

SOLOS EXPANSIVOS* – COMPORTAMENTO, IDENTIFICAÇÃO, QUANTIFICAÇÃO DA INSTABILIDADE VOLUMÉTRICA E PROJECTOS DE FUNDAÇÕES (I PARTE)

Expansive Soils – Behavior, identification, volumetric instability quantification and foundation designs (Part I)

por

J. A. HORTA DA SILVA**

RESUMO – Discute-se o comportamento dos solos expansivos à base do princípio da tensão efectiva e da sua composição e história geológica; descrevem-se alguns métodos considerados de certa utilidade para identificar e quantificar a instabilidade volumétrica; analisam-se os condicionamentos geológico-geotécnicos a ter em conta nos projectos de fundações de edifícios para sistemas de fundações superficiais e profundas de estruturas semi-rígidas.

SYNOPSIS – The behaviour of expansive soils is discussed on the basis of the principle of effective stress, composition and geological history; some methods considered useful for identification and quantification of the volumetric variations are described; the geological and geotechnical factors to be taken into account in the design of deep and shallow building foundations of semi-rigid structures are analyzed.

1 – INTRODUÇÃO

1.1 – Um dos problemas que é necessário ter em conta num projecto de fundações é a previsão da variação volumétrica do estrato geológico de fundação debaixo da estrutura a edificar.

Relativamente aos problemas geotécnicos africanos, as variações volumétricas que ocorrem nos solos*** podem agrupar-se em três grandes grupos:

* Palestra patrocinada pela Associação dos Geólogos de Angola e levada a efeito na Universidade de Luanda no decurso das comemorações do 50.º aniversário da Missão Geológica de Angola.

** Geólogo-especialista, Chefe da Divisão de Solos e Rochas.

*** SOLO, sob o ponto de vista geotécnico, é qualquer conjunto natural de partículas minerais que pode ser desagregado por agitação em água, LNEC (1968), definição que engloba materiais que são considerados solos no domínio da pedologia e rochas sedimentares não lapidificadas no domínio da geologia.

- a) – assentamentos por consolidação, devido à drenagem da água dos poros do solo, ou por outras palavras, dissipação da tensão intersticial;
- b) – assentamento adicional ou colapsível devido à rotura da estrutura metaestável do solo;
- c) – inchamento devido à adoração de água por argilas dessecadas.

Os fenómenos de consolidação, assentamento adicional ou colapsível e expansão podem ocorrer no mesmo estrato geológico de fundação mas, duma maneira geral, um deles predomina sobre os restantes, em face da natureza do solo, das condições de saturação e de variação do teor de humidade que prevalecem no terreno e ainda das solicitações externas impostas pelo engenheiro.

No presente artigo trataremos fundamentalmente dos problemas relacionados com a expansão, sendo no entanto evidente, que os solos expansivos podem experimentar também assentamentos por consolidação e assentamentos adicionais (colapsíveis).

1.2 – Não obstante andar a ser debatido há mais de duas décadas, o problema dos solos expansivos continua a ser um tema vivo no domínio da geotecnia a tal ponto que a Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações o incluiu numa das sessões principais da 8.^a Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações que, em Agosto do ano passado, teve lugar em Moscovo.

Por outro lado e para que só assuntos relativos a solos expansivos possam ser debatidos, existe ainda uma Conferência Internacional de Solos Expansivos, que se realiza de quatro em quatro anos, normalmente logo a seguir ou antes da Conferência Internacional de Mecânica dos Solos. No ano passado, cerca de uma semana antes da Conferência de Moscovo, realizou-se a 3.^a edição da Conferência Internacional de Solos Expansivos, em Haifa (Israel).*

Não obstante a grande gama de trabalho levado a efeito neste domínio, quer na parte de investigação da natureza dos solos e suas propriedades, quer na parte de execução e estudo de comportamento de obras, a quantificação

* O tema tem sido ainda debatido nas Conferências Regionais de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações e nos simpósios sobre “Moisture Equilibria e Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas”.

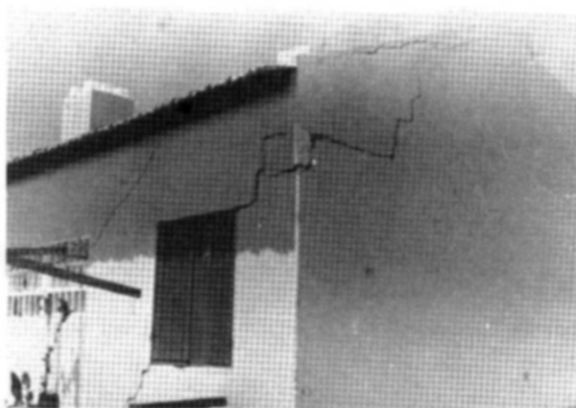


Fig. 1 – Exemplos do fendilhamento de edifícios fundados em solos expansivos de Angola

da instabilidade volumétrica ainda enferma de grande número de defeitos e os insucessos continuam a registar-se em edifícios, estradas, canais, etc.

Na Fig. 1 apresentam-se alguns exemplos de danos causados em edifícios fundados em argilas expansivas de Luanda, Catete e Benguela.

Segundo Aitchison (1973) – relato-geral apresentado à Conferência de Moscovo – existe da parte dos engenheiros uma certa relutância em aceitar, dentro da disciplina da mecânica dos solos, a utilização de outras ciências, no sentido de resolver um certo número de problemas adicionais que o estudo dos solos expansivos requer. E no seu criticismo vai mais longe dizendo que muitos dos responsáveis, por estudos nestes domínios, são profundamente conhecedores da sua própria falta de desejo em introduzir um número adicional de complexidades necessárias ao conhecimento do comportamento destes solos.

Em virtude deste facto, a grande maioria das comunicações e intervenções nas reuniões internacionais e dos artigos que aparecem nas revistas situam-se num contínuo carrocél em redor daquilo que não conseguem alcançar e alguns dados apresentados bem poderiam ter constituído tema de divulgação há cerca de uma geração atrás.

A fragmentação paroquial dos diversos temas que se prendem com o assunto é também em grande parte responsável por esta situação e a compartimentação estanque das diversas fases de realização de um projecto, prospecção, ensaios de terreno e laboratoriais, cálculo e execução introduz barreiras que impedem o progresso. Os especialistas de cada um dos ramos deveriam trabalhar em equipa e o trabalho processar-se numa sucessão de continuidade.

Somos pois obrigados a concluir que, no domínio dos solos expansivos, o progresso tem sido bastante lento nas últimas duas décadas.

1.3 – O tema é muito vasto. Por exemplo, na Conferência de Haifa foi dividido em seis sessões técnicas, a saber:

- 1) – Identificação, mineralogia, estrutura e estabilização.
- 2) – Percolação e resistência ao corte.
- 3) – Potencial de expansão.
- 4) – Estradas, aeródromos, pavimentos e condutas.
- 5) – Muros de suporte, estruturas subterrâneas, canais e aterros.
- 6) – Fundações de edifícios.

Os assuntos seguidamente a tratar estão directamente relacionados com os pontos 1), 3) e 6).

2 – TENSÕES DOMINANTES NO SUBSTRATO DE FUNDAÇÃO, ANTES E DEPOIS DA CONSTRUÇÃO. O FENÓMENO DE EXPANSÃO.

2.1 – Uma das particularidades mais interessantes do estudo do fenómeno de expansão ao nível do substrato de fundação duma obra de engenharia, por exemplo um edifício, reside no facto de o terreno, não obstante ser sujeito a uma carga adicional imposta pela construção da estrutura, tender para um aumento de volume em vez de diminuir.* Este facto que “à priori” parece ir contra as leis da física, enquadra-se perfeitamente nos princípios que regem a mecânica dos solos.

Desde a célebre palestra proferida pelo Prof. Bishop na NGI (Norwegian Geotechnical Institute) em 1955, na qual se lançaram as bases do princípio da tensão efectiva para o caso dos solos parcialmente saturados e, mais particularmente, desde a não menos célebre e mais conhecida conferência “Pore Pressure and Suction in Soils” que teve lugar em Londres em 1960, na qual a equação que define a tensão efectiva em solos parcialmente saturados, proposta por Bishop e Aitchison, foi aceite, um estudo geotécnico racional sobre a variação volumétrica em argilas expansivas, parece que devia ser feito em termos deste princípio.

A tensão efectiva é dada pela equação [1] na qual o parâmetro X representa a proporção da sucção que contribui para a tensão efectiva, variando entre 0 (solos dessecados) e 1 (solos saturados).

$$\delta' = \delta - U_a + X (U_a - U_w) \quad [1]$$

δ' – tensão efectiva

δ – tensão total

U_a – tensão na fase gasosa dos poros do solo

U_w – tensão na fase líquida dos poros do solo

$U_a - U_w$ – sucção

Desde então, vários autores usaram este princípio no sentido de explicar qualitativamente e quantitativamente o comportamento dos solos expansivos, sendo notáveis os trabalhos levados a efeito na África do Sul e na Austrália.

* O que se verifica particularmente com estruturas ligeiras, cuja solicitação é inferior à força de expansão.

Em termos da tensão efectiva as variações volumétricas em solos expansivos poder-se-ão equacionar segundo a expressão [2].

$$\pm \frac{\Delta V}{V} = C \cdot \Delta \delta' \quad [2]$$

C – coeficiente de compressibilidade ou de expansibilidade influenciando com a percolação (drenagem) no tempo de assentamento ou de expansão

$\Delta \delta'$ – variação da tensão efectiva que marcará a amplitude dos fenómenos

Para a expansão poder-se-á, segundo Blight (1955), relacionar a percentagem de expansão a um factor T, tal qual se faz no cálculo do tempo em que se processa o fenómeno da consolidação, sendo T dado pela equação [3].

$$T = \frac{C_s t}{D^2} \quad [3]$$

C_s – coeficiente de expansão

t – factor tempo

D – profundidade da toalha freática (se o fluxo de água se fizer a partir do nível aquífero).

Uma vez que, depois da construção, a tensão total é sensivelmente constante, a variação volumétrica fica dependente da variação da tensão na fase fluída dos poros do solo, também conhecida por tensão neutra ou tensão intersticial. A variação volumétrica será então dada pela equação [4]

$$\pm \frac{\Delta V}{V} = C \cdot \Delta [U^*] \quad [4]$$

onde U^* , tensão intersticial, é igual $-[XU_w - (1-X)U_a]$ e considerando U_a a pressão atmosférica, como referência, $U^* = -XP''$ sendo P'' a sucção.

