

## 4

### Investigação Geotécnica

O reconhecimento das condições do subsolo constitui pré-requisito para projetos geotécnicos seguros e econômicos. As investigações geotécnicas devem permitir uma definição:

- da estratigrafia do subsolo;
- das condições de água subterrânea; e
- uma estimativa das propriedades geomecânicas dos materiais envolvidos.

No processo de dimensionamento geotécnico (Figura 4.1), antes mesmo de definir o método de cálculo, é extremamente importante definir um perfil geotécnico adequado para que pontos críticos do subsolo sejam identificados e também que investigações adicionais sejam realizadas com mais eficácia.

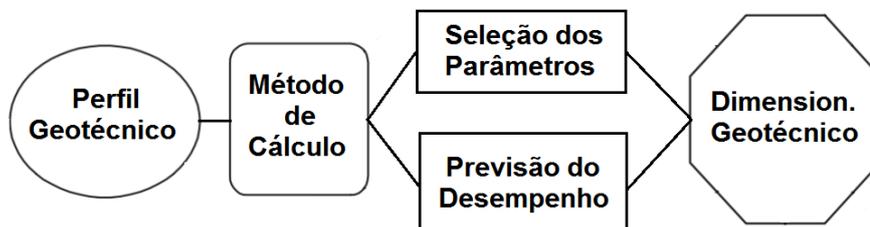


Figura 4.1 – Processo de dimensionamento geotécnico.

Já os parâmetros geotécnicos dependem basicamente do método de cálculo utilizado e podem ser definidos diretamente por ensaios de laboratório ou indiretamente através de correlações.

Independentemente do método de cálculo adotado, os parâmetros geotécnicos possuem uma grande influência sobre os resultados das análises realizadas, sendo preferível trabalhar com parâmetros geotécnicos realistas em um método de cálculo grosseiro do que utilizar parâmetros geotécnicos não

realistas em métodos de cálculo mais sofisticados, como, por exemplo, o método dos elementos finitos.

Portanto, é importante garantir que os ensaios realizados para obter os parâmetros geotécnicos sejam os mais apropriados possíveis.

#### 4.1 Perfil Geotécnico

Na definição do perfil geotécnico, o projetista tem que lidar com inúmeras incertezas. Por exemplo, a extensão lateral e vertical dos diferentes tipos de solos (areia, argila, rocha, etc.), e esta definição é ainda mais difícil em terrenos de solos tropicais residuais, pois o subsolo desses locais apresenta grande variabilidade e heterogeneidade, e, assim, por mais extensa que sejam as sondagens realizadas, dificilmente as condições do subsolo serão totalmente definidas.

Portanto, o perfil geotécnico nesses locais será necessariamente uma representação simplificada (geralmente sob a forma de modelagem 2D assumindo zonas homogêneas) da realidade geotécnica 3D (Figura 4.2).

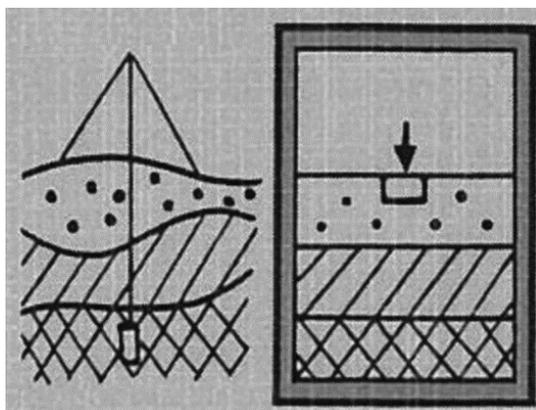
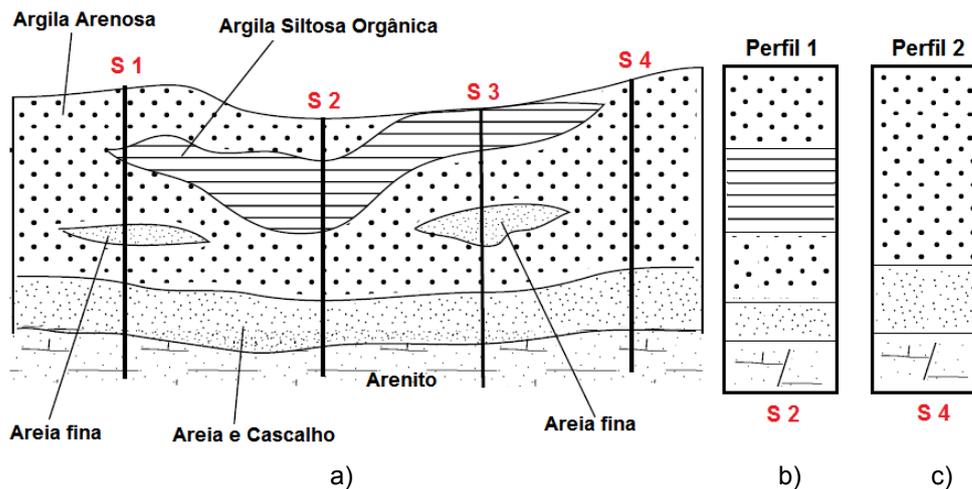


Figura 4.2 – Simplificações realizadas no perfil geotécnico.

Embora a heterogeneidade dos perfis de solo residual torna a construção de perfis geotécnicos difícil, a chave encontra-se em um modelo geotécnico simplificado, que capta de forma adequada todas as características geológicas-geotécnicas e hidrogeológicas importantes. A habilidade e experiência de um geotécnico desempenha um papel fundamental na qualidade do modelo geotécnico.

Uma consideração importante é avaliar a potencial variabilidade das condições do solo, elaborando mais de um perfil geotécnico para delinear os possíveis limites da variabilidade do terreno e as consequências dessa variação no dimensionamento (Figura 4.3).



A determinação do perfil geotécnico pode ser realizada por sondagens do tipo SPT, trado manual, poços, trincheiras, sondagens rotativas, ensaios geofísicos, etc. Na prática, a sondagem SPT é mais utilizada para caracterizar os solos e a sondagem rotativa a mais utilizada para caracterizar rochas.

## 4.2 Seleção dos Parâmetros

Os parâmetros geotécnicos podem ser classificados em três grupos: resistência, deformabilidade e permeabilidade. Esses parâmetros são função basicamente do método de cálculo adotado e das condições de drenagem (tensão total ou efetiva).

Para o dimensionamento de estrutura de contenção pelo método clássico, além dos pesos específicos (natural e saturado), são necessários apenas os parâmetros de resistência (Tabela 4.1).

Tabela 4.1 – Parâmetros e propriedades necessárias por método de cálculo.

Método de Cálculo	Parâmetros do Solo					
	Peso Específico	Coeficiente do empuxo em repouso	Resistência do solo		Parâmetros de rigidez do solo	Parâmetros de permeabilidade
			Tensão total	Tensão efetiva		
$\gamma$	$K_0$	$S_u$	$\phi', c'$			
Método Clássico	✓	-	✓	✓	-	-
Método dos elementos finitos	✓	✓	✓	✓	✓	*

\* necessário para análises de fluxo

Já os parâmetros necessários para as análises no método dos elementos finitos dependem do modelo constitutivo utilizado, e, geralmente, quanto mais sofisticado o modelo, maior o número de parâmetros necessários (Tabela 4.2).

Tabela 4.2 – Parâmetros necessários para cada tipo de modelo constitutivo.

Tipos de Parâmetros	Modelo de Enrijecimento Plástico	Mohr-Coulomb
Deformabilidade	$E_{50}$ $E_{ur}$ $\nu_{ur}$ $m$	$E$ $\nu$
Resistência	$\phi'$ $c'$	$\phi'$ $c'$
Define as Superfícies de Plastificação	$E_{oed}$ OCR	

Os parâmetros geotécnicos podem ser obtidos indiretamente, a partir de correlações, ou diretamente a partir de ensaios de laboratório. Na prática, geralmente os parâmetros são determinados a partir de correlações com o ensaio SPT. As vantagens e desvantagens desta abordagem são apresentadas no item 4.3.

Já o item 4.4 aborda os cuidados e ponderações que devem ser levados em consideração na seleção dos parâmetros geotécnicos a partir de ensaio de laboratório.

### 4.3 Sondagem SPT

O ensaio de simples reconhecimento com medida de resistência à penetração dinâmica, como é reconhecido oficialmente no Brasil, e universalmente conhecido como Standard Penetration Test (SPT), foi introduzido por volta de 1902 pelo engenheiro Charles R. Gow, nos Estados Unidos, como um método de sondagem utilizado apenas para fazer a identificação e caracterização do solo (Fletcher, 1965).

Inevitavelmente, devido à necessidade dos engenheiros geotécnicos em registrar todos os dados possíveis, as empresas de sondagem começaram a anotar o número de golpes necessários para cravar o amostrador, e, naturalmente, a partir daí começaram a surgir as primeiras correlações.

Um fato marcante para que houvesse a disseminação do SPT ocorreu na década de 40, quando em 1948 foi lançado o livro “Soil Mechanics in Engineering Practice”, escrito por Terzaghi & Peck. Nele foram discutidos vários aspectos do SPT e apresentadas as primeiras correlações entre a resistência à penetração e

a densidade relativa das areias.

Além do “aval” de Terzaghi, o SPT tem se mostrado um ensaio muito útil (quando bem executado), pois tem a vantagem de ser um ensaio muito simples do ponto de vista não só executivo, mas também interpretativo, portanto, desde o seu surgimento e mais fortemente nos últimos trinta anos, houve uma proliferação muito grande de empresas de Geotecnia que passaram a adotar como ensaio geológico-geotécnico somente o SPT.

Evidentemente essa popularização do ensaio trouxe consigo aspectos positivos, mas também negativos. Um exemplo do uso positivo e inteligente do ensaio SPT (além é claro, da incontestável vocação para a identificação e caracterização do subsolo) é a criação de bases de dados. Por exemplo, no caso da engenharia de fundações, geotécnicos agruparam dados de várias provas de cargas em conjunto com os resultados dos ensaios SPT onde as provas de cargas foram executadas para a elaboração de equações de capacidade de carga mais assertivas e específicas para cada região.

Por outro lado, como aspecto negativo, por se tratar de um ensaio manual (principalmente no Brasil), a qualidade do ensaio depende muito das pessoas que o executam, e, infelizmente, há ainda muitas empresas de sondagens despreparadas, que realizam o ensaio sem qualquer padronização, resultando em dados totalmente imprecisos e incoerentes, fato que impede sejam os dados correlacionados.

Além disso, é fácil observar o uso indiscriminado de correlações para o dimensionamento de obras geotécnicas sem o julgamento e as ponderações necessárias, muitas vezes um ponto fundamental é negligenciado: projetistas esquecem que essas correlações foram criadas para situações específicas e que não deveriam ser extrapoladas para outras situações sem ao menos uma análise criteriosa.

#### **4.3.1 Fatores que Influenciam os Resultados do Ensaio**

Os equipamentos e procedimentos utilizados na execução do ensaio são os fatores que mais interferem na energia de cravação do amostrador e, conseqüentemente, nos resultados do ensaio. Embora as últimas décadas têm sido marcadas por uma contínua evolução, tanto no sentido de padronizações e especificações relativas à aparelhagem (equipamento e ferramentas), como também nos processos de avanço da perfuração e nos mecanismos de levantamento e soltura do martelo, infelizmente no meio “técnico” existem

variações regionais de procedimentos de sondagens, por exemplo:

- uso ou não de coxim e cabeça de bater;
- acionamento com corda de sisal ou cabo de aço, com e sem roldana;
- variação do tipo de martelo utilizado; e
- a forma de escavar e retomar a escavação.

Essas variações podem ter uma grande influência na energia em que o amostrador é cravado no solo e, por sua vez, afetam as medições dos ensaios. No Brasil, estudos indicaram que o ensaio realizado seguindo rigorosamente as especificações da Norma NBR a energia aplicada varia entre 70% a 80% da energia teórica (Belincanta, 1998; Décourt, 1989).

Em comparação, nos Estados Unidos e na Europa, onde o sistema é mecanizado, a energia liberada é aproximadamente 60%.

No Brasil, por utilizar equipamentos manuais, há ainda os fatores humanos que influenciam diretamente na energia aplicada, sendo as principais fontes de erros humanos:

- erros na altura correta do levantamento do martelo;
- erros no avanço do furo através da circulação d'água (geralmente, há uma lavagem excessiva do furo);
- erros na cravação do revestimento do furo (às vezes o revestimento é colocado abaixo da posição de assentamento do amostrador, o que é suficiente para mascarar o número de golpes medido).

Além disso, como não há um sistema que permita a contagem automática do número de golpes no ensaio SPT e, ainda, a má qualidade da mão-de-obra geralmente utilizada, naturalmente pode-se esperar erros durante a contagem dos golpes e das anotações do boletim de campo. Além do baixo nível intelectual dos operários há ainda o cansaço físico nos finais de jornadas e a falta de fiscalização, tudo contribuindo para que esses erros aconteçam.

