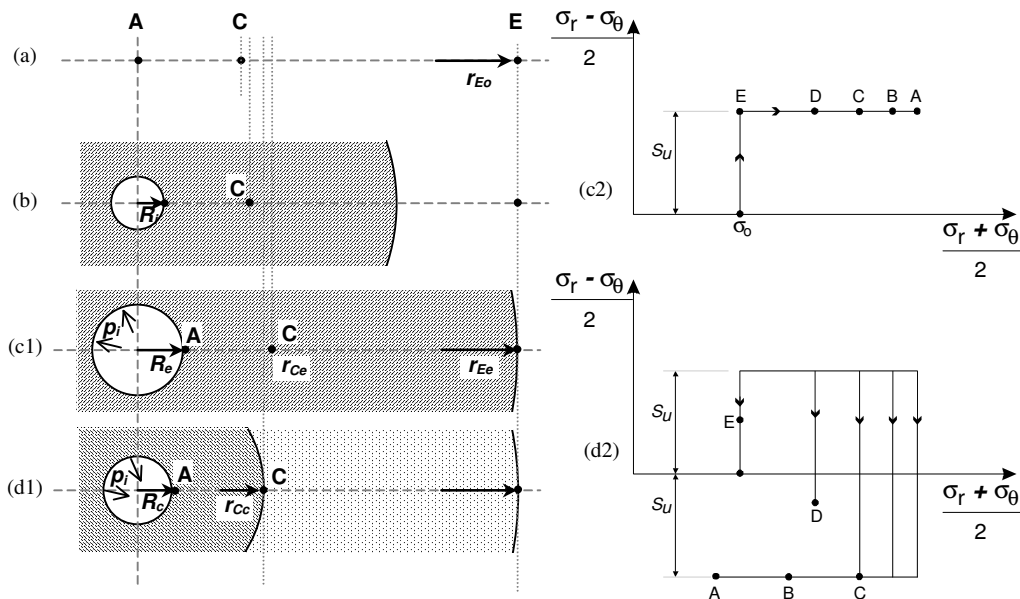


Figura 10- Definições dos raios empregados nas análises e das trajetórias de tensões em ensaios não drenados: (a) condição *in situ*; (b) após instalação; (c) na máxima expansão pressiométrica; (d) durante contração (Houlsby & Withers, 1988).

2.4.2.2. Distribuição de Tensões

Durante um ensaio pressiométrico e tomando-se em conta os estágios descritos anteriormente, seja um elemento de solo, de espessura δ_r , raio r a partir do centro da sonda e submetido a um estado de tensões principais σ_r , σ_θ , σ_v (tensão radial, circunferencial e vertical, respectivamente) (Figura 11). Timoshenko & Goodier (1934) demonstraram que a equação de equilíbrio que satisfaz este sistema é dada por:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + m \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad \dots(01)$$

em que $m = 1$ caso cilíndrico

$m = 2$ caso esférico

À medida que a pressão na membrana aumenta de p_0 para p_i , o raio interno do elemento muda para $r + y$ e a espessura para $\delta_r + \delta_y$. A deformação circunferencial (ε_θ) é dada pela Equação 2, pois a circunferência aumenta em $2\pi r$

para $2\pi(r+y)$. Por sua vez, a espessura do elemento muda em δy , e a deformação radial (ε_r) é definida pela Equação 3. Estas são as equações de compatibilidade do sistema e são possíveis de determinação devido à condição de estado plano de deformação, onde não ocorrem deformações verticais (Houlsby e Withers, 1988).

$$\varepsilon_\theta = \frac{y}{r} \quad \dots(02)$$

$$\varepsilon_r = \frac{\delta y}{\delta r} \quad \dots(03)$$

As únicas variáveis medidas durante o ensaio são a pressão aplicada (p) e o deslocamento (raio) da membrana (a). A deformação circunferencial na parede da cavidade é usualmente referida como deformação de cavidade e é expressa por:

