

CHƯƠNG VI: CÁC THÍ NGHIỆM ĐẤT HIỆN TRƯỜNG

Để tính toán và thiết kế nền móng các công trình xây dựng, cầu đường, thủy lợi, ta cần phải biết các chỉ tiêu tính chất cơ-lý của đất nền. Các chỉ tiêu này thường được xác định trong phòng thí nghiệm đối với các mẫu đất lấy được từ các lỗ khoan ở hiện trường. Phần lớn các chỉ tiêu cơ-lý của đất phải được xác định trên các mẫu đất còn nguyên dạng, nhưng với cách thí nghiệm ở trong phòng thường thực hiện với các mẫu đất có kích thước nhỏ, mẫu đất có thể bị mất tính chất nguyên dạng do quá trình lấy mẫu, vận chuyển, bảo quản và thí nghiệm gây tác động không tốt đến mẫu đất thí nghiệm. Ngoài ra trong nhiều trường hợp không thể lấy được các mẫu đất nguyên dạng từ các loại đất rời và các loại đất sét yếu ở trạng thái nhão. Do đó ta bắt buộc phải tiến hành thí nghiệm hiện trường trên đất tự nhiên. Từ các số đo của thí nghiệm hiện trường ta có thể suy ra được các đặc trưng tính chất của đất theo tương quan thực nghiệm đã được thiết lập.

Việc khoan và lấy mẫu đất về làm thí nghiệm thường tốn kém nhiều nên số lượng lỗ khoan và số lượng mẫu lấy về thí nghiệm thường bị hạn chế, do đó sẽ làm giảm mức độ tin cậy, tiêu biểu đại diện cho vùng đất rộng lớn cần khảo sát. Ngược lại thí nghiệm hiện trường đơn giản, nhanh chóng, rẻ tiền hơn, do đó có thể làm với mật độ dày hơn và liên tục trong một cột đất của lỗ khoan. Vì vậy, sự có mặt của số liệu thí nghiệm hiện trường làm cho tài liệu khảo sát nền đất có độ tin cậy cao hơn rất nhiều và giúp cho chúng ta tìm được những giải pháp nền móng hợp lý, tiết kiệm, đồng thời tránh được những sự cố do không nắm chắc được tình hình của nền đất.

Nhược điểm của thí nghiệm hiện trường là chưa tạo ra được một trạng thái cơ học đơn giản, rõ ràng. Do đó các đại lượng đo được thường là các chỉ tiêu mang tính quy ước, chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố và khó đưa vào trực tiếp với sơ đồ tính toán lý thuyết.

6.1 Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT).

Đây là phương pháp thí nghiệm xác định sức kháng xuyên của đất tại đáy hố khoan khi xuyên ống mẫu (kích thước tiêu chuẩn) bằng cách đóng búa theo tiêu chuẩn và lấy mẫu phá huỷ để làm các thí nghiệm phân loại đất. Tên SPT là tên gọi tắt theo tiếng Anh: Standard Penetration Testing. Chính từ việc lấy mẫu đất bằng cách đóng ngập một ống thép vào trong đất mà Terzaghi đã đề xuất thí nghiệm SPT từ năm 1927. Ngày nay các nước Châu Âu ít dùng, nhưng các nước Bắc Mỹ vẫn dùng rộng rãi SPT.

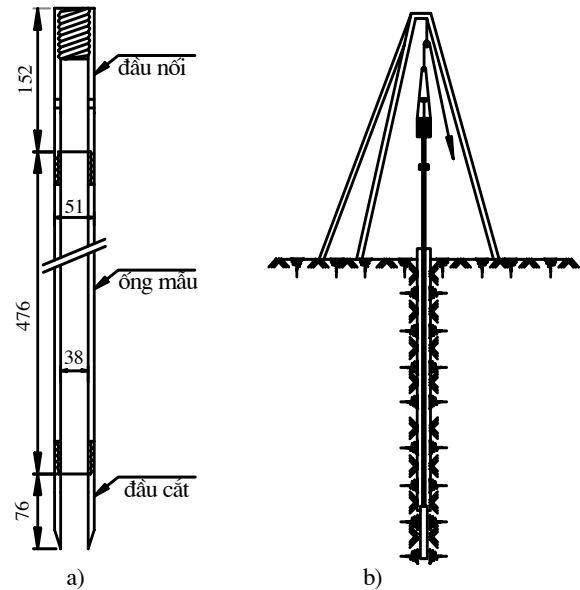
6.1.1. Nguyên lý thí nghiệm:

Nguyên lý cơ bản của thí nghiệm này là sử dụng lực rơi tự do của búa nặng 63,5kg từ độ cao là 760mm xuống đầu xuyên. Số lần búa rơi (N) đủ để ống mẫu xuyên được vào trong đất một chiều sâu 300mm (sau khi nó đã cắm xuống đất nhờ trọng lực và bộ đóng) được coi là lực kháng xuyên (N).

6.1.2. Thiết bị và cách thí nghiệm:

Ống lấy mẫu tiêu chuẩn (để thí nghiệm SPT) là ống thép rỗng gồm hai nửa vỏ trụ được lắp ghép lại nhờ vòng cắt và bộ chuyển tiếp dùng để nối ống lấy mẫu, với đường kính ngoài $D=51\text{mm}$ và đường kính trong $d=38\text{mm}$ (Hình VI-1a)

Để thí nghiệm trước hết phải khoan tạo lỗ đến tận chiều sâu thí nghiệm, thiết bị khoan phải đảm bảo khoan và làm sạch đáy hố khoan trước khi hạ ống mẫu xuống và phải đảm bảo là thí nghiệm xuyên được thực hiện trong đất tương đối nguyên trạng. Tiếp theo lắp ống mẫu vào cần và hạ bộ ống lấy mẫu xuống đáy hố khoan (Hình VI-1b), rồi dùng búa nện nhẹ cho ống mẫu cắm vào đất khoảng 150mm. Đóng búa thí nghiệm rơi ở độ cao tiêu chuẩn, đếm số nhát đập N_1 để ống mẫu ngập vào đất 150mm; làm tiếp lần thứ hai đếm số nhát đập N_2 để ống mẫu ngập vào đất 150mm tiếp theo. Lấy trị số $N=N_1+N_2$ là số nhát đập để ống mẫu ngập vào đất 300mm. Sau khi thí nghiệm rút ống lấy mẫu lên, bỏ đôi và thu lấy mẫu đất đem về thí nghiệm trong phòng. Thông thường cứ khoảng 1,5m chiều sâu thí nghiệm một lần.



Hình VI-1

6.1.3. Hiệu chỉnh số đọc.

Lực kháng xuyên (N) phụ thuộc vào năng lượng hữu ích của búa và chiều sâu của điểm thí nghiệm, do đó sau khi thí nghiệm xong cần phải hiệu chỉnh số đọc khi thí nghiệm.

Năng lượng toàn phần do búa rơi là: $E=63,5\text{kg} \times 0,76\text{m} \approx 48,3\text{kg.m}$.

Tuy vậy, năng lượng E này không hoàn toàn chuyển tới ống lấy mẫu, mà nó còn mất mát năng lượng xảy ra ở các phần sau:

- Mất mát năng lượng do ma sát giữa búa rơi với trục dẫn hướng, ma sát giữa dây kéo với ròng rọc.

- Mất mát năng lượng do người thí nghiệm khi thả dây để búa rơi, người thí nghiệm không thả tự do mà vẫn hơi nín dây lại.

- Mất mát năng lượng do ma sát giữa đất và lỗ khoan với cần xuyên.

Bảng (VI-1) trình bày năng lượng hiệu quả trung bình thống kê ở một số nước để tham khảo. Ở các nước đang phát triển, thiết bị SPT phổ biến là loại nhấn, sử dụng dây kéo trên ròng rọc. Với loại này. Ở các nước tiên tiến, năng lượng hiệu quả chọn là 45÷65%. Ở Việt Nam, chúng ta chưa có thống kê nhưng để an toàn, có thể tạm lấy năng lượng hữu ích từ khoảng 35÷55%. Do đó ta cần phải chuẩn hoá (N)

về một giá trị có cùng hiệu quả, ở các nước tiên tiến, người ta coi 60% là năng lượng hữu ích trung bình. Do đó thường quy đổi N về N₆₀ (60% về năng lượng hữu ích).

Bảng VI-1: Năng lượng hiệu quả (%) của một số thiết bị SPT.

Loại SPT	Loại nhẫn (Donut)		Loại an toàn (Safety)	
	Dây+ròng rọc	Tự động	Dây+ròng rọc	Tự động
Bắc Mỹ	45	-	70 ÷ 80	80 ÷ 100
Nhật	67	78	-	-
Anh	-	-	50	60

Ngoài ra, nếu cùng một loại đất, với N₆₀ = 10 tại chiều sâu 1m, thì tại độ sâu 30m, N₆₀ có thể lên tới 20. Điều đó nói lên tại độ sâu 30m, áp lực ngang lớn hơn rất nhiều so với tại độ sâu 1m, cho nên cần phải đập nhiều nhất đập hơn.

Như vậy, ta cần hiệu chỉnh với hai hệ số sau:

$$N'_{60} = N_{60} \cdot C_N = N \cdot C_E \cdot C_N \tag{VI-1}$$

Trong đó: C_E - hệ số hiệu quả được tính $C_E = \frac{E_h}{60}$;

E_h - Năng lượng hiệu quả có thực của thiết bị ;

60 - Năng lượng hiệu quả tiêu chuẩn (60%).

Ở nước ta, có thể lấy C_E = 0,5 ÷ 0,8

C_N - hệ số độ sâu, hệ số này được nhiều tác giả kiến nghị lấy như sau:

Liao và Whitman (1986): $C_N = (0,9576 / \sigma'_{vo})^{0,5}$ (VI-2)

Peck (1974) : $C_N = 0,77 \cdot \log(20 / 1,05 / \sigma'_{vo})$ (VI-3)

Skempton (1986) : $C_N = \frac{2}{(1 + \sigma'_{vo})}$ (VI-4)

Ở đây σ'_{vo} - ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng do bản thân đất gây ra, bar ($\approx kG/cm^2$).

Với độ sâu nhỏ hơn 2m thì nên dùng phương trình (VI-3) hoặc (VI-4).

6.1.4. Tương quan giữa các chỉ tiêu cơ lý của đất và kết quả SPT.

6.1.4.1. Đánh giá trạng thái của đất dựa vào kết quả SPT.

- Đối với đất rời: Terzaghi và Peck(1967) đầu tiên đưa ra tương quan giữa N (chưa hiệu chỉnh) với độ chặt tương đối D như bảng (VI-2)

- Đối với đất dính: Szechy và Varga (1978) đã đưa ra tương quan giữa độ sệt B và N_{60} theo bảng (VI-3), tuy nhiên độ tin cậy của bảng này không cao, vì các đất có độ nhạy cảm khác nhau sẽ có tương quan khác nhau.

Bảng VI-2: Độ chặt tương đối D

N	0÷4	4÷10	10÷30	30÷50	>50
D(%)	0÷15	15÷35	35÷65	65÷85	85÷100
Trạng thái	rất rời	rời	chặt rời	chặt	rất chặt

Bảng VI-3: Trạng thái của đất dính

N_{60}	<2	2÷8	5÷15	15÷30	>30
B	>0,5	0,25÷0,5	0÷0,25	-0,5÷0	<-0,5
Trạng thái	mềm	Đẻo cứng	nửa cứng	Cứng	rất rắn

6.1.4.2. Đánh giá sức kháng cắt của đất dựa theo kết quả SPT.

- Đối với đất rời: Bảng (VI-4) cho mối tương quan giữa ϕ và N Peck, Hanson, và Thornburn đã đưa ra mối tương quan giữa ϕ và N'_{60} (đã hiệu chỉnh độ sâu) theo phương trình sau:

$$\phi \approx 54 - 27,6034e^{-0,014N'_{60}} \tag{VI-5}$$

Còn Schmertmann đưa ra mối tương quan theo phương trình sau:

$$\phi \approx \arctg \left[N'_{60} / (12,2 + 20,3 \cdot \sigma'_{vo}) \right]^{0,34} \tag{VI-6}$$

Cách tính theo Schmertmann được cho là có độ tin cậy cao, nhưng không nên dùng với các độ sâu nhỏ hơn 2m.

- Đối với đất dính: Các tương quan sức chống cắt không thoát nước (S_u) và SPT thường có độ tin cậy thấp. Trong đó có hai tương quan phổ biến nhất là:

$$\text{Terzaghi và Peck (1967): } S_u = 0,06 N_{60}, \text{ bar} \tag{VI-7}$$

$$\text{Hara (1974) : } S_u = 0,29 \cdot N_{60}^{0,72}, \text{ bar} \tag{VI-8}$$

Bảng VI-4: Tương quan N và ϕ

N	0÷4	4÷10	10÷30	30÷50	>50
Theo Peck và cộng sự	<28	28÷30	30÷36	36÷41	>41
Theo Meyerhof	<30	30÷35	35÷40	40÷45	>45
Trạng thái	rất rời	rời	chặt rời	chặt	rất chặt

6.1.5. Nhận xét về thí nghiệm SPT.

Thí nghiệm SPT dễ làm, thuận tiện vì thực hiện ngay trong lỗ khoan thăm dò, kết hợp lấy mẫu không nguyên dạng dùng mô tả và thí nghiệm phân loại đất, thí nghiệm thực hiện được ở độ sâu đủ lớn. Trị số N là một thông tin tốt để kiểm chứng các kết quả thí nghiệm trong phòng. Tuy vậy, theo các chuyên gia Châu Âu cho rằng những tương quan SPT chẳng những không tin cậy đối với đất dính mà ngay cả với đất rời. Thí nghiệm này là một trong những thí nghiệm kém chính xác nhất đối với các thí nghiệm hiện trường.

6.2. Thí nghiệm xuyên tĩnh.

6.2.1. Nguyên lý thí nghiệm.

Thí nghiệm xuyên tĩnh hay còn gọi là thí nghiệm xuyên côn (CPT-Cone Penetration Test). Thí nghiệm này nhằm xác định tại chỗ sức kháng của đất khi nén liên tục với tốc độ nhỏ và không đổi bộ cần nén có gắn liền một mũi xuyên hình côn ở dưới, đồng thời đo liên tục hoặc tại các độ sâu nhất định sức kháng xuyên của đất ứng với mũi xuyên. Ký hiệu là q_c và nếu yêu cầu thì cả sức kháng của đất với bề mặt măng xông (áo ma sát) thành bên của xuyên (f_s) và áp lực của nước lỗ rỗng xung quanh côn và măng xông (u).

6.2.2. Thành phần của thiết bị xuyên:

Các bộ phận chủ yếu của máy xuyên là đầu xuyên, măng xông, cần xuyên, thiết bị đo độ nghiêng, cơ cấu gia lực và đo lực, giá đỡ, hệ neo.

Đầu xuyên hình nón góc ở đỉnh 60° , đầu làm bằng vật liệu cứng, có tiết diện ngang từ $5 \div 20 \text{cm}^2$. Loại phổ biến thường dùng có đường kính đáy là $35,7 \text{mm}$ (diện tích đáy là 10cm^2) phần trên hình trụ dài 5mm (Hình VI-2).