#### **4.3.2 Correções do $N_{SPT}$**

Como dito anteriormente, existem diferentes técnicas de perfuração, equipamentos e procedimentos de ensaio nos diversos países, isso

consequentemente resulta na mobilização de diferentes energias de cravação. Assim, previamente ao uso de uma correlação internacional deve ser feita uma correção da energia (Equação 4.1) para que haja uma compatibilidade entre a energia na qual os dados foram obtidos e a energia de referência utilizada na elaboração da correlação. Por exemplo, caso uma sondagem SPT seja realizada no Brasil (é razoável considerar 72% da energia teórica) e se queira utilizar uma correlação americana (eficiência de 60%) é necessário majorar o  $N_{SPT}$  em 20 %, ou seja, caso o  $N_{SPT}$  seja 10, deve-se entrar na Equação da correlação com o valor de 12.

$$N_{SPT}^{ref} = \frac{N_{SPT}^{medido} * eficiência do ensaio}{energia de ref. da correlação} \quad (4.1)$$

$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT} * 0,72}{0,60} \therefore N_{SPT,60} = N_{SPT} * 1,2$$

Uma outra correção é recomendável quando se deseja estimar a densidade relativa em solos granulares. Ou seja, é necessário corrigir o valor  $N_{SPT}$  para considerar o efeito do nível geostático de tensões *in situ* (Figura 4.4). Essa correção pode ser feita multiplicando o  $N_{SPT}$  pelo fator  $C_N$ .

E esse fator pode ser determinado por meio das seguintes equações empíricas (Tabela 4.3):

Tabela 4.3 – Fator de correção devido às tensões geostáticas em solos granulares (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Referência	$C_N$	$\sigma'_v$	Observação
Skempton (1986)	$C_N = \frac{200}{100 + \sigma'_v}$	kPa	Seed, Idriss e Arango (1983) $D_r = 40\% - 60\% \rightarrow$ Areias NA
Skempton (1986)	$C_N = \frac{300}{200 + \sigma'_v}$	kPa	Seed, Idriss e Arango (1983) $D_r = 60\% - 80\% \rightarrow$ Areias NA
Peck, Hanson Thornburn (1974)	$C_N = 0,77 \log \left( \frac{2.000}{\sigma'_v} \right)$	kPa	Areias NA
Liao e Whitman (1985)	$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}}$	kPa	Areias NA
Liao e Whitman (1985)	$C_N = \left[ \frac{(\sigma'_v)_{ref}}{\sigma'_v} \right]^k$	-	$k = 0,4 - 0,6$
Skempton (1986)	$C_N = \frac{170}{70 + \sigma'_v}$	kPa	Areias PA $\rightarrow$ OCR = 3
Clayton (1993)	$C_N = \frac{143}{43 + \sigma'_v}$	kPa	Areias PA $\rightarrow$ OCR = 10

NA = normalmente adensada  
PA = pré-adensada

Essa correção é necessária, pois como a tensão vertical efetiva aumenta com a profundidade é possível que solos com a mesma densidade relativa apresentem  $N_{SPT}$  diferentes, graças ao aumento da tensão “confinante” com a profundidade.

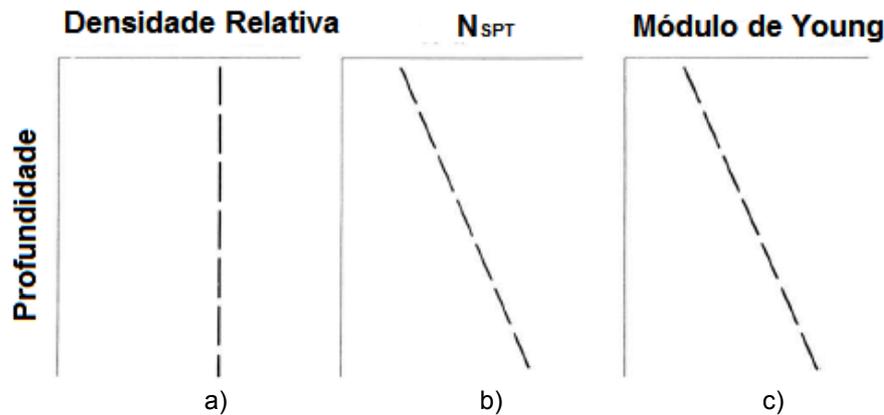


Figura 4.4 – Efeito do nível geostático – a) Densidade relativa é a mesma – b)  $N_{SPT}$  aumenta com a profundidade – c) Módulo de Young aumenta com a profundidade.

Veja, por exemplo (Schnaid e Odebrecht, 2012), um depósito de areia normalmente adensada, com peso específico  $\gamma_{nat} = 18 \text{ kN/m}^3$ , nível d’água profundo e resistência a penetração ( $N_{SPT,60}$ ) de 5 e 16 golpes nas profundidades de 2m e 20m, respectivamente:

- I. Na profundidade de 2m, a tensão vertical é de  $36 \text{ kN/m}^2$ , portanto

$$C_N = \frac{200}{100 + \sigma'_V} = \frac{200}{136} = 1,47$$

Logo,

$$(N_{SPT,1})_{60} = 5 * 1,47 \cong 7$$

- II. Já na profundidade de 20m, a tensão vertical é de  $360 \text{ kN/m}^2$ , portanto

$$C_N = \frac{200}{100 + \sigma'_V} = \frac{200}{460} = 0,43$$

Logo,

$$(N_{SPT,1})_{60} = 16 * 0,43 \cong 7$$

Portanto, o depósito de areia tem aproximadamente a mesma densidade relativa, apesar dos registros de  $N_{SPT,60} = 5$  a 2m e  $N_{SPT,60} = 16$  a 20m de profundidade.

### 4.3.3 Correlações

Em geral, as correlações de origem empíricas são obtidas em condições particulares e específicas, mas acabam sendo extrapoladas na prática e aplicadas muitas vezes de forma não apropriada. Apesar de existirem correlações para os mais diversos parâmetros e propriedades dos solos (peso específico, densidade relativa, Módulo de Young, etc.), as correlações para determinar os parâmetros de resistência ( $\phi'$  e  $S_u$ ) são as mais conhecidas e utilizadas.

No entanto, encontra-se com mais facilidade, correlações para solos com comportamento puramente friccionais (solos granulares).

Dentre as correlações para solos puramente friccionais (areias), onde o  $N_{SPT}$  pode ser utilizado diretamente, ou seja, sem correção da energia e níveis de tensões geostática, pode-se destacar a seguinte correlação:

$$\phi'_p = 15^\circ + \sqrt{24 * N_{SPT}} \quad \text{Teixeira (1996)} \quad (4.2)$$

Já as correlações para areias que utilizam o  $N_{SPT,60}$ , ou seja, o número de golpes corrigido para o nível de energia de referência internacional (60% da teórica) são:

$$\phi'_p = 20^\circ + \sqrt{15,4 * N_{SPT,60}} \quad \text{Hatanaka e Uchida (1996)} \quad (4.3)$$

$$\phi'_p = \tan^{-1} \left[ \frac{N_{SPT,60}}{12,2 + 20,3 \left( \frac{\sigma'_{V0}}{P_a} \right)} \right]^{0,34} \quad \text{Schmertmann (1975)} \quad (4.4)$$

Onde  $P_a$  é a pressão atmosférica (101,3 kPa) e  $\sigma'_{V0}$  é a tensão vertical média na profundidade analisada.

Agora, quando o número de golpes do ensaio SPT é corrigido tanto para a energia de referência internacional (60% da teórica) como também é corrigido para o nível de tensão geostático (utilizando  $C_N$ ) tem-se a seguinte correlação:

$$\phi' = 18 \left[ (N_{SPT,1})_{60} \right]^{0,234} \quad \text{Schnaid et al (2009)} \quad (4.5)$$

No entanto, como a maioria dos solos fica em uma situação intermediária, ou seja, não são puramente friccionais, nem puramente coesivos, tabelas como a

Tabela 4.4, proposta por Joppert (2007), são aparentemente muito úteis. Por isso, são bastante utilizadas na prática geotécnica, no entanto, muitas vezes sem o julgamento e as ponderações necessárias.

Tabela 4.4 – Correlações entre o  $N_{SPT}$  e os parâmetros do solo (Jopper, 2007).

Tipo de solo	Faixa de SPT	Módulo de elasticidade (t/m <sup>2</sup> )	Peso específico (g)		Ângulo atrito efetivo (f)	Coesão efetiva (tf/m <sup>2</sup> )
			Natural (t/m <sup>3</sup> )	Saturado (t/m <sup>3</sup> )		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0 - 4	2000 - 5000	1,7	1,8	25°	–
	5 - 8	4000 - 8000	1,8	1,9	30°	–
	9 - 18	5000 - 10000	1,9	2,0	32°	–
	19 - 41	8000 - 15000	2,0	2,1	35°	–
	≥ 41	16000 - 20000	2,0	2,1	38°	–
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,7	1,8	25°	0
	5 - 8	4000	1,8	1,9	28°	0,5
	9 - 18	5000	1,9	2,0	30°	0,75
	19 - 41	10000	2,0	2,1	32°	1,0
Argila porosa vermelha e amarela	0 - 2	200 - 500	1,5	1,7	20°	0,75
	3 - 5	500 - 1000	1,6	1,7	23°	1,5
	6 - 10	1000 - 2000	1,7	1,8	25°	3,0
	≥ 10	2000 - 3000	1,8	1,9	25°	3,0 a 7,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 - 2	100	1,7	1,8	20°	0,75
	3 - 5	100 - 250	1,8	1,9	23°	1,5
	6 - 10	250 - 500	1,9	1,9	24°	2,0
	11 - 19	500 - 1000	1,9	1,9	24°	3,0
	20 - 30	3000 - 10000	2,0	2,0	25°	4,0
	≥ 30	10000 - 15000	2,0	2,0	25°	5,0
Argila arenosa pouco siltosa	0 - 2	500	1,5	1,7	15°	1,0
	3 - 5	500 - 1500	1,7	1,8	15°	2,0
	6 - 10	1500 - 2000	1,8	1,9	18°	3,5
	11 - 19	2000 - 3500	1,9	1,9	20°	5,0
	≥ 20	3500 - 5000	2,0	2,0	25°	6,5
Turfa / argila orgânica (quaternário)	0 - 1	40 - 100	1,1	1,1	15°	0,5
	2 - 5	100 - 150	1,2	1,2	15°	1,0
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5 - 8	8000	1,8	1,9	25°	1,5
	9 - 18	1000	1,9	2,0	26°	2,0
	19 - 41	15000	2,0	2,0	27°	3,0
	≥ 41	20000	2,1	2,1	28°	5,0

#### 4.4. Ensaio de Laboratório

Os ensaios de laboratório são, sem dúvida, uma parte importante da mecânica dos solos moderna. Foram a partir dos ensaios de laboratório que a geotecnia deixou de ser uma “atividade” empírica para ser tornar uma ciência, regida por teorias bem estabelecidas.

Embora, como o solo se trata de um material produzido naturalmente, sem um “controle tecnológico”, essas teorias às vezes falham. Portanto, é dever do engenheiro geotécnico utilizar do seu julgamento e bom senso para dosar a quantidade de empirismo e “ciência” que será empregado em um problema geotécnico.

No âmbito da ciência, uma das questões principais é conhecer e compreender o comportamento do solo, tanto em termo de resistência como também as características de tensão-deformação. Sendo assim, os ensaios de laboratório são uma das ferramentas mais úteis a ser empregada, pois as condições de contorno (nível de tensão e deformação, drenagem e a taxa de deformação) são conhecidas e controladas.

No entanto, os ensaios de laboratório têm várias limitações que devem ser conhecidas e ponderadas na prática geotécnica. Geralmente, essas limitações não são derivadas dos ensaios de laboratório em si, mas devido as características únicas e “imperfeitas” dos solos (principalmente dos solos tropicais residuais). Dentre os fatores que devem ser levados em conta estão:

- Efeitos de amostragem;
- Variabilidade natural do solo;
- Efeito escala;
- Anisotropia, tanto da rigidez como também da resistência;
- Efeito do nível de tensão e deformação;
- Heterogeneidade.

#### **4.4.1 Efeitos de Amostragem**

Os efeitos de amostragem são inevitáveis nos ensaios de laboratório e, embora a maioria dos estudos sobre os efeitos de amostragem é direcionada às argilas moles, alguns efeitos podem ser estendidos a todos os tipos de solo. Por exemplo, independentemente do tipo de solo, a amostragem em blocos sempre será melhor do que em tubos amostradores (Shelby, Mazier, Osterberg, etc.), isto porque sempre existirá perturbações nas amostras provocadas pela cravação dos amostradores e, conseqüentemente, afetam a qualidade da amostra (Figura 4.5).

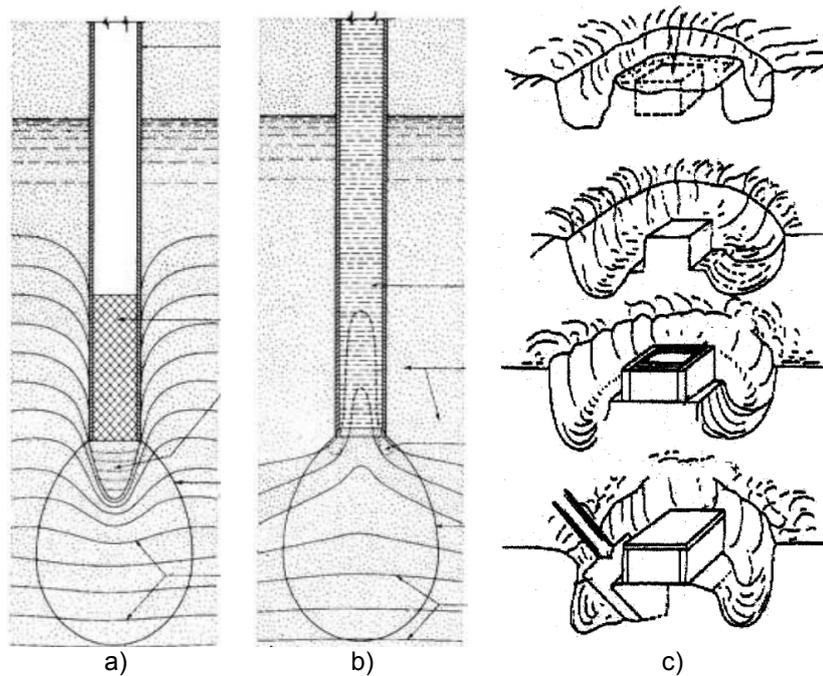


Figura 4.5 – Amostragem - a) deformações causadas pela cravação do amostrador – b) deformações causadas pela retirada do amostrador do terreno – c) etapas da amostragem em blocos.