$$\varepsilon_c = \frac{a - a_0}{a_0} \times 100 (\%) \quad \dots(04)$$

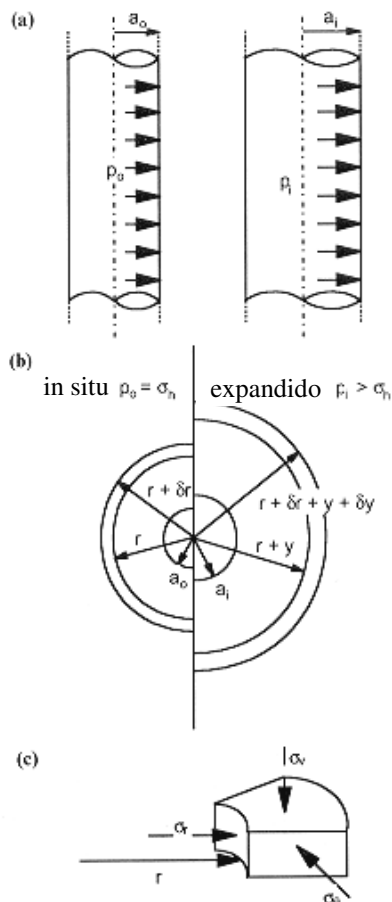


Figura 11- Definições empregadas na análise: (a) expansão de uma cavidade cilíndrica; (b) expansão de um elemento no raio r ; (c) estado de tensões no elemento do raio r .

Existem momentos em que as correlações de interpretação disponíveis são escritas em termos da variação volumétrica da cavidade ($\Delta V/V$). Neste caso pode-se correlacionar a deformação da cavidade (Equação 4) com a variação volumétrica através da Equação 5

$$\frac{\Delta V}{V} = 1 - \frac{1}{(1 - \varepsilon_c)^2} \quad \dots(05)$$

2.4.2.3.

Análise da Expansão da Cavidade – regime elástico

Considere a cavidade expandindo-se em um solo linear elástico isotrópico, isto é, no qual a lei de *Hooke* se aplica. A análise assume que as tensões atuantes no solo (Figura 11) são as principais e as deformações principais ($\varepsilon_v, \varepsilon_r, \varepsilon_\theta$) relacionam-se com as variações em tensões principais segundo:

$$\begin{Bmatrix} \delta\varepsilon_r \\ \delta\varepsilon_\theta \\ \delta\varepsilon_z \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \delta\sigma_r \\ \delta\sigma_\theta \\ \delta\sigma_z \end{Bmatrix} \quad \dots(06)$$

De acordo com Houlsby & Withers (1988), para o caso esférico as deformações circunferenciais e radial são iguais (e tensões também), e como se trata de um estado plano cilíndrico, as deformações axiais são nulas, resultando na seguinte relação entre tensões:

$$\sigma_z = \nu(\sigma_r + \sigma_\theta) \quad \dots(07)$$

A imposição destas simplificações produz a relação tensão-deformação na sua forma geral final, para ambos os casos estudados:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_r \\ \Delta\sigma_\theta \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & m\nu \\ \nu & 1-(2-m)\nu \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \end{Bmatrix} \quad \dots(08)$$

A substituição da Equação 8 em 1 fornece a equação diferencial em termos de deformações. Posterior emprego das Equações 2 e 3 fornece a equação diferencial governante em função de deslocamentos:

$$\frac{d^2 y}{dr^2} + m \frac{dy}{dr} - m \frac{y}{r} = 0 \quad \dots(09)$$

que possui solução geral do tipo:

$$y = Ar + \frac{B}{r^m} \quad \dots(10)$$

em que A e B são constantes de integração.

As condições de contorno do problema são dadas por:

$$\begin{aligned} y &= 0 && \text{para } r = \text{infinito} \\ y &= a - a_0 && \text{para } r = a \end{aligned}$$

que fornecem os valores dos coeficientes $A = 0$ e $B = a^m (a - a_0)$, com isto, obtêm-se as soluções do sistema:

$$\varepsilon_\theta = \frac{B}{r^{m+1}} \quad \dots(11)$$

$$\varepsilon_r = -m \cdot \varepsilon_\theta \quad \dots(12)$$

$$\sigma_\theta = -2 \cdot G \cdot \varepsilon_\theta \quad \dots(13)$$

$$\sigma_r = 2 \cdot m \cdot G \cdot \varepsilon_\theta \quad \dots(14)$$

Pode-se reescrever a equação 14 em função da deformação da cavidade medida a cada dado acréscimo de pressão ($\Delta\sigma_r$), pois $\varepsilon_\theta = \frac{a \cdot a_0}{r^{m+1}} \varepsilon_c$, então para o trecho inicial da curva pressiométrica tem-se:

$$\Delta\sigma_r = \sigma_r - \sigma_h = 2mG \frac{a \cdot a_0}{r^{m+1}} \varepsilon_c \quad \dots(15)$$