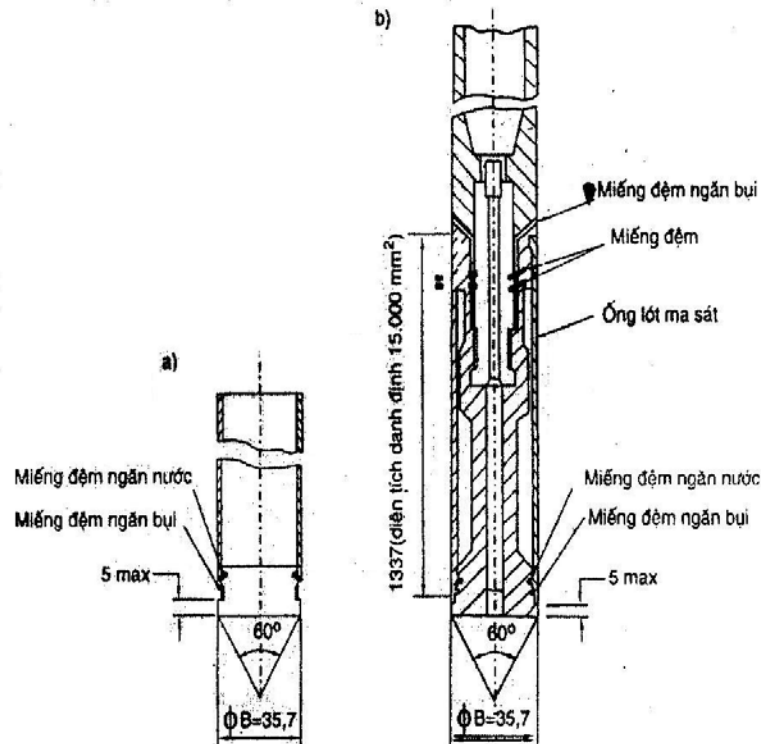
Măng xông (đặt phía trên mũi dùng để đo sức kháng bên) là một ống hình trụ độc lập có đường kính là d_s và phải thoả mãn $d_c < d_s < d_c + 0,35 \text{mm}$, măng xông có chiều dài là $132,6 \text{mm}$ và có diện tích xung quanh là $A_F = 150 \pm 0,03 \text{cm}^2$.

Các thiết bị để đo sức kháng đầu mũi và sức kháng bên sẽ được lắp đặt sao cho độ lệch tâm có thể có của thiết bị này không ảnh hưởng đến việc đo giữa sức kháng mũi và sức kháng bên.

Bộ đo áp lực nước lỗ rỗng có thể đo được áp lực nước lỗ rỗng ở trên mũi côn và măng xông. Thiết bị có thể đo được áp lực nước lỗ rỗng với độ chính xác là $\pm 5\%$ cho tới cột nước $\pm 0,2 \text{m}$ và được bảo vệ tránh các hạt đất chui vào bởi một lưới thấm làm bằng vật liệu chống bào mòn.

Cần xuyên là các ống thép rỗng từng đoạn dài $1 \text{m} \div 1,5 \text{m}$ nối với nhau bằng ren. Đường kính ngoài của cần xuyên phải có kích thước sao cho chúng không ảnh hưởng tới việc đo tại mũi xuyên, thông thường đường kính ngoài là $36 \pm 1 \text{mm}$, đường kính rỗng của cần xuyên là 16mm . Đối với xuyên côn bằng cơ học thì trong lòng cần ngoài còn có “cần trong”. Còn đối với xuyên côn bằng điện thì trong lòng cần ngoài là lõi cáp để truyền kết quả bằng điện. Với xuyên côn bằng điện thì sức kháng mũi (q_c) và sức kháng bên (f_s) được đo bằng điện và truyền vào máy tính.

Cơ cấu gia lực thường dùng là máy nén, máy nén phải được thiết kế sao cho; phản lực tạo ra không được ảnh hưởng đến sức kháng xuyên, máy phải có khả năng nén liên tục được một đoạn ít nhất là 1mét, tốc độ khi xuyên được khống chế ở $20 \pm 5 \text{ mm/giây}$ và sau đó giữ tốc độ không đổi trong suốt quá trình xuyên.



Hình VI-2: Mẫu các mũi xuyên có và không có áo ma sát

a) Không có áo ma sát

b) Có áo ma sát

6.2.3. Trình tự tiến hành xuyên:

Nguyên tắc chính cần tuân thủ ở đây là thí nghiệm phải liên tục và việc đo sức kháng xuyên phải được tiến hành trong khi các bộ phận của mũi xuyên cùng đồng thời chuyển động xuống với tốc độ xuyên tiêu chuẩn. Đối với thí nghiệm xuyên cơ học (MCPT), cứ 20cm thì ta đọc kết quả một lần. Mũi xuyên và măng xông được đẩy độc lập với nhau, cho phép tách biệt lực đo trên mũi và lực đo trên măng xông. Còn trong thí nghiệm xuyên côn đo điện (ECPT), khoảng cách giữa các số đọc tùy thuộc vào sự yêu cầu của người thực hiện, (thông thường là 5cm). Sức kháng mũi q_c , sức kháng bên f_s và áp lực nước lỗ rỗng (u) được đo riêng biệt qua những transducer (bộ chuyển tín hiệu) riêng biệt.

Trước mỗi lần thí nghiệm cần phải kiểm tra thiết bị lại để thay thế ngay các chi tiết hỏng, trước mỗi lần thí nghiệm phải đảm bảo rằng bộ lọc và các khoảng trống khác của hệ thống đo áp lực nước lỗ rỗng đã bảo hoà nước.

Trong quá trình thí nghiệm cần đảm bảo cân truyền lực luôn luôn xuyên thẳng đứng trong suốt quá trình thí nghiệm. Muốn vậy cần phải kiểm tra đầu cân truyền lực ngay sau khi nối thêm cân mới. Nếu độ nghiêng vượt quá 2% thì phải ngừng ngay thí nghiệm và phải làm lại thí nghiệm cách hố vừa bỏ ít nhất là 1m.

Phải thực hiện thí nghiệm xuyên trọn vẹn liên tục cho tới hết độ sâu yêu cầu.

6.2.4. Tính toán và biểu diễn kết quả:

6.2.4.1. Tính toán kết quả thí nghiệm:

Đối với thiết bị xuyên côn cơ học (MCPT), sức kháng xuyên của đất được tính như sau:

Sức kháng đầu mũi xuyên là:

$$q_c = G \cdot \frac{\text{Tiết diện ngang xi lanh áp lực } (A_G)}{\text{Tiết diện ngang mũi xuyên } (A_C)} \quad \text{(VI-9)}$$

Trong đó: G - áp lực đo được trên đồng hồ đo (KPa);

A_G - thông thường bằng 20cm²;

và A_C - thông thường bằng 10cm².

Sức kháng ma sát (bên) đơn vị là:

$$f_s = \Delta G \times \frac{\text{Tiết diện ngang xi lanh áp lực } (A_G)}{\text{Diện tích xung quanh măng xông } (A_F)} \quad \text{(VI-10)}$$

Trong đó: ΔG - chênh lệch áp lực đo được trên đồng hồ đo giữa sức kháng ma sát và sức kháng đầu mũi xuyên (KPa).

$A_G = 20\text{cm}^2$ và $A_F = 150\text{cm}^2$.

Do măng xông nằm cao hơn mũi xuyên 20cm, nên ΔG cũng như f_s phải tính toán lệch nhau 20cm như ví dụ dưới đây:

H(m)	G(bar)	G + ΔG	ΔG	q_c (bar)	f_s (bar)
0,2	3		27-23=4		0,53
0,4	23	27	41-38=3	46	0,40
0,6	38	41	13-8=5	76	0,67
0,8	8	13		16	

6.2.4.2. Hiệu chỉnh kết quả và biểu diễn kết quả:

- Hiệu chỉnh kết quả sức kháng mũi khi có đo áp lực nước lỗ rỗng (CPTU). Áp lực mà transducer đo được ở mũi là q_c , trong CPTU đây không phải áp lực thực tác dụng lên mũi côn là q_T có liên hệ sau:

$$q_T \cdot A_T = q_c \cdot A_T + U_T \cdot A_{sb}$$

$$\text{Hay } q_T = q_c + U_T \cdot \frac{A_T - A_N}{A_T} = q_c + U_T (1 - a) \quad \text{(VI-11)}$$

Trong đó: q_T - sức kháng mũi hiệu chỉnh ;

A_T - Tiết diện ngang mũi côn (10cm²);

A_{sb} - Tiết diện ngang vòng đá thấm: $A_{sb} = A_T - A_N$;

A_N - Tiết diện ngang mũi côn phía trong vòng đá thấm;

$a = A_N/A_T$ thông thường $a = 0,8 \div 0,82$;

U_T - là áp lực nước lỗ rỗng đo tại vòng đá thấm ngay phía sau cổ côn.

Từ kết quả hiệu chỉnh số đo ta có thể biểu diễn kết quả đo thông qua các chỉ tiêu sau:

- Tỷ số sức kháng $R_f = \frac{f_s}{q_T} 100\%$ (VI-12)

- Sức kháng mũi chuẩn hoá $q_{cn} = \frac{q_T}{\sqrt{\sigma'_{vo}}}$ (q_c, σ'_{vo} đo bằng bar) (VI-13)

- $\frac{1}{\sqrt{\sigma'_{vo}}}$ được viết là C_q gọi là hệ số hiệu chỉnh độ sâu .

- Sức kháng mũi chuẩn hoá (mới - Robertson 1990) :

$$Q_T = \frac{q_T - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad (VI-14)$$

- Tỷ số sức kháng chuẩn hoá : $F = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{vo}} \cdot 100\%$ (VI-15)

- áp lực nước lỗ rỗng chuẩn hoá :

$$B_q = \frac{U_T - U_0}{q_T - \sigma_{vo}} \quad (VI-16)$$

Trong đó: - U_0 áp lực nước địa tĩnh;

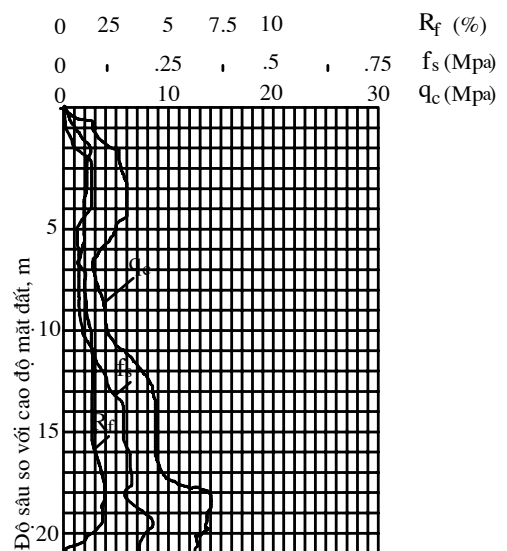
- $\sigma_{vo}(\sigma_0)$ ứng suất tổng do bản thân đất gây ra ;

- $\sigma'_{vo}(\sigma'_0)$ ứng suất hữu hiệu do bản thân đất gây ra: $\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - U_0$.

Các kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh được trình bày trên đồ thị thể hiện sức kháng mũi q_c , sức kháng mặt bên f_s , tỷ số sức kháng R_f (đã được chuẩn hoá) biến đổi theo chiều sâu (Hình VI-3).

6.2.5. Tương quan giữa các chỉ tiêu cơ lý của đất và CPT.

Sức kháng mũi q_c và sức kháng bên f_s



Hình VI-3:Biểu đồ thể hiện kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh

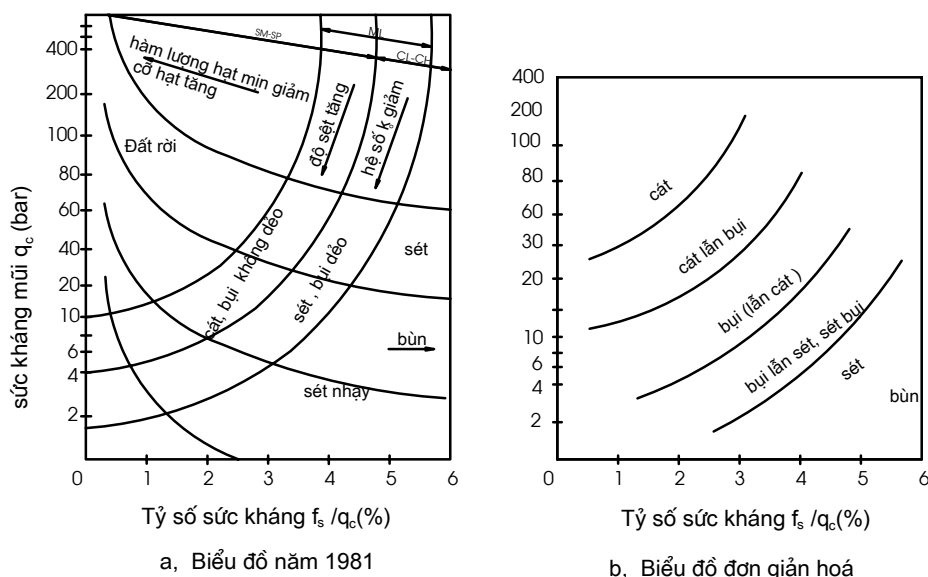
tuy là những đặc trưng quy ước (không gắn liền với một trạng thái ứng suất biến dạng đơn giản của đất) nhưng theo kinh nghiệm cho thấy nó là những đặc trưng tương đối ổn định của đất.

Do vậy người ta có những tương quan thực nghiệm tương đối tin cậy để từ q_c và f_s suy ra những đặc tính cơ học và vật lý của đất như sau:

6.2.5.1. Phân loại đất dựa vào kết quả CPT:

Việc phân loại đất tại hiện trường dựa vào kết quả CPT đã được nhiều nước dùng từ vài chục năm gần đây. Nhưng ở Việt Nam việc phân loại đất hiện trường theo thí nghiệm CPT lại chưa được sử dụng nhiều.

Đã có nhiều tác giả khác nhau đề xuất nhiều đồ thị phân loại đất khác nhau, đồ thị đưa ra sau càng chính xác và càng chặt chẽ hơn so với đồ thị trước. Sau đây chỉ giới thiệu một trong số đồ thị chính xác và thông dụng cho đến năm 1986, các biểu đồ này vẫn dựa vào sức kháng chưa chuẩn hoá (Hình VI-4).



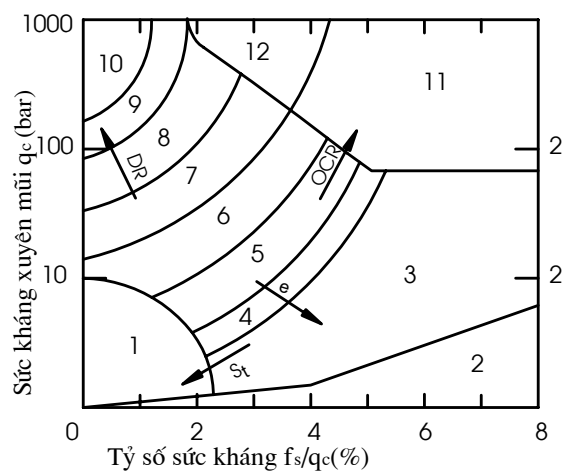
Hình VI-4: Phân loại đất theo Douglas và Olsen (1981-1984).

Sau đó còn nhiều tác giả khác cải tiến biểu đồ phân loại đất theo số đọc đã chuẩn hoá, tuy nhiên biểu đồ theo Robertson (1986, 1991) ở hình (VI-5a,b) là thông dụng nhất, với chú ý ở độ sâu nhỏ hơn 2m nên dùng biểu đồ hình (VI- 5.a) để phân loại đất (Phân loại đất theo Robertson -1991).

- Các vùng trên biểu đồ (VI-5.a):

- 1) Đất hạt mịn nhạy cảm
- 2) Hữu cơ, bùn
- 3) Sét
- 4) Sét tới bụi sét
- 5) Bụi sét tới sét bụi
- 6) Sét bụi tới cát bụi
- 7) Cát bụi tới bụi cát
- 8) Bụi cát tới cát
- 9) Cát
- 10) Cát tới sỏi cát
- 11) Đất hạt mịn rất cứng
- 12) Cát, á cát rất cứng

- Các vùng trên biểu đồ VI-5.b



Hình VI-5.a

- 1) Đất hạt mịn nhạy cảm
- 2) Hữu cơ bùn
- 3) Sét lẫn ít bụi
- 4) Bùn lẫn sét, sét nhiều bụi
- 5) Cát lẫn bụi
- 6) Cát
- 7) Cát tới sỏi cát
- 8) Cát, á cát rất cứng
- 9) Đất hạt mịn rất cứng

6.2.5.2. Đánh giá trạng thái của đất dựa vào kết quả CPT.