2.2 – Os solos expansivos são, usualmente, argilas contendo uma certa percentagem de minerais argilosos de rede cristalina expansiva, que sofreram na sua história geológica intensa dessecação, estado em que hoje se encontram.

À medida que o solo vai passando de um estado de saturação para um estado parcialmente saturado a, finalmente dessecado, vai perdendo água (rebai-

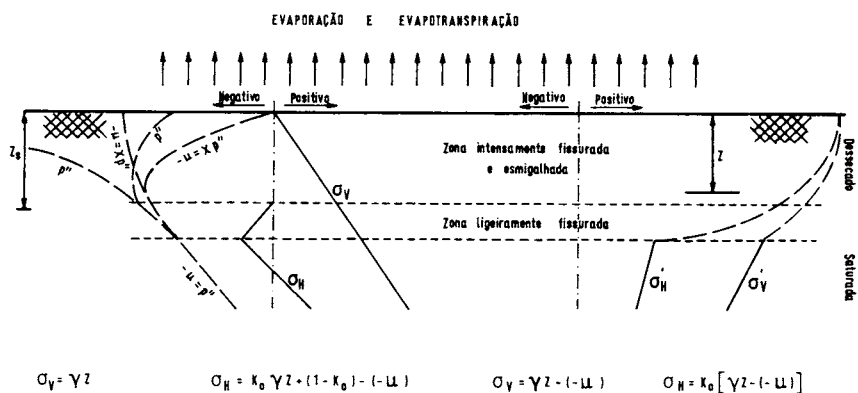


Diagrama das tensões desenvolvidas num solo argiloso expansivo fortemente dessecado à superfície; adaptado de Jennings e Kerrich (1962).

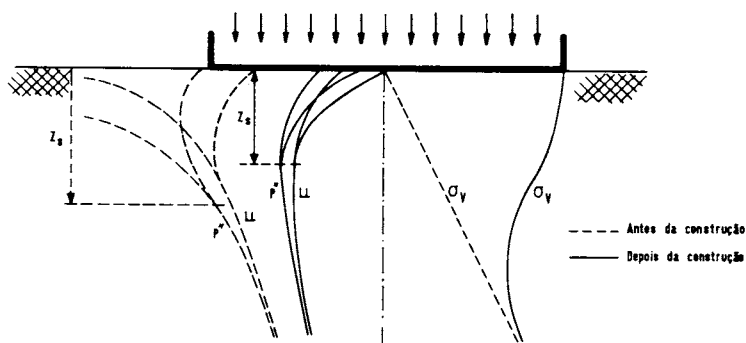


Diagrama teórico da distribuição da tensão total, tensão neutra e sucção, num solo expansivo antes e depois da construção.

σ_v - tensão vertical total; σ'_v - tensão vertical efectiva; σ_h - tensão horizontal total;
 σ'_h - tensão horizontal efectiva; u - tensão neutra; p'' - sucção; k_0 - coeficiente de impulso de solo em repouso; γ - baridade natural;
 z - profundidade; z_s - profundidade atingida pela influência sazonal.

Fig. 2 - Tensões em solos expansivos

xamento do nível freático, evaporação, acção de plantas, etc.) e a tensão intersticial acaba por se tornar negativa, em relação à pressão atmosférica e, daí em diante, diminui rapidamente com a contínua perda de água, enquanto que a tensão total vertical quase não sofre variação e a tensão total horizontal diminui gradualmente alcançando também valores negativos, Fig. 2 [segundo Jennings e Kerrich (1962), Horta da Silva (1969)].

Em termos das tensões efectivas vertical e horizontal verifica-se que ambas aumentam à medida que o solo perde água, mais acentuadamente no topo dos perfis do que na base, uma vez que as perdas de água são aí mais acentuadas. O aumento das tensões efectivas leva o solo a consolidar-se gradualmente, mas o aparecimento de tensões horizontais totais negativas começa a originar forças de tracção. Quando se atinge um valor de teor de humidade igual ao do limite de retracção do solo o fenómeno de consolidação por evaporação atinge o seu máximo e as forças de tracção alcançam, frequentemente, valores de tal modo elevados que originam a rotura do solo, dando lugar a um fendilhamento acentuado que se desvanece em profundidade, Fig. 2. A zona do solo sujeita a variações volumétricas tem o nome de activa.

Na época das chuvas, ou quando o solo é novamente encharcado, a tensão intersticial negativa diminui, em valor absoluto, principalmente na parte superior dos perfis. Nesta altura a recuperação da tensão intersticial é superior ao aumento verificado nas tensões totais pelo que as tensões efectivas diminuem e o solo expande colmatando as fissuras e empolando o terreno, verificando-se o inverso na estação seca.

Se num solo argiloso dessecado for erguida uma estrutura, por exemplo um edifício, os equilíbrios tenso-deformacionais alcançados são de novo afectados, dando-se uma redistribuição das tensões. A tensão total vertical aumenta em face das solicitações externas impostas pela construção e inicialmente a tensão efectiva vertical aumenta, mas como os solos argilosos dessecados são muito pouco compressíveis, os assentamentos são negligíveis.* Com o decorrer do tempo, há uma redistribuição da água nos poros do solo debaixo da estrutura edificada e o equilíbrio alcançado pela tensão intersticial do terreno de fundação é também afectado. O equilíbrio da tensão intersticial na zona coberta é essencialmente afectado pela migração de água do

* Para fundações superficiais e directas.

solo por termo-osmose para debaixo do edificio, migração esta que se acentua na época das chuvas, ou por causas extemporâneas, como seja a rotura de colectores, regagem de jardins, etc. O teor de humidade do solo de fundação aumenta gradualmente e a tensão intersticial negativa aumenta até um novo equilíbrio ser atingido, Fig. 2.

Raciocinando em termos da tensão efectiva, verifica-se que esta aumentará sempre que o incremento da tensão total, resultante das solicitações impostas pela construção, for superior ao incremento verificado pela tensão intersticial, mas em solos expansivos e a longo prazo sucede, vulgarmente, que o incremento da tensão intersticial é superior ao aumento da tensão total vertical e o solo expande erguendo o edificio. As forças de expansão do solo são diferenciais, acentuando-se na parte central onde se dá uma maior concentração de humidade.

Depois do novo sistema de forças ter atingido o equilíbrio o que sucede ao fim de um, dois ou mais anos, (tudo depende da natureza do solo, estado de fissuramento, espessura das camadas instáveis, posição da toalha freática, tipo de clima, etc.), os movimentos do terreno são de menor amplitude e sazonais, dependendo da intensidade da estiagem e das precipitações atmosféricas.*

2.3 — Os geólogos, com uma formação académica com rumo diferente dos técnicos da mecânica dos solos, particularmente engenheiros civis, não discutem o comportamento dos solos expansivos com base no princípio da tensão efectiva. O solo é para o geólogo uma população de diversos minerais organizados numa sociedade conhecida por estrutura do solo.** As propriedades geotécnicas do conjunto dependem das propriedades dos componentes, do seu arranjo espacial “fábrica” e da história geológica do material.

Esta maneira de encarar o problema é, muitas vezes, extremamente útil, fornecendo dados para uma melhor interpretação de certos factos nem sempre convenientemente esclarecidos, quando interpretados à luz da mecânica dos solos.

* Excluem-se os casos ocasionados por roturas de canalizações, regagem, ou outras causas extra-naturais.

** Segundo Brewer (1964), a estrutura de um solo é a constituição física do solo expressa em termos de tamanho, forma e arranjo espacial das partículas sólidas e dos vazios.

No entanto, a maior parte dos trabalhos geológicos são de natureza qualitativa e num projecto é necessário quantificar os fenómenos.

Deste modo, o princípio da tensão efectiva, não obstante algumas das suas limitações analisadas, por exemplo, por Jennings e Burland (1962), Matyas e Radhakrishna (1967), Aitchison (1967 e 1971) e Horta da Silva (1969 e 1971), continua a ser o meio mais racional de interpretar e quantificar a instabilidade volumétrica do solo.

Esta ideia é compartilhada por numerosos especialistas na matéria e Aitchison (1973) afirma no relato-geral apresentado à Conferência de Moscovo: "There is indeed no evidence whatsoever to suggest that the principle of effective stress – if applied to a model correctly representing the soil and if the stresses are correctly defined – should not be entirely valid. In fact the principle of effective stress-widely extended to cover a range of qualifying parameters comparable to the X factor – remains the principal tool which can be used in the comprehension of the behaviour of all earthen materials".

O problema crucial reside na determinação do parâmetro X , que é altamente dependente do percurso da tensão.* No entanto, se o percurso das tensões for convenientemente definido, utilizando por exemplo as técnicas preconizadas por Blight (1967), então o uso do princípio é perfeitamente aceitável.

3 – IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS EXPANSIVOS E QUANTIFICAÇÃO DA INSTABILIDADE VOLUMÉTRICA

3.1 – Existem vários critérios de identificação de solos expansivos e prever o seu comportamento.

Estes critérios podem agrupar-se em três categorias:

- a) critérios baseados na composição do solo;
- b) critérios baseados nos limites de consistência e teor de argila;
- c) critérios baseados em ensaios de expansão.

* E consequentemente dos ciclos de secagem e embebição.

3.2 – Critério baseado na composição do solo

Este critério é correntemente utilizado pelos geólogos. A interpretação faz-se, normalmente, em face da composição mineralógica do solo total e da percentagem de minerais de rede cristalina expansiva, como seja montmorilonite e vermiculite e, bem assim, da natureza dos catiões de troca adsorvidos pelos minerais argilosos.