Tanaka (1996) e Hight (2000) analisaram a influência dos métodos de amostragem nos resultados de ensaios de (a) compressão não confinada e (b) ensaios de compressão triaxial.

Analisando os gráficos da Figura 4.6 é possível comprovar que os blocos são a melhor forma de amostragem nas argilas analisadas:

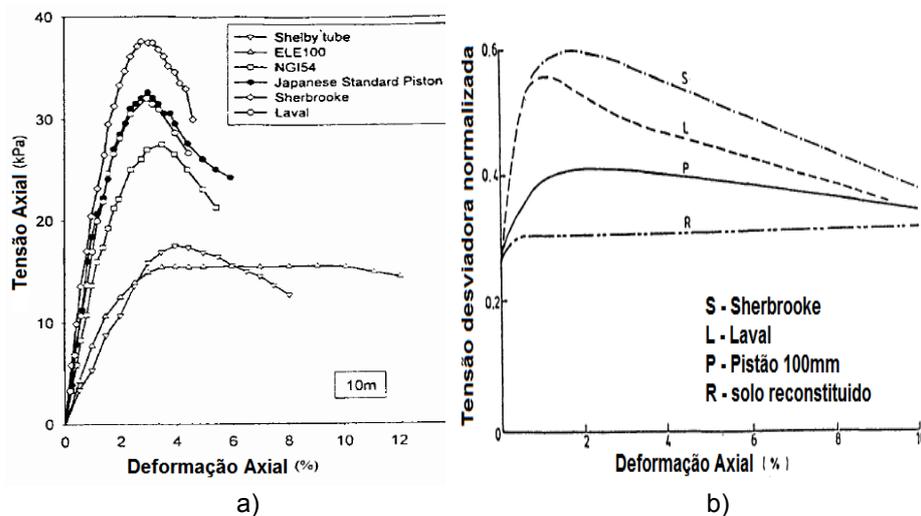


Figura 4.6 – Efeitos do método de amostragem - a) Ensaio de compressão não confinada na argila de Ariake (Tanaka et al, 1996) – b) Ensaio triaxial ( $CK_0U$ ) na argila de Bothkennar (Hight, 2000).

Já nos solos tropicais residuais, quando amostrados em forma de blocos, o alívio de tensões é a principal causa de perturbações e essas perturbações serão menores quanto maior for a cimentação e/ou a sucção do solo.

Uma boa forma de analisar a qualidade das amostras é analisar o gráfico de compressibilidade obtido nos ensaios edométricos. Amostras de boa qualidade possui um ponto bem aparente de escoamento (yielding), ou seja, um ponto no qual um pequeno aumento da tensão vertical causa uma grande deformação no solo. Conforme a Figura 4.7, quanto menos aparente for o ponto de escoamento pior a qualidade da amostra:

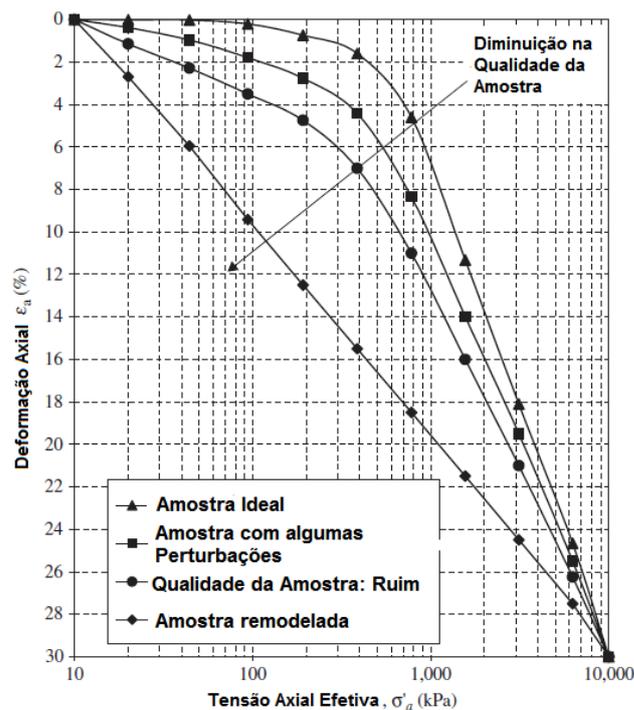


Figura 4.7 – Análise gráfica da qualidade das amostras.

#### 4.4.2 Anisotropia

Outra característica intrínseca dos solos é a anisotropia, tanto da resistência como também da rigidez, ou seja, a resistência e rigidez do solo dependem da direção da tensão principal maior ( $\sigma_1$ ). Por exemplo, vários geotécnicos, dentre eles Ladd (1991), demonstraram que a resistência não drenada ( $S_U$ ) das argilas varia de acordo com o tipo de ensaio realizado (Figura 4.8), isto é, em ensaios triaxiais de compressão, onde a direção do  $\sigma_1$  é vertical ( $\delta = 0^\circ$ ), as argilas apresentam um resistência maior do que nos ensaios de cisalhamento direto simples ( $\sigma_1$  a  $\delta = 45^\circ \mp 15^\circ$ ) e triaxial de extensão ( $\sigma_1$  a  $\delta = 90^\circ$ ).

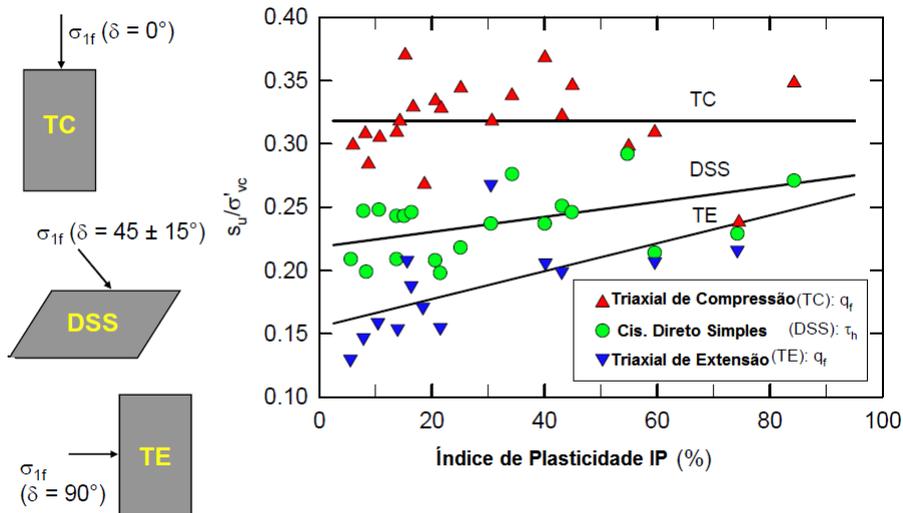


Figura 4.8 – Variação da resistência não drenada com o tipo de ensaio (Ladd, 1991).

Entretanto, não é só a resistência não drenada que varia de acordo com o tipo de ensaio, Mayne e Kulhawy (1990), também comprovaram que a resistência em termos de tensão efetiva ( $\phi'$ ) também depende da direção da tensão principal maior ( $\sigma_1$ ). Ao analisar 55 argilas “intactas” eles observaram que geralmente os ângulos de atrito efetivo obtidos nos ensaios triaxial de extensão são 22% maiores do que os obtidos nos ensaios triaxiais de compressão (Figura 4.9).

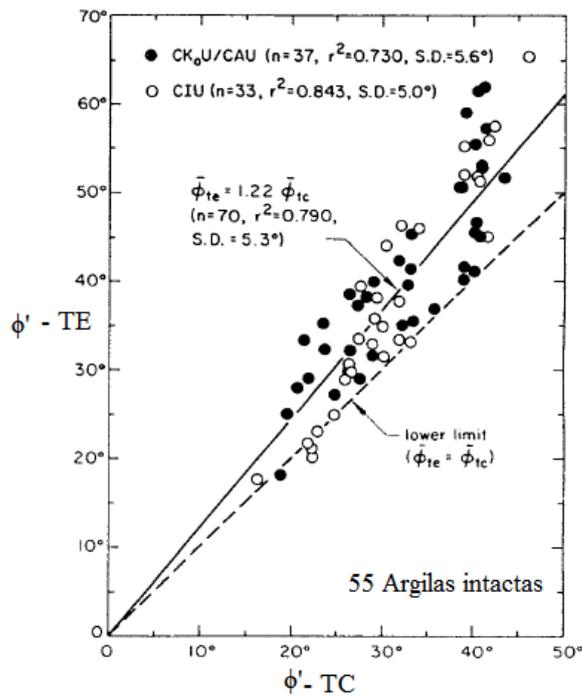


Figura 4.9 – Comparação entre os ângulos de atrito efetivo de argilas normalmente consolidadas obtidos em ensaios triaxiais de compressão e extensão (Kulhawy e Mayne, 1990).

Dados também comprovam que a resistência dos solos residuais também depende da direção da tensão principal maior ( $\sigma_1$ ) (Figura 4.10).

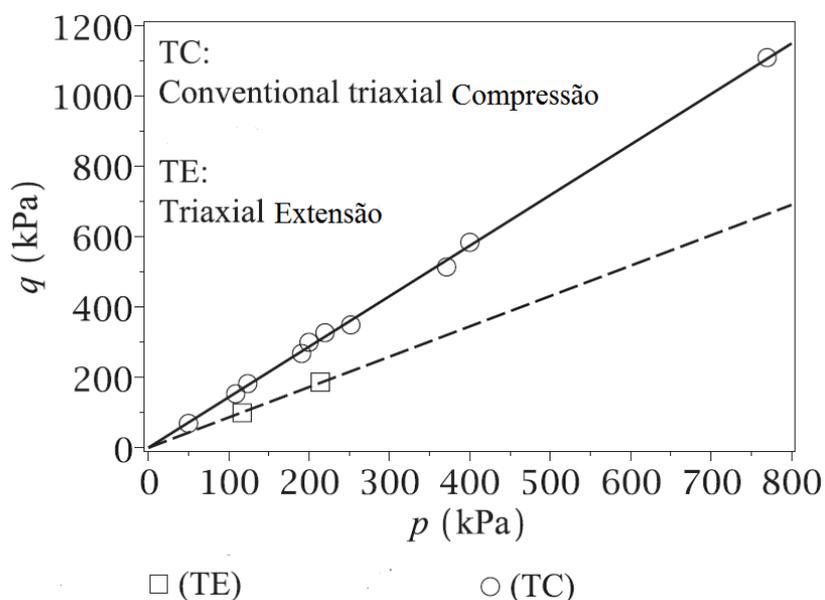
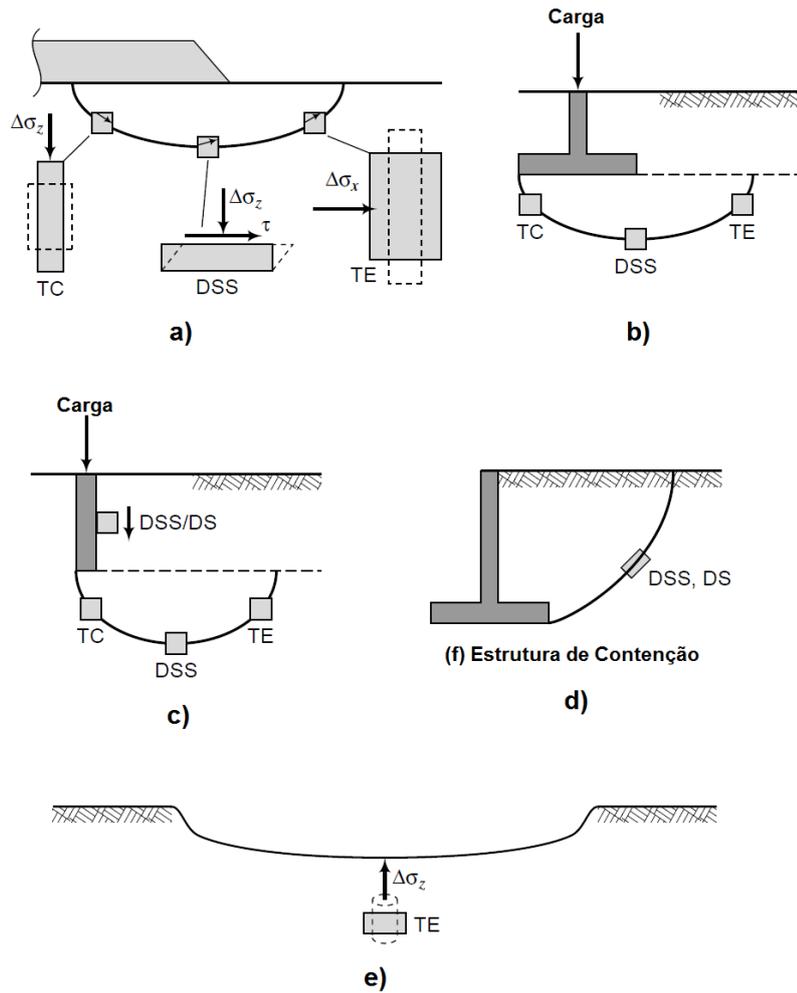


Figura 4.10 – Dados de ensaios triaxiais (compressão e extensão) de um solo residual de granito, Hong Kong (Kumruzzaman, 2008).

