

## CHƯƠNG 3

**THÍ NGHIỆM XUYÊN TIÊU CHUẨN (SPT)****3.1. GIỚI THIỆU****3.1.1. NGUYÊN LÝ**

Trong thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT-Standard Penetration Test), ta đóng một ống lấy mẫu (kích thước tiêu chuẩn) vào trong đất dưới năng lượng đóng tiêu chuẩn. Ta đếm số nhát đập để ống mẫu ngập vào trong đất một đoạn là 30 cm.

**3.1.2. LỊCH SỬ SPT**

Năm 1902, công ty C.R. Gow thí nghiệm SPT đầu tiên với ống lấy mẫu đường kính 2,54 cm (1"), quả tạ để đập SPT nặng 50 kg. Đến năm 1922, thí nghiệm bắt đầu rộng rãi ở Bắc Mỹ khi công ty Gow sát nhập vào công ty Raymond Concrete Pile.



Hình 3.1. Giàn SPT nhỏ

Năm 1927, thí nghiệm SPT được chuẩn hoá như hiện nay (ống lấy mẫu 2", quả tạ 63,6 kg). Năm 1948, Terzaghi và Peck mô tả chi tiết thí nghiệm SPT trong cuốn sách "Cơ học đất - Lý thuyết và Thực tiễn". Từ đó cho đến những năm 1995/1996, SPT trở thành thí nghiệm phổ thông nhất ở Bắc Mỹ. Tuy nhiên, tất cả các nhà khoa học ở Bắc Mỹ đều cho rằng, đây là thí nghiệm bị các nhà thầu lạm dụng nhất (theo nghĩa, nhẽ ra nên kết hợp cùng thí nghiệm CPT, hoặc DMT hoặc thí nghiệm khác, thì, vì quá quen thuộc và có sẵn thiết bị, người ta lại chỉ tiến hành SPT).

## 3.2. NỘI DUNG THÍ NGHIỆM SPT

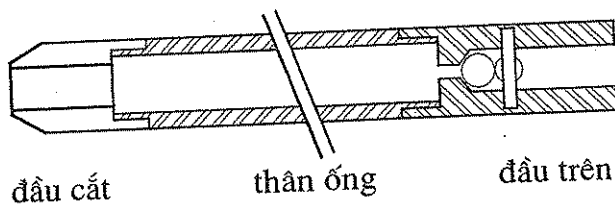
### 3.2.1. CÁC THÀNH PHẦN CỦA THIẾT BỊ

Thiết bị SPT gồm có: thiết bị khoan tạo lỗ (có thể là khoan guồng xoắn, hoặc khoan dung dịch), ống lấy mẫu (hình 3.2), quả tạ.

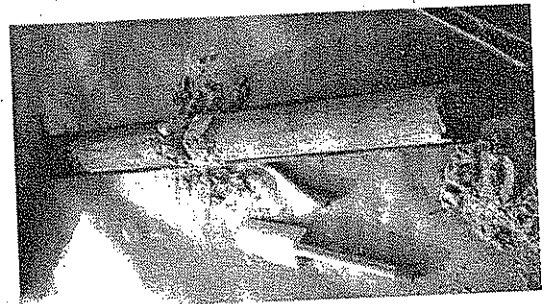
Nếu khoan tạo lỗ giữ thành bằng dung dịch luân chuyển (bentonite), thì dung dịch phải có tỷ trọng tối thiểu là 1,05, và lỗ khoan luôn luôn phải đầy dung dịch. Nên hạn chế dùng ống casing giữ thành. Nếu có dùng casing, đáy của casing phải cách vị trí đập SPT ít nhất 1,5m.

Ống lấy mẫu (dạng bỏ đôi) có đường kính trong là 30,8 mm (1,5"), đường kính ngoài 50,8 mm (2,0").

Quả tạ nặng 63,6 kg (140 lbs) và rơi ở độ cao 76,2 cm (30").



Hình 3.2. Ống lấy mẫu SPT



Hình 3.3. Đất trong ống (sau khi bỏ đôi)

### 3.2.2. TRÌNH TỰ THÍ NGHIỆM

- 1) Khoan tạo lỗ đến độ sâu thí nghiệm.
- 2) Lắp ống lấy mẫu vào cần, đưa xuống đáy hố khoan.
- 3) Cho rơi quả tạ xuống đầu cần.
  - Đập ống xuyên để ngập 15 cm. Ta không cần đếm số nhát đập này;
  - Đập tiếp, đếm số nhát đập  $N_1$  để ống xuyên được 15 cm (từ cm thứ 15 đến cm thứ 30);
  - Đếm số nhát  $N_2$  để ống xuyên tiếp 15 cm nữa (từ cm thứ 30 đến cm thứ 45);
  - Kết quả của thí nghiệm là  $N = N_1 + N_2$ .

Như vậy,  $N$  là số nhát đập để ống xuyên được 30 cm, ở Việt Nam, chúng ta ký hiệu là  $N_{30}$ . Tuy nhiên, đây là ký hiệu sai, các nước phương Tây sẽ hiểu là năng lượng thực mà ống lấy mẫu nhận được tại các công trình ở Việt Nam chỉ là 30% (xem phần 3.2.3).

- 4) Rút ống lấy mẫu lên, bỏ đôi và thu lấy mẫu đất, đem về thí nghiệm trong phòng.

- 5) Lập lại các bước 1 đến 4. Thường, ta cứ thí nghiệm 1,5 m sâu một lần.
- 6) Nếu đã đập quá 100 nhát đập rồi mà ống xuyên vẫn chưa qua được 30 cm thì ta cũng dừng thí nghiệm lại.

### 3.2.3. CHUẨN HOÁ SỐ ĐỌC

Trong tất cả các thí nghiệm hiện trường, SPT là một trong những thí nghiệm không chính xác nhất. Nếu hai người khác nhau, sử dụng hai thiết bị khác nhau, thí nghiệm lân cận nhau trên nền đồng nhất, thì kết quả  $N$  thể khác nhau đến hơn 100% (tuy nhiên,  $N_{60}$  sẽ xấp xỉ nhau, nếu ta biết chính xác năng lượng hiệu quả).

Năng lượng toàn phần do búa rơi là:  $E = 63,6 \text{ kg} \times 0,762 \text{ m} \approx 48,4 \text{ kgm}$ .

Tuy nhiên, năng lượng  $E$  này không hoàn toàn chuyển tới ống lấy mẫu. Sự mất mát năng lượng xảy ra ở các phần chính 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 (loại búa kéo bằng dây qua ròng rọc): Khi thả dây để búa rơi, người thí nghiệm không thả tự do mà vẫn hơi níu dây lại (sợ văng dây, mất công đi nhát). Đôi khi vì nguyên nhân này mà năng lượng mất đến hơn 20%.
- Mất mát năng lượng do ma sát giữa đất lỗ khoan với cần xuyên, v.v...

Bảng 3.1 trình bày năng lượng hiệu quả trung bình thống kê ở một số nước. Ở các nước đang phát triển, thiết bị SPT phổ biến vẫn là loại nhẵn (donut), sử dụng dây kéo trên ròng rọc. Với loại này, ở các nước tiên tiến, năng lượng hiệu quả là 45÷65%, ở các nước đang phát triển, con số này chắc còn tồi hơn. Hơn nữa, giá trị trong bảng là giá trị trung bình, do đó, nếu có thí nghiệm SPT mà năng lượng hiệu quả chỉ có 20% thì cũng không phải điều lạ (như vậy, nếu  $N = 40$ , ta tưởng là đất rất tốt, nhưng thực ra là đất xấu vì  $N_{100} = 40 \cdot 20/100 = 8$ , và  $N_{60} = 40 \cdot 20/60 = 13$ ). Tại Việt Nam, chúng ta chưa có thống kê, nhưng để an toàn, có thể tạm lấy năng lượng hữu ích từ khoảng 30 đến 55%.

Bảng 3.1. Năng lượng hiệu quả (%) của một số thiết bị SPT

Loại SPT	Loại nhẵn (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

Do đó, ta phải chuẩn hoá  $N$  về một giá trị có cùng năng lượng 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  $N_{60}$  (60% năng lượng hữu ích).

Ngoài ra, cùng một loại đất, nếu  $N_{60} = 10$  tại 1 m, thì tại 30 m,  $N_{60}$  có thể lên tới 20. Đó là do, tại 30 m, áp lực ngang lớn hơn rất nhiều so với tại 1 m, do đó, cần phải đập nhiều nhất đập hơn.