De acordo com os dados de Brindley e MacEwan (1953), reconheceu-se de longa data que a carga por célula unitária dos minerais tem uma marcada influência na expansão. Os minerais mais expansivos, montmorilonites e vermiculites têm cargas negativas por células unitárias que vão de 1,4 a 0,9 para as vermiculites e 1,0 – 0,6 para as montmorilonites, Quadro I. Os resultados de Brindley e MacEwan (1953) mostram ainda que não são expansivos os minerais cujas cargas por célula unitária são superiores a 1,4 e inferiores a 0,6

QUADRO I

INFLUÊNCIA DA CARGA NEGATIVA DA CÉLULA UNITÁRIA NA EXPANSÃO
DOS MINERAIS, SEGUNDO BRINDLEY E MACEWAN (1953)

Mineral	Carga por célula unitária	Tendência para a expansão
Margarite	4	Nenhuma
Moscovite Biotite Paragonite	2	Somente com tratamentos químicos drásticos, se tanto
Hidromica Illite	1,2	
Vermiculite	1,4 - 0,9	Expansiva
Montmorilonite Beidelite Nontronite Hectorite	1,0 - 0,6	Marcadamente expansiva
Pirofilite	0	Nenhuma

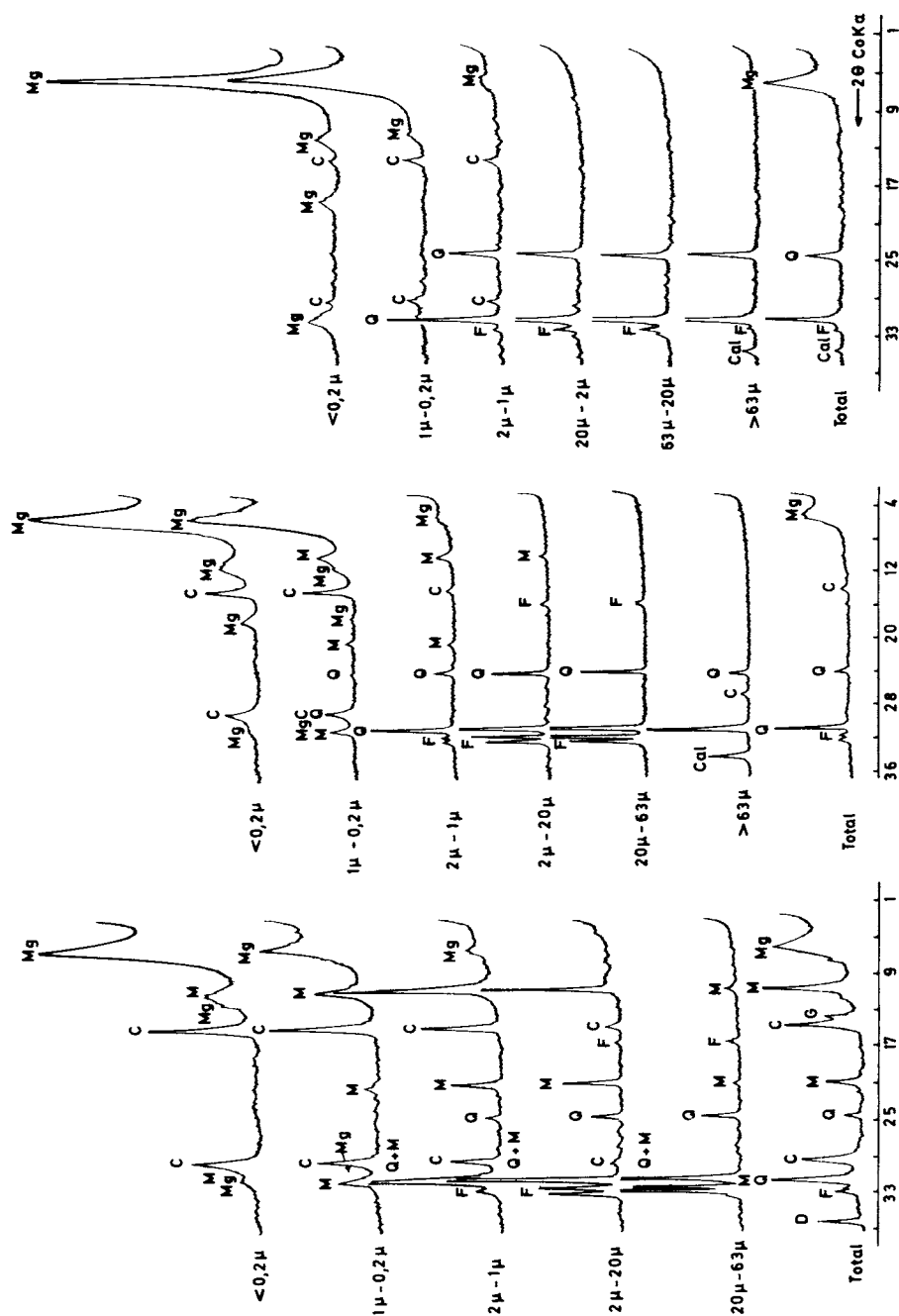
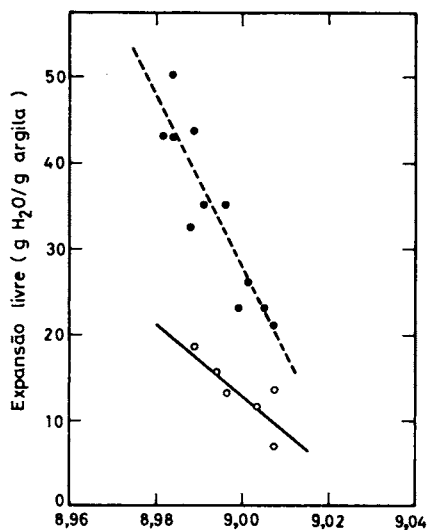
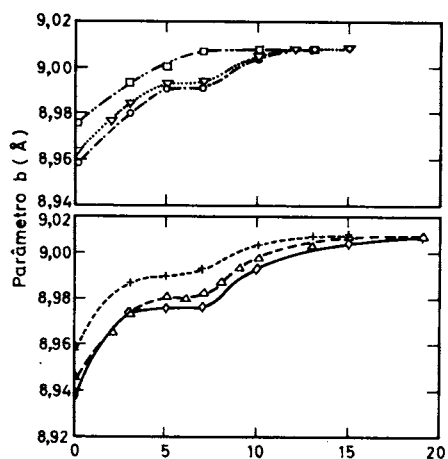


Fig. 3 – Solos expansivos de Angola. Correlação entre a mineralogia e a distribuição granulométrica das partículas



Correlação entre a expansão livre e as dimensões do parâmetro b da célula unitária. (Segundo Davidtz e Low, 1970)



Correlação entre as dimensões do parâmetro b da célula unitária e o teor de humidade para seis montmorilonites-Na. (Segundo Ravina e Low, 1972)

Fig. 4 – Influência das dimensões do parâmetro b da célula unitária das montmorilonites na sua expansão

Os estudos levados a efeito pelo L.E.A. têm confirmado que a grande maioria dos solos expansivos de Angola contém de facto elevadas percentagens de minerais do grupo da montmorilonite (Horta da Silva, 1969) Fig. 3, ocorrendo ainda solos expansivos com vermiculite e hidrobiotite (Horta da Silva, 1973).

Recentemente, Davidtz e Low (1970) e Ravina e Low (1972) apresentam dados conducentes à conclusão de que o potencial de expansão das montmorilonites e a expansão livre destes minerais decresce com o aumento do parâmetro b da célula unitária. A relação expansão livre e dimensão do parâmetro b em Å apresenta mesmo certa linearidade, Fig. 4, para sistemas monoiónicos (montmorilonite - Na). Segundo os dados de Ravina e Low (1972), Fig. 4, é ainda de inferir que o parâmetro b da célula unitária das montmorilonites varia com o teor de água adsorvida, mostrando que os esmectitos têm expansão intracristalina não só ao longo do eixo Z mas também ao longo do eixo Y , supondo-se que tal seja devido a uma distorção dos tetraedros.

Com base na teoria da dupla camada e aplicando a equação de van't Hoff [5] para cálculo da tensão de expansão osmótica,

$$P_s = RT C_o \left(\frac{C_c}{C_o} + \frac{C_o}{C_c} - 2 \right) \quad [5]$$

C_o – concentração dos iões na solução livre

C_c – concentração dos iões no plano central

R – constante universal dos gases perfeitos

T – temperatura absoluta

alguns autores deduziram correlações entre índice de vazios e tensão de expansão. Contudo, só em casos muito particulares se conseguiram boas correlações entre os dados teóricos calculados e os dados experimentais obtidos. Mitchell (1973) refere que para sistemas monoiónicos poder-se-á concluir que a previsão da expansão da montmorilonite - Na feita em termos da teoria da tensão osmótica é satisfatória; para sistemas com catiões divalentes, por exemplo montmorilonite - Ca, a teoria da dupla camada poderá ser seguida, se for tida em conta a quantidade de água entre as plaquetas nos tactóides e a análise baseada na distribuição externa dos iões; ainda para sistemas monoiónicos, fracções muito finas ($<0,2\mu$) de vermiculite, ilite e, até de caulinite, podem expandir de acordo com as previsões da dupla camada.

Contudo, nas condições naturais, os solos expansivos contêm, usualmente, mais do que um tipo de mineral argiloso e mais do que um tipo de catião de troca, aumentando ainda as dificuldades com o aparecimento das chamadas camadas interfoliares de natureza variada, Fe-OH, Al-OH, Mg-OH, que afectam o comportamento expansivo intracristalino e tornam a teoria da dupla camada de valor muito limitado para quantificar a expansão.

QUADRO II

CORRELAÇÃO ENTRE A EXPANSÃO OBTIDAS EM AMOSTRAS REMODELADAS E INTACTAS DE ARGILAS DA CAZENGA E MIOCÉNICAS DE LUANDA, SEGUNDO NOVAIS-FERREIRA E HORTA DA SILVA (1973)

Argilas	Granulometria			Consistência			Peso Esp. g	Estado Físico Natural		Expansão	
	Areia	Silte	Argila	W _L	W _p	W _s		γd gr/cm ³	W %	Int.*	Rem.**
Cazenga	48	5	47	63	23	9	2,72	1,67	11	11,7	53
Miocénica	1	54	45	68	28	15	2,74	1,77	16	16	34
* Expansão de provetes intactos em edómetro sob a tensão de 1/8 Kg/cm ² . ** Expansão medida em amostras remodeladas (ensaio tipo LNEC, 1967).											