Quan hệ đưa ra sớm nhất giữa q_c và độ chặt tương đối của đất cát (D) được Meyerhof đưa ra vào khoảng 1956 như ở bảng (VI-5). Sau đó nhiều tác giả khác bổ sung, hoàn thiện, quan hệ được chính xác hơn như trên hình (VI-6) và (VI-7).

Bảng VI-5: Trạng thái của cát theo Meyerhof.

q_c (bar \approx kg/cm ²)	Độ chặt	D
0 - 20	rất rời	< 20%
20 - 40	rời	20 - 40%
40 - 120	chặt vừa	40- 60%
120 - 200	chặt	60 - 80%
> 200	rất chặt	> 80%

Quan hệ ở hình (VI-7) do Jamiolkowsky (1985) được dùng phổ biến hơn, theo tác giả:

$$\text{Nếu } q_c \text{ và } \sigma'_{vo} \text{ đo bằng bar thì } D \approx 68[\log(q_{cn}) - 1] \tag{VI-17}$$

$$\text{Nếu } q_c \text{ và } \sigma'_{vo} \text{ đo bằng T/m}^2 \text{ thì } D \approx 66 \left[\log \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{vo}}} \right) - 98 \right] \tag{VI-18}$$

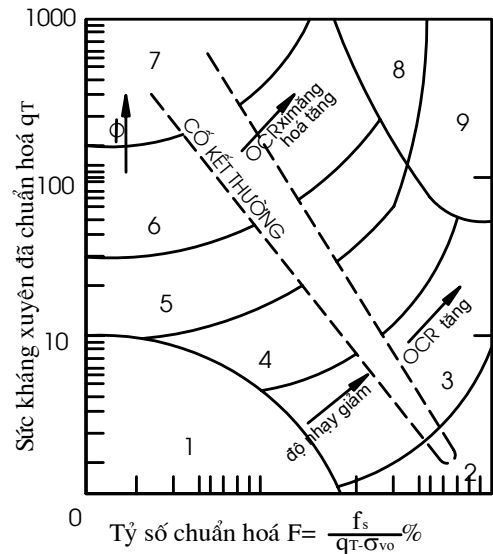
Về trạng thái của đất dính, quan hệ giữa q_c và độ sét B được Szechy và Varga đưa ra năm 1978 như bảng (VI-6).

Từ bảng (VI-6), có thể lập phương trình xấp xỉ như sau:

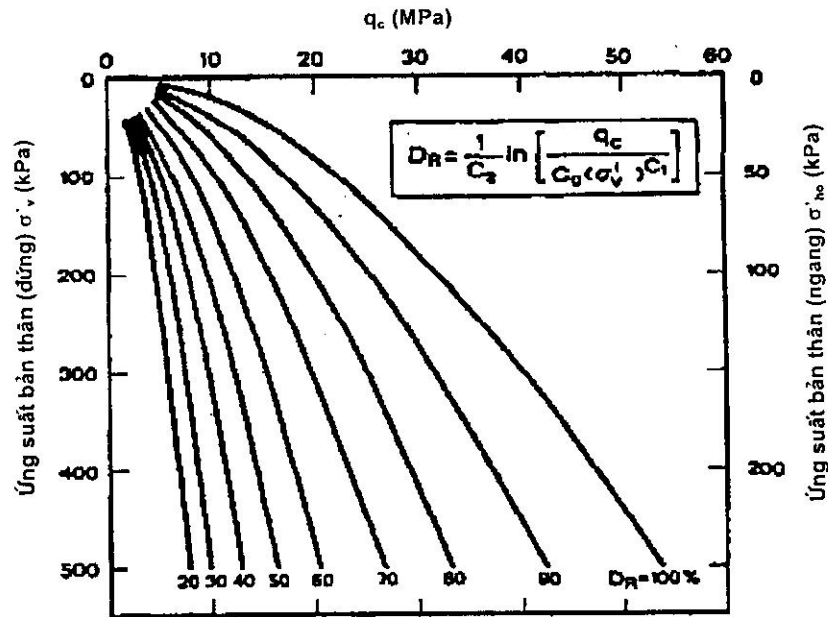
$$B = (-0,06.q_c^3 + 6,36.q_c^2 - 357.q_c) 10^{-4} + 0,66 \tag{VI-19}$$

Bảng VI-6: Trạng thái của đất dính

q_c (CPT)	B	Trạng thái
< 5	> 0,5	mềm
5 - 15	0,25 ÷ 0,5	đẻo cứng
15 - 30	0 ÷ 0,5	nửa cứng
30 - 60	-0,5 ÷ 0	cứng
> 60	< -0,5	rất rắn

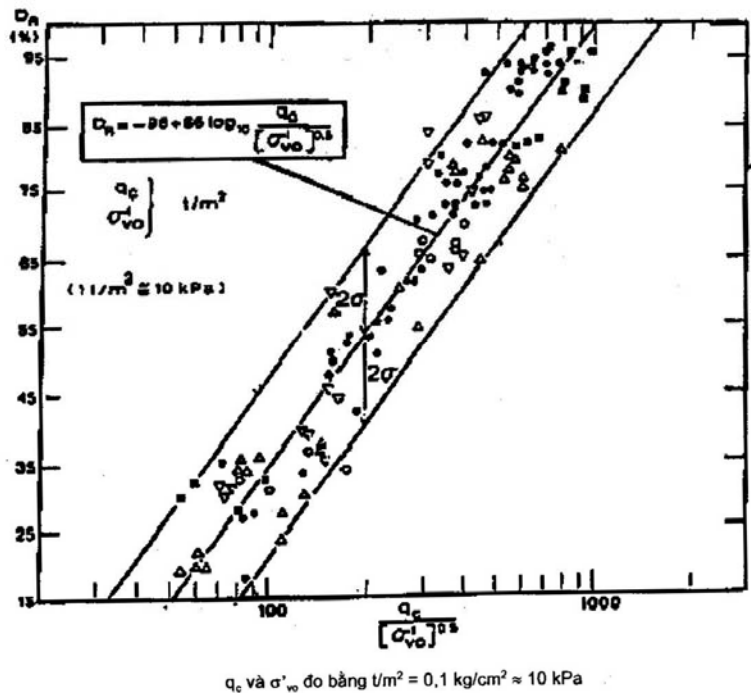


Hình VI-5.b



$C_0 = 157; \quad C_1 = 0,55; \quad C_2 = 2,41; \quad R = 0,98$

Hình VI-6 : Độ chặt tương đối D của cát Ticino có kết bình thường (Giả sử $K_o = 0,45$) (Robertson và Campanella, 1983; Baldi và cộng sự - 1986)



Hình VI-7: D của đất có kết bình thường (Jamolkowsky và cộng sự 1995).

6.2.5.3. Đánh giá sức kháng cắt của đất dựa vào kết quả CPT.

6.2.5.3.1. Đánh giá sức kháng cắt của đất cát dựa vào kết quả CPT.

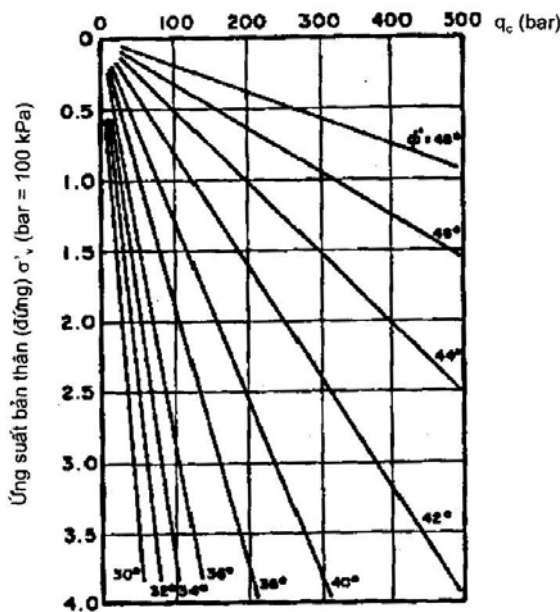
Meyerhof (1956) đề xuất cách ước tính góc ma sát trong của đất dựa trên bảng (VI-7), tương đương với phương trình:

$$\varphi = 10^{-5} \cdot q_c - 0,0038 q_c^2 + 0,4458 \cdot q_c + 22,5 \tag{VI-20}$$

Bảng VI-7: Bảng ước tính ϕ của Meyerhof (1956).

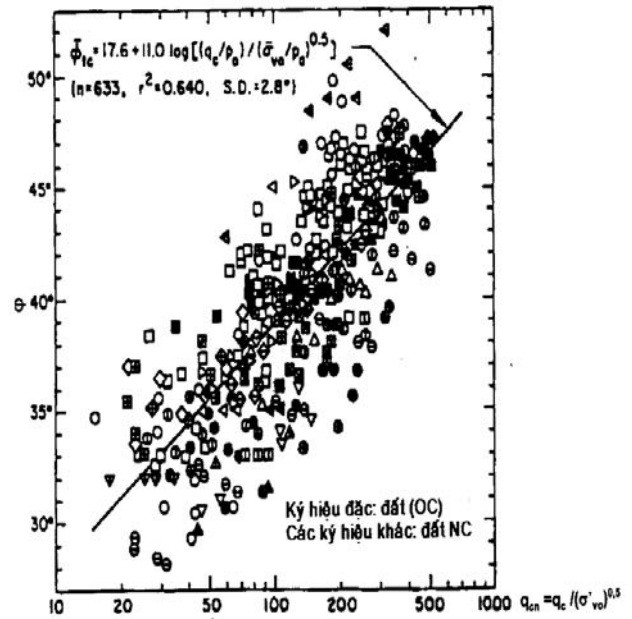
q_c (bar)	< 20	20 ÷ 40	40 ÷ 120	120 ÷ 200	> 200
trạng thái	rất rời	rời	chặt vừa	chặt	rất chặt
ϕ	< 30	30 ÷ 35	35 ÷ 40	40 ÷ 45	> 45

Tuy nhiên bảng này chỉ còn phù hợp với độ sâu nhỏ hơn 2 hoặc 3m. Với độ sâu lớn hơn cần phải sử dụng những đồ thị quan hệ chính xác hơn như ở hình (VI-8) và (VI-9).



Hình VI-8: Quan hệ giữa sức kháng mũi và góc ma sát trong.

(Robertson, Campanella 1983)



Hình VI-9: Quan hệ giữa sức kháng mũi chuẩn hoá và góc ma sát trong.

(Kulhawy, Mayne 1990)

Quan hệ ở hình (VI-8) được đề xuất bởi Robertson and Campanella (1983) là:

$$\phi \approx \arctg [0,1 + 0,38 \cdot \log(q_c / \sigma'_{v0})] \tag{VI-21}$$

Trên hình (VI-9) biểu diễn quan hệ ϕ và q_{cn} được tập hợp từ nhiều nguồn số liệu bởi Kulhawy và Mayne (1990) là:

$$\phi \approx 17,6 + 11 \cdot \log q_{cn} \tag{VI-22}$$

6.2.5.3.2. Đánh giá sức kháng cắt của đất sét dựa vào kết quả CPT.

Sức kháng cắt của đất sét (S_u) thường được ước tính qua thí nghiệm CPT qua biểu thức :

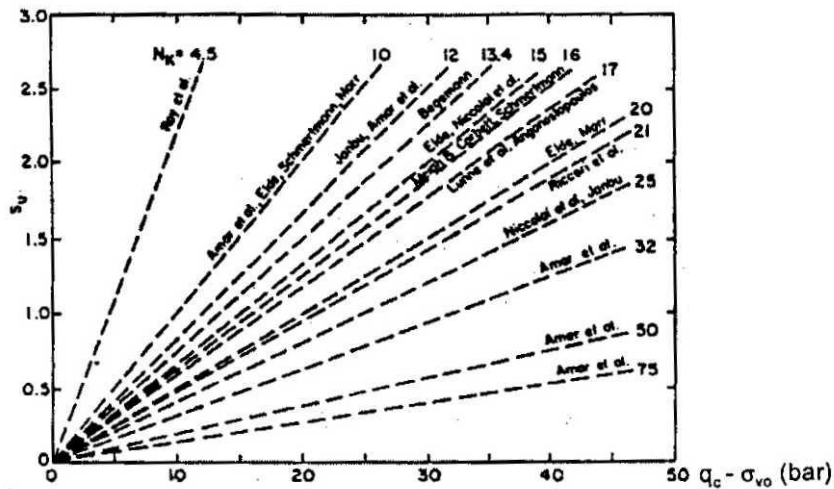
$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (q_c \text{ và } \sigma_{v0} \text{ đo bằng bar}) \tag{VI-23}$$

N_k thay đổi rất nhiều, phụ thuộc vào loại côn và loại đất (Hình VI-10).

Konrad và Law, sau đó là Keaveny và Mitchell cho rằng, N_k có thể ước tính như sau:

$$N_k = 2,57 + 1,33 \cdot [\ln(G / S_u) + 1] \tag{VI-24}$$

Trong phương trình (VI-24), G là môđun cắt của đất, còn S_u được tính lập theo (VI-23) với giả thiết ban đầu $N_k=11$ với MCPT và $N_k=15$ với ECPT.



Hình VI-10: Các giá trị của N_k

6.2.6. Đánh giá và nhận xét:

- Trong khi các thí nghiệm khác chỉ đọc được các kết quả ở các khoảng cách lớn từ 1÷3m, đối với thí nghiệm CPT cho các kết quả liên tục (5÷20cm) và chi tiết.
- Thí nghiệm CPT không cho mẫu đất để làm thí nghiệm trong phòng, nhưng CPT cho ta một cột đất liên tục khá chính xác. Hơn nữa, các thấu kính đất (yếu hoặc tốt) đều được phát hiện ở mũi xuyên liên tục và tỷ mỹ.
- Là một thí nghiệm có thể ước tính được nhiều nhất các chỉ tiêu cơ lý cũng như ứng dụng trực tiếp vào thiết kế nền móng (từ quan hệ thực nghiệm).

Các số đo từ CPT là sức kháng (q_c và f_s) được ứng dụng trong các ước tính sức chịu tải của cọc hoặc móng nông, trong ước tính chỉ tiêu kháng cắt (φ và S_u) có độ tin cậy khá cao. Các ứng dụng khác như ước tính độ lún, trạng thái ứng suất có độ tin cậy thấp hơn.

Cũng nên lưu ý rằng, các quan hệ thực nghiệm thường dựa trên đất tương đối đồng nhất (cát hoặc sét). Vì vậy cần thận trọng khi sử dụng CPT để ước tính các chỉ tiêu cho những đất pha tạp (cát pha, sét pha) hoặc đất phong hoá khác thường.

6.3. Thí nghiệm nén ngang trong lỗ khoan (PMT).

Thí nghiệm PMT (Pressure Meter Test) bắt đầu chính thức ra đời qua luận văn Thạc Sĩ của Louis Menard (1957). Với các luận chứng đầy đủ cho phương pháp nghiên cứu tính biến dạng của đất đá trong lỗ khoan.

PMT là thí nghiệm hiện trường có nhiều đời khác nhau. Có loại kiểm soát áp lực, có loại kiểm soát thể tích, có loại kiểm soát cả áp lực và kiểm soát thể tích.v.v...