Như vậy, ta cần hai loại hệ số chuẩn hoá chính như dưới đây:

$$N'_{60} = N_{60} \times C_N = N \times C_E \times C_N \quad (3.1)$$

$$(N_{60} = N \times C_E) \quad (3.2)$$

trong đó  $N'_{60}$  còn được ký hiệu là  $(N_1)_{60}$ ;

$C_E$  (hay  $\eta_1$ ) - hệ số hiệu quả:

$$C_E = \frac{E_h}{60};$$

ở đây  $E_h$  - năng lượng hiệu quả có thực của thiết bị;

60 - năng lượng hiệu quả tiêu chuẩn (60%);

Ở nước ta, có thể tạm lấy  $C_E = 0,5 \div 0,9$ ; Khi thiết bị tiên tiến hơn, ta có thể lấy  $C_E$  cao hơn;

$C_N$  - hệ số độ sâu. Tuy nhiên, có nhiều tác giả đề nghị các hệ số  $C_N$  (gần giống nhau) như sau:

$$\text{Liao \& Whitman (1986): } C_N = (0,9576 / \sigma'_{v0})^{0,5} \quad (3.3)$$

$$\text{Peck (1974): } C_N = 0,77 \cdot \log(20 / 1,05 / \sigma'_{v0}) \quad (3.4)$$

$$\text{Skempton (1986): } C_N = 2 / (1 + \sigma'_{v0}) \quad (3.5)$$

ở đây  $\sigma'_{v0}$  - ứng suất hữu hiệu theo phương đứng, bar ( $\approx \text{kg/cm}^2$ ).

$C_N$  ở phương trình (3.3) tuy đơn giản, nhưng nếu độ sâu nhỏ hơn 2 m thì nên dùng phương trình (3.4) hoặc (3.5) vì phương trình (3.3) cho  $C_N$  khá lớn.

Ngoài ra, Bowles (1996) còn đề nghị các hệ số khác ( $\eta_2, \eta_3, \eta_4$ ), tuy nhiên, các hệ số này không quan trọng so với  $C_E$  và  $C_N$ :

- $\eta_2 = \min(1,0; 0,03L + 0,7)$  với L là chiều dài cần.
- $\eta_3 = 1,0$  với ống lấy mẫu không có lớp lót;  
 $= 0,9$  với ống lấy mẫu có lớp lót, đất cát rời;  
 $= 0,8$  với ống lấy mẫu có lớp lót, đất cát chặt hoặc đất sét.
- $\eta_4 = 1,0$  nếu lỗ khoan có đường kính 60 ÷ 120 mm;  
 $= 1,05$  nếu lỗ khoan có đường kính 150 mm;  
 $= 1,15$  nếu lỗ khoan có đường kính 200 mm.

### 3.3. ƯỚC TÍNH CÁC CHỈ TIÊU CƠ LÝ CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT

Từ thí nghiệm SPT, ta có thể dự báo rất nhiều chỉ tiêu cơ lý, và số lượng các phương pháp thiết kế móng (móng nông, móng cọc) dựa trực tiếp trên SPT là nhiều nhất (so với các thí nghiệm hiện trường khác). Tuy nhiên, các tương quan này, cũng như những ứng dụng thiết kế nền móng, có độ tin cậy nhỏ do ba lý do chính sau:

- Năng lượng hữu hiệu của thiết bị SPT không biết.
- Thí nghiệm SPT là động, trong khi đó, đa số các chỉ tiêu cơ lý là chỉ tiêu tĩnh.
- SPT ra đời được 70 năm thì người ta mới bắt đầu quan tâm đến việc chuẩn hoá số đọc, do đó, rất nhiều tương quan thực nghiệm (mà ngày nay vẫn đang dùng) lại lấy số đọc thô  $N$  (chưa chuẩn hóa) để làm thước đo.

#### 3.3.1. ĐÁNH GIÁ CÁC TÍNH CHẤT VẬT LÝ DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT

##### 3.3.1.1. Đánh giá độ chặt tương đối của đất rời dựa trên kết quả SPT

Terzaghi và Peck (1967) đầu tiên đưa ra tương quan  $D_r$ - $N$  (không chuẩn hoá) như ở bảng 3.2:

Bảng 3.2. Độ chặt tương đối  $D_r$

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

Sau đó, Gibbs và Holtz (1979) chứng minh rằng,  $D_r$  còn phụ thuộc vào cấp ứng suất ( $\sigma'_{v0}$ ) - đây chính là khái niệm hệ số độ sâu  $C_N$  - tuy nhiên, lúc đó khái niệm  $C_N$  chưa phổ biến nên Gibbs và Holtz đưa ra đồ thị ở hình 3.4.

Kulhawy và Mayne (1990) trích dẫn phương trình phức tạp (3.6) từ Marcuson và Bieganousky, trong đó,  $D_r$  phụ thuộc vào cấp ứng suất ( $\sigma'_{v0}$ ), cấp phối hạt (qua hệ số đồng nhất  $C_u = D_{60}/D_{10}$ ) và lịch sử ứng suất (OCR):

$$D_r (\%) = 12,2 + 0,75 \sqrt{222N_{60} + 2311 - 711OCR - 779\sigma'_{v0}/p_a - 50C_u^2} \quad (3.6)$$

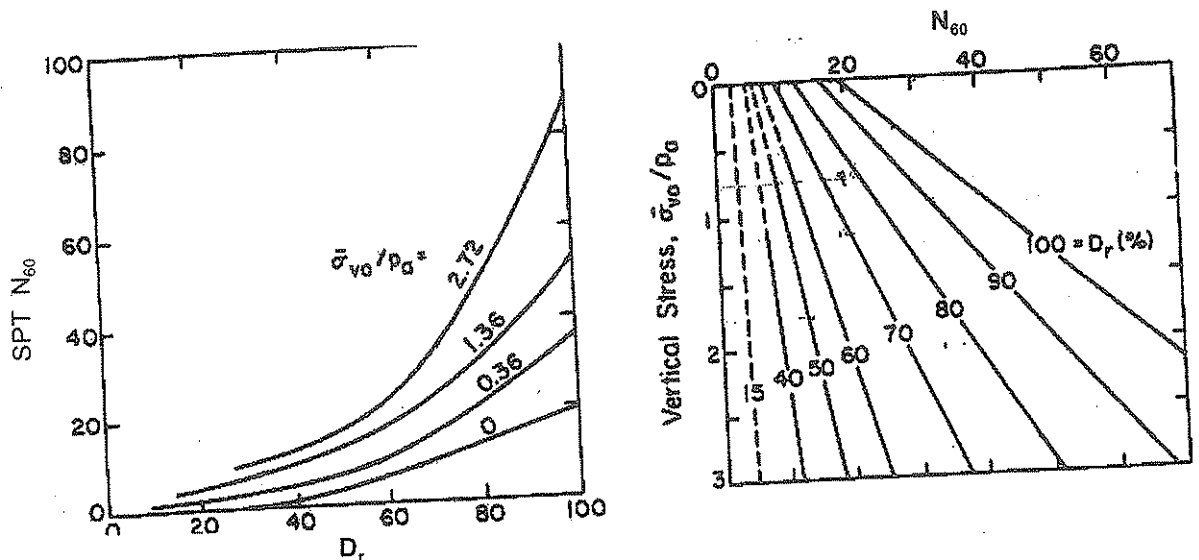
Ngoài ra, Kulhawy và Mayne (1990) còn trích dẫn phương trình (3.7) (tương tự phương trình 2.2 của CPT), trong đó sử dụng số đọc chuẩn hoá  $N'_{60}$ :

$$D_r = \sqrt{\frac{N'_{60}}{(60 + 25 \log D_{50}) \text{OCR}^{0,18} (1,2 + 0,05 \log(t/100))}} \quad (3.7)$$

trong đó  $D_{50}$  - kích thước trung bình của thành phần hạt, mm;  
 OCR- hệ số quá cố kết ( $\sigma'_c / \sigma'_{v0}$ );  
 t - tuổi của đất, năm.

Trong phương trình (3.7), ta có tính đến yếu tố già hoá (tuổi của đất), đại lượng này gọi là  $C_A$  và bằng:

$$C_A = 1,2 + 0,05 \log(t / 100) \quad (3.8)$$



Hình 3.4. Quan hệ  $D_r$ - $N$ --ứng suất (Gibbs và Holtz, 1979)

### 3.3.1.2. Đánh giá trạng thái của đất dính dựa trên kết quả SPT

Tương quan giữa LI (độ sệt - liquidity index - còn ký hiệu là B) được trình bày ở bảng 3.3. Tuy nhiên, độ tin cậy của bảng này không cao lắm, vì các đất có độ nhạy cảm khác nhau sẽ có tương quan khác đi.