As deformações circunferenciais e radiais no raio r são iguais e opostas e, como não há deformação vertical, não deve ocorrer mudança de volume no solo, isto é, as deformações ocorrem sob volume constante durante a fase elástica. Na parede da cavidade, ou seja, em $r = a$, a tensão radial é a pressão interna ($\sigma_r = p$) e como o deslocamento ($a - a_0$) é pequeno durante a fase inicial de expansão, então a Equação 15 pode ser reescrita como:

$$p - \sigma_h = 2mG\varepsilon_c \quad \dots(16)$$

Portanto, para um material isotrópico linear elástico, o módulo cisalhante no começo do teste pode ser determinado simplesmente tomando-se medidas do deslocamento da parede da cavidade e a respectiva variação de pressão. A rigidez inicial do solo é dada pelas equações 17 e 18, em termos de deformação da cavidade e deformação volumétrica, respectivamente.

$$G = \frac{0,5 \cdot (p - \sigma_h)}{\varepsilon_c} \quad \text{ou} \quad G = 0,5 \cdot \frac{a}{a_0} \cdot \frac{dp}{d\varepsilon_c} \quad \dots(17)$$

$$G = (p - \sigma_h) \frac{V_0}{\Delta V} \quad \text{ou} \quad G = V \frac{dp}{dV} \quad \dots(18)$$

2.4.3. Interpretação de Parâmetros

Três importantes propriedades do solo podem ser obtidas em ensaios pressiométricos: a rigidez (módulo cisalhante), a resistência ao cisalhamento e tensão horizontal *in situ*. Todavia, outros parâmetros do solo como ângulo de atrito, dilatância e compressibilidade, além de parâmetros de projeto como pressão limite, podem ser igualmente derivados de tais investigações *in situ* (Clarke, 1997). A Tabela 4 apresenta de forma sumarizada alguns métodos usualmente empregados na interpretação de ensaios pressiométricos, porém considerações

mais aprofundadas serão abordadas a seguir. Atualmente não existe metodologia desenvolvida especificamente para interpretação de ensaios pressiométricos em ADRSU.

2.4.3.1. Tensão Horizontal (σ_h)

De acordo com a tipologia de ensaio empregada a estimativa da tensão horizontal (σ_h) pode ser extremamente subjetiva, pois as metodologias de análises de expansão de cavidade assumem um raio inicial r_0 (Figura 12) como referência, de tal forma que a tensão na parede da cavidade naquele raio equivale à σ_h . Todavia, durante a instalação da sonda o estado de tensões pode ser modificado por esforços cisalhantes, compressivos e expansivos, contribuindo para a obtenção de valores de tensões que não representam a condição de repouso.

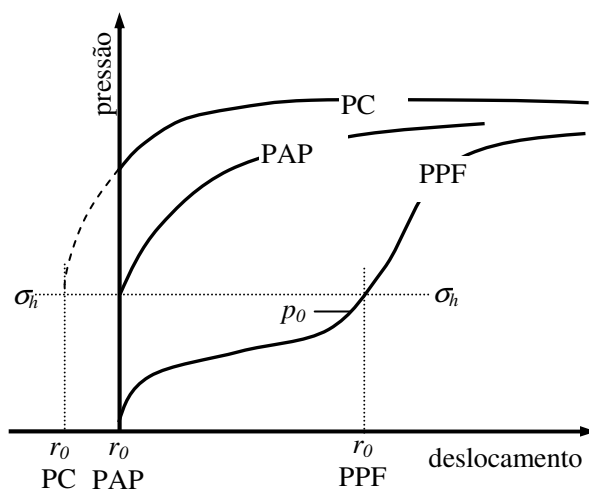


Figura 12- Influência do raio inicial da cavidade e tipo de pressiômetro em σ_h .

Ensaios com PAP's podem ser considerados os mais ideais para determinação da tensão horizontal, pois r_0 se aproxima ao máximo do raio da sonda e, portanto, a pressão de *liftoff*, ou de “descolamento” da membrana, equivale-se a σ_h , desde que descontada a rigidez da membrana.

Em ensaios do tipo PPF, a identificação do nível de referência é dificultada, pois, à medida que se prossegue com o acréscimo de pressão, a expansão deve vencer, além da rigidez da membrana, a pressão da lama de estabilização do furo.

Tabela 4- Exemplos de métodos de interpretação comumente usados em ensaios pressiométricos (Clarke, 1995).