6.3.1. Nguyên lý thí nghiệm:

Thực hiện thí nghiệm bằng cách đưa vào trong lỗ khoan tạo trước hoặc dùng cơ chế vừa ấn vừa khoan, một ống thăm (Buồng) hình trụ (Hình VI-11) giãn nở

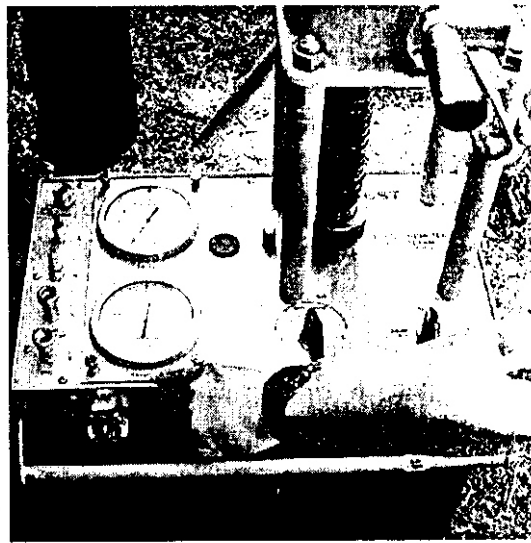
được. Khi bơm nước hoặc khí vào ống thăm thì vỏ các lá thép xếp vòng quanh ống thăm (PMT) giãn nở ra và làm cho đất xung quanh lỗ khoan bị nén ngang, tiến hành đo áp lực P tác dụng lên đất xung quanh ống thăm đồng thời đo được thể tích của nước hoặc khí bơm vào, từ đó ta biết được biến dạng của đất ở vị trí thí nghiệm.

6.3.2. Các thành phần của thiết bị:

Thiết bị thí nghiệm PMT có nhiều loại khác nhau, sau đây chỉ giới thiệu tóm tắt các thành phần của thiết bị TEXAM: Thiết bị này bao gồm thiết bị khoan lỗ, thiết bị gọt tủa lỗ khoan, hộp điều khiển (VI-12) bao gồm pittông, đồng hồ, tay quay và buồng PMT (Hình VI-11).



Hình VI-11: Buồng PMT
(đang giãn nở)



Hình VI-12: TEXAM

6.3.3. Chuẩn bị thiết bị.

6.3.3.1. Làm bão hoà hộp điều khiển:

Để biết được lượng dung dịch bơm vào, thì hộp điều khiển cần phải được bão hoà hoàn toàn, quá trình bão hoà thực hiện theo các bước sau:

- 1) - Chỉnh đồng hồ số 6 và số 7 về 0.
- 2) - Dây ngán (màu trắng): một đầu cắm vào cổng 4 và 5, đầu kia cắm vào bình nước (bình ngoài).
- 3) - Chỉnh van 8 về "Fill" van 9 về "Test".
- 4) - Đẩy pittông (quay tay quay nhỏ để ép khí ra ngoài), đến khi đồng hồ chỉ 1732cm^3 .
- 5) - Kéo pittông (hút) ở chế độ 45 vòng/phút đến khi đồng hồ về 0cm^3 để hút nước từ bình nước vào.
- 6) - Nghiêng hộp điều khiển khoảng 15° . Đẩy pittông để đẩy những bong bóng khí ra ngoài, đến khi đồng hồ chỉ 192cm^3 .
- 7) - Để hộp điều khiển thẳng lại, lập lại bước (5) để hút nước. Sau đó đợi 30 giây.

6.3.3.2. *Làm bão hoà đồng hồ đo áp lực*: Các bước thực hiện như sau:

- 1) - Dây đen cắm vào cổng 1.
- 2) - Chỉnh van 8 về “chạy với đồng hồ 6”. Đẩy pittông đến khi đồng hồ chỉ 96cm^3 , đảm bảo để không thấy bong bóng ra khỏi đầu dây đen.
- 3) - Tháo dây đen.
- 4) - Chỉnh van 9 về “đồng hồ 6”. Đẩy pittông đến khi đồng hồ chỉ 192cm^3 .
- 5) Chỉnh van 8 và 9 về “đồng hồ 7”. Đẩy pittông đến khi đồng hồ chỉ 288cm^3 .
- 6) - Chỉnh van 8 về “chạy với đồng hồ 3”, van 9 về “chạy”. Cắm dây đen vào cổng 3. Đẩy pittông đến khi đồng hồ chỉ 380cm^3 .
- 7) - Chỉnh van 8 về “Fill”. Kéo (hút) pittông quay lại 0cm^3 , chờ 1 phút.
- 8) - Lập lại bước (6) và (7) ở phần 6.3.3.1. để ép bong bóng khí ra.

6.3.3.3. *Làm bão hoà buồng PMT*.

Quá trình bão hoà buồng PMT được thực hiện theo các bước sau đây:

- 1) - Nối buồng PMT với ống (cáp) dẫn nước, đặt buồng hơi nghiêng đứng. Nối dây Telecan với cổng 1.
- 2) - Chỉnh van 8 về “chạy với đồng hồ 6”, van 9 về “chạy”. Đẩy pittông ép nước vào buồng PMT đến khi chỉ có nước (không bọt) đi vào buồng.
- 3) - Tháo dây Telecan khỏi cổng 1.
- 4) - Van 8 ở “Fill”. Kéo pittông để hút nước vào cho tới khi đồng hồ chỉ về 0cm^3 . Chờ một phút.
- 5) - Kiểm tra chế độ bão hoà.
- 6) - Tháo dây trắng ra khỏi cổng 4 và 5.

6.3.3.4. *Kiểm tra độ bão hoà*.

Sự bão hoà của hộp điều khiển và buồng PMT được kiểm tra như sau :

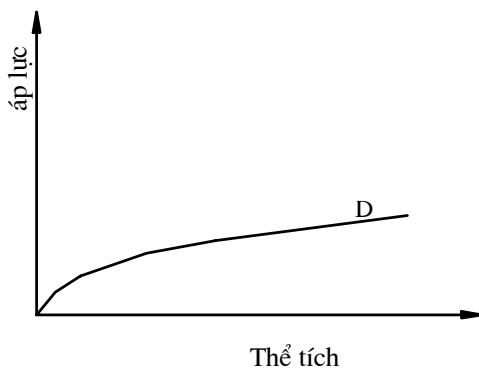
- 1) - Chỉnh van 8 về “chạy với đồng hồ 6” van 9 về “chạy”.
- 2) - Quay tay quay lớn đến áp lực 2500Kpa . Đồng hồ thể tích chỉ $\leq 18\text{cm}^3$ thì bão hoà là tốt.
- 3) - Chuyển van 8 về “đồng hồ 7”. Quay tiếp lên 10.000Kpa . Sau 2 phút, áp lực trên “đồng hồ 7” vẫn phải lớn hơn 9500Kpa .
- 4) - Giảm áp lực về 2500Kpa .
- 5) - Chỉnh lại van 8 về “chạy với đồng hồ 6”.
- 6) - Giảm áp lực về không.

6.3.4. *Chuẩn hoá thiết bị (loại buồng 70mm)*

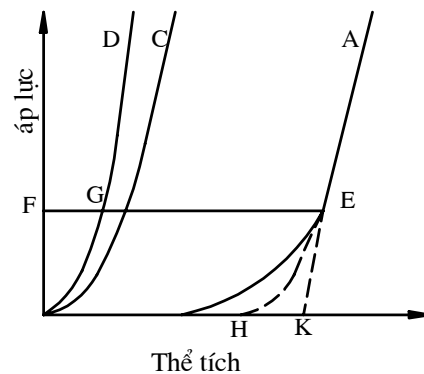
Đặt buồng PMT thẳng đứng trong không khí, mục đích để đo áp lực cần thiết kháng lại độ cứng của bản thân buồng PMT. Sau đó thao tác tiếp theo các bước sau:

- 1) - Van 8 ở “chạy với đồng hồ 6”, van 9 ở “chạy”.

- 2) - Bơm 1200cm³ với tốc độ 1 vòng/2 giây. Chờ 30 giây, sau đó ghi lại áp lực mỗi khi thể tích tăng 60cm³
- 3) - Giảm áp lực về không và vẽ đường cong D theo hình (VI-13).



Hình VI-13: Đường hiệu chỉnh áp lực



Hình VI-14: Đường hiệu chỉnh thể tích

6.3.5. Hiệu chỉnh thể tích (loại buồng 70mm).

Đặt buồng PMT trong một ống thép dày (đường kính ống thép hơi lớn hơn đường kính buồng). Mục đích để đo sự mất mát thể tích do sự giãn nở của hộp điều khiển, dây dẫn nước và buồng PMT.

- (1) - Van 8 ở “chạy với đồng hồ 6”, van 9 ở “chạy”. Đọc số đọc đồng hồ thể tích khi áp lực là 0 Kpa.
- (2)- Bơm đến 500 Kpa. Chờ 30 giây rồi ghi lại thể tích mỗi khi áp lực tăng 50Kpa. Lấp tay quay lớn. Bơm tiếp đến 2500Kpa, chờ 30 giây rồi ghi lại thể tích mỗi khi áp lực tăng 50 Kpa.
- (3) - Giảm áp lực về không. vẽ đường cong A ở hình (VI-14).
- (4) - Chuyển đường A về đường C.

6.3.6. Tiến hành thí nghiệm (loại buồng 70mm).

(1) - Khoan hố, cắt tủa hố và hạ buồng PMT xuống hố. Việc khoan hố và cắt tủa hố phải làm rất cẩn thận, vì chất lượng vách hố khoan ảnh hưởng rất lớn đến độ tin cậy của kết quả thí nghiệm. Khi tạo lỗ đã phát hiện các lớp đất trong nền và phân bố cho mỗi lớp đất một số thí nghiệm, các điểm thí nghiệm phải cách nhau khoảng 80cm (do buồng PMT thường có chiều dài khoảng 60÷80cm).

- (2) - Van 8 ở “chạy với đồng hồ 6”, van 9 ở “chạy”.
- (3) - Đối với “kiểm soát thể tích” thì bơm 1200cm³, mỗi cấp 60cm³, tốc độ quay 12 vòng/phút. Chờ 30 giây ghi lại áp lực.
- Đối với “kiểm soát áp lực” trước hết phải ước đoán áp lực giới hạn P_L.
Bơm 10 cấp, mỗi cấp 0,1P_L, ghi lại thể tích để duy trì cấp áp lực đó tại thời điểm 30 giây và 60 giây.
- (4) - Nếu có dỡ tải, ta giảm áp từ từ và ghi lại số liệu như bước (3).

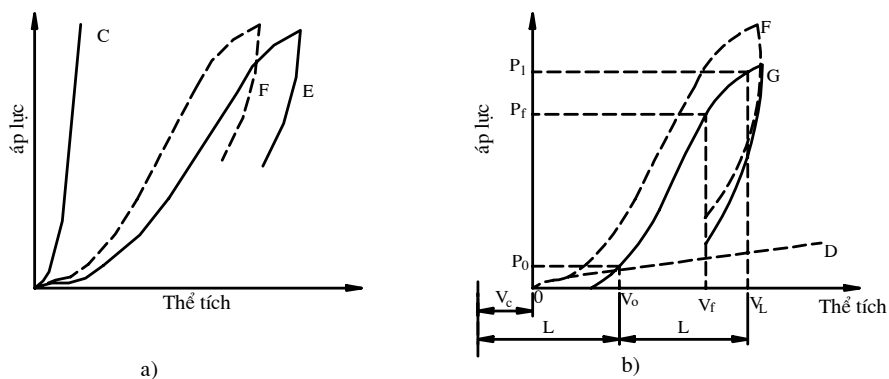
6.3.7. Chuẩn hoá số đọc:

- (1) - Cộng áp lực ghi được ở 6.3.6 với chiều cao cột nước áp (từ bình nước đến mặt đất).

- (2) - Vẽ đường cong E như hình (VI-15a)
- (3) - Thể tích hiệu chỉnh bằng thể tích đo được ở phần 6.3.6 trừ đi thể tích ở đường cong C (tính ở 6.3.6). Vẽ lại được đường cong F (hình VI-15.a).
- (4) - áp lực hiệu chỉnh bằng áp lực tính ở bước 1) trừ đi áp lực đường cong D (6.3.4) vẽ lại được đường cong G (hình VI-15.b)
- 5) - P_{0M} gọi là áp lực “đầu” tại điểm bắt đầu đoạn tuyến tính.
- 6) - P_f là áp lực từ biến, tại điểm kết thúc đoạn tuyến tính .
- 7) - P_L là áp lực tối hạn, tương ứng với thể tích V_L mà $V_L - V_0 = V_0 + V_c (= L$ trên hình VI-15.b).

V_0 - là thể tích đầu xác định ở bước (5)

V_c - thể tích của buồng PMT ở trạng thái tự nhiên .



Hình VI-15: Hiệu chỉnh đường quan hệ áp lực - thể tích

6.3.8. Tương quan giữa các chỉ tiêu cơ lý của đất và kết quả PMT.

6.3.8.1. Dự báo môđun biến dạng của đất dựa vào kết quả PMT.

Từ đoạn tuyến tính trên đường cong PMT ta có:

$$E_{PMT} \approx 2,66 \left[V_c + \frac{V_0 + V_f}{2} \right] \frac{P_0 - P_f}{V_0 - V_f} \tag{VI-25}$$

Trong phương trình trên, với đất rời E_{PMT} được coi là môđun biến dạng thoát nước; còn đối với đất sét E_{PMT} được coi là môđun đàn hồi không thoát nước.

6.3.8.2. Dự báo hệ số quá cố kết và hệ số nén ngang tĩnh dựa trên kết quả PMT.

Ban đầu, nhiều nhà khoa học nghiên cứu cho rằng P_f tương đương với áp lực tiền cố kết p'_c do đó, hệ số quá cố kết của đất sét là:

$$ORC = \frac{P_f}{\sigma'_{v0}} \tag{VI-26}$$

Tuy nhiên từ thí nghiệm PMT tự khoan, người ta cho rằng công thức nên dùng (Kullawy và Mayrc, 1990) là:

$$ORC = 0,45 \frac{P_f}{\sigma'_{v0}} \tag{VI-26'}$$

Hệ số nén ngang tĩnh của đất sẽ được xác định là:

$$K_0 = \frac{P_0 - U_0}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{VI-27})$$

Trong đó: $-P_0$ (hay P_{oM}) áp lực ngang địa tĩnh;

- $(P_0 - U_0)$ áp lực ngang hiệu quả;
- U_0 áp lực nước lỗ rỗng;
- σ'_{v0} áp lực đứng hiệu quả.

6.3.9. Đánh giá, nhận xét và thí nghiệm PMT.

Về mặt lý thuyết, thí nghiệm PMT tiến bộ hơn các thí nghiệm khác là nó cho kết quả là quan hệ đường cong “áp lực - chuyển vị” của đất. Từ kết quả này có thể ước tính môđun biến dạng của đất, dự báo được độ lún của móng và dự báo sức chịu tải theo phương ngang.

PMT là thí nghiệm hết sức phức tạp, công tác chuẩn bị hết sức cầu kỳ do đó thí nghiệm này không phổ biến lắm ở nhiều nước. Cũng nên lưu ý rằng, các quan hệ thực nghiệm thường dựa trên đất tương đối đồng nhất (cát hoặc sét). Do đó cần cẩn thận khi sử dụng PMT để ước tính các chỉ tiêu cho những đất pha tạp (cát pha, sét pha).