Bảng 3.3. Trạng thái của đất dính (Szechy và Varga, 1978)

$N_{60}$	<2	2÷8	5÷15	15÷30	> 30
LI	>0,5	0,25÷0,5	0÷0,25	-0,5÷0	< -0,5
Trạng thái	mềm	dẻo cứng	nửa cứng	cứng	rất rắn

### 3.3.2. ĐÁNH GIÁ TÍNH BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT

#### 3.3.2.1. Đánh giá môđun biến dạng của cát dựa trên kết quả SPT

Môđun biến dạng của cát có thể xác định sơ bộ như sau:

$$E = k N_{60}, \text{ bar} \quad (10^6 \text{ kN/m}^2) \quad (3.9)$$

trong đó

$k = 5$  với đất cát lẫn bụi, sét;

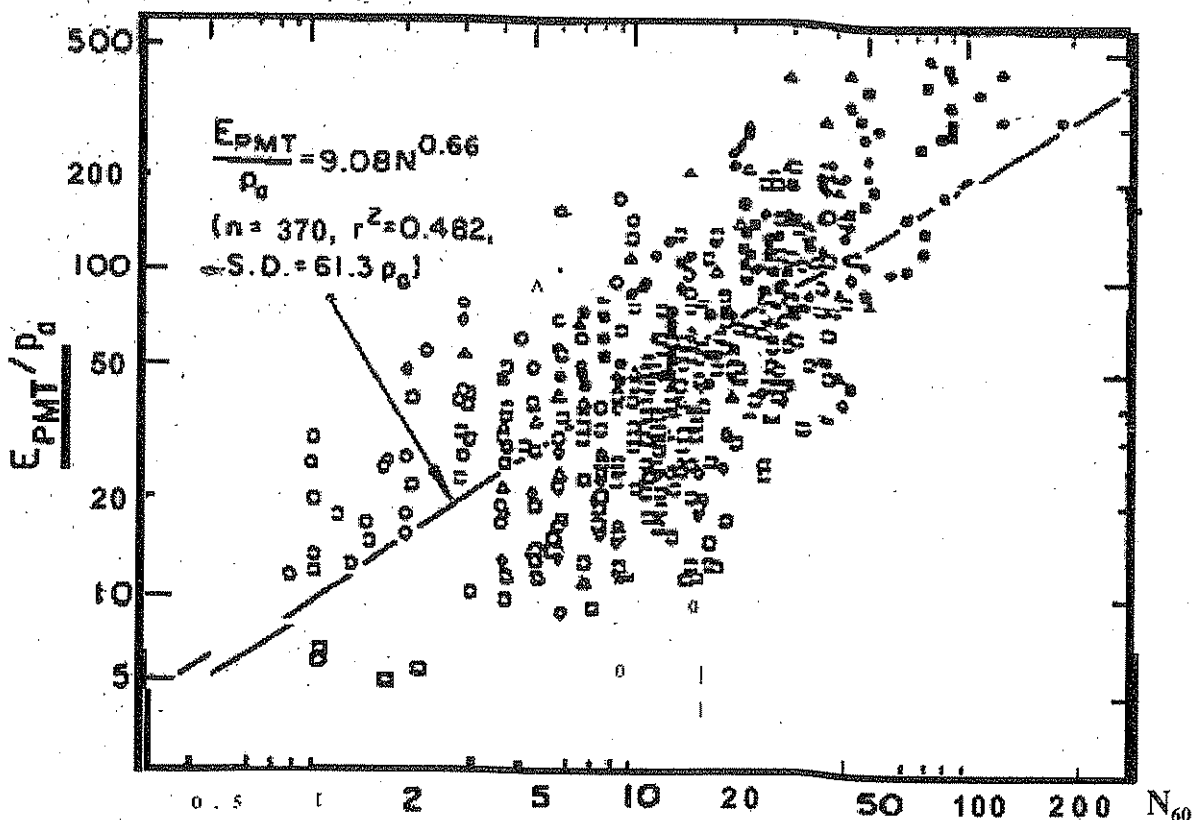
$k = 10$  với đất cát sạch có kết thường;

$k = 15$  với đất cát sạch quá cố kết.

Ohya và cộng sự (1982) cho rằng, thông qua kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT, ta có thể sơ bộ dự báo môđun biến dạng như ở hình 3.5. Tuy nhiên, như ta thấy trên hình vẽ, độ tin cậy của tương quan không cao lắm. Trong hình vẽ,  $E$  được ký hiệu là  $E_{PMT}$ , đó là môđun biến dạng xác định thông qua thí nghiệm PMT. Với thí nghiệm PMT trong đất cát,  $E$  được coi là môđun biến dạng thoát nước. Trong hình này, phương trình tương quan là:

$$E = 9,08 N_{60}^{0,66}, \text{ bar} \quad (3.10)$$

Ngoài ra, ta cũng có thể sử dụng tương quan  $M = C_1 + C_2 N$  của Đức (Cơ học Đất, Vũ Công Ngử, Nguyễn Văn Dũng).



Hình 3.5. Môđun biến dạng của cát  $E_{0+c}$  (Ohya)

### 3.3.2.2. Đánh giá môđun đàn hồi tức thời của sét dựa trên kết quả SPT

Ohya và cộng sự (1982) cho rằng môđun đàn hồi tức thời  $E_u$  của sét có thể tạm tính như hình 3.6:

$$E_u \approx (6 \text{ đến } 50) N_{60}^{0,63}, \text{ bar} \quad (3.11a)$$

$$\text{Giá trị trung bình là } E_u \approx 19,3 N_{60}^{0,63} \quad (3.11b)$$

### 3.3.2.3. Đánh giá môđun biến dạng của sét dựa trên kết quả SPT

Stroud (1974) kiến nghị cách ước tính môđun biến dạng không nở hông như sau:

$$M = 4,1 N_{60} \quad \text{nếu } I_p \text{ (hay } PI - \text{ chỉ số dẻo)} \geq 30;$$

$$M = (8,6 - 0,15I_p) N_{60} \quad \text{nếu } I_p < 30.$$

Ngoài ra, ta cũng có thể sử dụng tương quan  $M = C_1 + C_2 N$  của Đức (Cơ học Đất, Vũ Công Ngữ, Nguyễn Văn Dũng).

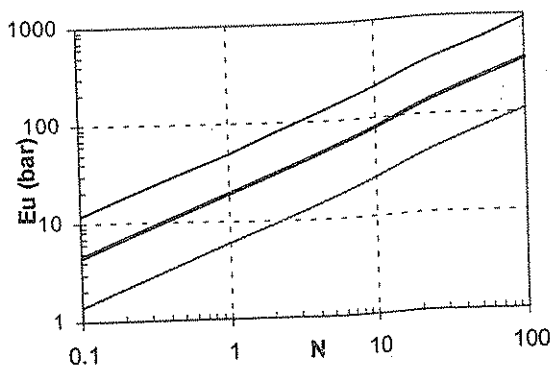
### 3.3.2.4. Đánh giá môđun cắt của đất dựa trên kết quả SPT

Wroth và cộng sự (1979) cho rằng môđun cắt tức thời  $G_{max}$  (để tính toán kháng chấn) có thể tạm tính như trên hình 3.7:

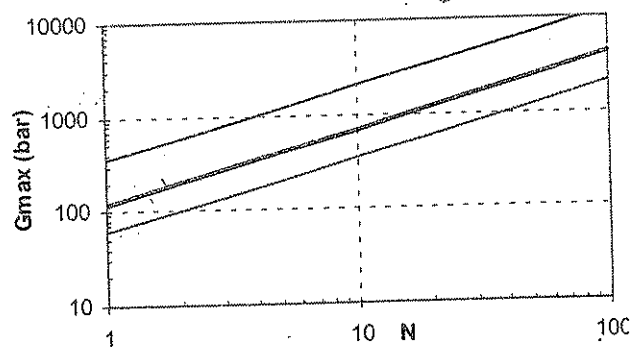
$$G_{max} \approx (60 \div 350) N_{60}^{0,77}, \text{ bar} \quad (3.12a)$$

$$\text{Giá trị trung bình là } G_{max} \approx 120 N_{60}^{0,77} \quad (3.12b)$$

Môđun cắt (dưới tải lâu dài) thông thường chỉ bằng 5 đến 10% của môđun cắt cực đại  $G_{max}$ .



Hình 3.6.  $E_u$  của sét



Hình 3.7.  $G_{max}$  của sét

### 3.3.3. ĐÁNH GIÁ HỆ SỐ $K_0$ VÀ OCR CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT

#### 3.3.3.1. Đánh giá hệ số $K_0$ và OCR đất cát dựa trên kết quả SPT

Nói chung, không có một tương quan nào (có độ tin cậy tốt) để dự báo trạng thái ứng suất của đất cát sử dụng kết quả SPT