Tipo de Solo	Parâmetro	Sonda	Método	Referência	Equação
Todos + rochas	G_{ur} ou G_u ou G_r	Todas	Ciclos de descarregar/recar.		$0,5 (dp/d\epsilon_c)$
	σ_h	PPF	Ajuste de curva	Marsland e Randolph (1977)	
	σ_h	PAP	Diretamente da curva	Gupta (2000)	$p_L = \sigma_h + s_u + s_{ul} \ln[4I_r^2 / (4I_r - 1)]$
	σ_h	PC	Curva de descarregamento	Houlsby e Withers (1988)	$p_L - s_{ul} [1 + \ln(G/s_u)]$
	G_u ou G_u v ϵ_r	Todas	Ciclos de descarregar/recar	Muir-Wood (1990)	
	s_u	PPF	Pressão limite modificada	Amar <i>et al.</i> (1975)	$(p_L - \sigma_h) / (5,5 \text{ a } 15)$
	s_u	PAP	Trecho final da curva de carreg.	Windle e Wroth (1975)	$p = p_L - 2s_{ul} [1 + \ln(G/s_u) + \ln(\Delta v/V)]$
	s_u	PC	Curva de descarregamento	Houlsby e Withers (1988)	$p = p_L - 2s_{ul} \{1 + \ln[\sinh(\epsilon_{max}/\epsilon) / \sinh(s_u/G)]\}$
	σ_h	PPF PC	Não recomendado		
	σ_h	PAP	Diretamente da curva		
Areias	G_u ou G_u v ϵ_r	Todas	Curva de descarregamento	Bellotti <i>et al.</i> (1989)	
	ϕ'	PPF	Não recomendado	Ménard (1957b)	$p_{lm} = b \cdot 2^{(\phi' - 24)/4}$ $b = 1,8$ (úmida) $b = 3,5$ (seca)
	ϕ'	PAP	Trecho final da curva de carreg.	Hughes <i>et al.</i> (1977)	$\text{sen } \phi' = \{s / [1 + (s-1) \text{sen } \phi'_{cv}]\}$
	ϕ'	PC	Curva de descarregamento	Houlsby e Nutt (1993) Yu <i>et al.</i> (1996)	$(p_L - \sigma_h) / \sigma'_h = 2,21 + 19,35 \text{ Dr}$ $(q_c - \sigma_h) / (p_L - \sigma_h) = 3,80 - 9,84 \text{ Dr}$ $\phi_{ps} = [12,7 / \ln(G/\sigma'_{vo})] \cdot (q_c / p_L) + 22,7$
	Ψ	PAP	Trecho final da curva de carreg.	Yu <i>et al.</i> (1996)	$\text{sin } \Psi = s + (s-1) \text{sen } \phi'_{cv}$

Quando a membrana toca a parede do furo, a respectiva pressão p_0 (Figura 12) é menor que σ_h , pois houve amolgamento e alívio de tensões pela perfuração.

A tensão horizontal não pode ser obtida diretamente através da curva pressiométrica de ensaios com PC, pois ocorre aumento de tensões localizadas durante a instalação da sonda. Sendo assim, a pressão aplicada durante a fase de carregamento nestes ensaios é sempre maior que σ_h , não sendo possível a obtenção de um ponto de referência. Portanto, empregam-se correlações semi-empíricas nos trechos de descarregamento para proceder com a análise.

Segundo Clarke (1995), de uma forma geral, alguns métodos subjetivos têm sido desenvolvidos para auxiliar na estimativa da tensão horizontal a partir de curvas pressiométricas e incluem:

- Método do descolamento – *lift-off*;
- Métodos baseados na resistência ao cisalhamento;
- Métodos baseados no procedimento de ensaio;
- Funções de ajuste da curva teste e
- Correlações empíricas com outros parâmetros.

Os métodos descritos por Clarke, (1995) foram desenvolvidos em função da natureza subjetiva da seleção do ponto de “descolamento” da membrana. Este ponto ou *lift-off* representa a pressão na qual a membrana descola da sonda e causa deformações. Como estas são mínimas em ensaios autoperfurantes, a tensão horizontal somente pode ser obtida diretamente através desses pressiômetros (Akbar, 2001). Originalmente os métodos de determinação da tensão horizontal foram concebidos para testes com PAP e, mais subjetivamente, para PC.