6.4. Thí nghiệm nén ngang DMT (DILATOMETER).

6.4.1. Nguyên lý thí nghiệm:

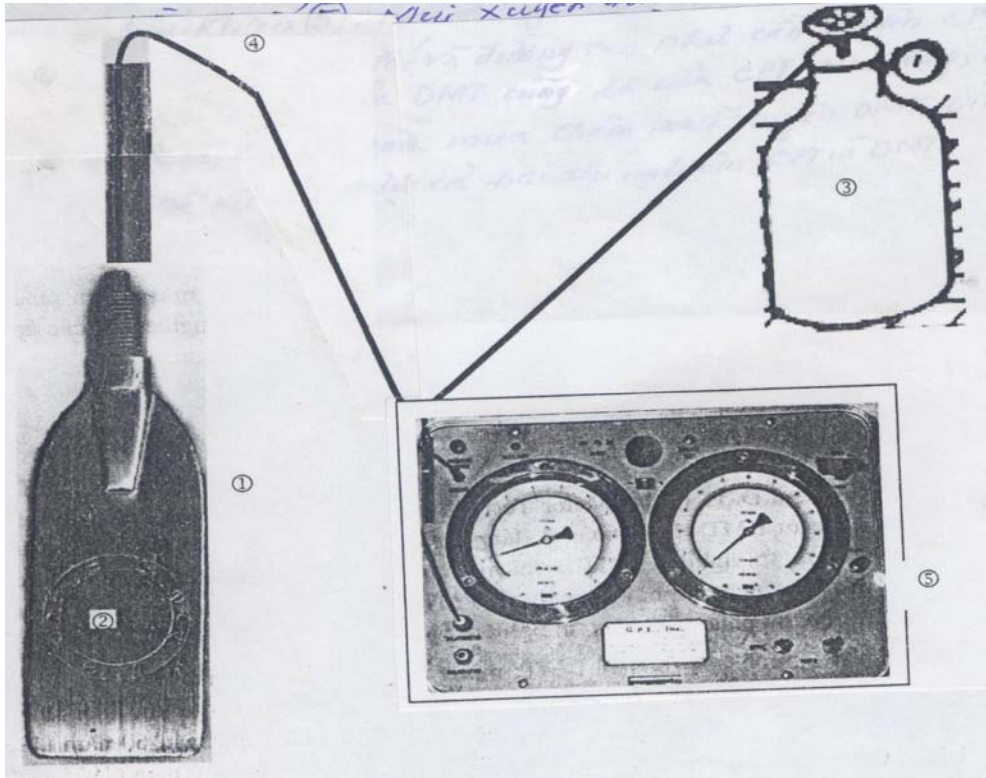
Thí nghiệm DMT (DILATOMETER) là một thí nghiệm nén ngang. Nguyên lý thí nghiệm là dùng một lực đẩy mũi xuyên phẳng (1) trên hình (VI-16) đến vị trí cần thí nghiệm. Kết quả của thí nghiệm được cho các áp suất p_0 , p_1 và p_2 tương ứng với các chuyển vị màng thép (2) trên hình (VI-15) là 0; 1,1 và 0mm.

Các kết quả thu được từ thí nghiệm DMT nhiều hơn và đáng tin cậy hơn so với thí nghiệm nén ngang PMT, thí nghiệm này là thí nghiệm xuyên liên tục đồng thời lại đơn giản trong thí nghiệm và hiệu chỉnh.

Thí nghiệm DMT (1975) thô sơ đầu tiên được thử nghiệm theo ý tưởng của giáo sư S. Marchetti (Italia, 1974) và đến năm 1980 thí nghiệm này được nhiều nước biết đến. Ngày nay thí nghiệm DMT là một trong ba thí nghiệm hiện trường mạnh nhất và phổ biến nhất trên thế giới (SPT, CPT và DMT).

6.4.2. Các thành phần của thiết bị:

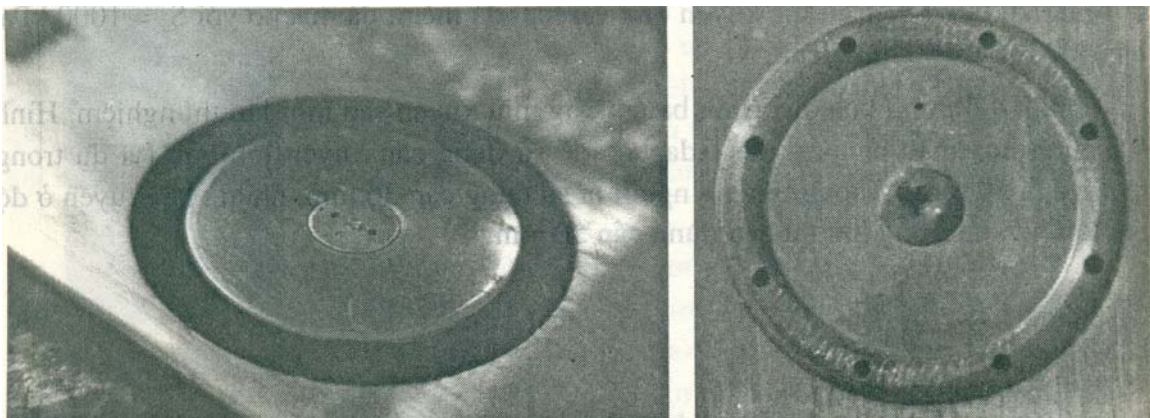
Hình (VI-16) minh họa các thành phần cơ bản của thiết bị DMT: Mũi xuyên phẳng (1), trên đó có gắn màng thép (2); bình khí nén (3); dây cáp dẫn khí nén (4); dây cáp này dẫn khí nén từ bình khí qua hộp điều khiển (5) và dẫn vào trong màng thép (2). Các áp suất trong quá trình thí nghiệm được đo trên đồng hồ ở hộp điều khiển (5). Mũi xuyên được nối với cần (6). Cần xuyên này thường có cùng kích thước và đường ren như cần xuyên CPT. Như vậy, nếu đã có đầy đủ thiết bị CPT, thì chỉ cần trang bị thêm mũi xuyên DMT, bình khí nén, hộp điều khiển thì sẽ kết hợp được cả hai thí nghiệm CPT và DMT.



Hình VI-16: Sơ đồ của thí nghiệm: 1) mũi xuyên phẳng; 2) màng thép; 3) bình khí; 4) dây cáp dẫn khí nén; 5) hộp điều khiển; 6) cần xuyên

6.4.2.1. Mũi xuyên phẳng.

Mũi xuyên phẳng có bề rộng 95mm, dày 15mm làm bằng thép không gỉ. Góc nhọn tại mũi xuyên từ $24 \div 32^\circ$, ở giữa mũi xuyên là màng thép tròn có đường kính 60mm, dày từ $0,2 \div 0,25$ mm (thông thường là 0,2mm). Màng thép được gắn trên mũi xuyên bằng các bulông bắt quanh viền của màng thép. Hình (VI-17) minh họa mặt mũi xuyên sau khi đã tháo màng thép.



Hình VI-17: Mặt của xuyên khí tháo màng:

a) mặt ngoài,

b) mặt trong

Trong thí nghiệm, ta có tiến hành hiệu chỉnh số đọc 0 của màng thép, vì vậy thí nghiệm DMT rất chính xác ngay cả đất bùn nhão ($S_u = 2 \div 4$ Kpa, $E = 0,4$ MPa). Mặt

khác mũi xuyên rất mạnh (chịu được áp lực tới 25 tấn). Với đối trọng là xe tải 20 tấn thì DMT có thể xuyên qua vài loại đá mềm, đá macơ với $S_u=1000\text{KPa}$, $E=400\text{MPa}$). Cần xuyên thường dùng là loại có đường kính 36mm, nhưng nếu xuyên ở độ sâu, với tải trọng lớn thì nên dùng loại đường kính cần là 50mm.

Nguyên lý hoạt động của màng thép:

Màng thép trên mũi xuyên hoạt động theo nguyên tắc giống như chuông điện (Hình VI-18). Đệm nhựa (6) để cách điện giữa đĩa cảm ứng hay (hay đĩa cảm nhận) (4) với mũi xuyên thép. Đĩa cảm ứng (4) được gắn chặt với đệm (6) và luôn cố định. Đĩa cảm ứng sẽ làm thành mạch kín, và do đó gây ra tiếng kêu bíp trong các trường hợp sau:

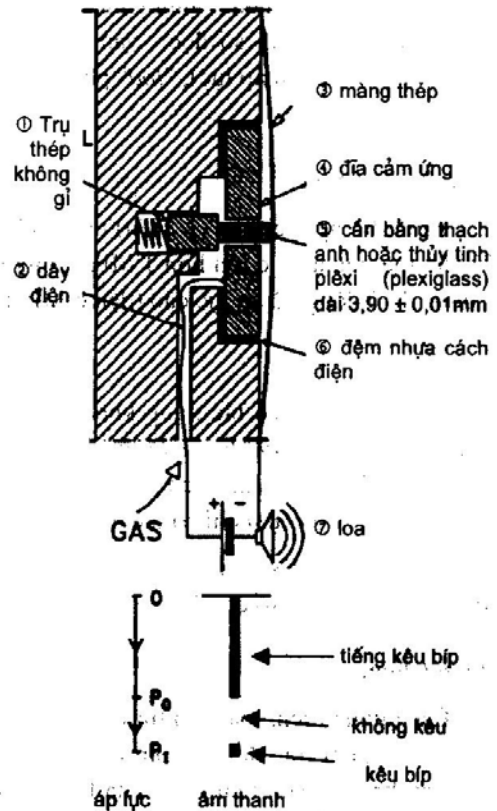
- Màng thép dính với đĩa cảm ứng (lúc màng chưa có áp lực khí nén tác động, cũng như lúc áp lực khí nén vẫn còn thua áp lực ngang tự nhiên P_0 của đất).

- Khi nén (gas) đẩy tâm của màng thép (3) ra ngoài 1,1mm, do đó, lò xo đẩy trụ thép (1) và cần plêxi (5) ra ngoài, gây ra sự tiếp xúc giữa mặt của trụ (1) với đĩa cảm ứng. Áp lực đất lên màng thép lúc này là P_1 .

Như vậy, ngay khi tiếp xúc bíp bị tắt (kết thúc đường đậm nét trên hình VI-19), ta đọc số đọc A trên đồng hồ. Từ A sẽ tính được P_0 , với P_0 là áp lực đất tác dụng vào màng thép lúc chuyển vị của màng là 0mm.

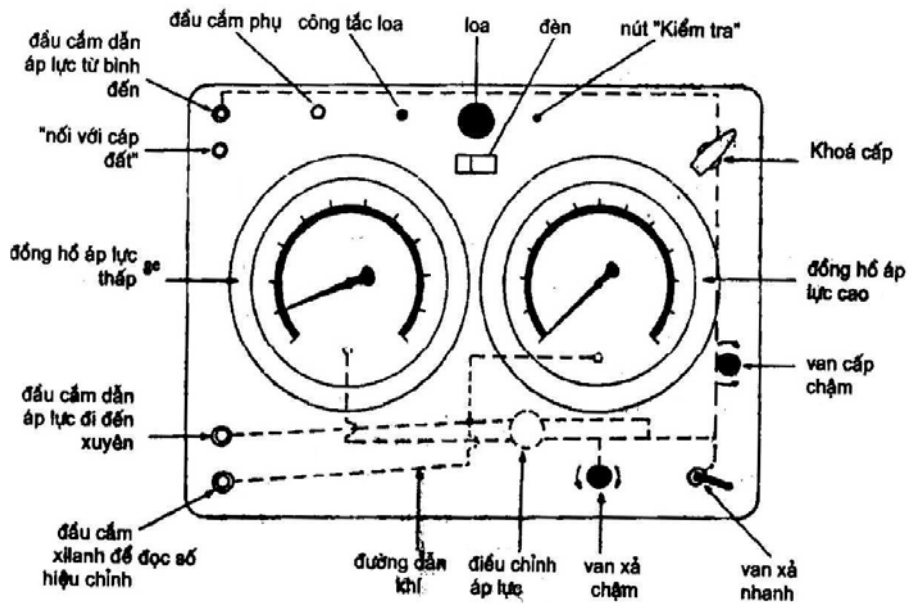
Sau đó không có sự tiếp xúc về điện, tiếng bíp bị tắt. Tiếp tục tăng áp lực khí nén, và ngay sau khi tiếng bíp bắt đầu kêu lại, ta đọc được số đọc B, từ đó tính được P_1 . Sau đó ta phải xả van để giảm áp lực khí nén ngang, tránh để màng thép tiếp tục bị đẩy tiếp ra ngoài, gây hư hại dẫn đối với màng thép. Ngoài ra, ta còn có thể đọc số đọc C và áp lực P_2 khi giảm áp lực.

Trong thí nghiệm DMT, chuyển vị là cố định (1,1mm) và rất chính xác còn ở thí nghiệm PMT ta phải đo thể tích dung dịch đổ vào PMT, từ đó suy ra chuyển vị (có thể không chính xác do dung dịch nén, do ống dung dịch bị nổ, do màng PMT nở không đều ,v.v... So với DMT, quá trình diễn dịch kết quả của PMT rất rườm rà và kém chính xác).



Hình VI-18: Nguyên lý hoạt động của màng thép.

6.4.2.2 Hộp điều khiển:



Hình VI-19: Sơ đồ hộp điều khiển

Trên hộp điều khiển (Hình VI-19) có hai “đồng hồ đo áp lực”, “đầu cắm dẫn áp lực khí đến” từ bình khí nén, “đầu cắm dẫn áp lực khí đi” tới mũi xuyên, “đầu cắm ống xi lanh” để hiệu chỉnh số đọc, van “khoá cấp”, van “cấp chậm”, van “xả nhanh”, van “xả chậm”, “loa” phát ra tiếng “bíp”, “đèn” tín hiệu gắn với loa (đèn đỏ khi loa kêu).

1) - Đồng hồ đo áp lực: Đồng hồ đo áp lực thấp (1 MPa) để đo chi tiết áp lực khi thí nghiệm trong đất yếu. Với đất tốt, nếu áp lực lớn hơn 1Mpa, đồng hồ áp lực thấp sẽ tự ngắt áp lực và áp lực sẽ được đo ở đồng hồ đo áp lực cao (đến 6MPa).

2) - Van khí: Van khoá cấp có tác dụng khoá hoặc mở dòng khí đi từ bình khí nén đến mũi xuyên. Van khoá cấp luôn luôn mở trong quá trình thí nghiệm (trừ khi đọc ΔA và ΔB). Van khoá chậm có tác dụng đưa dòng khí cấp từ bình khí tới mũi xuyên, như vậy van cấp chậm chỉ có tác dụng khi van khoá cấp đã được mở. Có hai van xả khí: van xả nhanh (lớn) và van xả chậm (nhỏ). Ta cần đến van xả chậm để đọc số đọc C.

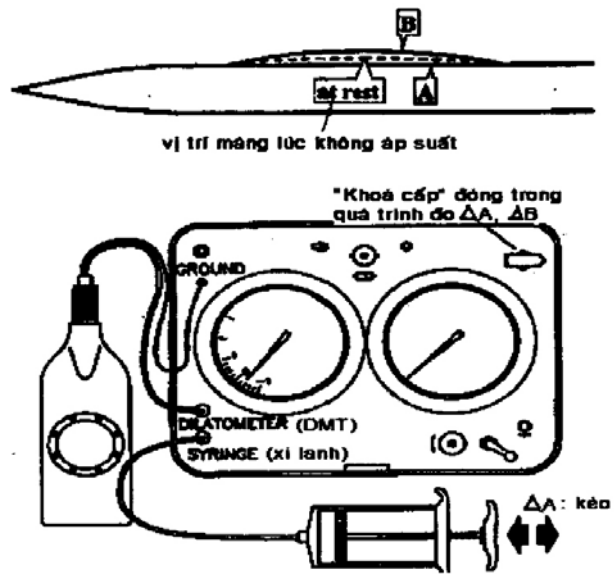
6.4.2.3. Bình khí nén:

Trên bình khí nén thường có van điều chỉnh áp lực, ống dẫn khí. Van điều chỉnh áp lực phải chịu được áp lực tối thiểu 7÷8Mpa. Thông thường ta chỉ dùng áp lực từ 3÷4Mpa, tuy nhiên đối với đất rắn hơn, áp lực có thể cao hơn. khí nén ở trong bình có thể là không khí thường hoặc nitơ. Với áp lực ban đầu 15Mpa, cao 0,6m, ta có thể dùng trong 1÷2 ngày thí nghiệm (từ 70÷100m đất).

6.4.3. Tập hợp số đọc hiệu chỉnh:

6.4.3.1. Định nghĩa ΔA và ΔB

ΔA và ΔB là áp lực khí cần có để vượt qua độ cứng của màng thép (không có áp lực của đất). Khi thí nghiệm, áp lực khí cân bằng với áp lực đất và độ cứng của màng thép. Các số đọc A và B thu được từ các vị trí A và B trên hình (VI-19). Màng thép khi tự nhiên hơi cong ra ngoài. Khi để mũi xuyên ở không khí, màng thép sẽ nằm ở vị trí giữa A và B (vị trí “at rest”- hình VI-20).