3.3.3.2. Đánh giá hệ số  $K_0$  và OCR đất sét dựa trên kết quả SPT

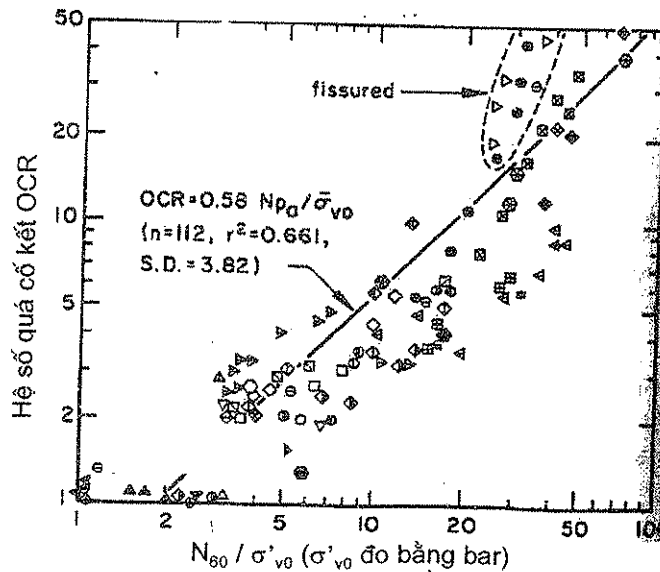
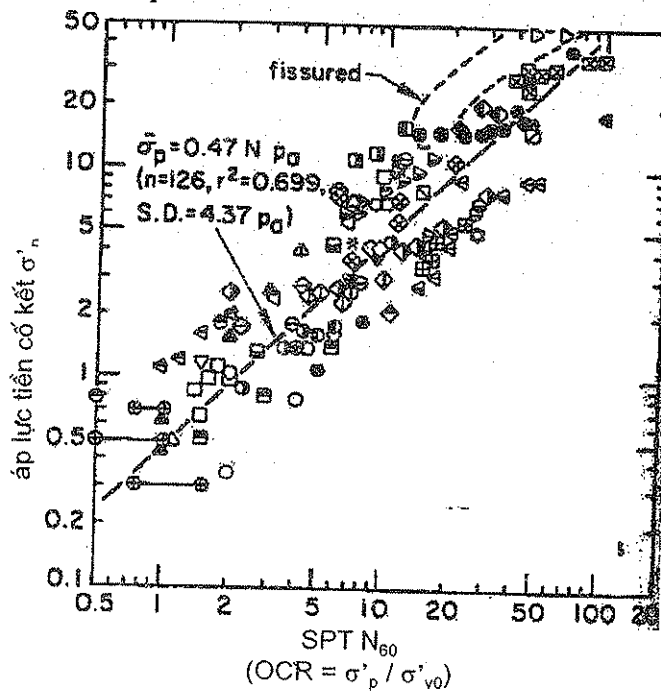
Có rất ít nghiên cứu tìm tương quan giữa  $N$  và OCR hay  $K_0$ . Trong số đó, Mayne và Kemper (hình 3.8) cho rằng:

$$OCR \approx (0,47 \text{ đến } 0,58) \cdot N_{60} / \sigma'_{vo} \quad (3.13)$$

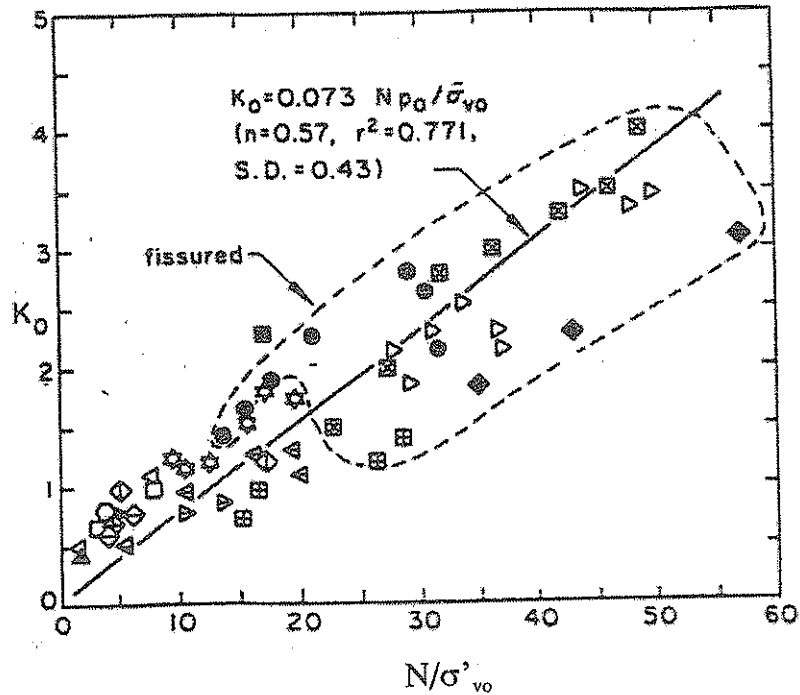
$\sigma'_{vo}$  tính bằng bar .

Tuy nhiên, nhược điểm trong quan hệ này là đường hồi quy có độ tin cậy không cao lắm. Tương tự như vậy, quan hệ trên hình 3.9 là:

$$K_0 \approx 0,073 \frac{N_{60}}{\sigma'_{vo}} \quad (3.14)$$



Hình 3.8. Quan hệ OCR--N (Kulhawy and Mayne, 1990)



Hình 3.9. Quan hệ  $K_0$  --  $N$  (Kulhawy, 1989);  $\sigma'_{vo}$  tính bằng bar

### 3.3.4. ĐÁNH GIÁ SỨC KHÁNG CẮT CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT

#### 3.3.4.1. Đánh giá sức kháng cắt của đất cát dựa trên kết quả SPT

Thô sơ nhất (và cũng có độ tin cậy thấp nhất) là ước lượng  $\phi$  theo bảng 3.4. Cách tính của Peck, Hanson và Thornburn thể hiện trên hình 3.10 có lẽ là thông dụng nhất. Phương trình thể hiện trên hình này là:

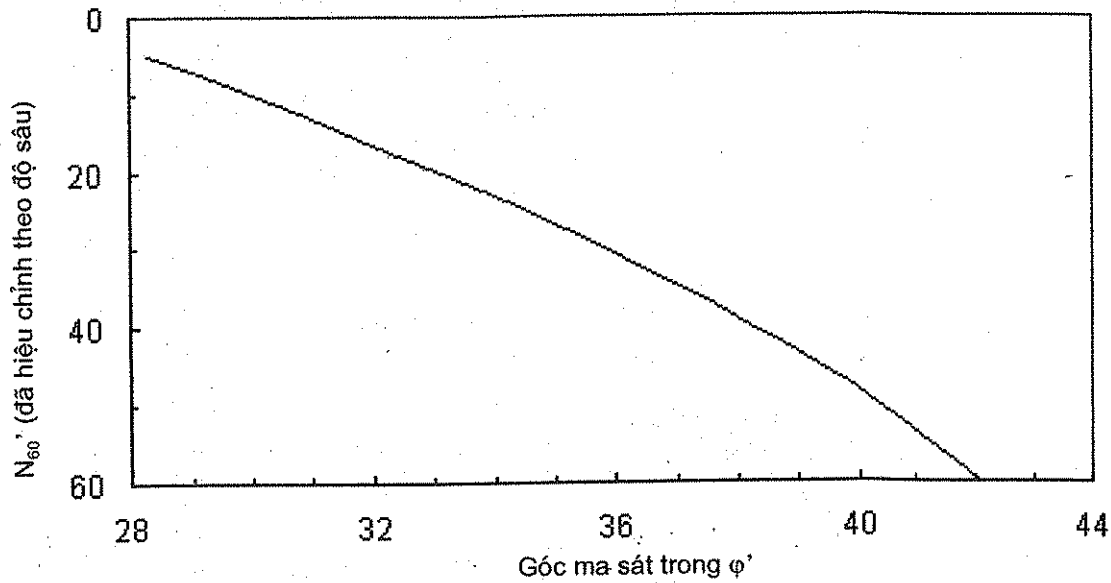
$$\phi \approx 54 - 27,6034 e^{-0,014N'_{60}} \quad (3.15)$$

Hình 3.11 thể hiện cách tính của Schmertmann. Cách tính này được cho là có độ tin cậy tốt, tuy nhiên, không nên dùng với độ sâu nông (nhỏ hơn 2 m):

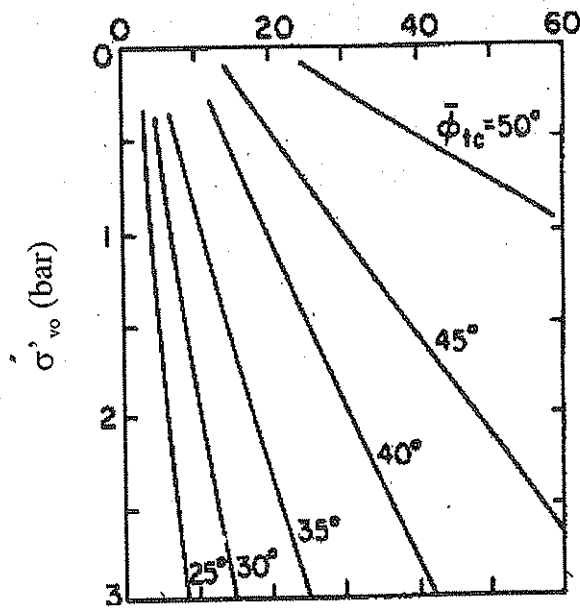
$$\phi \approx \arctg \left[ \frac{N_{60}}{12,2 + 20,3 \sigma'_{vo}} \right]^{0,34} \quad (3.16)$$

Bảng 3.4. Tương quan  $N$  và  $\phi$

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
Độ chặt tương đối	rất rời	rời	chặt vừa	chặt	rất chặt



Hình 3.10.  $\phi'$  ước tính từ  $N_{60}'$  (Peck, Hanson và Thornburn)



Hình 3.11.  $\phi$  ước tính từ  $N_{60}$  (Schmertmann)