Portanto, é primordial que a escolha do ensaio seja feita de acordo com o tipo de obra a ser analisada (Figura 4.11), ou seja, é necessário que a provável direção da tensão principal maior ( $\sigma_1$ ) induzida pela obra seja reproduzida da forma mais parecida possível no laboratório, para que os resultados obtidos nos ensaios de laboratório sejam os mais próximos possíveis da resposta do solo em campo.

No caso específico de estruturas de contenção enterradas são recomendados 4 (quatro) tipos de ensaios (Figura 4.12):

- Triaxial de compressão, indicado para a zona de empuxo ativo;
- Triaxial de extensão, indicado para a zona de empuxo passivo;
- Cisalhamento direto e/ou cisalhamento direto simples, indicado para a região da superfície potencial de ruptura.



TC – Triaxial de Compressão      DSS – Cisalhamento Direto Simples  
 TE – Triaxial de Expansão      DS – Cisalhamento Direto

Figura 4.11 – Tipos de ensaios indicados – a) aterro – b) fundações rasas – c) fundações profundas – d) estrutura de contenção – e) escavação.

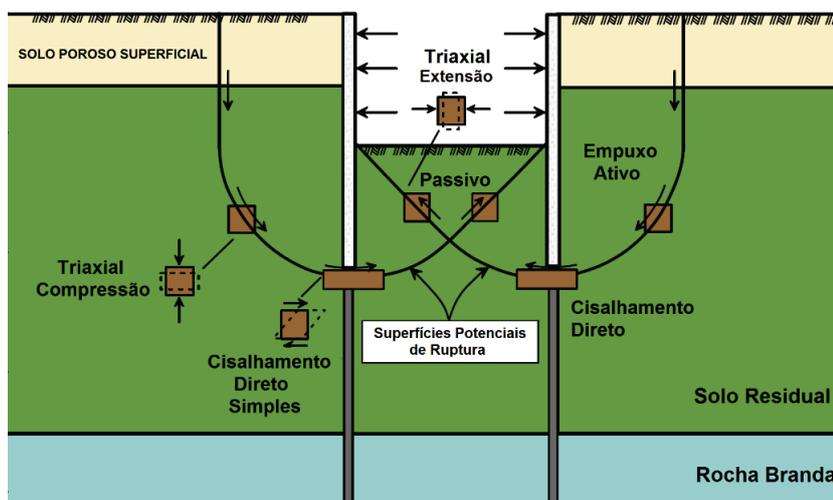


Figura 4.12 – Ensaios indicados para cada região em escavações.

### 4.4.3 Nível de Deformação

Além do tipo de ensaio variar de acordo com o tipo de obra a ser analisada, o nível de tensão e deformação empregado nos ensaios de laboratório deve ser compatível com as tensões e deformações induzidas pela construção da obra a ser analisada. Por exemplo, solos ao redor de estruturas de contenção em operação (isto é, longe da ruptura) deformam muito pouco (Figura 4.13), portanto, o nível de deformação utilizado para obter os parâmetros de rigidez do solo ( $E$  e  $G$ ) deve ser baixo (Figura 4.14).

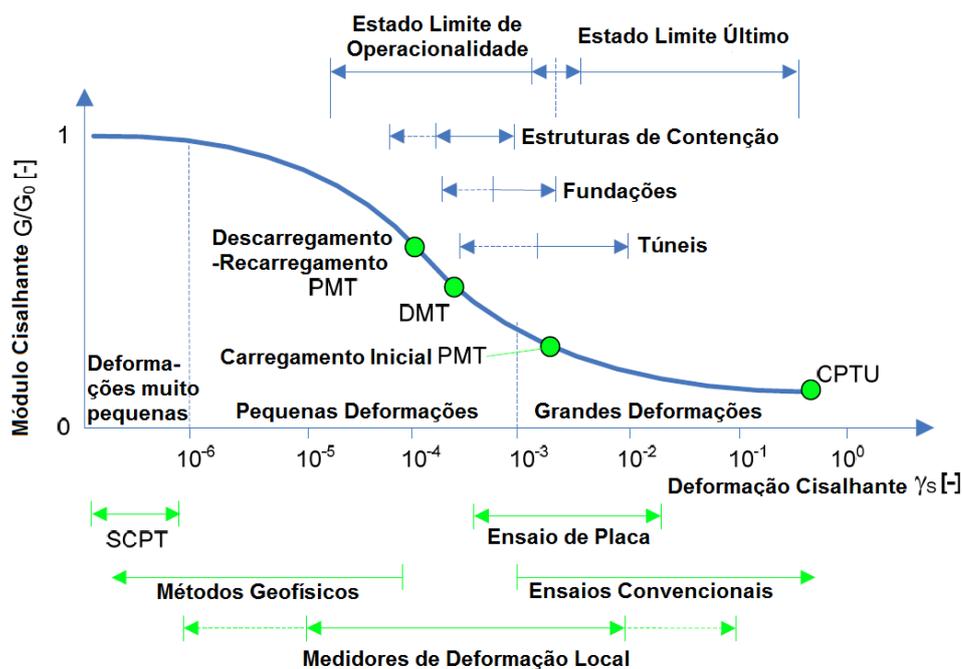


Figura 4.13 – Curva de degradação do módulo cisalhante.

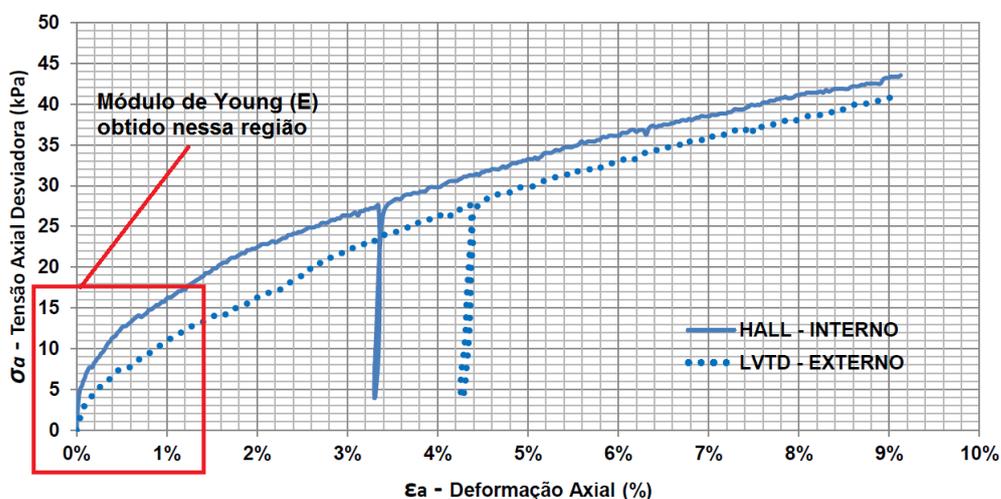


Figura 4.14 – Comportamento tensão-deformação do solo no ensaio triaxial.

E para isso é importante ter instrumentos como, por exemplos, medidores de deformação local e “bender elements” (método geofísico), que são capazes de obter de forma precisa essas pequenas deformações.

Ao observar a Figura 4.14 fica evidente a diferença entre as deformações obtidas através do medidor de deformação interno (Hall-interno) e o medidor de deformação externo (LVDT-externo) (Figura 4.15).

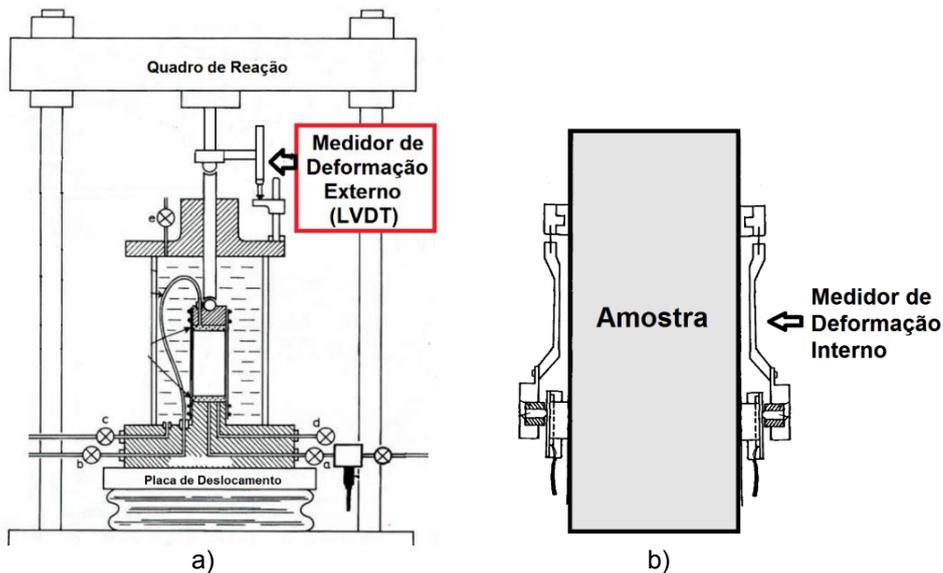


Figura 4.15 – Medidores de deformação – a) Externo – b) Interno.

Essa diferença é causada logo no início do ensaio, por erros na medição, devido a imperfeições nas amostras. Como ilustrado na Figura 4.16.

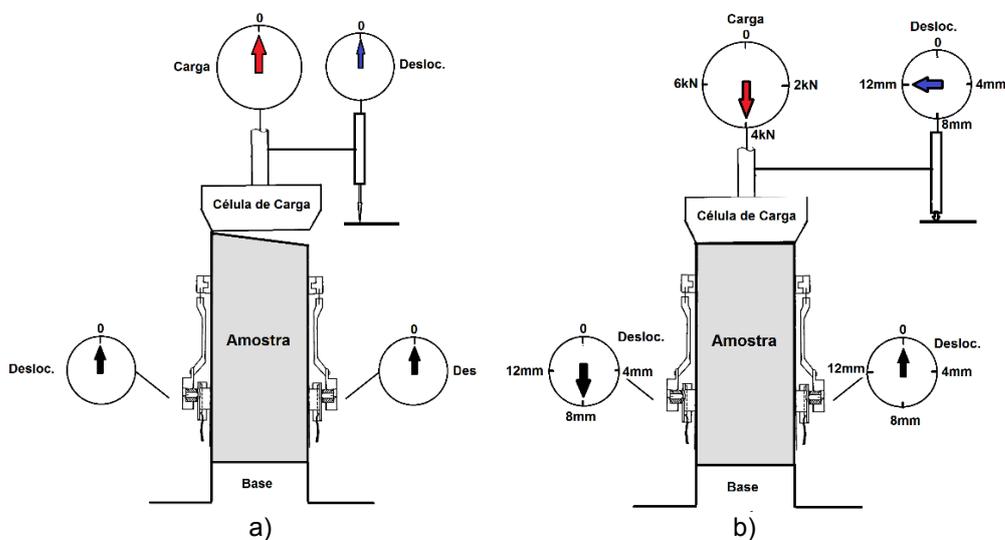


Figura 4.16 – Diferença entre as leituras nos medidores de deformação externo e interno – a) Início do ensaio – b) Célula de carga totalmente encostada no corpo de prova.

#### 4.4.4 Nível de Tensão

Outro fator importante que requer bastante atenção é a faixa das tensões empregadas nos ensaios. Deve haver uma compatibilidade entre as tensões utilizadas nos ensaios e as tensões esperadas durante e após a construção da obra (tensões geostáticas + tensões induzidas pela construção). Essa questão é importante porque o comportamento e até mesmo a resistência variam de acordo com o nível de tensão utilizado no ensaio.

Veja o caso de ensaios triaxiais em solos dilatantes (por exemplos, areias densas ou argila sobreadensadas - Tipo II, Figura 4.17): ao utilizar tensões confinantes maiores do que a tensão de sobreadensamento ( $\sigma_{SA}$ ) o solo deixa de apresentar um comportamento dilatante (Figura 4.17, (b)) e uma envoltória de ruptura curva (Figura 4.17, (c)) e passa a apresentar um comportamento de compressão volumétrica e uma envoltória de ruptura linear.