Hình VI-20: Đọc số đọc ΔA và ΔB

ΔA là áp suất khí nén âm (hút vào) tác dụng vào màng thép (đặt trong không khí) để cho màng thép ở vị trí A - vị trí tiếp xúc với đĩa cảm ứng. ΔB là áp suất khí nén dương (đẩy ra) tác dụng vào màng thép để cho màng thép ở vị trí B- vị trí trụ thép (1) tiếp xúc với đĩa cảm ứng. ΔA và ΔB rất quan trọng, đặc biệt đối với các loại đất yếu (khi A và B không lớn hơn ΔA và ΔB nhiều).

6.4.3.2. Xác nhận ΔA và ΔB : Trình tự các bước thực hiện như sau:

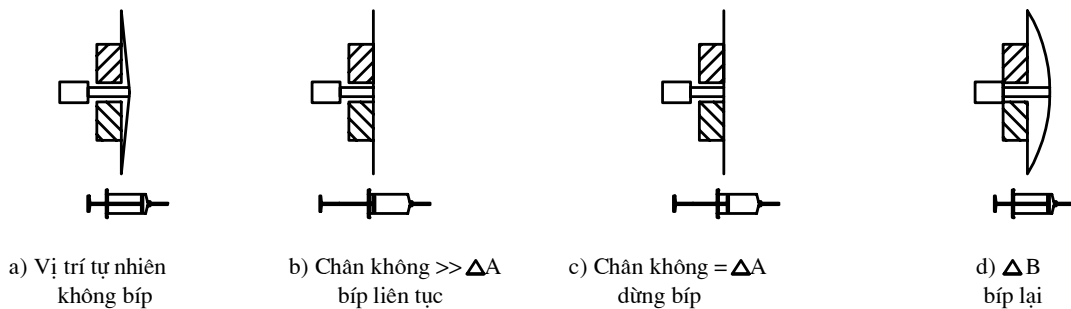
- 1) Đóng van khoá cấp.
- 2) Cắm ống của xi lanh với đầu cắm xi lanh của hộp điều khiển, ban đầu trong xi lanh không có không khí (Hình VI-21.a).
- 3) Kéo xi lanh đến gần hết ống, do đó có một áp lực chân không hút màng thép chạm vào đĩa cảm ứng, tiếng bíp bắt đầu kêu (Hình VI-21.b). Giữ xi lanh khoảng 5 giây để ổn định áp lực chân không, sau đó đẩy xi lanh thật chậm, ngay khi tiếng bíp vừa tắt, ta đọc số đọc, ví dụ là 15Kpa, thì ΔA là trị tuyệt đối của số đọc, tức là $\Delta A = 15\text{Kpa}$ (Hình VI-21.c).
- 4) Tiếp tục đẩy xi lanh từ từ, ngay khi tiếng bíp kêu lại (vị trí B), ta đọc số đọc ΔB (Hình VI-21.d).
- 5) Lặp lại quá trình này 2 đến 3 lần để đảm bảo ΔA và ΔB là chính xác.

Khi xác định các trị số ΔA và ΔB cần lưu ý các điểm sau:

- Nếu dây cáp dẫn khí đến mũi xuyên DMT quá dài (vài chục mét), khi đọc ΔA và ΔB ta phải chờ khoảng 15 giây để áp lực truyền đến màng thép.
- Trước khi thí nghiệm, thông thường $\Delta A=15\text{Kpa}$, $\Delta B=40\text{Kpa}$. Nếu ΔA nằm ngoài khoảng 5-30Kpa hoặc ΔB nằm ngoài khoảng 5÷80Kpa, thì màng thép không đạt tiêu chuẩn.
- Sau khi hoàn thành thí nghiệm, ta cũng phải đo lại ΔA và ΔB . Nếu chúng khác

xa ($>25\text{KPa}$) so với ΔA và ΔB trước khi thí nghiệm, thì màng thép này đã rã, cũ, do đó làm giảm độ tin cậy của thí nghiệm, ta cần phải thay ngay màng thép quá rã, hoặc bị xước. Giá trị của ΔA và ΔB là giá trị trung bình trước và sau khi tiến hành thí nghiệm DMT

- Màng thép mới nguyên (chưa thí nghiệm lần nào) cũng ít tin cậy hơn màng thép đã sử dụng vài lần, vì ΔA và ΔB của màng mới này vẫn chưa ổn định. Với màng thép mới nguyên, nên tác động một áp lực khoảng 500Kpa . Sau đó giảm áp về 0, cứ như thế vài lần. Ta có thể thử như vậy vài lần trong một chậu nước để kiểm tra xem màng có khả năng hoàn toàn cách nước hay không.



Hình VI-21

6.4.4. Quy tắc đọc các trị số A, B, C.

6.4.4.1. Công tác chuẩn bị thí nghiệm: Trình tự theo các bước sau:

- 1) Bắt ren của đầu cấp p-c (cấp vừa dẫn khí nén vừa truyền tín hiệu) vào mũi xuyên DMT và đồng thời bắt ren mũi xuyên với cần xuyên đầu tiên.
- 2) Nối âm với đất: Một đầu của đoạn cáp "nối đất" cắm vào giá cắm "đất" trên hộp điều khiển, còn đầu kia kẹp vào cần xuyên.
- 3) Mở van xả nhanh và gõ tay vào đồng hồ áp lực, chỉnh số đọc về 0.
- 4) Xác định trị số ΔA và ΔB như phân trên.
- 5) Cắm van điều chỉnh áp lực vào bình khí nén, điều chỉnh đồng hồ về 0.
- 6) Đóng cả van khoá cấp, van khoá chậm và mở van xả nhanh.
- 7) Hiệu chỉnh để đồng hồ khí nén ở bình khí nén chỉ 3Mpa . Mở van ở bình khí nén và mở van khoá cấp trên bộ điều khiển (và trong quá trình thí nghiệm van khoá cấp luôn được mở).

6.4.4.1. Thí nghiệm: Trình tự thí nghiệm DMT như sau:

- 1) Trên hộp điều khiển : đóng van cấp chậm, mở van xả nhanh (van xả nhanh phải được mở để giảm hư hỏng do đất tác dụng lên màng thép khi xuyên).
- 2) Điều khiển hệ gia lực đẩy mũi xuyên xuống (thường 20cm một lần), do áp lực đất tác dụng lên màng thép nên quá trình đẩy xuyên sẽ có tiếng bíp liên tục và đèn đỏ cho đến độ sâu yêu cầu, nhả cần gia lực để dừng xuyên.
- 3) Đóng cả hai van xả. Từ từ mở van cấp chậm, khí nén sẽ được cấp từ từ để đẩy màng thép ra. Ngay khi màng thép không còn tiếp xúc với đĩa cảm ứng, tiếng bíp ngừng kêu ta đọc số đọc A.

4) Khí nén vẫn tiếp tục cấp qua van cấp chậm. Ngay khi tiếng bíp kêu lại (tức là trụ thép (1) phía sau cần plexi tiếp xúc với đĩa cảm ứng) ta phải thao tác nhanh và thực hiện các bước sau:

- Đọc ngay số đọc B.

- Mở van xả nhanh ngay (tránh màng thép bị rã); đóng van cấp chậm; nếu cần đọc số đọc C (xem phần số đọc C).

- Quay lại bước (1) để xuyên thí nghiệm tiếp.

SỐ ĐỌC C: Muốn đọc số đọc C cần thực hiện như sau:

- Không xả hết khí ngay, mà đóng van xả nhanh lúc áp suất vẫn còn một ít, mở van xả chậm. Tiếng bíp sẽ ngưng kêu (vị trí at rest). Sau 45÷60 giây, màng thép sẽ tiếp xúc với đĩa cảm ứng, tiếng bíp sẽ kêu lại (vị trí A) ta đọc số đọc C.

6.4.5. Thí nghiệm tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng (đối với đất dính).

Đối với đất có tính thấm kém, khi xuyên DMT sẽ tạo ra áp lực nước lỗ rỗng dư, do đó áp lực nước lỗ rỗng lớn hơn áp lực nước lỗ rỗng thường U_0 . Sử dụng DMT, ta có thể tiến hành thí nghiệm tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng để xác định tính thấm và các tham số cố kết của đất dính.

6.4.5.1. Phương pháp tiêu tán DMT-A.

Phương pháp DMT-A (do Marchetti và Totani đề xuất 1989) được mô tả trong ASTM 2001. Các thao tác thực hiện như sau:

- (1) Dừng xuyên lại, ngay lập tức bắt đầu đồng hồ bấm giây ($t=0$).

- (2) Sau đó cấp khí ngay (van cấp chậm) trong khoảng 15 giây để đọc số đọc A.

- (3) Khi đọc A, ngay lập tức xả khí bằng cách mở van xả nhanh, đồng thời đo lại thời gian trên đồng hồ bấm giây. (Sau khi đọc số đọc A, ta không cấp khí nén tiếp để đọc số đọc B).

- (4) - Chờ khoảng thời gian định trước (thường là 0,5, 1, 2, 3, 4, 5, 15, 30 - phút) lập lại các bước (2) và (3).

- (5)- Số đọc A sẽ giảm dần theo thời gian (cùng với áp lực nước lỗ rỗng bị tiêu tán). Ta vẽ đồ thị $A-\log(t)$. Dừng thí nghiệm tiêu tán khi mà trên đồ thị có hai đường cong khá rõ rệt với một điểm uốn t_{flex} ở giữa.

6.4.5.2. Phương pháp tiêu tán DMT-A₂

Phương pháp tiêu tán DMT-A₂ (Schmertmann, 1991) được mô tả trong ASTM.2001 phương pháp này có vài điểm trong trình tự có khác với phương pháp DMT-A.

(1) - ở vòng đọc đầu tiên. Ta đo A rồi B và C. Còn từ vòng đọc thứ hai ta chỉ đo A

(2) - Vẽ đồ thị $A-\sqrt{t}$ (hay còn gọi là $A_2-\sqrt{t}$) diễn dịch kết quả

Thí nghiệm DMT-A₂ có thể không phù hợp với loại sét cứng.

6.4.6. Tương quan giữa các chỉ tiêu cơ lý của đất và kết quả của DMT.

6.4.6.1. Chuẩn hoá số đọc:

Do độ cứng của màng thép (ΔA và ΔB), và số đọc ban đầu trên đồng hồ Z_M mà ta phải hiệu chỉnh áp lực như sau:

$$P_0 = 1,05(A - Z_M + \Delta A) - 0,05(B - Z_M + \Delta B) \tag{VI-28}$$

$$P_1 = B - Z_M + \Delta B \tag{VI-29}$$

$$P_2 = C - Z_M + \Delta A \tag{VI-30}$$

Thông thường $Z_M = 0$; Z_M chỉ khác không trong trường hợp: đồng hồ để đọc ΔA và ΔB (gọi là đồng hồ Δ) khác với đồng hồ lúc đọc A và B (gọi là đồng hồ AB); khi đó Z_M sẽ là hiệu số giữa số đọc trên đồng hồ Δ lúc áp lực khí là 0 và số đọc trên đồng hồ AB lúc áp lực khí là 0.

Lúc chuyển vị bằng 0, P_0 tỷ lệ với áp lực địa tĩnh theo phương ngang (ứng suất bản thân, tức là σ_{h0}), còn lúc chuyển vị bằng 1,1mm, P_1 tỷ lệ với áp lực bị động σ'_p . Lưu ý rằng, $P_0 > \sigma_{h0}$ và $P_1 > \sigma_p$ (hay P_b). Bởi vì, dù bị xáo trộn rất ít dưới mũi xuyên DMT mỏng (1,5cm), cấu trúc của đất vẫn bị thay đổi.

Từ kết quả đọc được từ thí nghiệm DMT ta phải xác định được các thông số (gọi là chỉ số) DMT:

- Chỉ số đất:
$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - U_0} \tag{VI-31}$$

- Chỉ số nén ngang:
$$K_D = \frac{P_0 - U_0}{\sigma'_{vo}} \tag{VI-32}$$

- Môđun DMT:
$$E_D = 34,7(P_1 - P_0) \tag{VI-33}$$

- Hệ số áp lực nước lỗ rỗng:
$$U_D = \frac{P_2 - P_0}{P_0 - U_0} \tag{VI-34}$$

Trong đó: U_0 và σ'_{vo} - áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất bản thân theo phương đứng ở trạng thái bình thường (trước thí nghiệm DMT).

6.4.6.2. Đánh giá các tính chất vật lý của đất dựa vào kết quả DMT.

6.4.6.2.1. Phân loại đất dựa vào kết quả DMT.

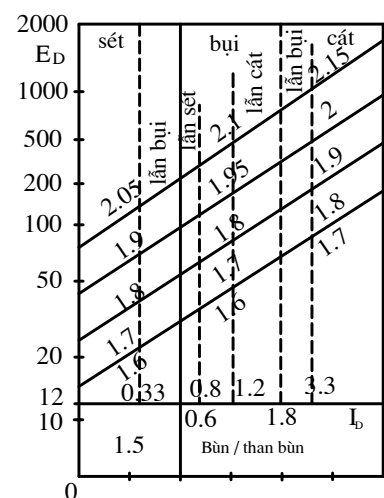
Trên hình (VI-22) minh họa sự phân loại đất tại hiện trường dựa vào chỉ số I_D và E_D và có thể tóm tắt như sau:

- Đất sét: $I_D \leq 0,6$
- Bụi : $0,6 < I_D \leq 1,8$
- Cát $I_D > 1,8$

Ngoài ra trên hình (VI-22) còn phân chia nhỏ hơn sét lẫn bụi, bụi lẫn sét, bụi lẫn cát và cát lẫn bụi.

Chú ý các số có gạch chân trên hình là khối lượng riêng của đất (t/m^3).

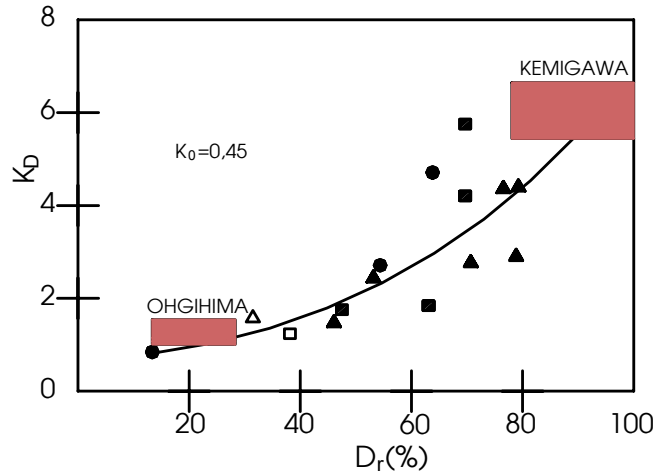
6.4.6.2.2. Đánh giá trạng thái của đất dựa vào kết quả



Hình VI-22

DMT.

Với đất cát cố kết thường, không ximăng hoá, độ chặt tương đối (D_r) được xác định thông qua biểu đồ trên hình (VI-23) (trong đó K_0 bằng 0,45). Với đất quá cố kết, đất ximăng hóa thì D_r sẽ nhỏ hơn so với giá trị trên hình vẽ. (Hình VI-23)



Hình VI-23: Quan hệ độ chặt (D_r) và (K_d đất cát cố kết thường, không ximăng hoá)

6.4.6.3. Đánh giá tính biến dạng của đất dựa vào kết quả DMT.

6.4.6.3.1. Đánh giá môđun biến dạng của cát và sét dựa vào kết quả DMT.

Môđun biến dạng của đất được xác định như sau :

$$E_0 = \left(1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}\right) M = \beta \cdot M \approx (0,5 \div 0,8) \cdot M \tag{VI-35}$$

Trong đó: M - môđun biến dạng đứng không nở hông; nếu thí nghiệm nén không nở hông (Oedometer) thì: $M = \frac{1}{m_v}$ (m_v còn gọi là a_0).