Para investigações com PC do tipo FDP, Houlsby & Withers (1988) recomendam, com certa restrição, a correlação observada na Tabela 4 para obtenção de σ_h em argilas. Entretanto, Akbar (2001) empregou com sucesso esta metodologia com um pressiômetro similar ao desenvolvido nesta pesquisa.

2.4.4. Módulo Cisalhante (G)

Há referência na literatura sobre diversas terminologias empregadas na definição de módulos provenientes de ensaios pressiométricos, como é possível observar na Tabela 5. Os módulos cisalhantes (e.g. G_i , G_u , etc.) podem ser obtidos pelas Equações 19 e 20. Todavia, estes não são módulos de um elemento no subsolo e sim, uma representação da rigidez média do trecho avaliado. Por sua vez, os módulos elásticos (e.g. E_m , E_m^- e E_m^+) são derivados de ensaios com pressiômetros de Ménard, nos quais o coeficiente de *Poisson* é assumido com um valor de 0,33. A razão E_m^-/E_m^+ é conhecida como coeficiente reológico (α).

Tabela 5 - Terminologia empregada na definição de módulos provenientes de ensaios pressiométricos (Clarke, 1995).

G_i	Módulo Cisalhante secante inicial
E_m	Módulo de Ménard
G_{ur}	Módulo Cisalhante secante de um ciclo de descarga/recarga
G_u	Módulo Cisalhante secante de um trecho de descarga
G_r	Módulo Cisalhante secante de um trecho de recarga
E_m^-	Módulo Elástico secante de um trecho de descarga
E_m^+	Módulo Elástico secante de um trecho de recarga
E_{mo}	Módulo Elástico Máximo de um trecho de descarga
E_{ro}	Módulo Elástico Máximo de um trecho de recarga
G_n	Módulo Cisalhante secante medido sobre uma faixa de deformação $n\%$
G_o	Módulo cisalhante máximo
G_s	Módulo equivalente de um elemento
G_{uro}	Módulo cisalhante equivalente na tensão efetiva <i>in situ</i>

2.4.4.1. Módulo Inicial

A melhor maneira de se obter o módulo cisalhante de um solo é quando este apresenta um comportamento idealmente elástico. Neste caso, G é obtido pela análise da porção inicial da curva pressiométrica. Para pequenas deformações a relação r_1/r_0 é pequena e $V \approx V_0$, portanto G_i pode se obtido por:

$$G = 0,5 \cdot (p - \sigma_h) / \varepsilon_c \quad \dots(19)$$

$$G = V_0 \cdot (p - \sigma_h) / \Delta V \quad \dots(20)$$

onde $p - \sigma_h$ é a diferença de pressão no ciclo; ε_c é a deformação da cavidade, e V_o é o volume inicial.

Porém, devido à possível magnitude dos amolgamentos no solo causados pela instalação da sonda, este trecho pode representar, de fato, a rigidez do solo deformado. Para minimizar este efeito, a metodologia mais indicada para modelar as características elásticas do meio é a realização de ciclos de descarregamento e recarregamento, desde que o nível de tensões aplicadas seja tal que não cause ruptura por extensão (Clarke, 1995). Desta forma, pode-se obter um valor médio de módulo cisalhante representativo do trecho ensaiado.

2.4.4.2.

Modulo de Descarregamento – Recarregamento (G_{ur})

Se o módulo do solo intacto é requerido, então, é necessário expandir a membrana suficientemente para atingir a região não amolgada, que, por sua vez, é função da metodologia de instalação empregada. Então, uma vez realizada a expansão, a membrana é desinflada descarregando o solo adjacente elasticamente. Todavia, caso este descarregamento seja demasiado poderá ocorrer ruptura do solo por extensão (Clarke, 1995), o que não é desejável caso ainda não se tenha encerrado o ensaio. Procede-se, então, com a fase de recarregamento, que será elástica até ocorrer escoamento, ou seja, até aproximadamente o ponto referente ao estado de tensão onde o descarregamento anterior teve início.

O módulo cisalhante médio pode ser obtido por duas maneiras nestes ciclos de descarga-recarga. O primeiro método, bastante simples, produz uma rigidez secante média e é obtido pela reta de melhor ajuste de todos os pontos que formam o ciclo (Figura 13). A inclinação desta reta é o dobro do módulo cisalhante. Este módulo representa a rigidez média dos elementos do solo adjacentes à sonda em relação à tensão efetiva do ponto de descarregamento (Clarke, 1997). Este método é aplicável para quaisquer tipos de pressiômetros e solos (Clarke, 1995). Adicionalmente, Houlsby & Schnaid (1994) recomendam que o módulo de cisalhamento seja determinado também a partir da inclinação de uma única linha traçada entre os dois ápices do ciclo. Contudo, eles observaram

que este método implica em valores 20% a 30% maiores quando comparados com o método anterior.