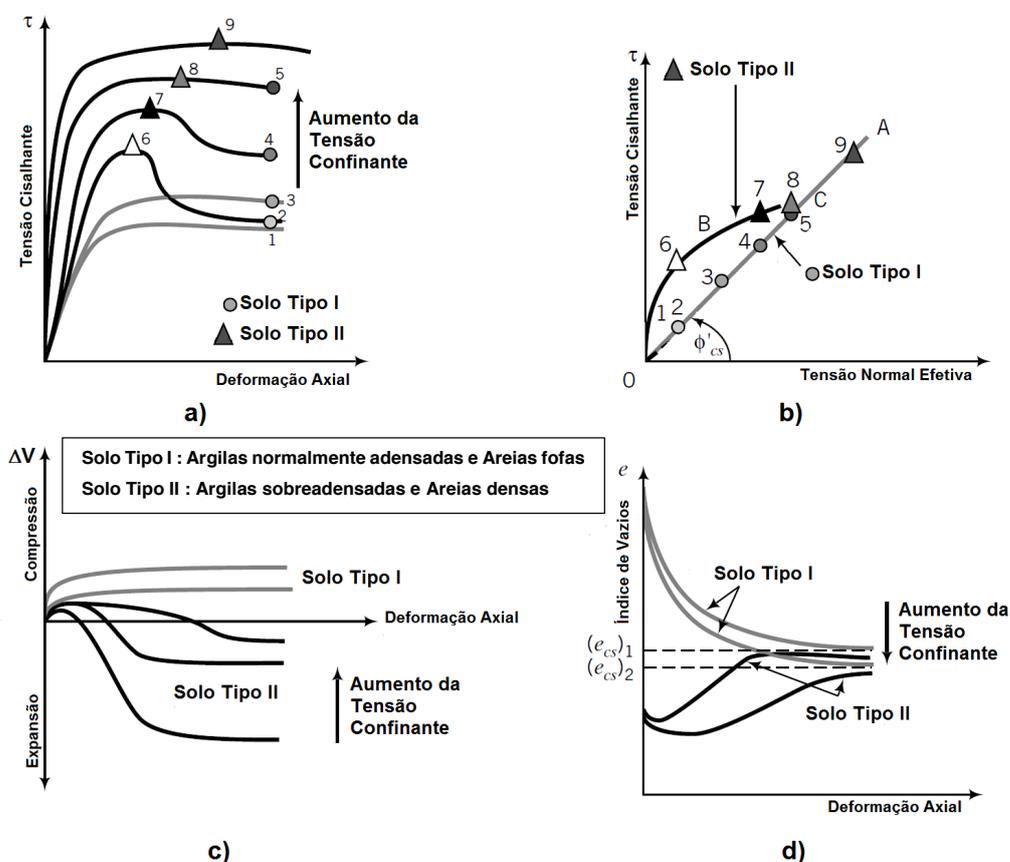


Figura 4.17 – Comportamento típico dos solos em ensaios triaxial – a) Comportamento tensão-deformação – b) Variação da tensão cisalhante com a tensão normal – c) Variação volumétrica no ensaio – d) Variação do índice de vazios no ensaio.

Além disso, sabe-se que o aumento da tensão confinante leva a um aumento da rigidez do solo, isso pode ser observado claramente na Figura 4.17 (a). Então, se o ensaio triaxial for executado com uma tensão maior do que a esperada na obra a rigidez do solo obtido no ensaio será maior do que a rigidez realmente mobilizada em campo.

Portanto, se as tensões empregadas nos ensaios não forem adequadas à obra a ser analisada irão surgir erros na obtenção tanto dos parâmetros de rigidez como também dos parâmetros de resistência, e isso conseqüentemente resultará em um projeto falho.

#### 4.4.5 Heterogeneidade dos Solos Tropicais Residuais

Por fim, é fato notório que os solos tropicais residuais são muito heterogêneos, até mesmo em pequenas escalas (dimensão de um corpo de prova) e a estratigrafia do subsolo é altamente variável. Portanto, é recomendado que antes da escolha do local e da profundidade da retirada das amostras indeformadas seja realizada uma razoável campanha de ensaios de campo para determinar a estratigrafia do terreno, os pontos críticos e os pontos mais representativos de todo o subsolo.

De forma resumida, as Tabelas 4.5 e 4.6 listam as vantagens e as desvantagens tanto dos ensaios de laboratório como também dos ensaios de campo. As características descritas abaixo devem ser levadas em conta para que seja realizada uma boa investigação geológico-geotécnica e, conseqüentemente, se alcance todas as propriedades dos solos necessárias ao projeto, da melhor forma possível.

Tabela 4.5 – Desvantagens dos ensaios de campo e laboratório.

Desvantagens	
Ensaio de Campo	Ensaio de Laboratório
As condições de drenagem não são controladas, e algumas vezes é difícil afirmar se os ensaios foram realizados em condições drenadas ou não drenadas	Pequenas perturbações nas amostras podem afetar muito os resultados dos ensaios de laboratório
As trajetórias de tensões e o nível de deformação geralmente não são controlados	Os ensaios de laboratório são caros e demorados
Geralmente as poropressões não são medidas, então a tensão efetiva não é conhecida	

Tabela 4.6 – Vantagens dos ensaios de campo e laboratório.

Vantagens	
Ensaio de Campo	Ensaio de Laboratório
Os ensaios podem ser realizados em materiais que não podem ser amostrados	Os ensaios são realizados em ambientes bem controlados
Os resultados podem ser obtidos rapidamente	As condições de contorno, como por exemplo, o nível de tensão e deformação, a drenagem do solo e a taxa de deformação são conhecidas e controladas
Podem ser realizados ensaios em grande escala, onde serão mobilizados grandes volumes de solo nas condições de contorno reais de campo	Os efeitos da trajetória de tensões bem como o nível de deformação podem ser analisados
Estimativa da tensão horizontal "in-situ" pode ser realizada com maior precisão (pressiômetro autoperfurante), quando comparadas com as obtidas em laboratório (devido aos efeitos de amostragem)	Os ensaios são interpretados analiticamente por teorias já consagradas

## 4.5 Classificação dos Solos

As classificações geotécnicas foram criadas para agrupar geomateriais que possuem comportamento geotécnico comuns. Dentre as classificações geotécnicas mais utilizadas destaca-se o sistema unificado de classificação dos solos (*USCS – Unified Soil Classification System*), baseado na distribuição granulométrica dos grãos e nos limites de Atterberg (LL e LP).

### 4.5.1 Distribuição Granulométrica

A distribuição granulométrica é determinada a partir de dois ensaios (Figura 4.18):

- Peneiramento
- Sedimentação

Fazem parte da análise granulométrica o peneiramento grosso e fino e a sedimentação. O material destinado para a obtenção da granulometria é passado por uma série de peneiras com aberturas decrescentes (Figura 4.19) e, na etapa

de peneiramento, são obtidas as porcentagens de grãos com diâmetros maiores que 0,075 mm. Já as porcentagens de grãos com diâmetros menores do que 0,075mm são determinados através do ensaio de sedimentação. (Figura 4.20).

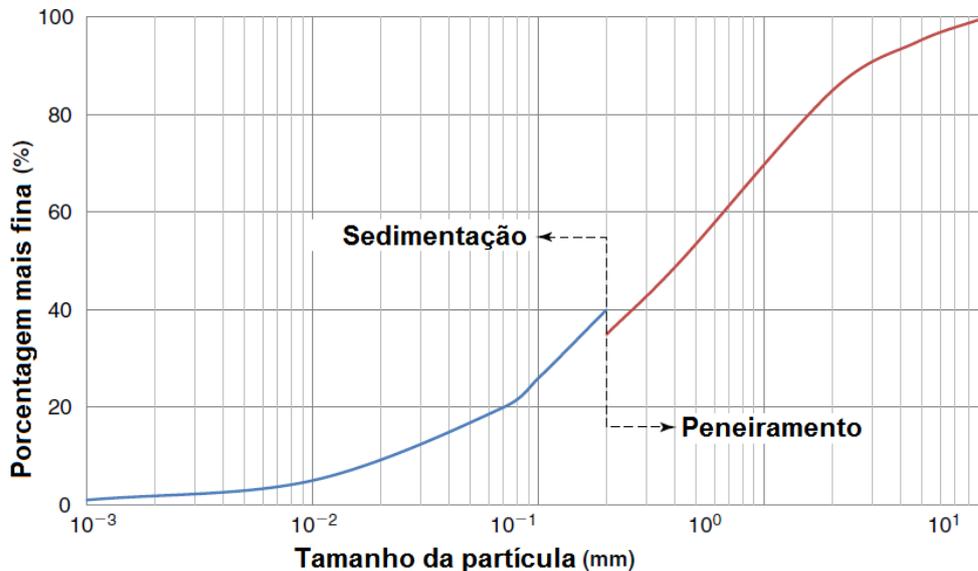


Figura 4.18 – Resultados do ensaio de peneiramento e sedimentação combinados.

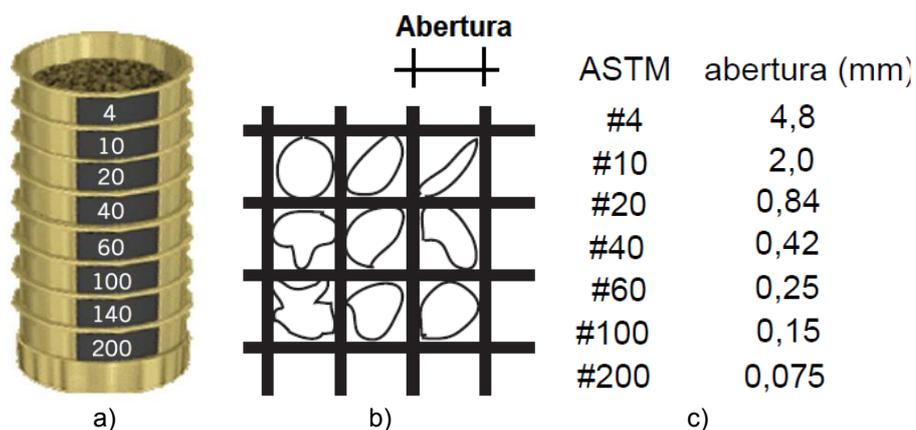


Figura 4.19 – Ensaio de peneiramento – a) Arranjo das peneiras – b) Abertura das peneiras – c) Número e abertura das peneiras padronizada pela ASTM.

A determinação da granulometria do solo no ensaio de sedimentação é baseada na Lei de Stokes. Essa lei relaciona o tamanho da partícula com a velocidade com que ela sedimenta em um meio líquido. Dessa forma, quanto maior a partícula mais rapidamente ela irá se depositar no fundo da proveta de ensaio (Figura 4.20).

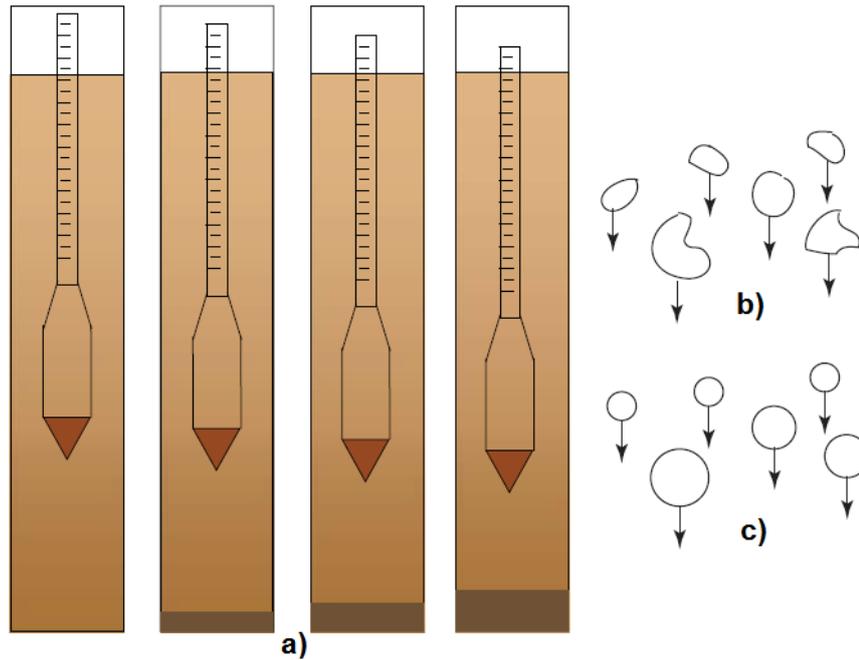


Figura 4.20 – Ensaio de sedimentação - a) Diferentes estágios no ensaio de sedimentação – b) Formato real das partículas – c) Formato das partículas assumido na análise.

#### 4.5.2 Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg visam caracterizar a interação do solo com a água. Em função da quantidade de água presente em um solo podemos ter os seguintes estados de consistência: líquido, plástico e sólido (Figura 4.21).

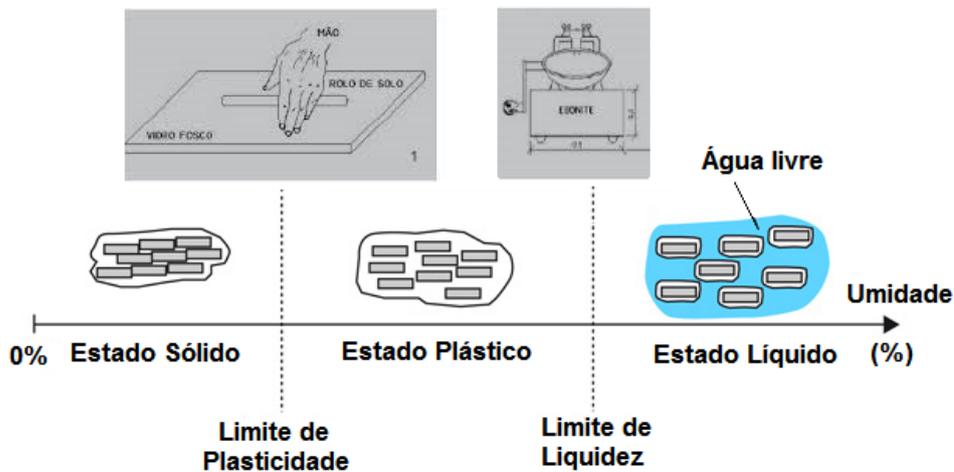


Figura 4.21 – Limites de Atterberg.

Os teores de umidade correspondentes às mudanças de estado são denominados: Limite de Liquidez ( $w_{LL}$ ) e Limite de Plasticidade ( $w_{LP}$ ).

O limite de liquidez é definido como o teor de umidade para o qual o sulco aberto no solo sobre o prato do aparelho de Casagrande se fecha com 25 golpes (Figura 4.22).



Figura 4.22 – Ensaio de limite de liquidez – a) Sulco aberto no solo – b) Sulco fechado.