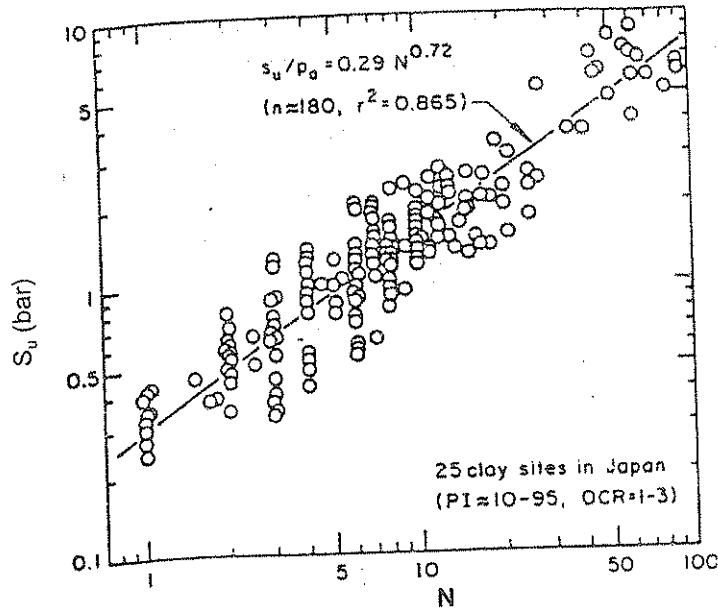
**3.3.4.2. Đánh giá sức kháng cắt của đất sét dựa trên kết quả SPT**

Các quan hệ giữa sức chống cắt không thoát nước  $S_u$  và thí nghiệm SPT thường có độ tin cậy thấp. Trong đó, hai quan hệ phổ biến nhất là:

Terzaghi và Peck (1967):  $S_u = 0,06 N_{60}$ , bar (3.17)

Hara (1974):  $S_u = 0,29 N_{60}^{0,72}$ , bar (3.18)

Nên lưu ý rằng, tương quan  $N$  và  $S_u$  phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố khác, ví dụ như tính nhạy cảm của đất sét.

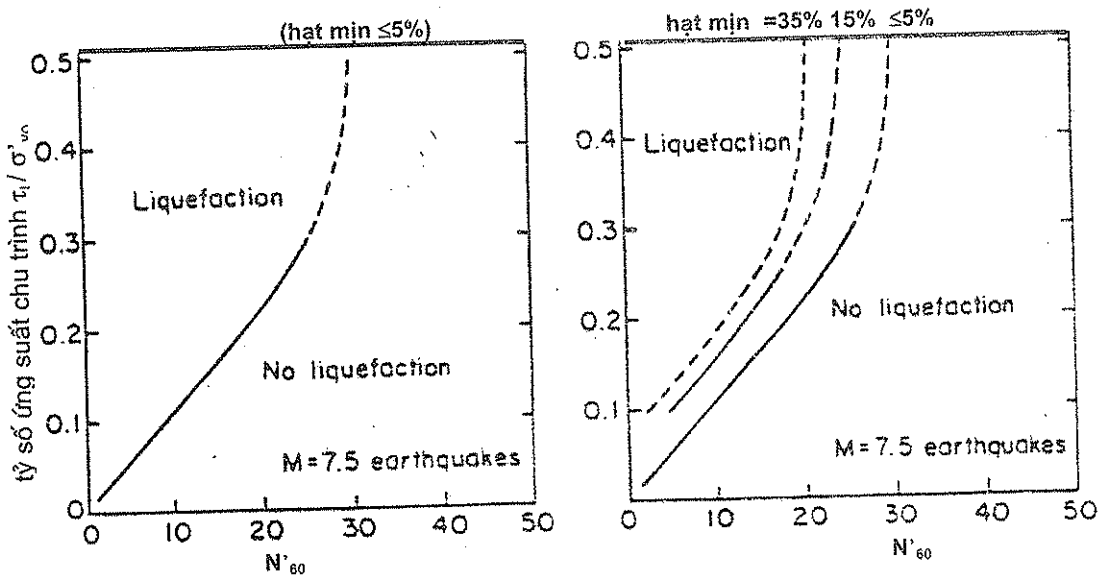


Hình 3.12. Ước tính  $S_u$  từ thí nghiệm SPT (Hara, 1974)

### 3.3.5. ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG BIẾN LOÃNG CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT

Dựa vào số liệu ở châu Mỹ, Nhật và Trung Quốc, Seed và de Alba đã thiết lập nên tương quan giữa  $N'_{60}$  (hiệu chỉnh theo cả năng lượng và độ sâu) với khả năng biến loãng của đất rời. Kết quả được minh họa ở hình 3.13. Nếu điểm có tọa độ  $(\tau_1 / \sigma'_{vo}; N'_{60})$  nằm phía trên đường cong của hình 3.13 thì đất có khả năng biến loãng dưới tác dụng của động đất. Cách xác định  $\tau_1 / \sigma'_{vo}$  xem phần 1.1.6.

Trên hình 3.13, ta thấy với cùng giá trị  $N'_{60}$ , đất tốt hơn (có khả năng kháng chấn cao hơn) là đất có hàm lượng hạt mịn nhiều hơn trong cấp phối của cát.



Hình 3.13. Khả năng biến loãng của cát dựa trên SPT

a. cát sạch, b. cát lẫn bụi

### 3.4. ỨNG DỤNG TRỰC TIẾP KẾT QUẢ SPT VÀO THIẾT KẾ MÓNG NÔNG

#### 3.4.1. ĐÁNH GIÁ SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT

#### 3.4.2. DỰ BÁO ĐỘ LÚN DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT

Trong các cách tính trong phần này, các ký hiệu chung sau được sử dụng:

S - độ lún cố kết cuối cùng của móng nông;

B - bề rộng móng, m;

$\sigma'_c$  - áp lực tiền cố kết của đất (tại độ sâu ở đáy móng);

$p_o$  - áp lực đáy móng:

$$p_o = \frac{\text{tải trọng cột}}{\text{diện tích móng}} + \gamma_{\text{Bê tông \& Đất}} h_m$$

$\sigma'_{gl}$  - áp lực gây lún:

$$\sigma'_{gl} = p_o - \gamma_{\text{đất}} h_m$$

##### 3.4.2.1. Cách tính của Burland và Burbridge; móng trên nền đất hạt thô

$$S = f_s f_L [(p_o - 0,667\sigma'_c) B^{0,7} I_c], \text{ mm} \quad (3.19)$$

trong đó:

$p_o$  và  $\sigma'_c$  lấy thứ nguyên là kPa (tức là kN/m<sup>2</sup>);

$$I_c = \frac{1,71}{\bar{N}^{1,4}} \text{ với đất cố kết thường (NC);}$$

$$= \frac{0,57}{\bar{N}^{1,4}} \text{ với đất rất quá cố kết (OC);}$$

với đất quá cố kết ít, ta dùng giá trị  $I_c$  trung gian.

ở đây  $\bar{N}$  - giá trị trung bình của  $N_{60}$  từ đáy móng đến độ sâu 2B.

Nếu đất cát mịn hoặc cát lẫn bụi nằm dưới mực nước ngầm, và  $N_{60} > 15$  thì giảm số đọc  $N_{60}$  xuống còn:  $7,5 + 0,5N_{60}$

$$f_s = \left[ \frac{1,25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right]^{0,25}; \quad f_L = \frac{H}{2B(2 - \frac{H}{2B})}$$

ở đây H - bề dày từ đáy móng đến hết các lớp đất cát, sỏi.

### 3.4.2.2. Cách tính của D'Appolonia; móng trên nền đất hạt thô

Cách tính này áp dụng cho móng đặt trên nền một lớp có bề dày hữu hạn là H (kể từ đáy móng). Độ lún cuối cùng dự báo là:

$$S = \frac{p_0 B}{M} \mu_0 \mu_1 \quad (3.20)$$

trong đó  $\mu_0$  - hệ số hiệu chỉnh độ sâu, tra trên hình 3.14a;

$\mu_1$  - hệ số hiệu chỉnh do bề dày các lớp cát sỏi, tra trên hình 3.14b;