Còn trong thí nghiệm DMT được xác định như sau:

$$M = R_M \cdot E_D \tag{VI-35'}$$

Trong đó: E_D xác định theo công thức (VI-33).

R_M được xác định theo các điều kiện sau:

$$I_D \leq 0,6 \text{ thì } R_M = 0,14 + 2,63 \log K_D$$

$$I_D \geq 3 \text{ thì } R_M = 0,5 + 2 \log K_D$$

$$0,6 < I_D \leq 3 \text{ thì } R_M = R_{MO} + (2,5 - R_{MO}) \log K_D$$

$$R_{MO} = 0,14 + 0,15(I_D - 0,6)$$

$$K_D > 10 \text{ thì } R_M = 0,32 + 2,18 \log K_D$$

6.4.6.3.2. Đánh giá hệ số nền dựa vào kết quả DMT.

Hệ số nền theo phương ngang (Schmertmann, 1988) được xác định là:

$$K_{hs} = 0,5 \left(\frac{B + 0,3}{2B} \right)^2 \cdot \frac{K_D - K_0}{7,5 \text{ mm}} \cdot \sigma'_{vo} \tag{VI-36}$$

Trong đó: B - là bề rộng của móng (nếu là cọc thì là cạnh cọc), m

Nếu quan hệ giữa hệ số nền theo phương đứng và phương ngang là tỷ lệ với ứng suất hữu hiệu (theo K_0) thì hệ số nền theo phương đứng sẽ là:

$$K_s = \frac{K_{hs}}{K_o} = 0,5 \left(\frac{B + 0,3}{2B} \right)^2 \cdot \frac{K_D - K_o}{7,5mm} \cdot \frac{\sigma'_{vo}}{K_o} \quad (VI-37)$$

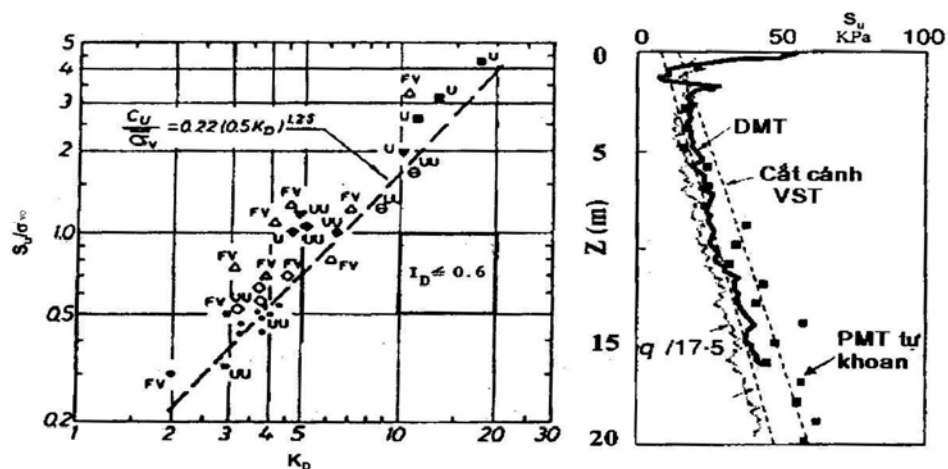
6.4.6.4. Đánh giá sức chống cắt của đất dựa vào kết quả DMT.

6.4.6.4.1. Đánh giá góc ma sát trong của đất dựa vào kết quả DMT.

Thông thường và đơn giản sử dụng phương trình do Marchetti đề xuất năm 1997 để xác định góc φ :

$$\varphi = 28 + 16,6 \log K_D - 2,1 \log^2 K_D \quad (VI-38)$$

6.4.6.4.2. Đánh giá sức kháng cắt (S_u) của đất sét dựa vào kết quả DMT.



Hình VI-24: Đường hồi quy S_u của Marchetti Hình VI-25: So sánh các kết quả S_u

Sức kháng cắt không thoát nước được Marchetti đề xuất từ năm 1990(hình VI-24) như sau:

$$S_u = 0,22\sigma'_{vo} (0,5K_D)^{1,25} = 0,22\sigma'_{vo} \cdot OCR^{0,8} \quad (VI-39)$$

Nhiều tác giả đã so sánh kết quả tính theo (VI-39) với thí nghiệm trong phòng và các thí nghiệm khác, như Burghignoli (1991), Nash và cộng sự (1992) (hình VI-25) và cho thấy phương trình (VI-39) có độ tin cậy tương đối cao.

Tuy vậy theo Roque và cộng sự cho rằng, phương trình sau đây nên được sử dụng:

$$S_u = \frac{P_1 - (K_o \cdot \sigma'_{vo} + U_o)}{N_c} \quad (VI-40)$$

Trong đó: $N_c = 5$ với đất sét và bụi mịn; $N_c = 7$ cho đất sét trung bình và $N_c = 9$ cho đất sét dẻo không nhạy cảm.

6.4.6.5. Đánh giá hệ số nén ngang (K_0) và hệ số quá cố kết (OCR) của đất dựa vào kết quả DMT.

6.4.6.5.1. Đánh giá hệ số K_0 và OCR của đất sét dựa vào kết quả DMT.

Giá trị K_D lớn hơn K_0 do đất chặt hơn ở mũi xuyên 1,5cm. Do đó có nhiều tác giả đã thực nghiệm tìm giá trị K_0 từ K_D như sau:

Marchetti (1980) và nhiều tác giả đề nghị tương quan sau (hình VI-26.b)

$$K_0 = (K_D / B_K)^{0,47} - 0,6 \tag{VI-41}$$

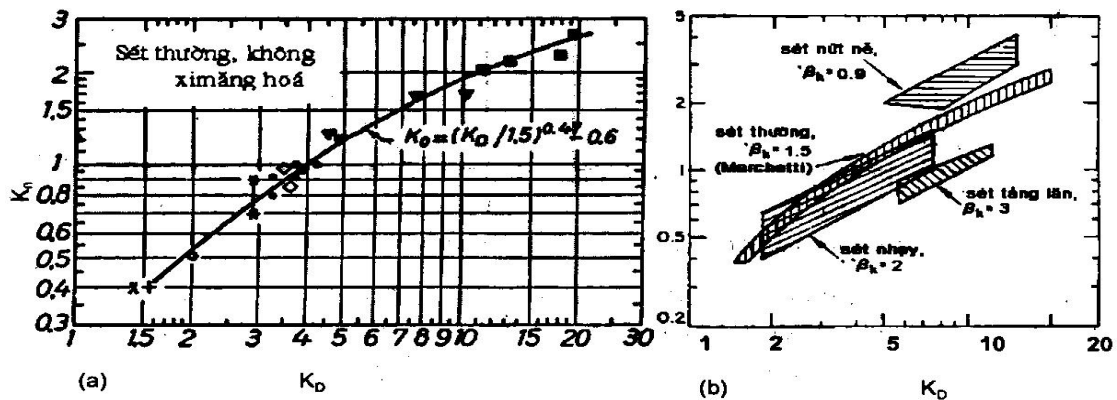
Với đất sét thường (không nứt nẻ, không nhạy cảm); $B=1,5$ (hình VI-26.a):

$$K_0 = (K_D / 1,5)^{0,47} - 0,6 \tag{VI-41a}$$

Còn Lacasse và Lunne (1988) dựa vào thí nghiệm ở Na uy cho rằng khi $K_D < 4$

$$\text{thì: } K_0 = 0,34 K_D^m \tag{VI-42}$$

Trong đó: $m = 0,44$ - đất có độ dẻo cao, còn $m = 0,64$ với đất có độ dẻo thấp



Hình VI-26: Quan hệ giữa K_D và K_0

Quan hệ giữa OCR và K_D ở hình VI-27 (Marchetti) cho đất sét dưới dạng tổng quát như sau:

$$OCR = (\beta_0 . K_D)^{1,56} \tag{VI-43}$$

Trong đó: $\beta_0 = 0,5$ đối với đất sét thường ;

$\beta = 0,75$ đối với đất sét nứt nẻ;

$\beta = 0,35$ với đất sét nhạy cảm.

Theo Lunne cho rằng OCR phụ thuộc vào tuổi của đất sét

- Với đất sét dưới 60.000 năm tuổi ($\frac{S_u}{\sigma_{v0}} < 0,5$)

$$OCR = 0,3 K_D^{1,17} \tag{VI-44}$$

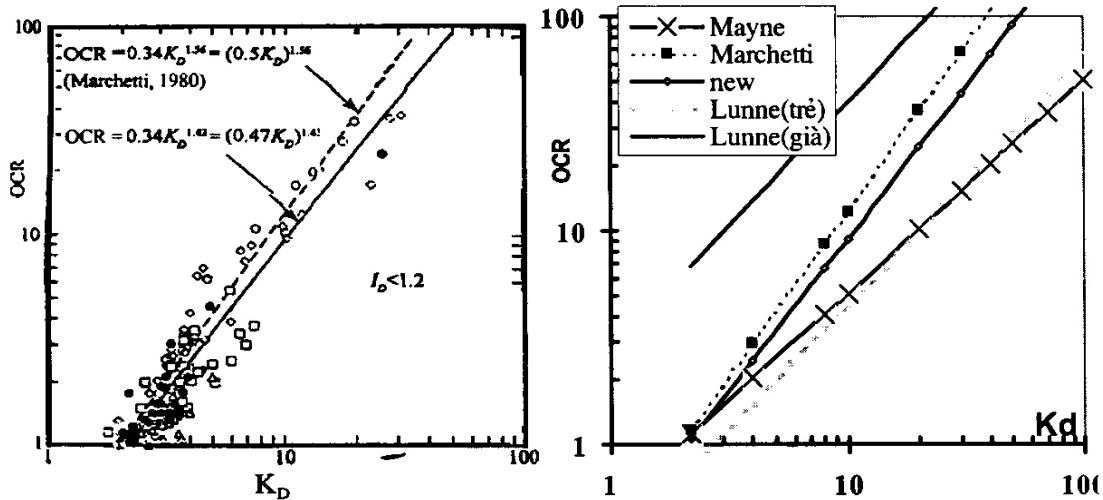
- Với đất sét dưới 70 triệu năm tuổi ($\frac{S_u}{\sigma_{v0}} > 0,8$)

$$OCR = 2,7 . K_D^{1,17} \tag{VI-45}$$

Theo Mayre (1987) đơn giản cho rằng

$$OCR = 0,51 K_D \tag{VI-46}$$

Các quan điểm tính OCR khác nhau được thể hiện trên hình (VI-28).



Hình VI-27: Quan hệ giữa OCR và K_D

Hình VI-28: Tóm tắt tính OCR theo DMT_D

6.4.6.5.2. Đánh giá hệ số K_0 và OCR của đất cát dựa vào kết quả của DMT.

Với đất cát, việc xác định OCR và K_0 là cực kỳ khó khăn. Hơn nữa, lại không có tiêu chuẩn nào để so sánh vì đất cát không lấy được mẫu nguyên dạng để thí nghiệm OCR trong phòng được.

Nhiều tác giả (Jendebay-1992, Baldi-1988, v.v...) cho rằng, có thể xác định OCR một cách định tính như sau:

Nếu $\frac{M_{DMT}}{q_c} = 5 \div 10$ thì OCR = 1 (VI-47)

Nếu $\frac{M_{DMT}}{q_c} = 12 \div 24$ thì OCR > 1 (VI-48)

Trong đó: M_{DMT} - môđun không nở hông suy ra từ thí nghiệm DMT.

q_c - sức kháng xuyên mũi từ thí nghiệm CPT.

Marchetti, sau đó là Baldi (1986) đưa ra công thức tính K_0 như sau:

$$K_0 = 0,376 + 0,095K_D - \xi \cdot q_c / \sigma'_{vo} \tag{VI-49}$$

Trong đó: $\xi = 0,0017$ (đất đắp) đến $0,0046$ (đất nguyên thổ)

Phương trình tương tự của Marchetti được Kulhawy, Mayne (1990) trích dẫn là:

$$K_0 = 0,359 + 0,071K_D - 0,00093 \cdot q_c / \sigma'_{vo} \tag{VI-50}$$

Nói chung K_0 và OCR cho đất cát không có độ chính xác cao, hơn nữa các phương trình trên đều phải dựa vào một thông số thứ ba là q_c (thí nghiệm CPT).

6.4.7. Đánh giá và nhận xét.

- DMT là một trong những thí nghiệm hiện trường có sự xáo trộn đất ít nhất, vì với các thí nghiệm SPT, CPT có bề dày của thiết bị lớn, nên đất bị xáo trộn nhiều, do đó các tính chất có được thiếu chính xác.

- DMT là thí nghiệm hiện trường có độ chính xác cao nhất trong các thí nghiệm hiện trường, đồng thời lại là thí nghiệm nhanh và đơn giản.

- Từ DMT, ta có thể ước tính được rất nhiều chỉ tiêu cơ lý cũng như ứng dụng trực tiếp vào thiết kế nền móng.

- DMT là thí nghiệm nén ngang, cho kết quả là quan hệ “áp lực - chuyển vị của đất”. Do đó, ứng dụng trong ước tính môđun, biến dạng, sức chịu tải trọng ngang của cọc, trạng thái ứng suất và sức kháng cắt không thoát nước (S_u) có độ tin cậy khá cao.

Nhược điểm của thí nghiệm DMT là:

- Nền đất làm việc chủ yếu theo phương đứng, trong khi thí nghiệm DMT nén đất theo phương ngang.

- Việc ứng dụng vào dự báo sức chịu tải dọc trục của cọc là thấp (vì bản chất của DMT không phải là đo sức kháng dọc trục).

6.5. Thí nghiệm cắt cánh (VST)

6.5.1. Nguyên lý thí nghiệm:

Thí nghiệm cắt cánh (VST-Vane Shear Test) được phát minh vào năm 1918 tại Thụy Điển và ngày nay vẫn rất thông dụng tại Châu Âu. Ta ấn vào trong đất sét một cánh dao chữ thập bằng thép, sau đó quay cánh chữ thập quanh trục của nó và đo mômen xoay (M_x) làm xoay cánh chữ thập, từ đó suy ra sức kháng cắt của đất T_0 thí nghiệm thực hiện với giả thiết là đất dính thuần túy ($\varphi=0$) và nước không kịp thoát, do đó sức kháng cắt $T_0 = S_u = c_u$. (Nếu $\varphi \neq 0$ và đất có kẹp thêm cát tạo điều kiện cho nước thoát thì những yếu tố này sẽ làm tăng sức chống cắt).

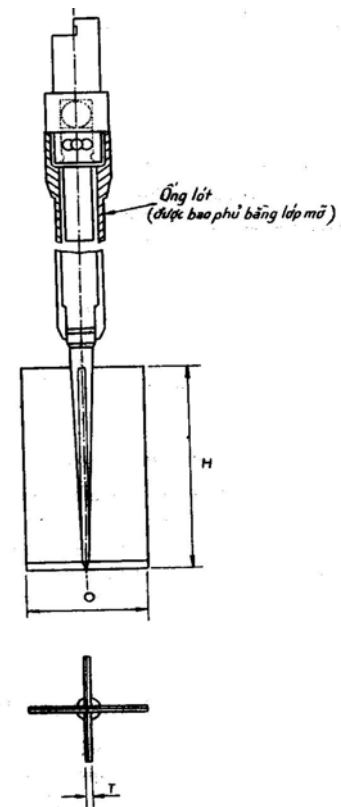
Thí nghiệm này không phù hợp với đất cát do các nguyên nhân sau:

- Lưỡi xuyên rất mỏng, vì vậy khó xuyên vào đất cát.
- Với đất sét không thoát nước, ta có thể suy ra được $S_u = T_0$.
- Còn với đất cát thì $\tau_0 = \sigma'_h \cdot \text{tg} \varphi \Rightarrow \varphi = \text{arctg}(\tau_0 / \sigma'_h)$.

Trong đó: σ'_h là ứng suất bản thân theo phương ngang (vì cánh chữ thập cắt ngang nên ứng suất pháp tác dụng lên nó là theo phương ngang) $\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$. Do ta không biết K_0 nên khó xác định được góc φ .