Já o limite de plasticidade é definido como o teor de umidade para o qual o solo começa a se fraturar quando se tenta moldá-lo na forma de uma amostra cilíndrica de 3 mm de diâmetro (Figura 4.23).



Figura 4.23 – Cilindros moldados no ensaio de limite de plasticidade.

Os valores de  $w_{LL}$  e  $w_{LP}$  são de uso corriqueiro na engenharia geotécnica. Apesar da sua natureza fundamentalmente empírica, estes valores são de grande importância em aplicações de mecânica dos solos, tais como a determinação do índice de plasticidade e a atividade dos solos.

### 4.5.3 Sistema Unificado de Classificação

Com os resultados da distribuição granulométrica e/ou os limites de Atterberg é possível classificar o solo de acordo com a classificação unificada. O processo de classificação está descrito na Figura 4.24.

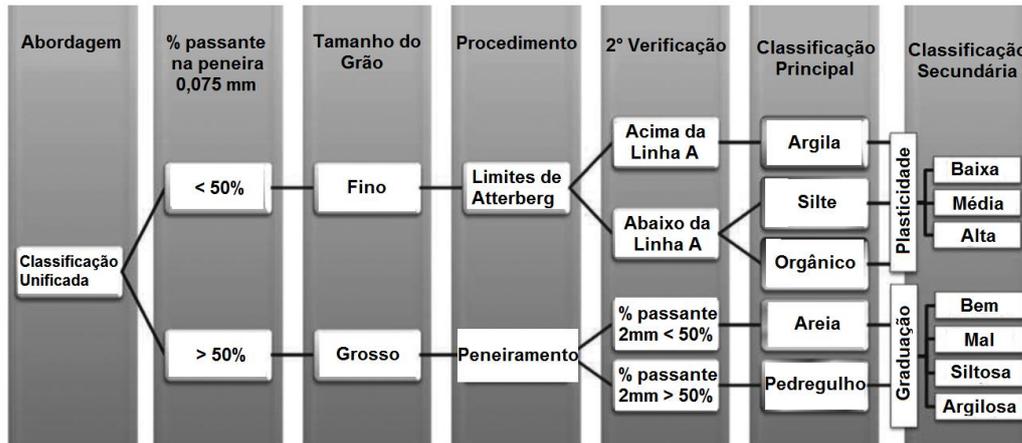


Figura 4.24 – Procedimento utilizado na classificação unificada.

Os solos são classificados em dois grandes grupos:

- solos de grãos finos
- solos de grãos grossos.

Nos solos de grãos grossos grande parte das tensões é transmitida nos contatos entre os grãos (Figura 4.25) e, conseqüentemente, define o comportamento do solo, isto é:

- a resistência do solo;
- anisotropia da resistência e rigidez;
- resistência de pico.

Será governado pelo formato, orientação, distribuição e cimentação dos grãos. Por exemplo, solos bem graduados e com grãos angulares (Figura 4.25) geralmente apresentam maiores resistências do que solos mal graduados com grãos arredondados.

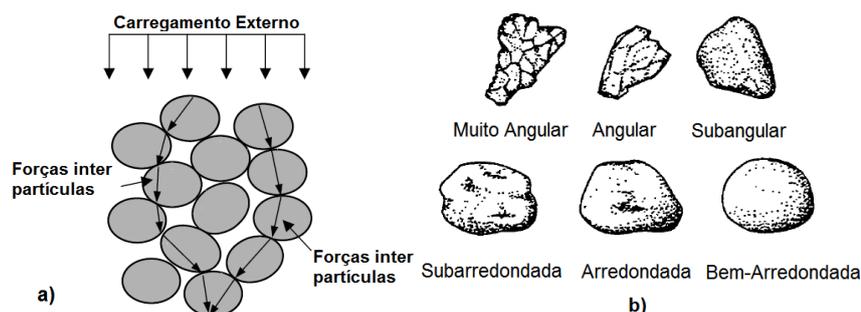


Figura 4.25 – Interação entre os grãos grossos – a) Forças inter partículas – b) Formato dos grãos.

Já os solos finos apresentam partículas em formato laminar, isto é, duas dimensões (largura e comprimento) são incomparavelmente maiores do que a terceira dimensão (espessura), como ilustrado na Figura 4.26.

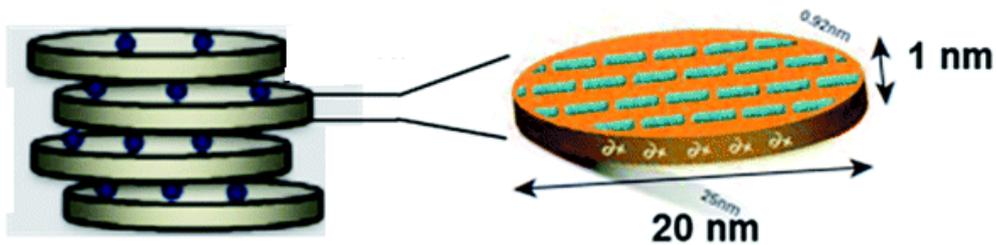


Figura 4.26 – Forma laminar.

Neste caso, os efeitos de superfície, isto é, as interações elétricas (forças de atração e repulsão) na superfície da partícula (Figura 4.27) serão predominantes.

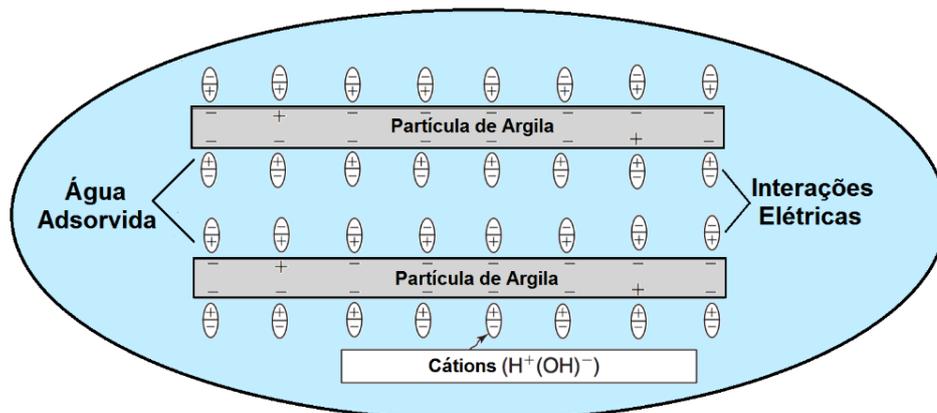


Figura 4.27 – Interações entre partículas de Argila.

Além disso, quanto maior a superfície da partícula maior a capacidade de reter água, e, conseqüentemente, maior será sua plasticidade. Deste modo é possível relacionar o comportamento geomecânico dos solos finos com o índice de plasticidade.

De modo geral, quanto maior a porcentagem de argila presente em um solo, maior será a plasticidade, a compressibilidade, a coesão e o potencial de expansão e contração.

## 4.6 Ensaio Edométrico

O ensaio de compressão edométrica é muito útil para a determinação da compressibilidade dos solos, não fornecendo informações referentes à resistência. Nele o solo é submetido a acréscimos sucessivos de tensão axial, não permitindo deformação lateral (Figura 4.28).

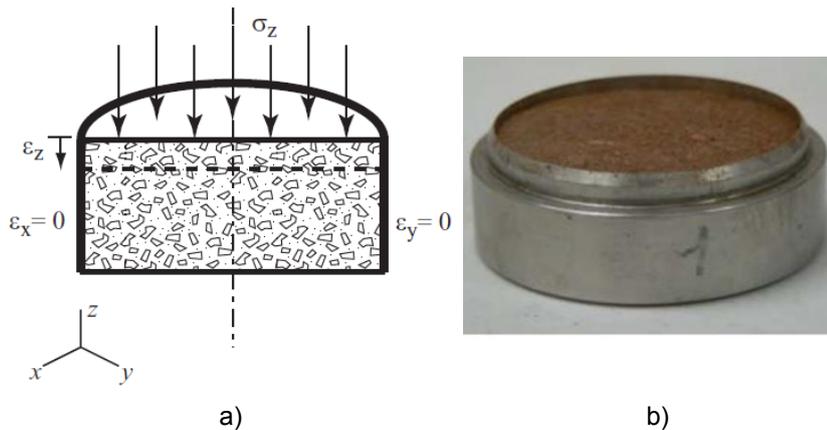


Figura 4.28 – Compressão edométrica – a) Deformação uniaxial – b) Anel de compressão.

O equipamento para o ensaio consta essencialmente de uma prensa de carregamento e de um dispositivo para colocação da amostra, conforme esquema mostrado na Figura 4.29. Consta de um anel que impede a deformação lateral do corpo de prova, de duas pedras porosas que permitem a drenagem, além de uma base e um cabeçote rígido, através do qual as cargas são transmitidas.

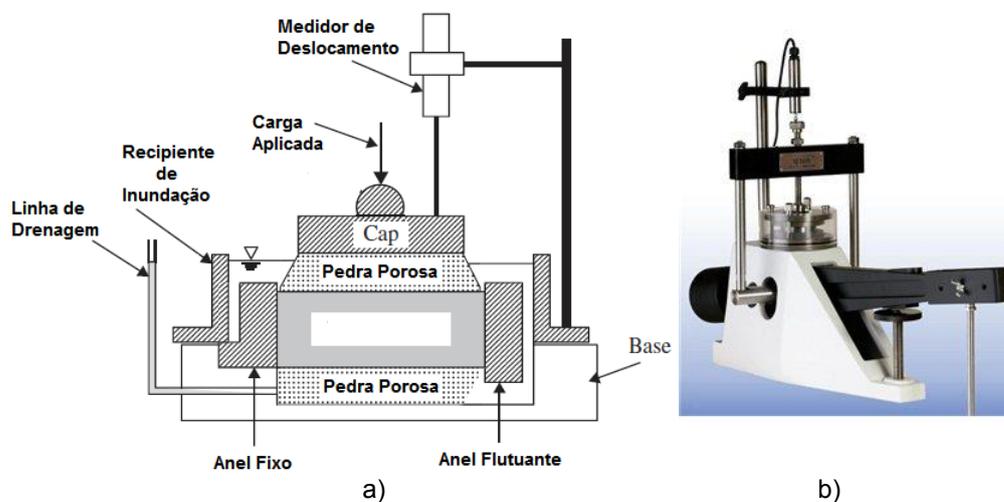


Figura 4.29 – Esquema do equipamento edométrico – a) Anel edométrico – b) Prensa edométrica.

## 4.7 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento e se baseia diretamente no critério de Coulomb (Figura 4.30).

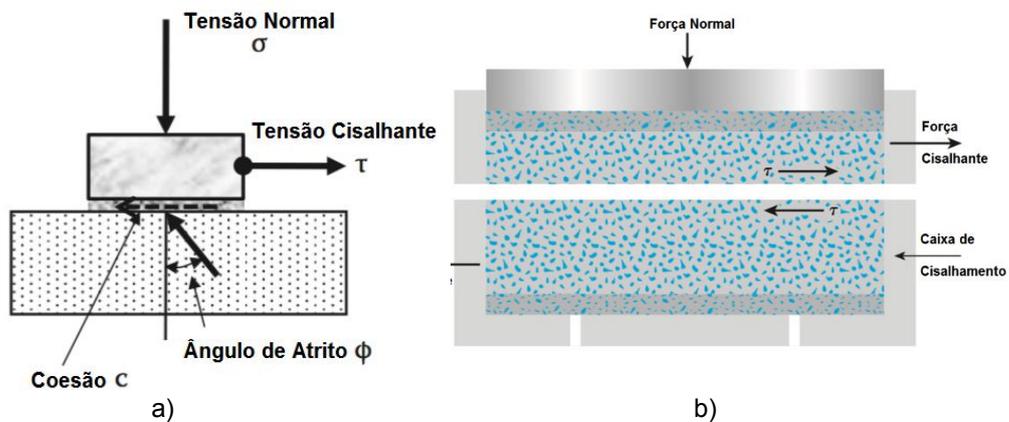


Figura 4.30 – Cisalhamento entre superfícies – a) Esquema idealizado por Coulomb – b) Ensaio de cisalhamento direto.

Para o ensaio, um corpo de prova do solo é colocado numa caixa de cisalhamento, ficando metade do corpo de prova na caixa superior e a outra metade na caixa inferior (Figura 4.31).

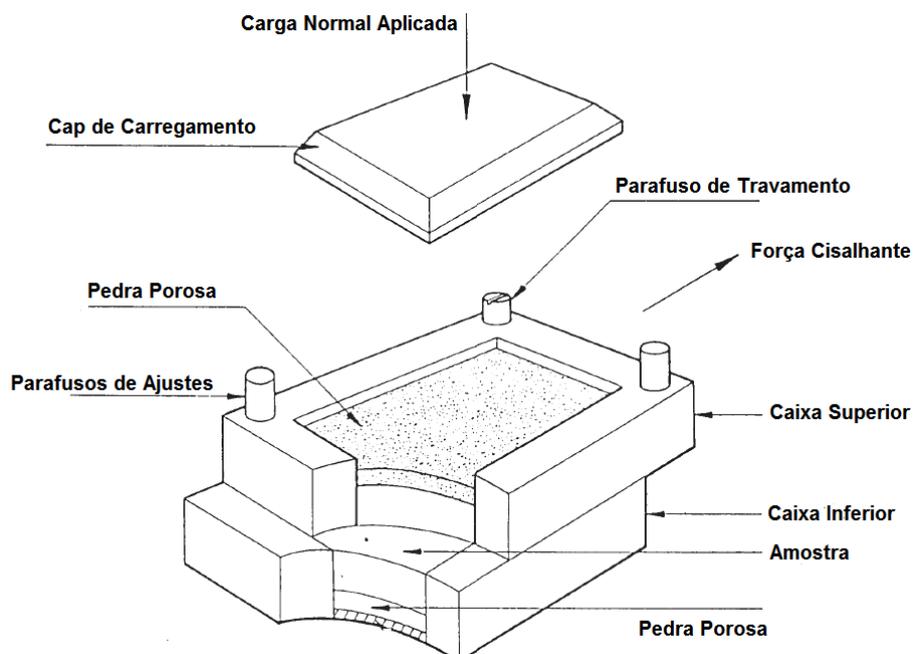


Figura 4.31 – Esquema da caixa de cisalhamento utilizada no ensaio de cisalhamento direto.