Por outro lado, quando se pretende avaliar a instabilidade volumétrica do substrato de fundação de um edifício, temos de ter em conta o solo com a sua estrutura natural. O comportamento da mesma argila é diferente quando se trabalha com amostras intactas e remodeladas. Por exemplo, de acordo com os dados apresentados por Novais-Ferreira e Horta da Silva (1973), Horta da Silva (1973) e Horta da Silva (1974) as argilas expansivas da Cazenga (vertissolo) apresentam percentagens de expansão superiores às das argilas miocénicas de Luanda (sedimentos marinhos) quando remodeladas e vice-versa quando ensaiadas intactas, Quadro II. Análises quantitativas mostraram ainda para as amostras ensaiadas, percentagens de montmorilonite e de outros minerais de rede expansiva da ordem dos 80 a 95% para as argilas da Cazenga e 40 a 60% para as argilas miocénicas*. A discrepância dos resultados

* Fração <2μ

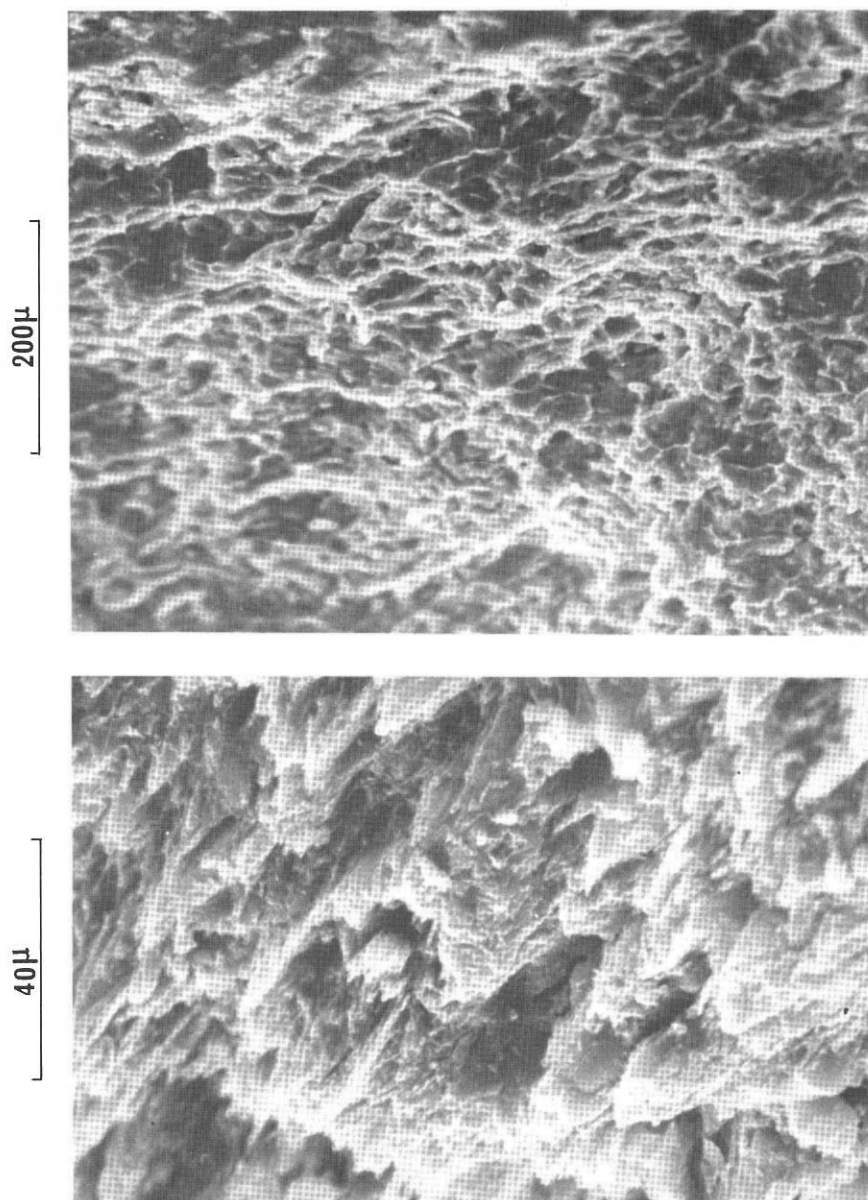


Fig. 5a – Microfotografias de argilas miocénicas de Luanda obtidas com o microscópio electrónico tipo “estereoscan”. Aspectos da fábrica mostrando a orientação preferencial dos minerais

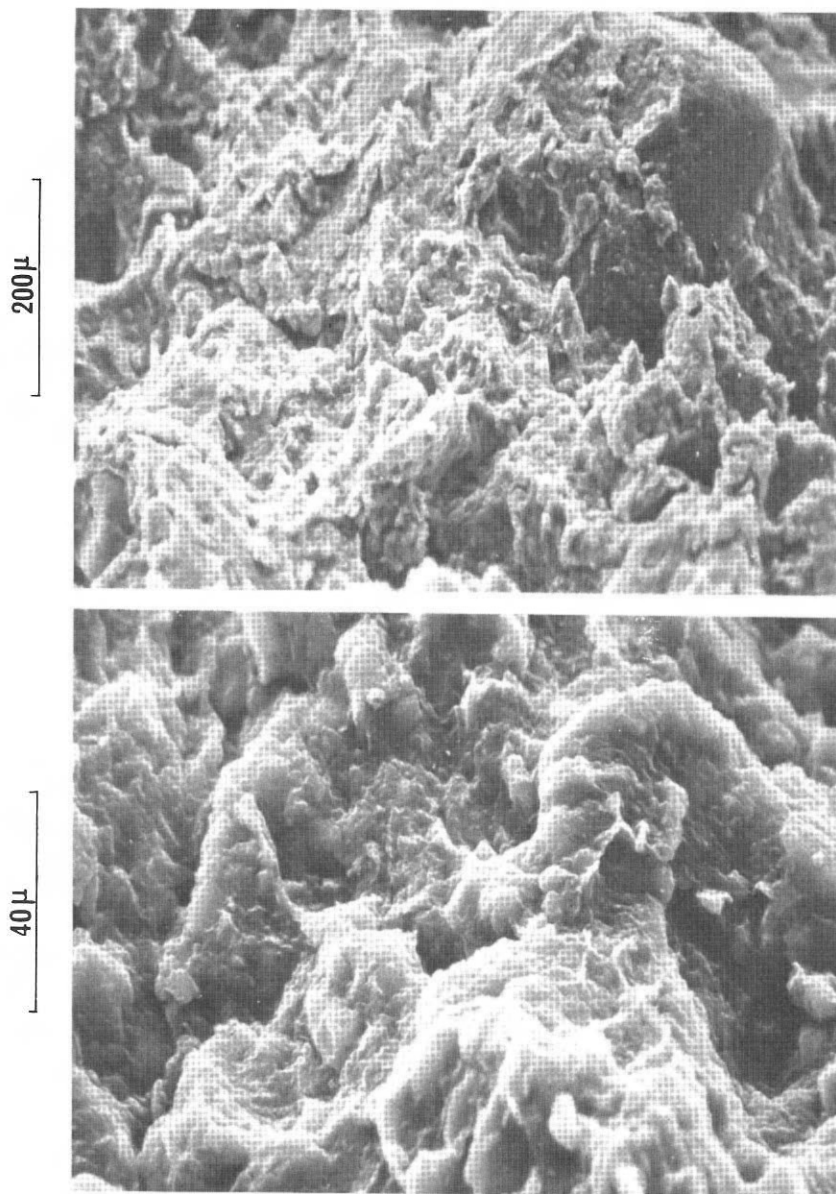


Fig. 5b – Microfotografias de argilas da Cazenga obtidas com o microscópio electrónico tipo “estereoscan”. Aspectos da fábrica mostrando a matriz argilosa a ligar os grãos de quartzo e pormenores dos agregados de montmorilonite.

está, em grande parte, dependente das diferentes histórias geológicas e inerentes histórias das tensões e deformações que conduziram a uma estrutura com certa orientação preferencial dos minerais argilosos e elevado grau de adensamento nas argilas miocénicas, o que se não verifica nas argilas da Cazenga, Figs. 5a e 5b.

A composição mineralógica servirá então como uma propriedade índice, permitindo inferir se um solo é ou não potencialmente expansivo, mas de pouco valor quando se pretende quantificar o fenómeno de expansão.

3.3 – Critérios baseados nos limites de consistência e percentagem de partículas argilosas.

Os critérios deste tipo são vulgarmente usados pelos engenheiros civis e geólogos de engenharia, como processo expedito de inferir potencialidades de expansão.

Um dos critérios utilizados no passado foi o de Jantey e Brink (1952) que preconizava serem expansivos os solos com valores de L.L. >30%, I.P. >12% e C.L. >8%.

De maior valor são os critérios baseados no conceito de actividade, ainda hoje usados. A actividade, segundo Skempton (1953), é a razão entre o índice de plasticidade e a percentagem de partículas argilosas <2 μ .

Entre estes critérios, destaca-se o de Van der Merwe (1964), Fig. 6. Os solos são compartimentados, com base na relação IP/%<2 μ , em quatro graus de potencial de expansão, denominados baixo, médio, elevado e muito elevado.

A percentagem de expansão é estimada dividindo o substrato de fundação numa série de camadas com propriedades idênticas (o mesmo grau de potencial de expansão) prevendo-se para cada camada o inchamento, em face de um factor F que define o decréscimo da expansão com a profundidade. A expansão total do substrato de fundação será então dada pelo somatório das expansões parciais de cada unidade, equação [6].

$$\text{Exp} \approx \sum_{D=1}^{D=n} F_D (P_E) D \quad [6]$$

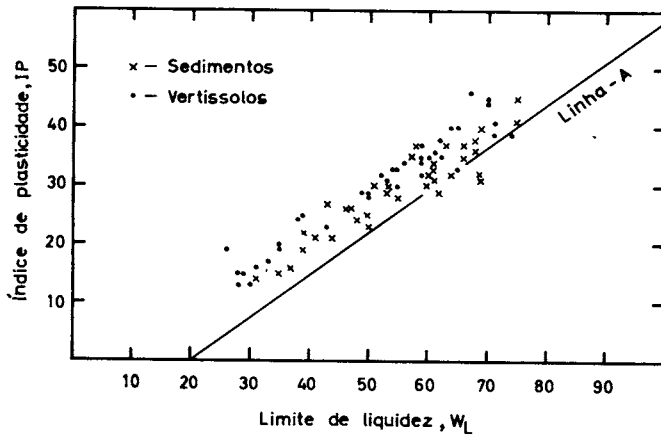
D – profundidade limite das camadas

n – número de camadas

F – factor redução da expansão

P_E – potencial de expansão

CARTA DE PLASTICIDADE



GRAUS DE POTENCIALIDADE DE EXPANSÃO

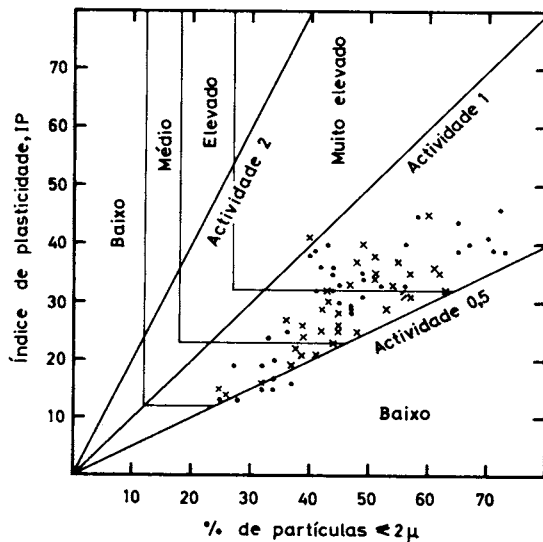


Fig. 6 – Solos expansivos de Angola. Sua localização na carta de plasticidade e no gráfico de Van der Merwe (1964)

Os valores de P_E assumidos por Van der Merwe correspondem a 1, 1/2, 1/4 e 0 polegadas, respectivamente, para graus de potencial de expansão muito elevados, elevados, médios e baixos e computados a partir da equação $D = 20 \log F$, sendo D a profundidade.