Um método alternativo de obtenção do módulo é selecionar pontos referentes a faixas específicas de deformação. Clarke (1996) recomenda faixas de 0.1% ou 0.2% de deformação, visto que estas magnitudes representam deformações médias típicas observadas em solos abaixo ou adjacentes a fundações. A inclinação é determinada tanto a partir do trecho de descarregamento, selecionando-se a deformação mínima da cavidade como origem, quanto do trecho de recarregamento, neste caso utiliza-se a deformação máxima da cavidade como origem. Segundo Clarke (1993), a porção de recarregamento produz valores mais consistentes.

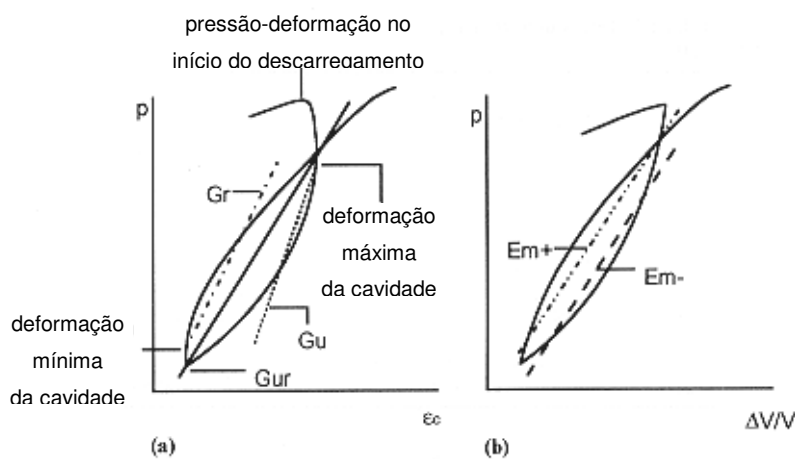


Figura 13- Ciclos de descarregamento e recarregamento mostrando inclinações usadas para estimar G_u , G_r , E_{m-} e G_{ur} (inclinação é o dobro do módulo cisalhante): (a) módulos cisalhantes; (b) módulos elásticos.

2.4.4.3. Resistência ao Cisalhamento Não-Drenada (S_u)

A resistência do solo proveniente dos três tipos de pressiômetros abordados anteriormente pode ser determinada de diversas maneiras onde, para cada método, obtêm-se diferentes resultados (Wroth, 1984). Nos casos de PAP's, a resistência pós-pico (com aplicação p.ex. na análise de estabilidade) é obtida pelo trecho final da curva de carregamento, considerando-se um modelo perfeitamente plástico para o solo, como observado na Figura 14. Por sua vez, em ensaios com PPF's, S_u é normalmente obtida com correlações empíricas como a apresentada na Tabela 4

que emprega a pressão limite p_L requerida para dobrar o tamanho da cavidade no início do ensaio (Akbar, 2001).

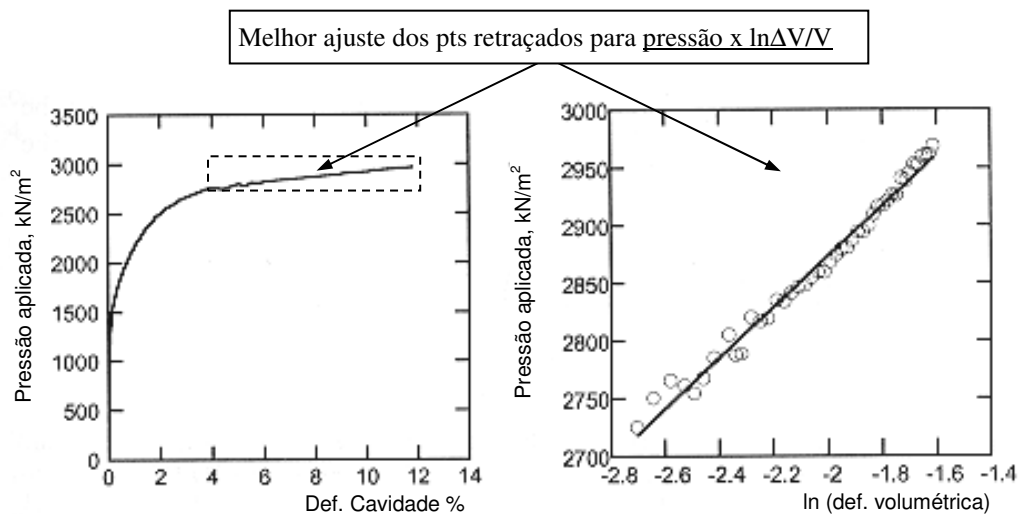


Figura 14- Interpretação de ensaios com PAP para determinação de S_u .