O procedimento do ensaio é bem simples. Inicialmente aplica-se uma tensão normal até que ocorra todo o adensamento do corpo de prova, em seguida um deslocamento tangencial é aplicado ao anel que contém a parte superior do corpo de prova e, ao longo do ensaio, é medida a força tangencial suportada pelo solo. As forças tangenciais ( $t$ ) e normais ( $N$ ) divididas pela área da seção transversal do corpo de prova indicam as tensões  $\sigma$  e  $\tau$ .

A tensão  $\tau$  pode ser representada em função do deslocamento no sentido do cisalhamento, como mostrado na Figura 4.32, onde se identifica a tensão de ruptura. Realizando-se ensaios com diversas tensões normais obtém-se a envoltória de resistência, como apresentado na Figura 4.32.

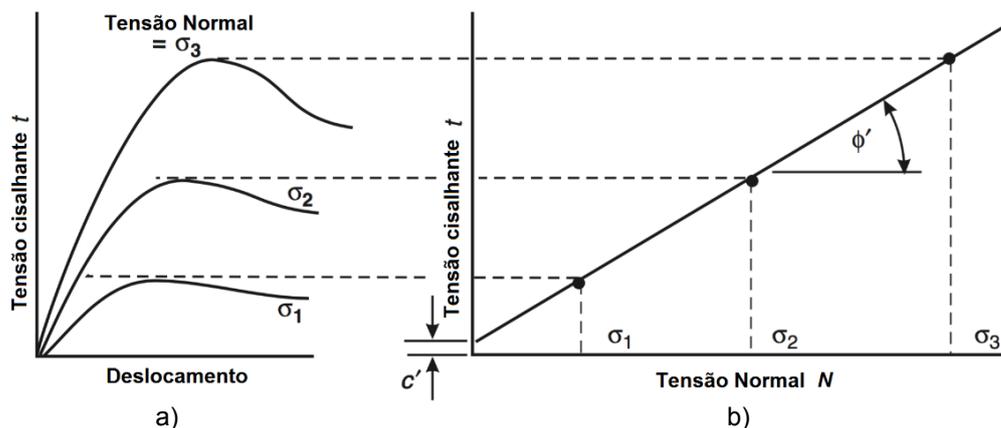


Figura 4.32 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto – a) Tensão-deslocamento horizontal – b) Envoltória de ruptura.

Embora o ensaio seja muito prático, a análise do estado de tensões durante o carregamento é bastante complexa. O plano horizontal, antes da aplicação das tensões cisalhantes, é o plano principal maior. Com a aplicação das forças  $t$ , ocorre a rotação dos planos principais. As tensões só são conhecidas num plano. Por outro lado, ainda que se imponha que o cisalhamento pode ser precedido de rupturas internas em outras direções (Figura 4.33).

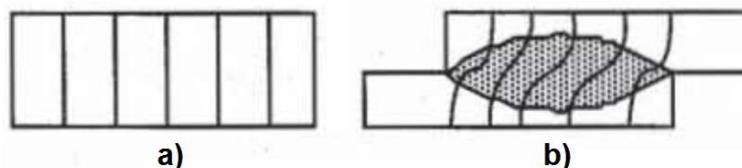


Figura 4.33 – Planos de cisalhamento – a) Estágio inicial do ensaio – b) Rupturas internas.

Além disso, o controle das condições de drenagem é difícil, pois não há como impedi-la. Ensaios em areias são feitos sempre de forma a que as pressões neutras se dissipem e os resultados são considerados em termos de tensões efetivas. No caso de argilas, a resistência em termos de tensões totais só pode ser obtida com carregamentos muito rápidos, não havendo restrições.

Pelas restrições acima, o ensaio de cisalhamento direto é considerado menos interessante que o ensaio de compressão triaxial. Entretanto, pela sua simplicidade, ele é muito útil quando se deseja medir simplesmente a resistência.

O equipamento de cisalhamento direto utilizado no presente trabalho está ilustrado na Figura 4.34. Os deslocamentos (vertical e horizontal) são medidos por transdutores elétricos do tipo LVDT e a força tangencial é obtida através de um anel de carga. Já os deslocamentos horizontais são impostos por um motor elétrico associado a uma série de engrenagens, permitindo, assim, que a velocidade de deslocamento seja controlada.

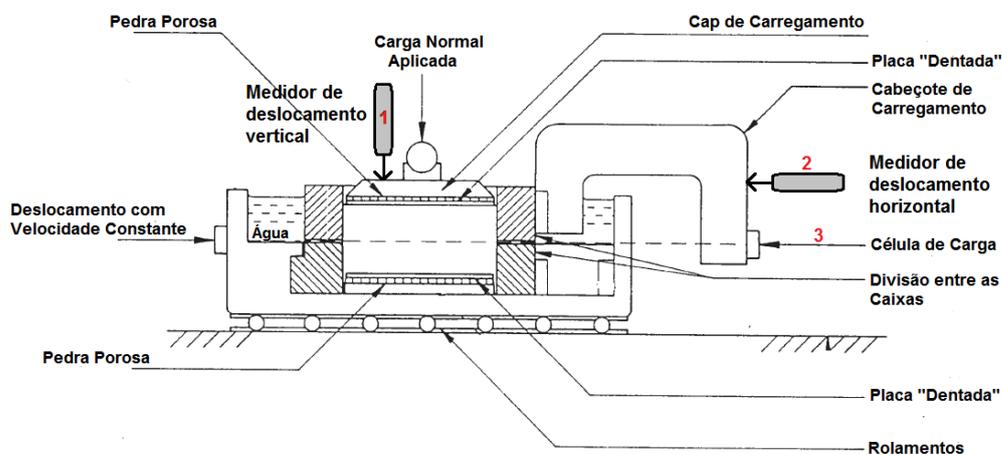


Figura 4.34 – Esquema do equipamento utilizado no ensaio de cisalhamento direto.

#### 4.8 Ensaio de Compressão Triaxial

O ensaio de compressão triaxial convencional consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre o corpo de prova cilíndrico do solo. Para isto o corpo de prova, envolto por uma membrana de borracha é colocado dentro de uma câmara de ensaio, cujo esquema é mostrado na Figura 4.35.

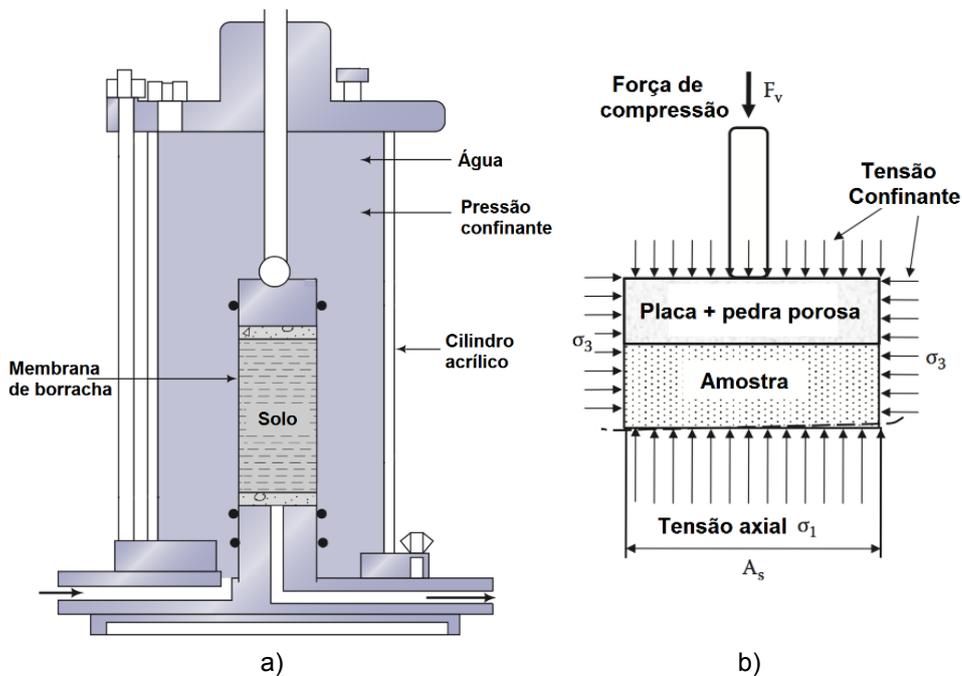


Figura 4.35 – Ensaio triaxial – a) Câmara triaxial – b) Estado de tensões na amostra.

A câmara é cheia de água sobre a qual se aplica uma pressão que é chamada de pressão confinante. Esta pressão atua em todas as direções, inclusive na direção vertical (Figura 4.35). O carregamento axial é feito por meio da aplicação de forças através de um pistão que penetra na câmara.

Uma das vantagens do ensaio triaxial é que as tensões impostas sobre o corpo de prova simulam de forma mais realista as condições no qual o solo estará sujeito em campo (Figura 4.36).

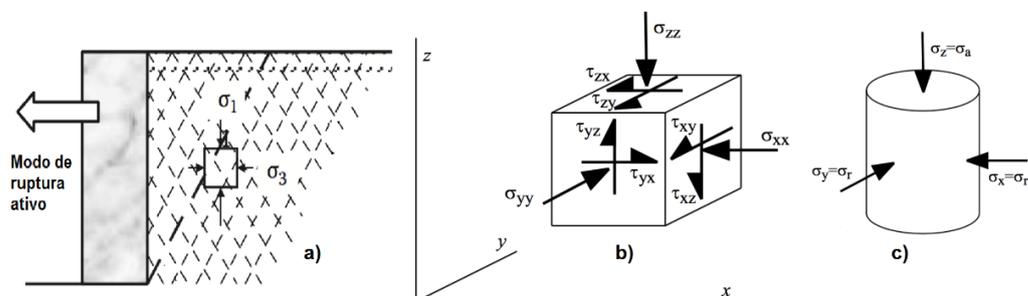


Figura 4.36 – Estado de tensões – a) Em campo – b) Estado triaxial – c) Estado no ensaio triaxial.

No ensaio é ainda possível simular a trajetória de tensões no qual o solo estará sujeito em campo. Por exemplo, ao executar uma escavação (Figura 4.37) cada ponto da escavação estará sujeito a uma certa variação de tensão, por

exemplo, no ponto A haverá uma descompressão lateral, enquanto que a tensão vertical permanecerá constante. Já no ponto C, a tensão vertical será reduzida e por outro lado a tensão lateral aumentada.

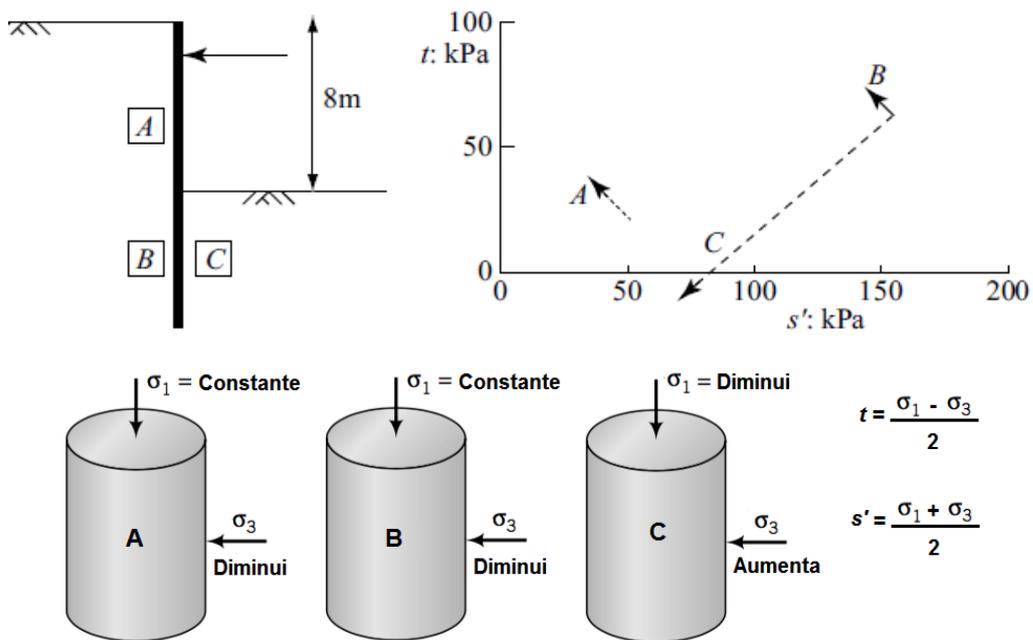


Figura 4.37 – Trajetória de Tensões.

O equipamento triaxial utilizado no presente trabalho está representado na Figura 4.38, e as grandezas físicas obtidas no ensaio, isto é:

- a carga axial,
- a pressão confinante na câmara triaxial,
- a poropressão,
- o deslocamento vertical, e
- a variação de volume da amostra

São obtidas através de transdutores elétricos (Figura 4.38) e, então, os sinais elétricos são convertidos (por meio de calibração) em grandezas físicas por um equipamento de aquisição de dados.