Este método deu resultados satisfatórios em alguns casos analisados na África do Sul nos Estados de Orange e Transval. Noutros casos a percentagem de expansão determinada foi inferior à observada e inferior à determinada por outros critérios.

É evidente que este método é muito falível e, em parte, só aplicável onde já haja certa experiência anterior que permita fixar com relativa aproximação os factores F e P_E , que devem ter em conta o estado de dessecação e fissuramento dos perfis, a estrutura do solo, a sua origem e história tenso-deformacional.

Claro que solos com diferentes composições mineralógicas, diferentes estruturas e diferentes histórias geológicas e tenso-deformacionais, não obstante, terem actividade que os situem no gráfico de Van der Merwe nas áreas correspondentes a igual potencial de expansão, têm diferentes valores de expansão unitária P_E .

Outra dificuldade que surge neste critério é o do aparecimento de solos expansivos com actividades inferiores a 0,5 e que, segundo o critério de Van der Merwe, teriam potencial de expansão baixo. Este facto foi discutido na 5.^a Conferência Regional Africana de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, por Wilson (1971) e Horta da Silva (1971) e já tinha sido tratado, em pormenor, por Horta da Silva (1969). O problema prende-se com os factores que afectam a determinação da plasticidade e a determinação da percentagem de partículas argilosas nos solos, ou por outras palavras, a actividade.

Os erros acentuam-se mais nos solos montmoriloníticos ricos em cations divalentes, por exemplo Ca^{++} , fortemente dessecados e agregados, o que é frequente em Angola. Os limites de liquidez e plasticidade são determinados segundo as normas com água destilada e, consequentemente, o índice de plasticidade obtido dependerá, fundamentalmente, da plasticidade de uma montmorilonite - Ca. Para a determinação das percentagens de partículas argilosas o solo é quimicamente tratado por forma a dispersar as partículas, utilizando-se como peptizantes polimetáfosfatos de sódio que complexam o Ca^{++} , saturando a argila em sódio. Nestas condições, a actividade

determinada é obtida pela razão entre dois sistemas – argila, líquido electrolítico – diferentes.

$$\text{Actividade} = \frac{\text{IP (Solo montmorilonítico - Ca)}}{\% \leq 2\mu \text{ (Solo montmorilonítico - Na)}} \quad [7]$$

É bem conhecida a influência da natureza dos catiões de troca no comportamento geotécnico dos solos, muito em especial a influência dos catiões monovalentes Na^+ e Li^+ sobre os divalentes Ca^{++} , Mg^{++} , etc. Por exemplo para sistemas contendo montmorilonite, Na^+ e Ca^{++} , Fink *et al* (1971) verificaram que a expansão é uma função da percentagem de Na^+ trocável (ESP) definido de acordo com a equação [8], [Aitchison e Wood (1965) e Ingles e Aitchison (1969)] da maneira que se segue:

$$\text{ESP} = \frac{\text{Na}^+ \text{ Trocável}}{\text{Capacidade de troca catiónica}} \times 100 \quad [8]$$

- a) $\text{ESP} > 50\%$ – Comportamento típico duma montmorilonite – Na, com expansão ilimitada entre as folhas;
- b) $\text{ESP} 10\% \text{ a } 50\%$ – expansão diminuindo progressivamente à medida que o valor de ESP diminui, com um número crescente de partículas que expandem no máximo $20\text{\AA}$;
- c) $\text{ESP} < 10\%$ – o comportamento da argila é típico duma montmorilonite – Ca, expansão máxima entre as folhas $20\text{\AA}$.

A influência do Na^+ na plasticidade faz-se sentir do mesmo modo, pelo que se propôs o conceito de actividade fundamental, Horta da Silva (1969) na qual quer os limites de consistência quer a percentagem de argila são determinados com o mesmo sistema argila-solução dispersante, utilizada na análise granulométrica (ex. hexametáfosfato de sódio).

No Quadro III estão referidos alguns resultados de ensaios obtidos com solos expansivos da estrada Sá da Bandeira – Roçadas mostrando os valores das actividades fundamentais obtidas com água destilada para os limites de consistência e percentagem de argila e com hexametáfosfato de sódio também para os dois parâmetros. Estes resultados são ainda no mesmo quadro comparados com os resultados das actividades obtidas segundo o conceito clássico, mostrando que a actividade fundamental é manifestamente superior.

QUADRO III
ACTIVIDADES DE ALGUNS SOLOS EXPANSIVOS DE ANGOLA

Amostra N.º	Consistência (1)				Consistência (2)				% Argila (3)	% Argila (4)	Minerais (5)			Actividades		
	W _S	W _L	W _P	I _P	W _S	W _L	W _P	I _P			M	C	I	1.º Caso	2.º Caso	3.º Caso
52 784	7	55	25	30	8	92	25	67	5 µ-49 2 µ-45	37 23	80	20	-	0.67	1,30	1,49
32 849	11	59	25	34	10	101	31	70	5 µ-54 2 µ-49	- -	50	30	20	0.69	-	1,43
33 362	8	50	21	29	8	88	25	63	5 µ-51 2 µ-47	- -	75	25	-	0.62	-	1,34
36 206	8	54	21	33	7	106	27	79	5 µ-48 2 µ-45	35 22	95	5	-	0.73	1,50	1,76
36 209	8	52	20	32	8	98	26	72	5 µ-44 2 µ-41	32 21	95	5	-	0.78	1,52	1,76
36 215	8	53	22	31	9	101	31	70	5 µ-52 2 µ-49	35 25	80	20	-	0.63	1,24	1,43
36 218	9	50	22	28	8	93	26	67	5 µ-51 2 µ-47	33 22	85	15	-	0.60	1,27	1,43
33 007	10	49	20	29	10	82	24	58	5 µ-50 2 µ-47	29 17	40	50	10	0.62	1,70	1,23
33 014	9	54	21	33	11	78	27	51	5 µ-61 2 µ-56	41 28	30	60	10	0.59	1,18	0,91
32 837	11	59	27	32	8	110	30	80	5 µ-47 2 µ-44	31 20	90	10	-	0.73	1,60	1,82
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(1) e (3) – Usando as normas AASHO

(2) – Depois das amostras serem tratadas com hexametáfosfato de sódio

(4) – % de argila utilizando somente água destilada na dispersão

(5) – Proporções relativas dos principais minerais argilosos existentes na fracção <2µ
(M – montmorilonite; C – caulinite; I – illite)

Actividades: 1.º Caso – de acordo com a definição clássica;

2.º Caso – utilizando exclusivamente água destilada;

3.º Caso – utilizando exclusivamente hexametáfosfato de sódio.

A introdução do conceito de actividade fundamental no critério de Van der Merwe (1964) elimina os casos de ocorrência de solos com actividades inferiores a 0,5 e comportamento expansivo devido a ocorrência de montmorilonite – Ca fortemente agregada. Segundo os dados de Fink *et al.* (1971) parece ser ainda de inferir que o conceito de actividade fundamental deverá ser utilizado, exclusivamente, para solos com valores de ESP inferiores a 50% e, muito em especial, para valores de ESP <10%.*

* Experiências levadas a efeito, pelo autor, com vários tipos de argilas (montmoriloníticas, micáceas e cauliniticas) mostraram que as actividades fundamentais são nitidamente superiores às actividades clássicas nas primeiras, sensivelmente iguais ou ligeiramente superiores nas segundas e sensivelmente iguais ou ligeiramente inferiores nas terceiras.

3.4 – Critérios baseados nos ensaios de expansão

3.4.1 – Existe uma diversidade de tipos de ensaios destinados a identificar solos expansivos e quantificar a percentagem de expansão e a tensão de expansão.

É um critério muito utilizado nos laboratórios de mecânica dos solos e firmas projectistas e constructoras conceituadas, envolvendo aparelhagem muito diversa e, por vezes, assaz sofisticada.

Entre os muitos métodos existentes passaremos somente revista aqueles que consideramos, pelo menos, de alguma utilidade para o projecto de fundações de edifícios. Não incluiremos, também, nesta apreciação, os ensaios de expansão e medição da tensão de expansão em solos compactados muito usados em estradas.*

3.4.2 – Ensaios edométricos com edómetros convencionais

Têm sido utilizados desde longa data para estudos da variação volumétrica dos solos.

Para quantificação da expansão, existem, fundamentalmente, três tipos de ensaios edométricos, que utilizam amostras intactas e procuram reproduzir, tanto quanto possível, laboratorialmente, as condições que prevalecem no terreno, a saber:

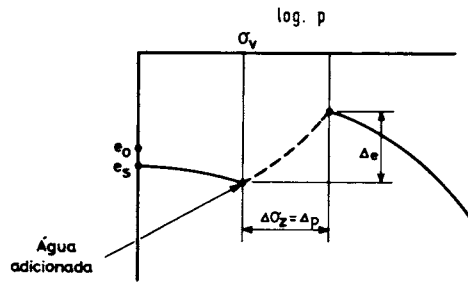
- a) – ensaio edométrico directo;
- b) – ensaios edométricos duplos e múltiplos;
- c) – ensaio edométrico simples.

Ensaio edométrico directo – É também conhecido pelo método texano N.º 1. Dos ensaios edométricos para o cálculo da expansão é o mais simples, pelo que é muito usado.