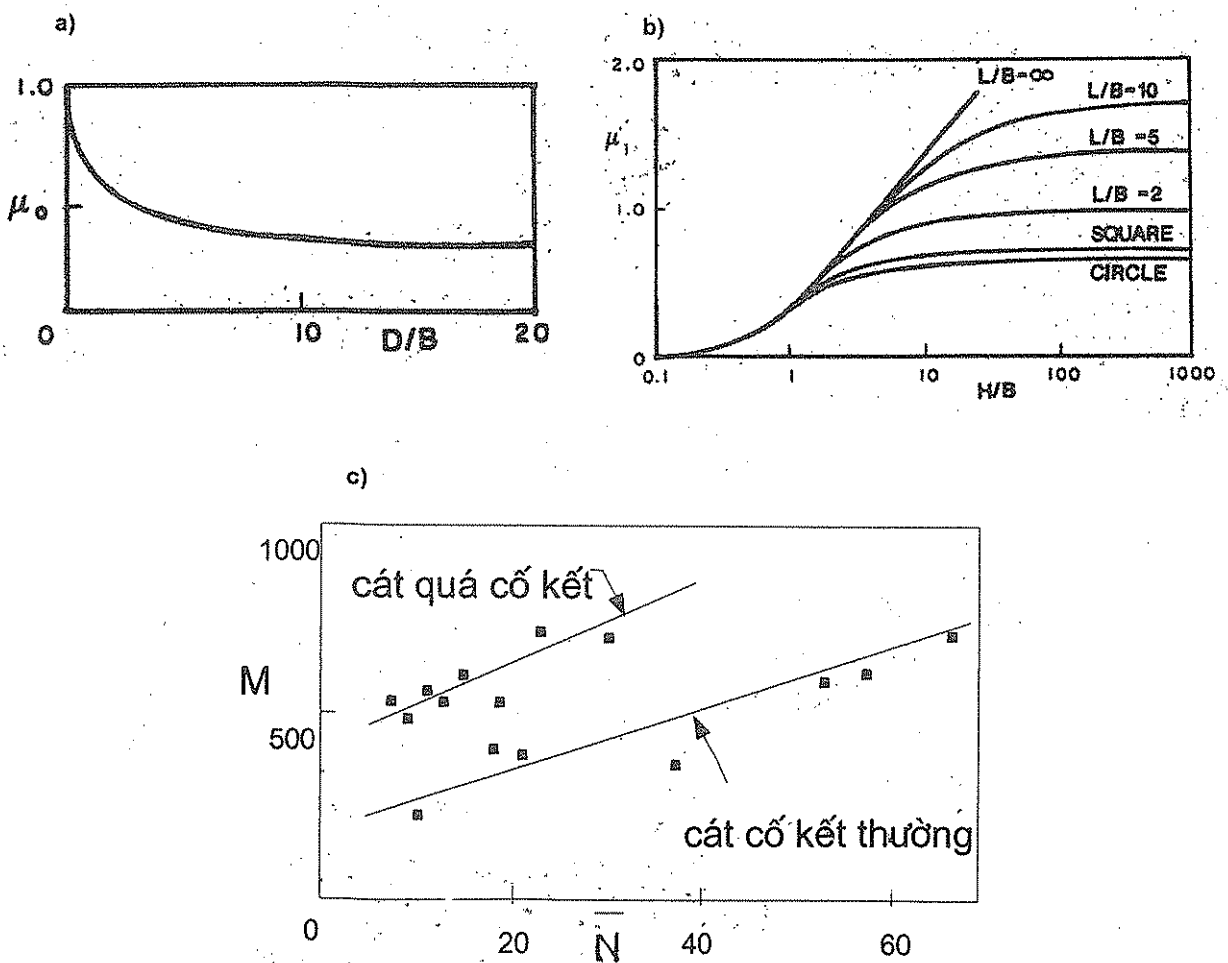
M - tra trên hình 3.14c, và  $\bar{N}$  tính trung bình từ đáy móng xuống 1B;

D - chiều sâu chôn móng;

B - bề rộng móng;

L - chiều dài móng;

M và  $p_0$  lấy thứ nguyên là  $\text{kg/cm}^2$  (hay bar).



Hình 3.14. Cách tính của D'Appolonia

a) Hệ số  $\mu_0$ ; b) Hệ số  $\mu_1$ ; c) Hệ số M

**3.4.2.3. Cách tính của Hough; móng trên nền đất hạt thô**

Cách tính của Hough tương tự cách tính của Buisman và DeBeer trong phần 2.4.2.3. Đây là phương pháp cộng lún từng lớp, độ lún mỗi lớp phân tố là:

$$S = \sum S_i = \sum \frac{C_r}{C_c} CR \cdot \Delta h_i \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \sigma'_{zi}}{\sigma'_{vo}} \tag{3.21}$$

trong đó  $\Delta h_i$  - bề dày lớp đất phân tố thứ  $i$ ;

$\sigma'_{vo}$  và  $\sigma'_{zi}$  - ứng suất bản thân và ứng suất do tải trọng ngoài tại giữa lớp phân tố;

$C_c$  - Chỉ số nén sơ cấp;

$C_r$  - Chỉ số nén thứ cấp;

Với đất cố kết thường (NC) thì  $C_r / C_c = 1$ ; Còn với đất quá cố kết thì  $C_r / C_c < 1$ ;

CR tra trên hình 3.15 dựa trên số đọc hiệu chỉnh theo năng lượng  $N_{60}$  của SPT;

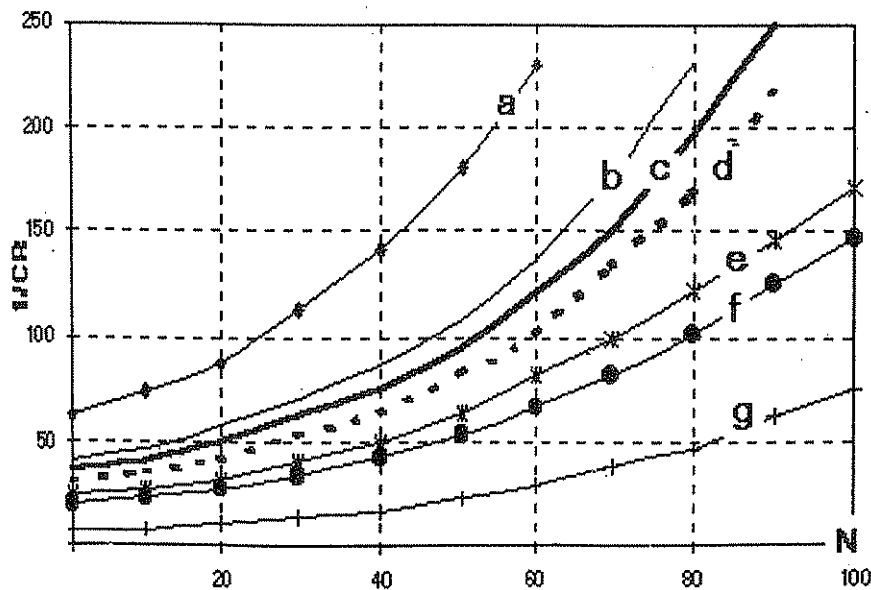
Từ hình vẽ, có thể lấy CR xấp xỉ như sau:

$$1 / CR = 10^{[(1,0771 \cdot N_{60} \cdot c_1 + 80,87 \cdot c_2) / 100]}$$

ở đây,  $c_1$  và  $c_2$  lấy theo bảng 3.5 dưới đây.

Bảng 3.5. Các hệ số  $c_1$  và  $c_2$

Khả năng lún	rất ít		trung bình			rất lớn	
	Đất cát trung, rất sạch, đều	bụi (vô cơ) rất sạch, đều	cát, sỏi (lẫn bụi), cấp phối tốt	cát cấp phối tốt	cát lẫn bụi cấp phối rất tốt	bụi lẫn cát	bụi, nhiều hữu cơ, ít sét
Đường cong	a	b	c	d	e	f	g
$c_1$	0,902	0,885	0,889	0,905	0,843	0,859	1
$c_2$	2,188	1,947	1,873	1,778	1,664	1,555	1



Hình 3.15. Quan hệ giữa 1/CR và N

## 3.4.2.4. Cách tính của Peck và Bazaraa

$$S = 2,54 \frac{\sigma_{B/2}}{\sigma'_{B/2}} \left[ 1 - 0,4 \sqrt{\frac{\gamma \cdot h_m}{P_o}} \right] \frac{2P_o}{N'_{60}} C_B, \text{ cm} \quad (3.22)$$

trong đó  $\sigma_{B/2}$  và  $\sigma'_{B/2}$  - ứng suất tổng và ứng suất hữu hiệu tại độ sâu B/2 kể từ đáy móng;

$N'_{60}$  - kết quả SPT đã hiệu chỉnh theo cả năng lượng vào độ sâu;

$\gamma$ ,  $h_m$  và  $p_o$  lấy thứ nguyên là  $t/m^3$ , m và  $t/m^2$ ;

$$C_B = \left( \frac{2B}{B+0,3} \right)^2;$$

Tuy nhiên, Ladd cho rằng,  $C_B$  nên thay đổi như sau:

Đất	Đất yếu ( $N'_{60} < 10$ )	Đất trung bình ( $N'_{60} = 10 + 50$ )	Đất rất tốt ( $N'_{60} > 50$ )
$C_B$	$\left( \frac{5B}{B+1,22} \right)^2$	$\left( \frac{2,5B}{B+0,46} \right)^2$	$\left( \frac{2B}{B+0,3} \right)^2$

## 3.4.2.5. Nghiên cứu của FHWA về độ tin cậy của các cách tính

FHWA (Hiệp hội quản lý đường bộ Mỹ) đã tiến hành quan trắc 21 móng nông và tính toán tỷ số (TS) giữa độ lún dự báo và độ lún thực. Giá trị trung bình và độ lệch chuẩn của tỷ số TS đó được trình bày trong bảng 3.6. Đồ thị so sánh (theo từng cách dự báo độ lún) được vẽ trên hình 3.16.