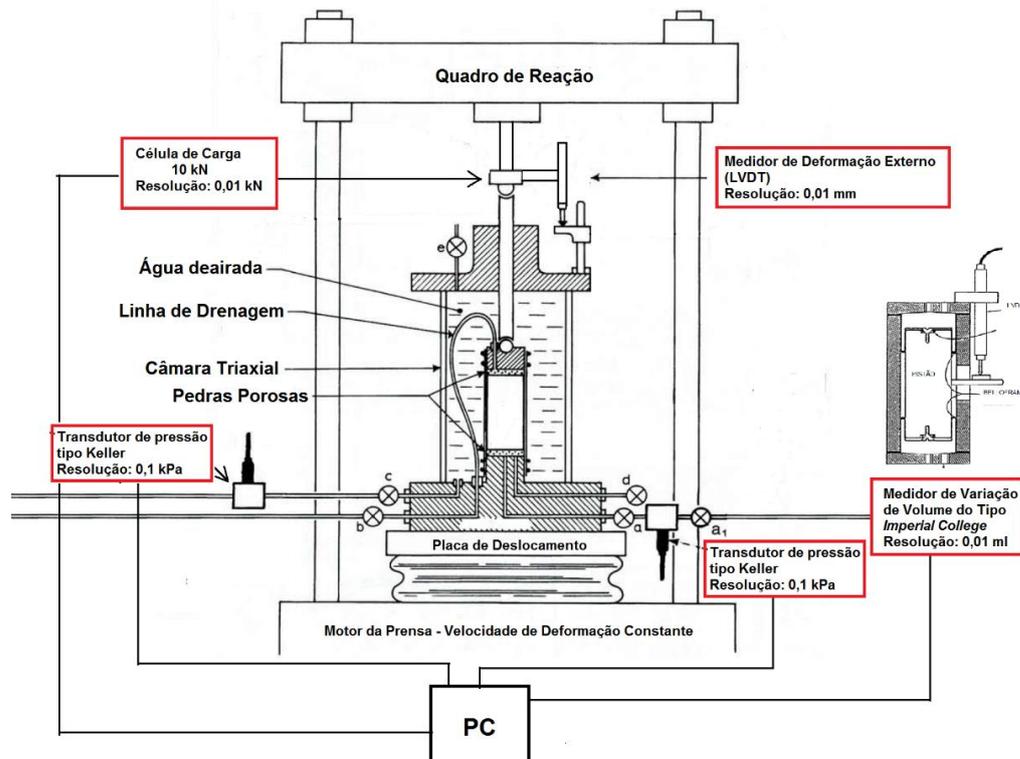


Figura 4.38 – Esquema do equipamento utilizado no ensaio triaxial.

Além dos transdutores descritos na Figura 4.39, também foram utilizados medidores de deformação local, isto é, as deformações radiais e axiais foram medidas diretamente no corpo de prova.



Figura 4.39 – Medidores de deformação local utilizados.

As deformações radiais foram obtidas por transdutores de deslocamento do tipo LVDT (Linear Variable Differential Transformer)(Figura 4.40). Já as deformações axiais foram obtidas por transdutores de deslocamentos do tipo “Hall

Effect”. Os gráficos obtidos com esses instrumentos estão identificados com “*Hall-Interno*”.

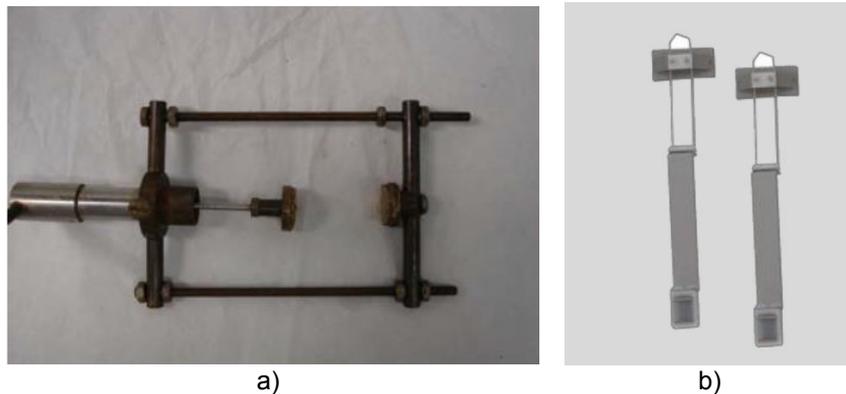


Figura 4.40 – Medidores de deformação - a) Medidor de deformação radial (Tipo LVDT) – b) Medidor de deformação axial (Tipo Hall effect).

#### 4.9 Ensaio Geofísico – Bender Elements

Um Bender Element (elemento de flexão) é um transdutor eletromecânico, constituído por duas finas placas piezocerâmicas, rigidamente ligadas a uma lâmina metálica central e aos eletrodos nas faces exteriores em um arranjo tipo sanduiche (Figura 4.41). A grande vantagem dos bender elements é a capacidade de converter energia elétrica em energia mecânica (movimento).

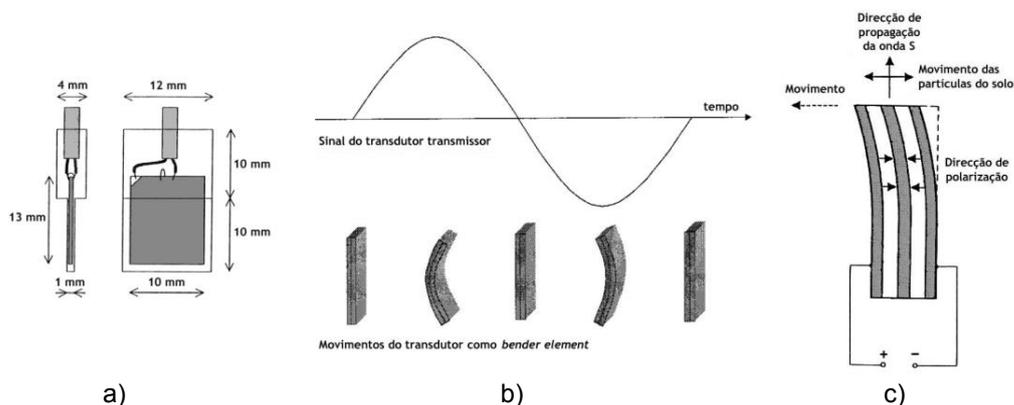


Figura 4.41 – Bender Element – a) Modelo – b) Movimento senoidal - c) Esquema de funcionamento.

O esquema do ensaio geofísico utilizando “*Bender element*” é bem simples, sendo necessários dois bender elements que são inseridos no solo em posições opostas para que as ondas cisalhantes geradas por um deles possam se propagar pela amostra e chegar ao outro do lado oposto da amostra (Figura 4.42).

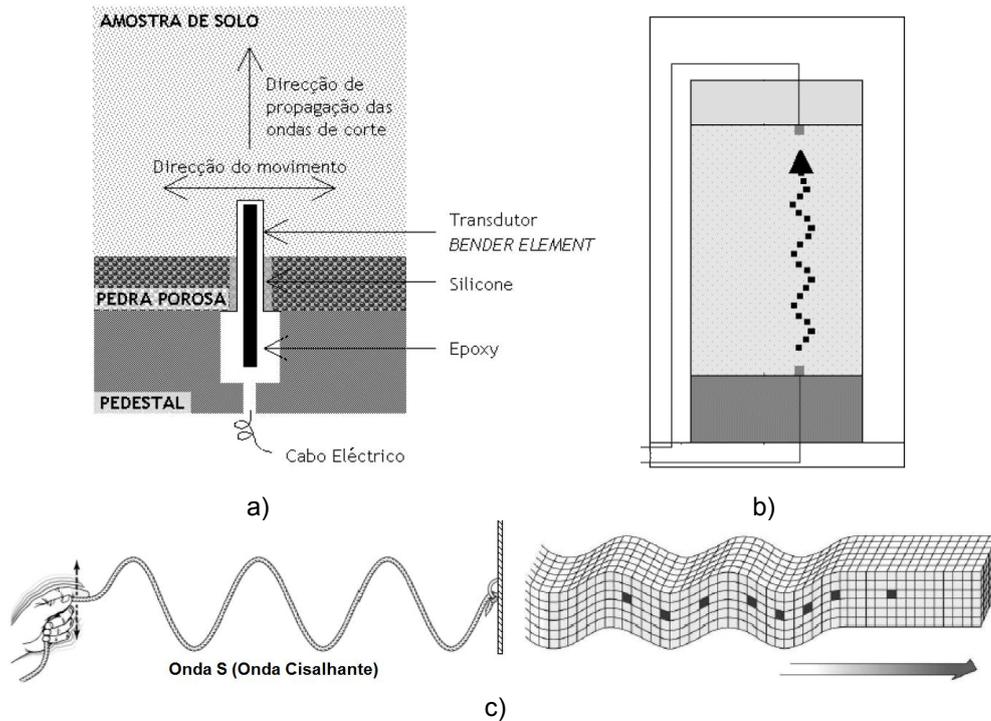


Figura 4.42 – Esquema do ensaio - a) Transdutor Bender Element – b) Direção da onda – c) Onda cisalhante.

Para a propagação das ondas cisalhantes é necessário recorrer a alguns equipamentos eletrônicos, dentre eles um gerador de funções (ou ondas) e um osciloscópio para transmissão e recepção dos sinais e, eventualmente, de um amplificador de sinais de entrada e/ou de saída.

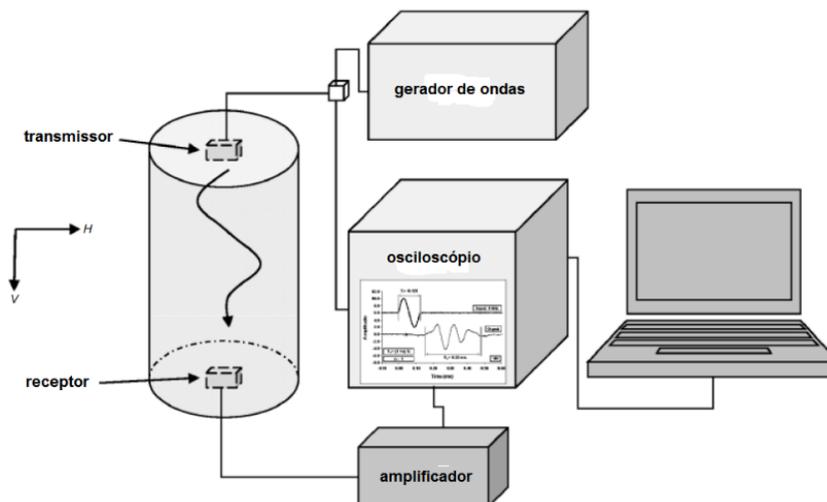


Figura 4.43 – Esquema do ensaio geofísico realizado em laboratório.

A interpretação das ondas sísmicas registradas no ensaio compreende alguma incerteza, pois, embora o sinal emitido sempre será conhecido e bem

definido, o sinal recebido será sempre mais complexo (Figura 4.43). Esta é uma das razões porque a configuração do sinal de excitação mais utilizado é do tipo senoidal, para o qual se obtenha uma resposta, em geral, mais clara ou menos complexa.

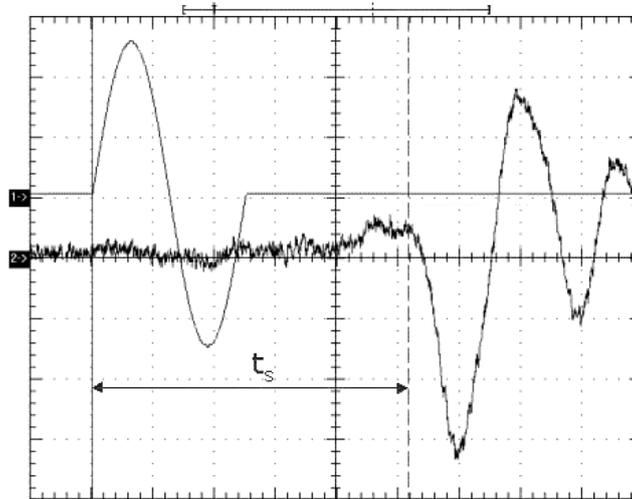


Figura 4.44 – Interpretação do tempo gasto para onda cisalhante percorrer a amostra.

A medição direta do intervalo entre as ondas é o método mais comum e baseia-se na identificação do primeiro instante de chegada da onda recebida (ver Figura 4.44). O tempo ( $t_s$ ) gasto para a onda percorrer a distância entre a fonte geradora e o receptor é o principal dado a ser obtido no ensaio.

Então, conhecendo o tempo gasto para percorrer a amostra ( $t_s$  em segundos) e a distância entre o transmissor e o receptor ( $L$  em metros) é possível determinar a velocidade de propagação da onda cisalhante ( $s$ )

$$V_s = \frac{L}{t_s} \text{ (m/s)} \quad (4.6)$$

Assim, recorrendo à teoria de propagação das ondas e à teoria da elasticidade é possível estimar o módulo cisalhante máximo ( $G_{m\acute{a}x}$  ou  $G_0$ ), se a densidade do material for conhecida.

$$G_0 = \rho \cdot (V_s)^2 \quad (4.7)$$

Onde:

- $\rho$ : densidade do solo em ( $t/m^3$ )
- $V_s$ : velocidade de propagação da onda cisalhante (m/s)