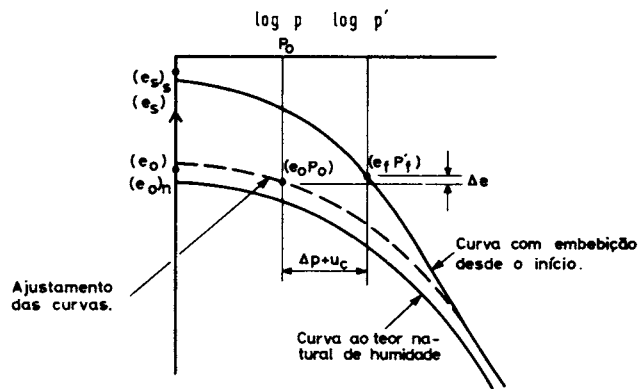
Uma amostra intacta colhida a uma profundidade Z é colocada no edómetro ao teor natural de humidade e sujeita a uma carga correspondente ao valor de $\delta v_{(Z)}$ no terreno, sendo $\delta v_{(Z)} = \gamma z$. Se o ensaio se destina a um projecto de fundações o provete do solo é sujeito ainda a uma carga adicional $\Delta \delta_Z$ correspondente à solicitação imposta pela estrutura a edificar.

* Expansão em molde C.B.R., ensaio de expansão L.N.E.C. (1967), etc.

a) ENSAIO EDMÉTICO DIRECTO



b) ENSAIO EDMÉTICO DUPLO



c) ENSAIO EDMÉTICO SIMPLES

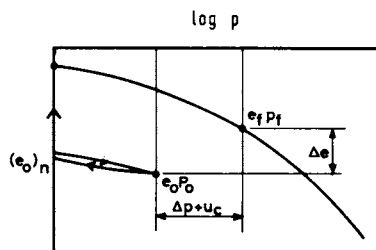


Fig. 7 – Ensaios edométricos com edômetros convencionais

Depois de se processar a consolidação do provete sob as cargas a que está sujeito, adiciona-se água ao edómetro deixando o provete expandir até à estabilização. Deste ponto em diante, os incrementos de carga são adicionados como se se tratasse do ensaio de consolidação normal. A curva $e = f(\log p)$ é traçada e a expansão extrapolada em termos de Δe , Fig. 7a. Se a zona do solo destinada a sofrer variações volumétricas, que é denominada, na terminologia geotécnica, como zona activa for dividida em camadas, cujo comportamento possa ser representado por uma amostra intacta, que será sujeita ao ensaio acima descrito, a expansão total do substrato de fundação será então dada pela expressão [9].

$$\text{Exp} = \sum \Delta H \frac{\Delta e}{1 + e_o} \quad [9]$$

ΔH – espessura das camadas

Δe – variação do índice de vazios

e_o – índice de vazios inicial

Este método, embora superior a qualquer dos atrás referidos para identificar e quantificar expansões, sofre ainda dum certo número de limitações. No que se refere à quantificação da expansão duas desvantagens são evidentes:

- a) – como se utiliza para cada amostra um valor específico de incremento de carga, o projectista não terá oportunidade de fazer variar o valor das cargas aplicadas em consequência das expansões observadas;
- b) – o solo é sujeito a encharcamento total, pelo que as expansões medidas correspondem a uma situação limite, de completa saturação, o que não se verifica no terreno, por via de regra.

Ensaio edométrico duplo e múltiplos – O ensaio edométrico duplo foi concebido na África do Sul, para estudo do assentamento adicional em solos colapsíveis e posteriormente, adaptado para quantificação do inchamento total em solos expansivos, (Jennings e Knight, 1957). Trata-se de uma tentativa destinada a solucionar as desvantagens do ensaio edométrico directo, particularmente as descritas em a). Como trabalha em termos do princípio da tensão efectiva permite ainda solucionar alguns inconvenientes que se prendem com b).

Foi um método muito utilizado na África do Sul na década de sessenta e não obstante o severo criticismo a que tem sido sujeito nos últimos anos [por exemplo Kantey (1971) e Salas (1971)] continua a ser largamente utilizado. Em Angola, o L.E.A. usa ainda este método, por vezes com algumas pequenas alterações.

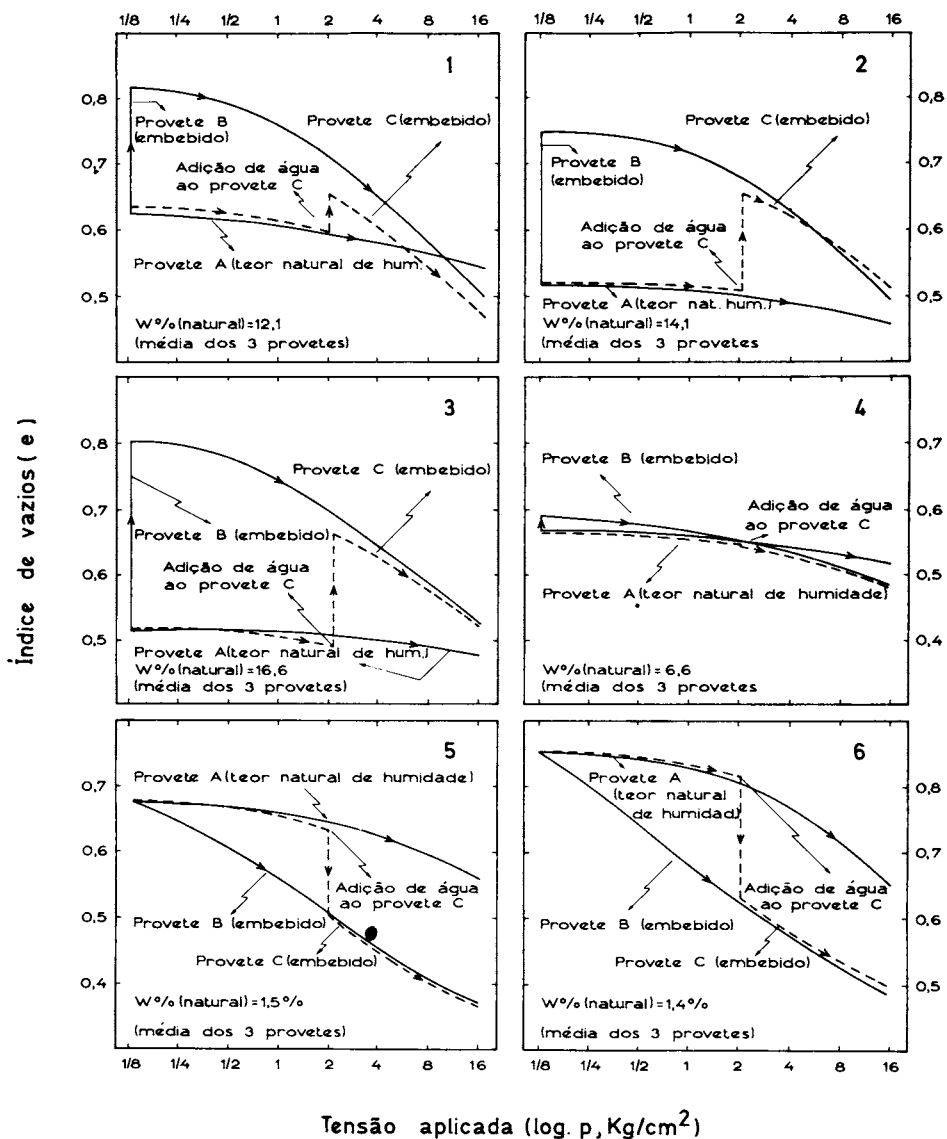
Duas amostras intactas colhidas adjacientemente, à mesma profundidade no perfil, são ensaiadas em dois edómetros contíguos. Uma das amostras é ensaiada ao teor natural de humidade desde o início do ensaio até ao fim e outra ensaiada com acesso de água. A amostra ensaiada com água é deixada expandir à carga inicial do ensaio até estabilizar e, seguidamente, ambos os provetes são sujeitos a incrementos de carga de acordo com o ensaio de consolidação normal. No L.E.A. utiliza-se $\frac{1}{8} \text{ kg/cm}^2$ para tensão inicial e depois as cargas distribuem-se em progressão geométrica de razão igual a 2, em intervalos de 24 horas.

As curvas $e = f(\log p)$ são então traçadas e como existe, quase sempre, uma certa diferença nos índices de vazios iniciais dos dois provetes, as curvas são ajustadas ao valor médio daqueles índices. Traçadas e ajustadas as curvas, é fácil determinar a variação volumétrica em termos de Δe , tendo em conta a tensão vertical à profundidade a que é colhida a amostra, p_0 , o incremento da tensão total Δp devido ao peso da estrutura a edificar e o índice de vazios inicial $e_{o(p_0)}$.

Para uma melhor interpretação em termos da tensão efectiva, desde que se conheça o valor da tensão neutra negativa, correspondente ao teor natural de humidade do provete ou da camada ($U = Xp$), este poderá ser adicionada ao incremento Δp , determinando-se com maior rigor a variação volumétrica correspondente à variação da tensão efectiva até à saturação, Fig. 8b.

O cálculo da variação volumétrica de um substrato de fundação expansivo será feito nos moldes já mencionados para o ensaio edométrico directo, dividindo a zona activa em camadas e calculando depois o inchamento a partir da expressão [9]. A grande diferença entre este método e o precedente reside no meio de determinar a variação do índice de vazios.

Teoricamente, é de inferir que este ensaio satisfaz perfeitamente as exigências de cálculo, não obstante a previsão da expansão ser sobrestimada, em face do encharcamento total da amostra, o que geralmente não sucede no terreno.



- 1 - Argila da Cazenga 2 - Argila da Boavista 3 - Argila do Bungo
 4 - Silt da Boavista 5 - Areia do Muçequê 6 - Areia de H de Carvalho

Fig. 8 - Curvas $e = f(\log p)$ de alguns solos de Angola. Ensaios edométricos múltiplos: 1, 2 e 3 argilas expansivas; 5 e 6 solos colapsíveis; 4 solo volumetricamente estável.