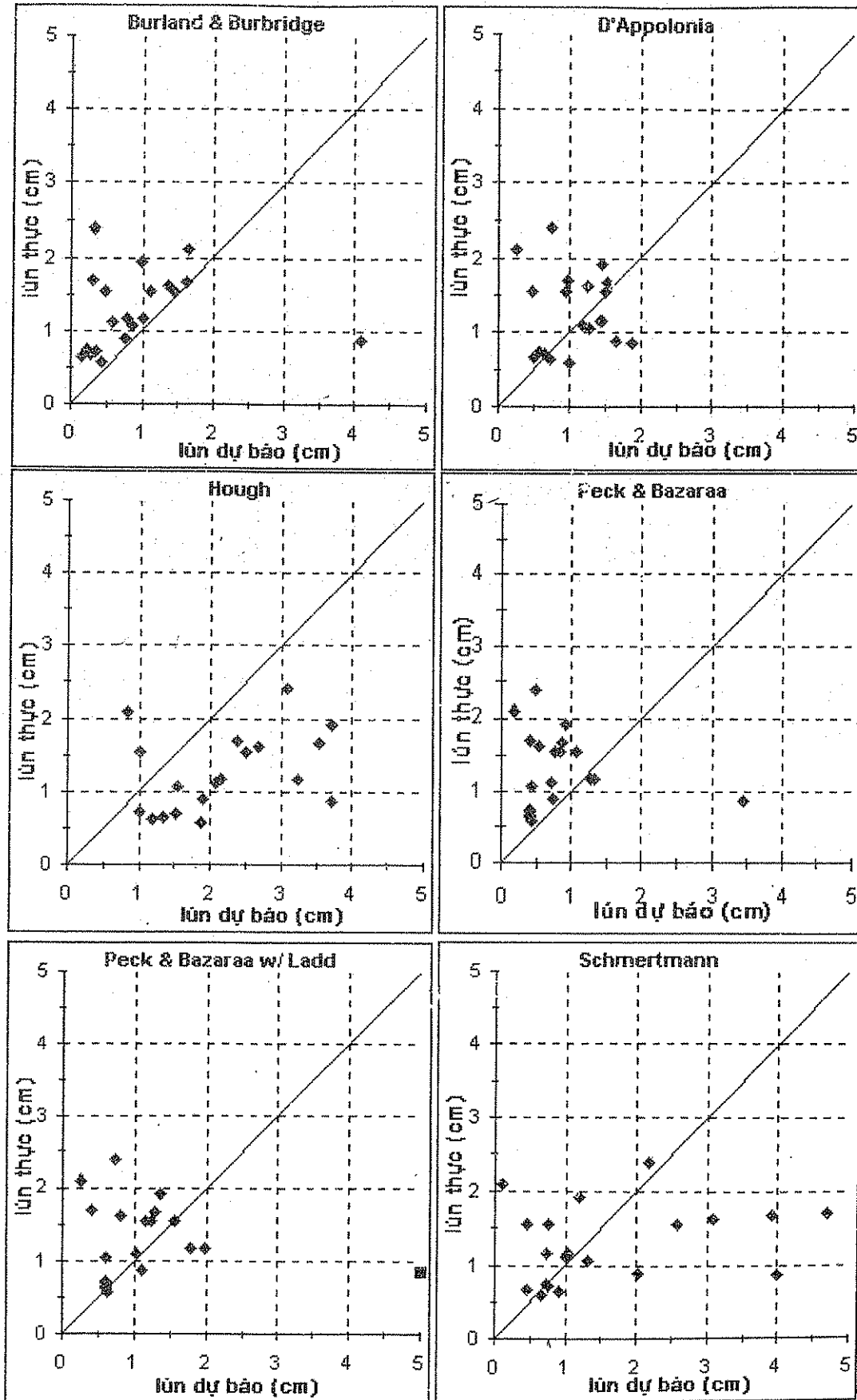
Dựa vào kết quả này, ta có nhận xét sau:

- Cách tính D'Appolonia (phần 3.4.2.2) có độ tin cậy cao nhất: Độ lún dự báo gần với độ lún thực nhất (tỷ số độ lún dự báo và lún thực là TS = 0,99, sát với 1,0); Và độ lệch chuẩn là nhỏ nhất (0,51);
- Các cách tính có TS lớn hơn 1 là các cách tính thiên về an toàn (dự báo lớn). Trong các cách tính an toàn (TS > 1), thì cách tính Schmertmann (CPT) (phần 2.4.2.2) có độ tin cậy cao nhất. Cách tính của Hough mặc dù có độ lệch chuẩn nhỏ hơn nhưng lại có tỷ số TS quá lớn.

Bảng 3.6. Tỷ số TS giữa độ lún dự báo và độ lún thực (FHWA)

Cách tính	Trung bình TS	Độ lệch chuẩn
Burland & Burbridge	0,83	0,94
D'Appolonia	0,99	0,51
Hough	1,9	0,82
Peck & Bazaraa	0,75	0,79
Peck & Bazaraa w/ Ladd	1,56	3,27
Schmertmann (CPT)	1,39	1,04





Hình 3.16. So sánh giữa độ lún dự báo và độ lún thực

### 3.5. ỨNG DỤNG VÀO DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC

#### 3.5.1. CÁCH TÍNH CỦA MEYERHOF (ĐẤT RỜI) CHO CỌC CHẾ SẴN VÀ CỌC NHỎ

Meyerhof kiến nghị cách tính sức chịu tải của cọc *bê tông trong đất cát* vào năm 1976. Tuy nhiên, hiện nay có tới hơn bốn phiên bản khác nhau của cách tính Meyerhof. Trong phần này sẽ trình bày các phiên bản đó. Tuy nhiên, người viết khuyên bạn đọc nên dùng cách tính của Schmertmann (phần 3.5.2), vì nó áp dụng được cho mọi loại đất và đáng tin cậy hơn nhiều.

##### 3.5.1.1. Sức kháng bên

- Theo AASHTO 1996/2000:  $f_i = k_2 N_{60}$  (kPa) ;
- Theo Meyerhof 1976/1981:  $f_i = k N_{60}$  (kPa) ;
- Theo Bowles, 1996:  $f_i = k N'_{60}$  (kPa) .

trong đó  $N_{60}$  - số đọc từ thí nghiệm SPT;

$N'_{60}$  - số đọc hiệu chỉnh theo phương trình (3.1);

$k = 2$  với cọc bê tông, cọc ống thép bịt kín đầu trước khi đóng;

$k = 1$  với cọc ống thép hở đầu, cọc H, cọc nhỏ;

$k_2 = 0,96 k$  (do AASHTO quy định chặt chẽ về việc đổi thứ nguyên);

Trong bất cứ trường hợp nào, ma sát bên đơn vị  $f_i$  cũng phải nhỏ hơn 100 kPa.

##### 3.5.1.2. Sức kháng mũi

- Theo AASHTO 1996/2000:

$$q_p = 0,38 N'_i L / B, \text{ bar ;}$$

trong đó

$N'_i$  - giá trị  $N'_{60}$  trung bình gần mũi cọc (hiệu chỉnh theo phương trình 3.1);

$L$  - chiều dài đoạn cọc nằm trong đất rời;

$B$  - đường kính cọc.

- Theo Bowles, 1996 (tương tự AASHTO):

$$q_p = 0,4 N'_{8+3B} L / B, \text{ bar ;}$$

trong đó

$N'_{8+3B}$  - giá trị  $N'_{60}$  trung bình  $8B$  lên trên và  $3,5B$  xuống dưới mũi cọc

(đã hiệu chỉnh theo phương trình 3.1).

- Theo Meyerhof, 1976/1981:  $q_p = 0,4 N_t L / B$ , bar ;

trong đó  $N_t$  - giá trị  $N_{60}$  (không hiệu chỉnh theo độ sâu) lấy trung bình gần mũi cọc.

- Theo U.S. Army CORPS of Engineers, 1992 (Tương tự Meyerhof):

$$q_p = 0,38 N_{8+3B} L / B, \text{ bar}$$

trong đó

$N_{8+3B}$  - giá trị  $N_{60}$  (không hiệu chỉnh theo độ sâu) lấy trung bình ở 8B và 3,5B gần mũi cọc.

- Ngoài ra, sức kháng mũi còn phải nhỏ hơn giá trị cực đại  $q_L$  (*bar*) cho dưới đây:

Theo AASHTO 1996/2000:

$$q_L = 4 N'_t \text{ khi mũi cọc trong đất cát;}$$

$$= 3 N'_t \text{ khi mũi cọc trong đất bụi;}$$

Theo Bowles, 1996:

$$q_L = 3,8 N'_{8+3B};$$

Theo Meyerhof, 1976/1981:  $q_L = 4 N_t$  khi mũi cọc trong đất cát;

$$= 3 N_t \text{ khi mũi cọc trong đất sét;}$$

Theo U.S. Army, 1992:

$$q_L = 3,8 N_{8+3B}.$$

### 3.5.2. CÁCH TÍNH CỦA SCHMERTMANN SPT CHO CỌC CHẾ SẴN

Cách tính của Meyerhof đã được tập thể nhiều tác giả (Schmertmann, Lai, Graham, McVay, v.v...) sửa đổi bổ xung liên tục trong hơn 10 năm qua để áp dụng cho mọi loại cọc đúc sẵn, trong mọi loại đất và với độ tin cậy cao hơn. Cách tính này ban đầu được đặt tên là SPT91, rồi SPT94, rồi SPT97, v.v... Sau đó, để thống nhất, người ta gọi là cách tính Schmertmann.