A resistência não drenada pode ser determinada, ainda, pela porção da curva de descarregamento em ensaios com PC's, como proposto por Houlsby & Withers (1988). Este método pode fornecer, simultaneamente, o módulo cisalhante (G) e a tensão horizontal *in situ* (σ_h). A construção do trecho de descarregamento da curva por este método está ilustrada na Figura 15. Nela, as pressões de expansão da cavidade estão representadas contra os valores de $-\ln\left(\frac{m+1}{2} \cdot (\varepsilon_m - \varepsilon)\right)$ referentes ao trecho final da curva. A variável m assume valores 1 ou 2 para o caso de expansão cilíndrica ou esférica respectivamente. À medida em que a expansão é cilíndrica, o termo $-\ln\left(\frac{m+1}{2} \cdot (\varepsilon_m - \varepsilon)\right)$ reduz-se para $-\ln(\varepsilon_m - \varepsilon)$, onde ε representa a deformação da cavidade para qualquer dada pressão e ε_m é a máxima deformação alcançada no ensaio. O valor da tensão horizontal (σ_h) é o ponto intermediário entre a pressão limite (p_L) e o intercepto da extensão da linha de tendência sobre o trecho de descarregamento plástico. A inclinação desta linha é dada por $2S_u(2+m)/3$, que se reduz para $2S_u$ para o caso de expansão cilíndrica. A abscissa do ponto de interseção da pressão limite com a linha de descarregamento plástico é dada por $1 + \ln(I_r)$, onde I_r é o índice de rigidez definido por como G/S_u . Portanto, sabendo-se $1 + \ln(I_r)$ e S_u , calcula-se G .

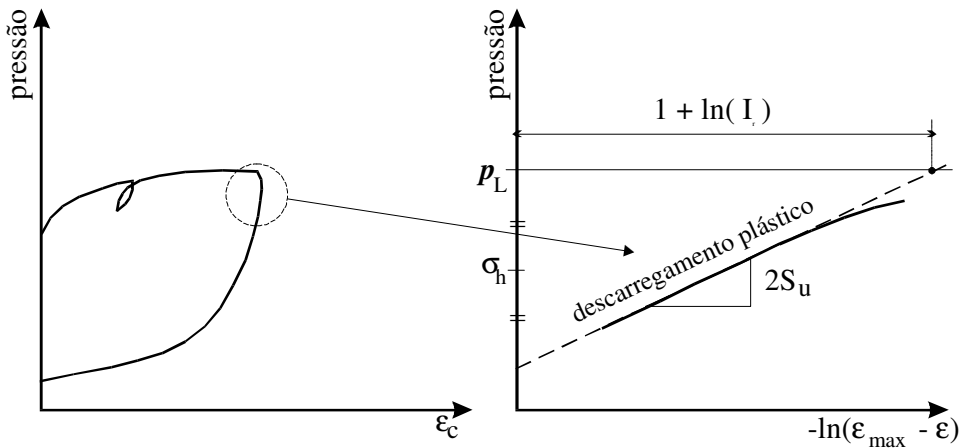


Figura 15- Determinação de S_u , σ_h e G segundo Houslby e Withers (1988).

2.4.4.4. Ângulo de Atrito (ϕ)

Hughes *et al.* (1977) recomendam que o ângulo de atrito de areias densas seja estimado através da porção final da curva de carregamento de ensaios com PAP's como mostrado na Figura 16 e pela correlação dada na Tabela 4. Esta correlação requer o conhecimento de "s", que é a inclinação do trecho final da curva de carregamento, e ϕ'_{cv} que é o ângulo de atrito a um volume constante (Tabela 6). Porém, como ϕ'_{cv} não é crítico na determinação de ϕ , Clarke (1996) recomenda que um valor médio de 35° deva ser empregado.