- Với đất sét, mặt bị cắt là mặt trụ tròn mà đường tạo ra là những cạnh biên của cánh. Còn với đất cát, do các hoạt động không đều “lộn xộn” nên mặt bị cắt không phải là trụ tròn.

6.5.2. Thiết bị và cách thí nghiệm.



Hình VI-29

Thiết bị: Hiện nay có khá nhiều loại thiết bị cắt cánh khác nhau, do đó tùy theo loại đất và độ sâu thí nghiệm mà chọn thiết bị cắt cánh cho phù hợp. Cắt cánh chữ thập được làm bằng thép không gỉ, chất lượng cao, chiều cao (H) phải gấp đôi bề rộng toàn phần (D) như hình (VI-29). Kinh nghiệm cho thấy rằng đối với loại đất có sức kháng cắt tới 50Kpa, cánh có chiều cao 15cm và bề rộng 7,5cm là thích hợp. Đối với loại đất có sức kháng cắt từ 50Kpa đến 75Kpa cần cánh bé hơn, với chiều cao 10cm và rộng 5cm. Cánh cắt càng mỏng càng tốt nhưng vẫn đảm bảo độ cứng và có lưỡi sắt để cắt đất (mục đích khi ấn vào đất, càng gây ra ít xáo động càng tốt). Đầu tiên cánh cắt gắn với cần (mỗi cần dài khoảng 1m, các cần phải đủ chắc để chịu được lực ấn xuống dọc trục và độ cong nhỏ) và nó được gá vào giá đỡ, nối liền với cơ cấu tay quay có gắn đồng hồ đo mômen xoay.

Khi thí nghiệm: Dùng cần nối đưa cánh cắt đến độ sâu cần thí nghiệm, gắn bộ xoắn lên đầu cần và điều chỉnh, vặn chặt dụng cụ với cần, cố định để bộ xoắn thật chặt, rồi quay kim đồng hồ về vị trí không. Quay bộ xoắn cho tới khi đất bị cánh cắt và đọc số đo trên đồng hồ tại số chỉ độ lệch lớn nhất. Đây chính là lực cần thiết để cắt đất. Xoay bộ xoắn trong suốt thời gian thí nghiệm với tốc độ khoảng $0,1^{\circ}/s \div 0,2^{\circ}/s$ (từ $6^{\circ}/phút \div 12^{\circ}/phút$) và theo dõi đồng hồ đo Mômen xoay. Khi thấy mômen xoay cực đại rồi giảm xuống, thì xoay thêm cánh cắt thêm một số vòng nữa để ghi giá trị mômen cực tiểu ứng với sức kháng cắt của đất đã bị cắt.

6.5.3. *Tính toán.*

Tính toán sức kháng cắt của đất. ($T_0 = S_u = c_u$) theo công thức sau:

$$\tau_0 = S_u = \frac{M_{(x)}}{K} \tag{VI-51}$$

Trong đó: - M_x - lực xoắn để cắt đất (N.cm hoặc kg.cm);

K - là hằng số phụ thuộc vào kích thước và hình dạng cánh cắt .

Với giả thiết lực cắt phân bố đồng đều trên hai đầu và xung quanh hình trụ đất tạo bởi cánh khi cắt ta có:

$$K = \pi \frac{D^2 H}{2} \left(1 + \frac{D}{3H} \right), \text{ do tỷ lệ } H:D \text{ là } 2:1 \text{ nên } K=3,66.D^3 \tag{VI-52}$$

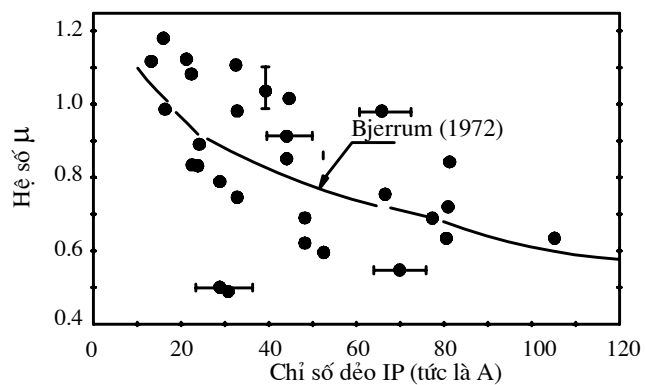
6.5.4. *Hiệu chỉnh S_u đo được từ thí nghiệm cánh cắt.*

Bjerum cho rằng, cần phải hiệu chỉnh sức kháng cắt S_u như sau:

$$S_u = \mu . S_{u \text{ cắt cánh}} \tag{VI-53}$$

Trong đó: - μ - phụ thuộc vào chỉ số dẻo của đất dính (Hình VI-30).

$S_{u \text{ cắt cánh}}$ - là sức kháng cắt tính toán theo thí nghiệm cắt cánh.



Hình VI-30: Hệ số hiệu chỉnh μ cho thí nghiệm cắt cánh

6.5.5. Dự báo hệ số quá cố kết (OCR) từ kết quả thí nghiệm cắt cánh.

Hệ số quá cố kết OCR có thể dự báo được từ S_u của đất sét không nứt nẻ như sau:

$$OCR \approx \alpha_{VST} \cdot \frac{S_u}{\sigma_{vo}} \quad (VI-54)$$

Mayne và Mitchell (1988) cho rằng.

- Thông thường: $\alpha_{VST} \approx 3,22 \div 3,54$

- Tổng quát: $\alpha_{VST} \approx 22IP^{-0,48}$; (IP hay A- chỉ số dẻo)

6.5.6. Nhận xét:

Thí nghiệm cắt cánh hiện trường tương đối đơn giản, dễ sử dụng. Đặc biệt trong các đất sét nhão, bùn thì kết quả cho có độ tin cậy cao. Thí nghiệm này nên dùng cho các loại đất có yếu tố ma sát trong khá nhỏ có thể bỏ qua.

6.6. Thí nghiệm bàn nén ở hiện trường.

6.6.1. Nguyên lý thí nghiệm:

Phương pháp này thực hiện bằng cách là trên bề mặt lớp đất muốn nghiên cứu, người ta đặt một tấm nén hình tròn hoặc hình vuông, tấm nén phải đủ cứng để có thể xem như cứng tuyệt đối, sau đó gia tải lên tấm nén, đồng thời đo độ lún của nó. Phân tích kết quả quan hệ tải trọng độ lún có thể rút ra được khả năng chịu tải giới hạn, các đặc trưng biến dạng của đất.

6.6.2. Thiết bị và cách thí nghiệm (Hình VI-31).

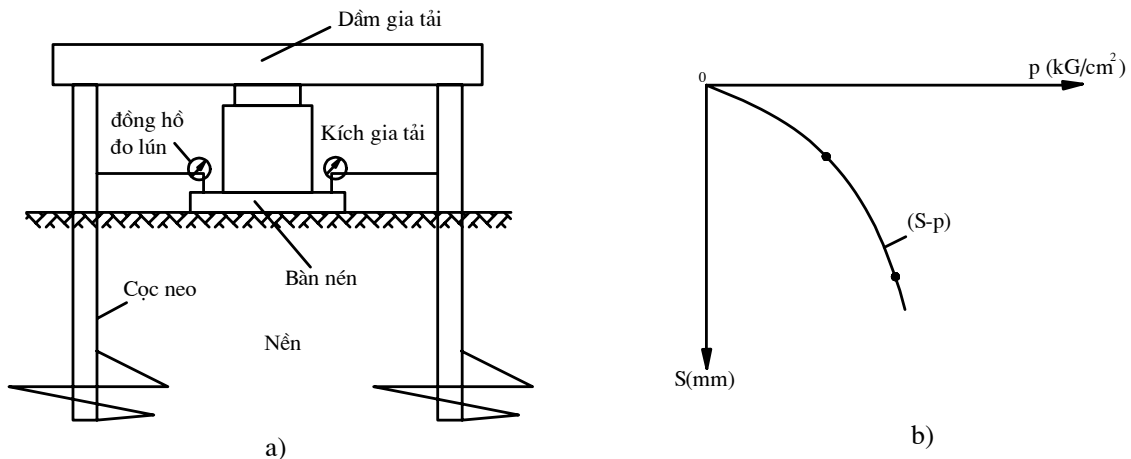
- *Thiết bị:* Kích thước bàn nén khi dùng phải lớn vừa phải để thao tác dễ dàng, khi chọn kích thước bàn nén phải xét tới cấu trúc của đất, các lực tác dụng cần thiết, phương tiện chất tải, kích thước các thiết bị khác, v.v... Tấm nén thường là bằng thép có kích thước hình vuông 70,7x70,7cm, hoặc tấm tròn có đường kính $d=76,5$ cm. Để gia tải có thể dùng các khối bê tông, cọc neo kết hợp với kích thủy lực. Trong mọi trường hợp giá đỡ phải đủ cứng để san đều phản lực của kích và lực neo. Để đo độ lún thường dùng hai đồng hồ chuyển vị mắc trên hai điểm mép đối xứng trục của tấm nén.

Chất tải và đọc các số đo khi có yêu cầu. Với thí nghiệm nén tốc độ lún không đổi (thí nghiệm này thích hợp khi cần xác định các đặc trưng nén của đất trong trạng thái không thoát nước), thì chất tải được điều khiển sao cho tốc độ lún đã chọn là không đổi và liên tục. Tiếp tục tăng tải cho đến khi độ lún đạt được ít nhất là 15% chiều rộng của bàn nén. Nếu không có dấu hiệu rõ ràng cho thấy đất bị phá vỡ trước khi độ lún đạt 15%, thì tải trọng tới hạn có thể xác định bằng tải trọng gây ra độ lún tương đương với khoảng 15% chiều rộng bàn nén. Còn khi thí nghiệm với tải trọng gia tăng từng cấp (thí nghiệm này thích hợp cần xác định các chỉ tiêu biến dạng của đất ở trạng thái nén có thoát nước), để tăng tải, mỗi cấp tải trọng khoảng $(0,2 \div 0,25 \text{ kG/cm}^2)$ đối với đất yếu loãng $(0,4 \div 0,5 \text{ kG/cm}^2)$ đối với đất tốt. Sau mỗi cấp gia tải phải chờ cho đất lún xong. Tiêu chuẩn quy ước ổn định là: Sau một giờ đối với đất cát, sau hai giờ đối với đất sét mà độ lún không quá 0,01mm thì coi như

nền đất đã ổn định có thể gia tải cấp tiếp theo. Thông thường tải trọng thí nghiệm khoảng $1,5 \div 2$ lần tải trọng dự kiến sử dụng.

Có thể chất tải và dỡ tải theo các chu kỳ trung gian trong khi thí nghiệm gia tải vào các giai đoạn khác nhau để có được trị số biến dạng tương đối hồi phục (đàn hồi) và không hồi phục xảy ra.

Ghi lại tải trọng mỗi lần gia tăng và đảm bảo giữ cho nó không đổi. Ghi lại độ lún dưới mỗi lần gia tải theo thời gian, bắt đầu từ lúc gia tải. Trong các giai đoạn đầu, tiến hành đo thường xuyên, sau đó tăng thời gian giữa các lần đo, vì lúc này tốc độ lún đã giảm. Việc đo tải trọng và độ lún phải đạt được độ chính xác yêu cầu.



Hình VI-31

6.6.3. Trình bày và diễn dịch kết quả.

Kết quả thí nghiệm bàn nén ở hiện trường được trình bày chủ yếu bằng đồ thị độ lún biến đổi theo tải trọng (hình VI-31.b) và độ lún biến đổi theo thời gian. (VI-32.a).

Kết quả thí nghiệm bàn nén trước hết là để xác định đặc trưng biến dạng của nền đất: hệ số nền (K) hoặc môđun biến dạng E.

Theo định nghĩa $K=p/S$ ta có thể suy ra trị số K ở một áp lực p nào đó. Thông thường quan hệ $p \sim S$ là đường cong, trị số hệ số nền K tính được là hệ số nền cát tuyến ứng với điểm đang xét.

Nếu xem nền đất là bán không gian biến dạng tuyến tính thì theo kết quả của lý thuyết đàn hồi :

- Đối với tấm nén tròn đường kính d ta có:

$$E = \frac{P(1-\mu^2)}{S.d} \tag{VI-55}$$

Trong đó: P : tổng tải trọng trên tấm nén; $P=p.F$ (kN,kG);

p: áp lực tại đáy bàn nén (kG/cm^2);

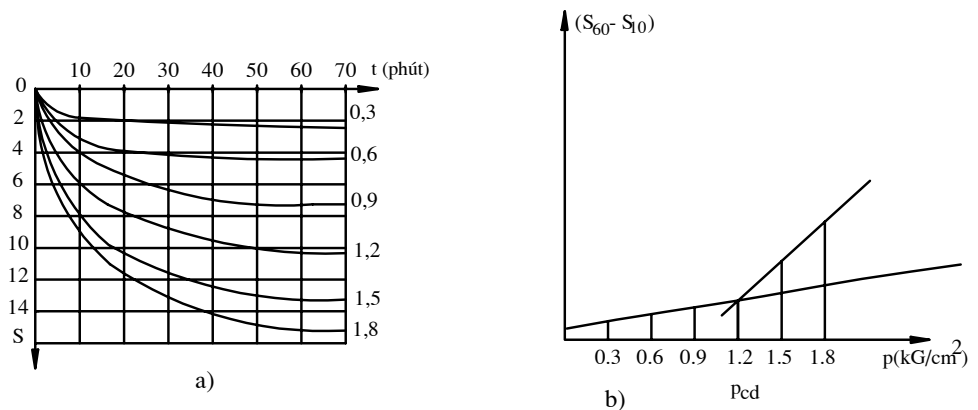
F: diện tích tấm nén (cm^2).

- Nếu thí nghiệm bàn nén hiện trường đến khi đất bị trượt trôi (bàn nén lún đột ngột lớn) thì tải trọng giới hạn được xác định như sau:

$$p = \frac{P}{F} \tag{VI-56}$$

Trong đó: p - áp lực lớn nhất tại đáy bàn nén (KPa, kG/cm²);
 P : - tổng tải trọng trên tấm nén khi gây ra phá hoại nền (kN, kG) ;
 F : - diện tích tấm nén (cm²).

- Khi không xác định rõ lực phá hoại, hoặc lấy lực gây ra độ lún bằng 15% bề rộng của bàn nén, hoặc khai thác kết quả bàn nén sau đây có thể cho ta có khái niệm về tải trọng giới hạn của nền. Độ lún của mỗi cấp tải trọng ứng với thời gian được thực hiện trên hình (VI-32.a) chọn khoảng thời gian đặc trưng: chẳng hạn $t_1 = 10$ phút; $t_2=60$ phút. Từ đó lập đồ thị $(S_{t=60} \sim S_{t=10}) \sim p$ tức là ta có đồ thị vận tốc lún theo tải trọng (hình VI-32.b).



Hình VI-32

Từ đồ thị (VI-32.b) ta có thể tìm được tải trọng mà tốc độ lún tăng đột ngột - gọi là tải trọng chảy dẻo (p_{cd}). Có thể lấy tải trọng chảy dẻo làm tải trọng giới hạn, còn tải trọng cho phép $[p]$ lấy bằng $(0,7 \div 0,8)p_{cd}$.

6.6.4. Nhận xét:

Thí nghiệm bàn nén ở hiện trường mô phỏng đế móng công trình và đất ở trạng thái tự nhiên, vì vậy nó cho ta thông tin tốt về nền đất. Sự hạn chế của thí nghiệm là kích thước bàn nén nhỏ hơn nhiều so với kích thước móng công trình. Do vậy chỉ những lớp đất nằm trong phạm vi từ 2d đến 3d mới phản ánh kết quả thí nghiệm. Trong khi đó móng công trình có bề rộng lớn, những lớp đất nằm dưới sâu cũng có ảnh hưởng đến công trình mà thí nghiệm bàn nén không thể phát hiện được.