No entanto, tem-se vindo a verificar que a diferença entre os índices de vazios iniciais dos dois provetes estão, por vezes, por demasiado desfasados. Este facto sucede, particularmente, em solos microfissurados e, em face da discrepância de resultados, alguns autores preferem trabalhar com um certo número de curvas adicionais, correspondentes a provetes encharcados a cargas intermediárias, o que permite obter um valor médio mais preciso. Este tipo de ensaio tem, entre nós, o nome de ensaio edométrico múltiplo. Na Fig. 8 apresentam-se alguns exemplos relativos a diversos tipos de solos de Angola [vidé, por exemplo, Horta da Silva (1970), Novais-Ferreira (1973), Novais-Ferreira e Horta da Silva (1973), Horta da Silva (1974)].

Ensaio edométrico simples – Firth (1971), estudante pós-graduado da Universidade de Witwatersrand (Johannesburg), chamou a atenção para o facto de que, no ensaio edométrico duplo, a amostra ensaiada ao teor natural de humidade se destina, exclusivamente, à determinação do índice de vazios inicial, sob a tensão total vertical, à profundidade de colheita da amostra, p_0 , Jennings (1973). Nesse caso o valor $e_{o(p_0)}$ poderia ser determinado solicitando no edómetro somente um provete ao teor natural de humidade até à tensão p_0 ; depois proceder-se-ia à descarga até à pressão inicial, a água seria então adicionada à amostra, que expandiria até à estabilização, procedendo-se posteriormente à realização do ensaio edométrico de acordo com o processo clássico.

A curva $e = f(\log. p)$ obtida por este processo está esquematizada na Fig. 7c.

O cálculo da variação volumétrica faz-se a partir da variação do índice de vazios Δe do mesmo modo que atrás se referiu para o ensaio edométrico duplo.

Uma série de experiências levadas a efeito na África do Sul, correlacionando os dados obtidos por este método, pelo método do ensaio edométrico duplo e por observações de nivelamentos, mostraram que os resultados dos ensaios edométricos simples eram mais consentâneos com as observações efectuadas do que os resultados fornecidos pelos ensaios edométricos duplos. As vantagens deste método residem na eliminação do erro de ajuste das duas curvas (ao teor natural e saturada) e na possibilidade de duplicar o número de provetes por local a estudar, sem encarecer o estudo, tornando-o mais rigoroso.

3.4.3 – O edómetro de membrana

Modernamente, vários autores têm criticado o encharcamento total dos provetes nos ensaios de expansão, por esta situação não corresponder à realidade verificada no terreno, Fig. 2. Deste modo, só seria possível prever com segurança a instabilidade volumétrica de argilas expansivas, se laboratorialmente, se reproduzissem as variações de teor de humidade e respectivas variações da tensão intersticial ou, pelo menos da sucção, verificadas na zona activa do solo depois da construção.

De facto, como vimos atrás, a tensão neutra negativa aumentará debaixo da estrutura edificada, mas o estado limite de saturação não é atingido, e se o for, nunca o será ao longo de toda a zona activa do solo. Consequentemente, a expansão determinada com encharcamento total da amostra é por demasiado drástica.

Os ensaios deverão então ser conduzidos de modo a determinar a expansão, sob controlo da variação de sucção, ou, se possível, da variação da tensão intersticial que se verifica debaixo das estruturas edificadas, desde a fase de início da construção até à estabilização do teor de humidade depois da construção. Excluem-se as oscilações sazonais de menor amplitude.

Esta opinião foi também partilhada por diversos especialistas na matéria, como Escario (1969), Escario e Saez (1973), Kassif e Ben Shalom (1971), Kassif *et al* (1973), Aitchison *et al* (1973), Aitchison (1973) e seguida por Novais-Ferreira e Horta da Silva (1973), que concluem ser o comportamento “in situ” de um solo expansivo melhor reproduzido por intermédio de ensaios edométricos a várias cargas intermediárias, quando realizados sob controlo das condições de sucção existentes no terreno.

Do trabalho da equipa de Aitchison resultou a criação de um novo tipo de edómetro, chamado o edómetro de membrana, descrito por Aitchison e Martin (1973).

Este edómetro difere dos edómetros convencionais pelo facto da amostra ser colocada numa câmara de pressão em contacto com uma membrana semi-permeável. Na câmara de pressão é introduzido ar sob pressão e a parte inferior da membrana fica em contacto com água ou com um líquido electrolítico à pressão atmosférica, Fig. 9.

Por este processo a amostra pode ser sujeita a várias condições de sucção, quer fazendo variar a pressão de ar dentro da câmara, quer fazendo

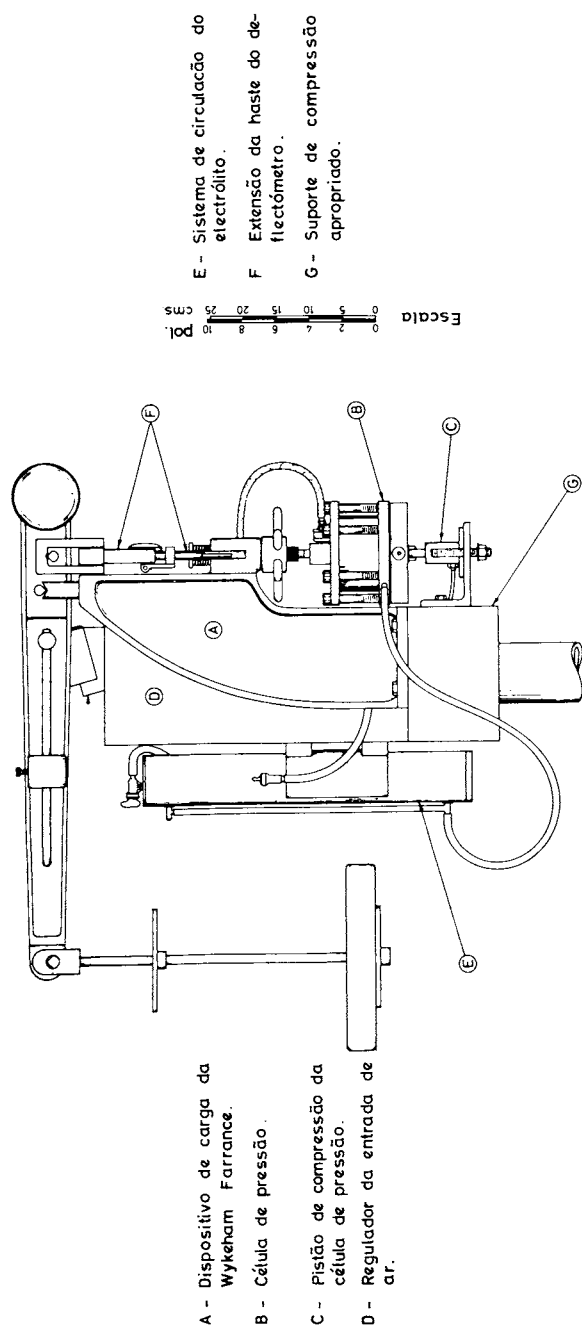


Fig. 9 – Edômetro de membrana segundo Aitchison e Martin (1973)

variar a composição do electrólito. A tensão exterior na amostra pode também variar, independentemente da variação da sucção, usando as técnicas correntes do ensaio edométrico.

Depois de definidas as condições de sucção existentes no terreno e das suas variações debaixo das estruturas edificadas, e conhecidas as solicitações externas a que o solo fica sujeito, qualquer percurso de tensão, em termos destas variáveis, pode ser seguido neste tipo de edómetro.

Se o valor de X for conhecido os valores das sucções podem ainda ser corrigidos.

Esta aparelhagem encontra-se numa fase experimental pelo que não se conhecem resultados práticos da sua aplicação, a não ser alguns dados resultantes de ensaios de calibração.

3.4.4 – *Tensões de expansão e sua quantificação*

Os ensaios edométricos atrás descritos foram concebidos para estudar a variação volumétrica dos solos expansivos. Nos estudos relacionados com projectos de fundações e com comportamento de obras é muitas vezes necessário conhecer também as tensões de expansão que o solo exerce nas estruturas, em consequência do inchamento.

Existe uma grande diversidade de aparelhagem destinada a este fim limitando-nos, nesta apreciação geral, a fazer referência a dois tipos distintos de equipamento: um destinado a medir a tensão de expansão por embebição total das amostras, como sucede nos ensaios edométricos directo, duplo ou simples e outro destinado a medir as tensões de expansão sob controlo da sucção, como sucede com o edómetro de membrana.

As tensões de expansão podem ser extrapoladas dos ensaios edométricos duplos e múltiplos, mas devido à flutuação dos valores do índice de vazios inicial, particularmente em argilas fissuradas, os resultados são um tanto imprecisos. A tensão de expansão é definida nos ensaios edométricos pelo ponto de cruzamento das curvas $e = f(\log. p)$ correspondentes ao provete ensaiado ao teor natural de humidade e ao provete ensaiado embebido, Horta da Silva (1971) e (1974). A utilização de ensaios edométricos múltiplos nos quais a embebição se faz numa série de amostras a tensões intermédias abaixo e acima do valor da tensão de expansão, Novais-Ferreira (1973), fornecem dados mais precisos mas o custo destes ensaios é por demasiado elevado.

Aparelho de Singh – Compreende um molde desmontável formado por um anel e uma base perfurada e uma estrutura especial equipada com um anel dinamométrico. Para amostras intactas o anel tem dimensões iguais às dos anéis edométricos. O provete é colocado no molde entre duas placas porosas e o molde montado na estrutura especial. O anel dinamométrico da estrutura fica em contacto com a placa porosa do topo da amostra, através de um pistão de transferência de carga e de uma placa perfurada que se coloca no topo da placa porosa superior. A parte inferior desta estrutura contém ainda um tanque ao qual se adiciona água no início do ensaio, Fig. 10, Singh (1967).