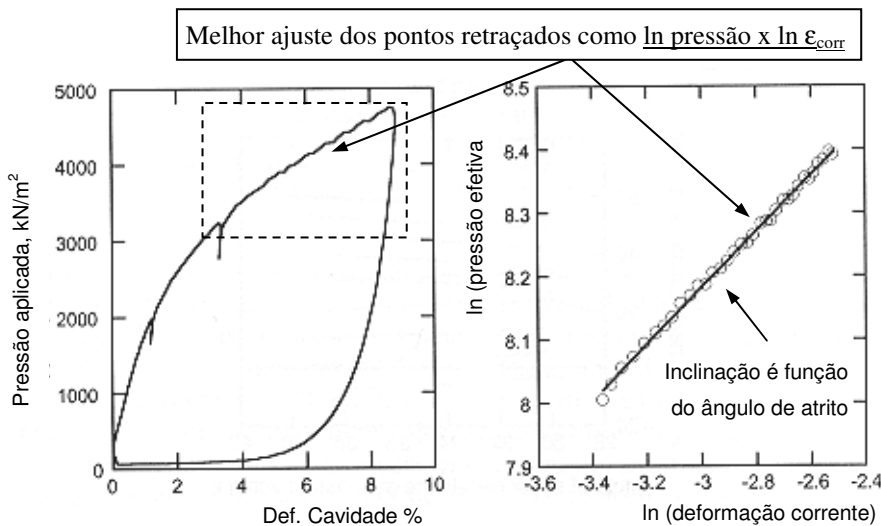


Figura 16- Determinação de ϕ' através de ensaios com PAP's em areias densas (Clarke 1997).

em que a deformação corrente é dada por:
$$\epsilon_{corr} = \frac{r_i - r_0}{r_i} = \frac{\epsilon_c}{1 + \epsilon_c}$$

Tabela 6 - Valores típicos de ϕ'_{cv} (Robertson & Hughes, 1986).

Tipo de Solo	ϕ'_{cv}
Pedregulho-areia-silte bem graduado	40
Areia grossa uniforme	37
Areia média bem graduada	37
Areia média uniforme	34
Areia fina bem graduada	34
Areia fina uniforme	30

Devido ao elevado amolçamento causado durante a instalação dos PC's e PPF's, não é possível a determinação direta de ϕ' com estes tipos de pressiômetros. Adicionalmente, Mair & Wood (1987) recomendam que não se utilizem dados de PPF's para avaliar ϕ' , porém Ménard propôs a correlação apresentada na Tabela 4 para este fim, onde também estão outras correlações para os diversos tipos de sondas pressiométricas.

Para PC's, duas equações (Houlsby & Nutt, 1993; Yu *et al.*, 1996) são apresentadas na Tabela 4 e que podem ser combinadas para produzir uma relação entre densidade relativa, pressão limite e resistência do cone, desde que não haja excessos de poropressões e que estas sejam conhecidas *a priori*. Se a pressão limite e a resistência de ponta são conhecidas do ensaio, então, a densidade relativa pode ser determinada e, conseqüentemente, o ângulo de atrito também por meio de correlações desenvolvidas entre ϕ' e D_r . Esta metodologia possui a desvantagem de requerer dados de ambos ensaios pressiométricos e de cone. Contudo, seguindo a recomendação de Van Wieringer (1982) sobre correlações entre pressão limite e resistência de ponta de cone (Equações 21 e 22) pode-se estimar q_c e, portanto, a equação da Tabela 4 torna-se simples e dependente de apenas um ensaio de campo.

$$q_c = 3 \cdot p_L \quad \text{para argilas} \quad \dots(21)$$

$$q_c = 15 \cdot (\tan \phi')^{1.75} \quad \text{para areias} \quad \dots(22)$$

Nas duas equações anteriores, p_L é a pressão limite, definida como: “a máxima pressão alcançada durante um ensaio pressiométrico na qual a cavidade

continuar a expandir-se indefinidamente” (Akbar, 2001). Na realidade, isto não é possível, pois a expansão da membrana é restrita. Todavia, o seu valor pode ser estimado extrapolando-se a curva para o infinito (Akbar, 2001).

Yu *et al.* (1996) desenvolveram um método para determinar o ângulo de atrito interno das areias usando resultados de ensaios com PC's baseado na razão entre a resistência de ponta do cone e a pressão limite. A equação para este fim está apresentada na Tabela 4. O módulo cisalhante a ser empregado pode ser estimado em ciclos de descarregamento-recarregamento como descrito anteriormente.