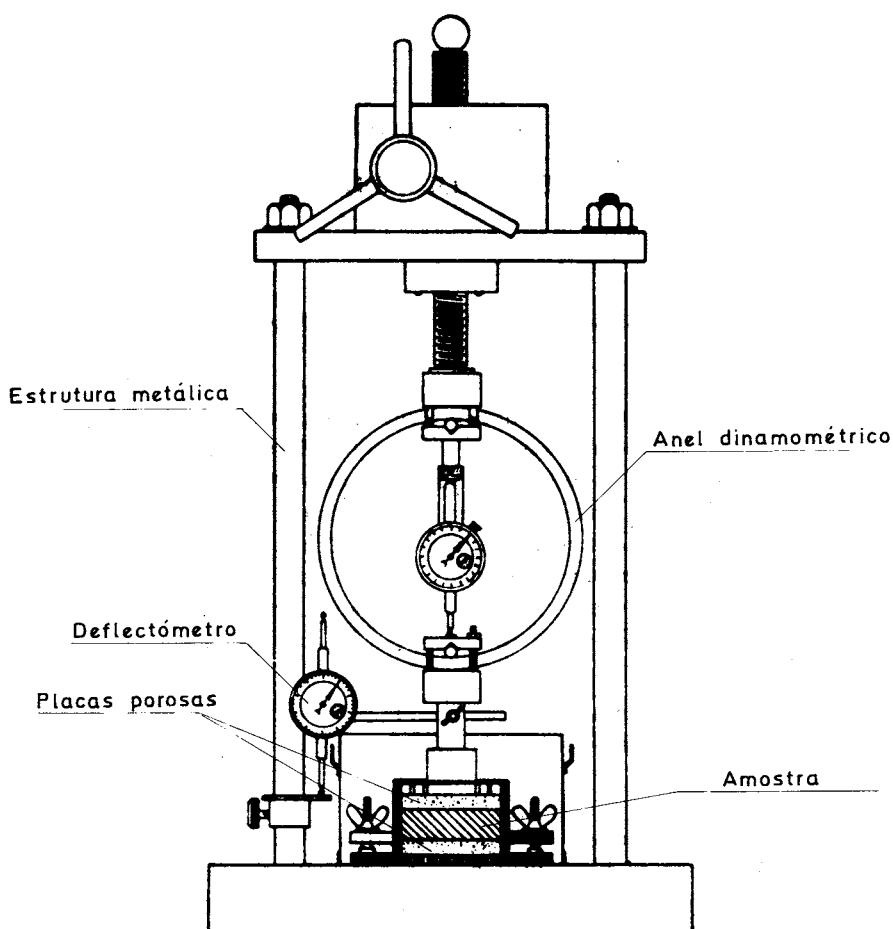


Fig. 10 – Aparelhagem de Singh para medição de tensões de expansão

Como a pressão de expansão é medida a volume constante, o pistão de transferência de carga está em contacto com um deflectómetro, no sentido de se corrigir qualquer variação volumétrica que possa ocorrer, principalmente, no início do ensaio.

O acesso de água ao provete faz-se através das faces superior e inferior e a força desenvolvida durante a expansão registada diariamente até à estabilização. O equipamento para a medição da tensão de expansão em solos compactados no molde C.B.R., manufacturado no L.E.A., trabalha no mesmo princípio. Com os dados obtidos é possível traçar curvas de variação da tensão máxima de expansão com o tempo, vidé Horta da Silva e Santos Nunes, (1974).

Aparelho de Escario – Uma vez que a tensão intersticial nos solos expansivos é negativa em relação à pressão atmosférica, as tensões de expansão devem ser medidas sob controlo das condições de sucção e tensões totais existentes no terreno.

As tensões totais verticais são fáceis de reproduzir laboratorialmente o mesmo não sucedendo com as tensões intersticiais.

Vários autores têm tentado aparelhagem para medir as tensões de expansão sob controlo das tensões negativas a que se encontra a água do solo, sendo de realçar os trabalhos de Alpan (1957) e mais recentemente os de Escario (1967, 1969) e Escario e Saez (1973).

Escario (1969) apresenta um equipamento que permite medir tensões de expansão sob controlo da sucção até valores da ordem dos 100 kg/cm². Esta aparelhagem sofreu alguns melhoramentos nos últimos anos que foram apresentados por Escario e Saez (1973).

O equipamento de Escario, Fig. 11, assenta no mesmo princípio das câmaras de pressão usadas em agronomia, para determinar a relação sucção-teor de humidade dos solos.

A amostra é confinada num anel e colocada em contacto com uma membrana semipermeável de celofane ou “visking” colocada sobre uma placa porosa, dentro de uma câmara de pressão excepcionalmente robusta, capaz de suportar tensões internas muito elevadas por introdução de ar sob pressão. A parte superior do provete é coberta por uma placa porosa espessa e esta posta em contacto com um pistão transmissor de cargas por intermédio de um corpo metálico rígido. O pistão fora da câmara é ligado a um anel dinamométrico e a um deflectómetro, num esquema semelhante ao descrito para o aparelho de Singh.

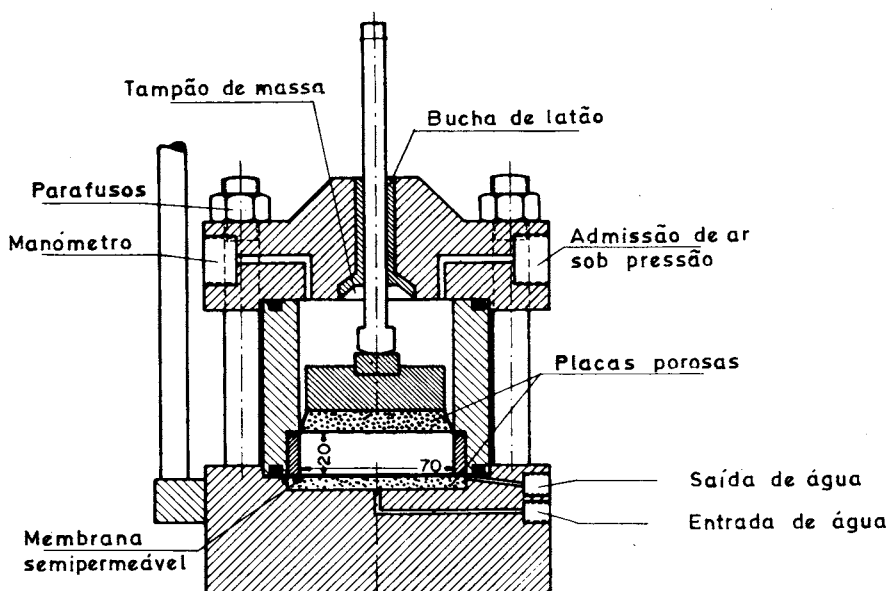


Fig. 11 – Câmara de pressão de Escario para medir tensões de expansão sob controlo de sucção

A placa porosa inferior é posta em contacto com água à pressão atmosférica, o ar é introduzido na câmara por forma a dar uma sucção determinada, e a amostra é deixada expandir até à estabilização, sob volume constante. A deformação do anel dinamométrico registada permite calcular a tensão desenvolvida.

O equipamento serve indistintamente para trabalhar em amostras intactas e remexidas.

Para cada amostra podem medir-se as tensões de expansão correspondentes a uma série de valores de sucção e finalmente são desenhadas as curvas sucção-tensão de expansão, estando representados na Fig. 12 alguns exemplos.

(Conclui no próximo número)

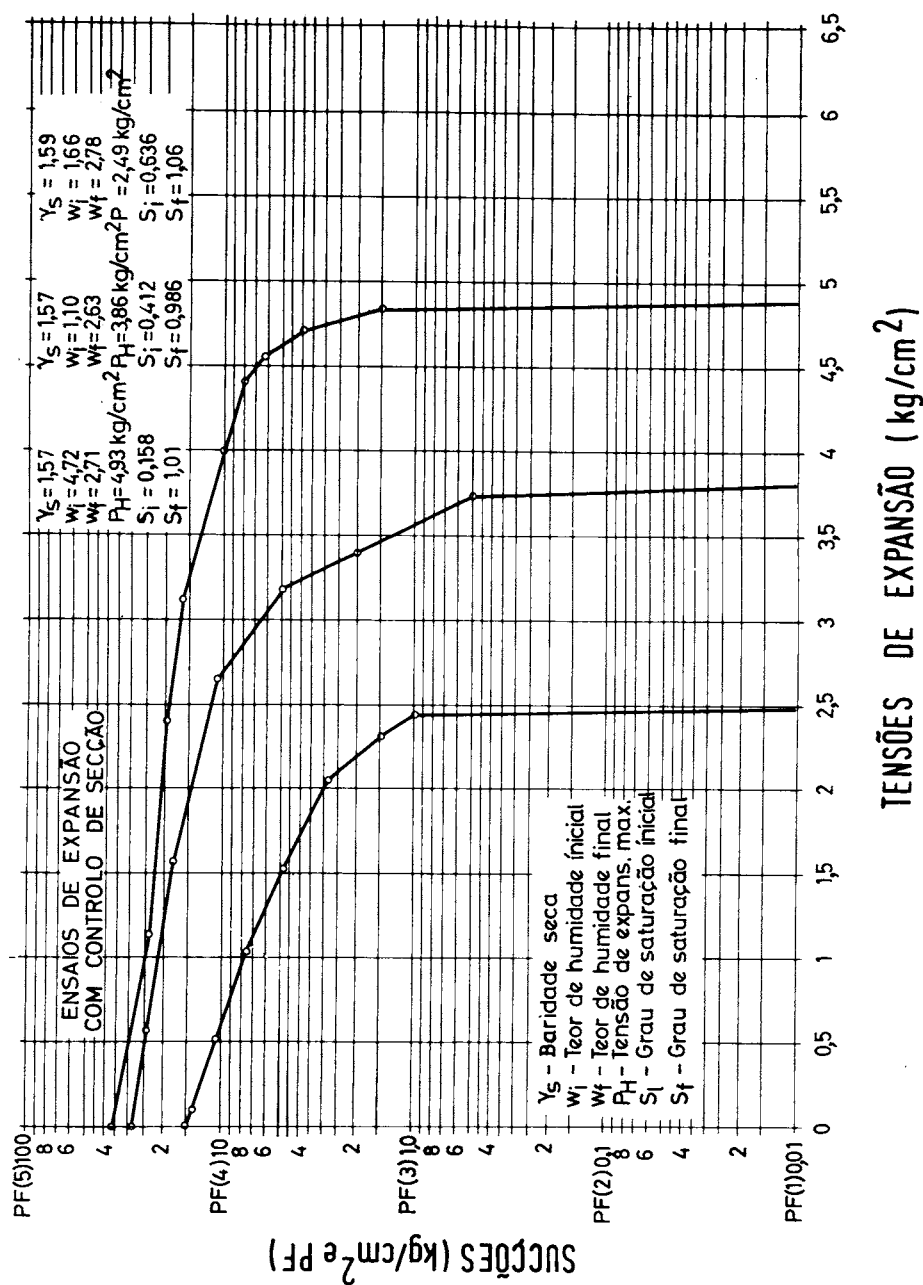


Fig. 12 – Correlação entre tensões de expansão e sucções, segundo Escario (1969)