Đầu tiên, số đọc  $N_{60}$  từ thí nghiệm SPT được giới hạn như sau:

- Nếu  $N_{60} < 5$  thì lấy  $N_{60} = 0$  (bỏ qua ma sát bên khi đất yếu. Tuy nhiên, sau này nhiều tác giả kiến nghị nên thay tiêu chí quá an toàn  $N_{60} < 5$  bằng tiêu chí  $N_{60} < 4$  hoặc 3);
- Nếu  $N_{60} \geq 60$  thì  $N_{60} = 60$ .

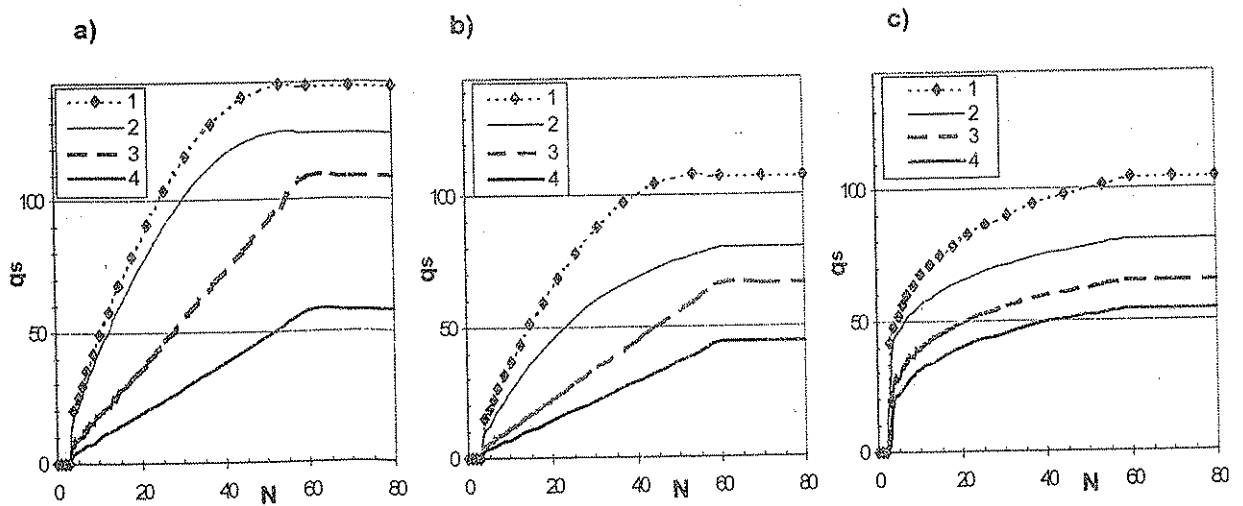
#### 3.5.2.1. Sức kháng bên

Sức kháng bên cực hạn đơn vị được lấy theo bảng 3.7 và được vẽ minh họa trên hình 3.17. Từ hình 3.17 ta thấy rằng, sức kháng bên của cọc trong đất sét (ký hiệu là 1) là cao nhất, giá trị đó giảm dần với đất cát (3) và cuối cùng là đá vôi (4). Ta cũng thấy rằng, sức kháng bên của cọc bê tông là lớn hơn với cọc thép.

Bảng 3.7. Sức kháng bên  $f_t$  (hay  $q_s$ ) (kPa), cách tính Schmertmann SPT

Ký hiệu	Loại đất	Bê tông	Cọc H	Cọc ống thép
1	Đất sét	$\frac{2,0 N (110 - N)}{41,84}$	$\frac{2 N (110 - N)}{55,72}$	$18,58 + 20,93 \ln N$
2	Hỗn hợp sét-bụi-cát; Cát rất nhiều bụi; Bụi	$\frac{2,0 N (110 - N)}{47,86}$	$-2,174 + 3,16 N - 0,044 N^2 + 2,36 \times 10^{-4} N^3$	$23,27 + 14,08 \ln N$
3	Cát	1,82 N	1,11 N	$5,55 + 14,56 \ln N$
4	Đá vôi mềm; Cát lẫn nhiều vỏ sò, hến	0,96 N	0,73 N	$1,72 + 12,83 \ln N$

Ghi chú: Trong bảng 3.7, để cho gọn khi trình bày bảng,  $N_{60}$  được viết là N.



Hình 3.17. Sức kháng bên, cách tính Schmertmann SPT

a) cọc bê tông; b) cọc H; c) cọc ống thép.

### 3.5.2.2. Sức kháng mũi

Ta gọi đất ở mũi cọc là điểm A. Khi đó, giá trị sức kháng mũi  $q_p$  trung bình ở điểm A được tính như sau:

$$q_{p@A} = \frac{\text{trung bình trọng số } q_{pi} \text{ ở } 8B \text{ trên } A + \text{trung bình trọng số } q_{pi} \text{ ở } 3,5B \text{ dưới } A}{2}$$

Giá trị  $q_{pi}$  được tính toán dựa trên bảng 3.8. Ta thấy rằng, ngược lại với phần 3.5.2.1, sức kháng mũi của đất sét (1) là thấp nhất, sau đó tăng dần với các loại đất ký hiệu từ số 2 đến số 4.

Bảng 3.8. Sức kháng mũi  $q_p$ (kPa), cách tính Schmertmann SPT

Ký hiệu	Loại đất	Bê tông và cọc H	Cọc ống thép
1	Đất sét	67 N	46 N
2	Hỗn hợp sét-bụi-cát; Cát rất nhiều bụi; Bụi	153 N	92 N
3	Cát	306 N	126 N
4	Đá vôi mềm; Cát lẫn nhiều vỏ sò, hến	345 N	184 N

Sau khi tính  $Q_f$  và  $Q_p$  từ phương trình (1.24) và (1.25), trong cách tính của Schmertmann, còn có thêm khái niệm sức chịu tải huy động, đó là:

$$\text{Với cọc bê tông và H: } Q_{hd} = Q_f + Q_p/3 \quad (3.23)$$

$$\text{Với cọc ống thép: } Q_{hd} = Q_f + Q_p/2 \quad (3.24)$$

Và sức chịu tải cho phép được coi là:  $[Q] = Q_{hd}/2$

Như vậy, theo cách tính này, hệ số an toàn cho sức kháng bên là  $F_f = 2$ , và hệ số an toàn cho sức kháng mũi là  $F_p = 2 \times 3 = 6$  cho cọc bê tông và cọc H;  $F_p = 2 \times 2 = 4$  cho cọc ống thép.

### 3.5.2.3. Chiều sâu ngàm đủ

Nếu chiều sâu ngàm của đoạn cọc trong lớp đất chịu tải (đất tốt) là đủ lớn, thì sức kháng bên và mũi sẽ được tính toán như ở phần 3.5.2.1 và 3.5.2.2. Tuy nhiên, nếu chiều sâu ngàm không đủ, thì sức kháng mũi sẽ bị giảm đi.

Ta gọi  $D_A$  (actual) là chiều sâu ngàm thực (của cọc vào lớp đất tốt), và  $D_C$  (critical) là chiều sâu ngàm cần thiết.  $D_C$  phụ thuộc vào loại đất như ở bảng 3.9. Trong bảng,  $B$  là đường kính cọc.

Bảng 3.9. Chiều sâu ngàm cần thiết

Ký hiệu	Loại đất	$D_C/B$
1	Đất sét	2
2	Hỗn hợp sét-bụi-cát; Cát rất nhiều bụi; Bụi	4
3	Cát có: $N \leq 12$	6
	$N = 13 - 29$	9
	$N \geq 30$	12
4	Đá vôi mềm; Cát lẫn nhiều vỏ sò, hến	6

Khi lớp đất ở mũi cọc xấu hơn lớp đất bên trên (hiếm khi thiết kế như vậy) thì ta không cần hiệu chỉnh sức chịu tải tính được.

KHI LỚP ĐẤT Ở MŨI CỌC TỐT HƠN LỚP ĐẤT BÊN TRÊN VÀ:

Nếu  $D_A < D_C$  (hình 3.18a), thì phải hiệu chỉnh như sau:

$$q_p = q_{LC} + \frac{D_A}{D_C}(q_T - q_{LC}) \quad (3.25)$$

$$f_i = \frac{f_{i0}}{q_T} \left[ q_{LC} + \frac{D_A}{2D_C}(q_T - q_{LC}) \right] \quad (3.26)$$

trong đó  $q_p$  - sức kháng mũi hiệu chỉnh;

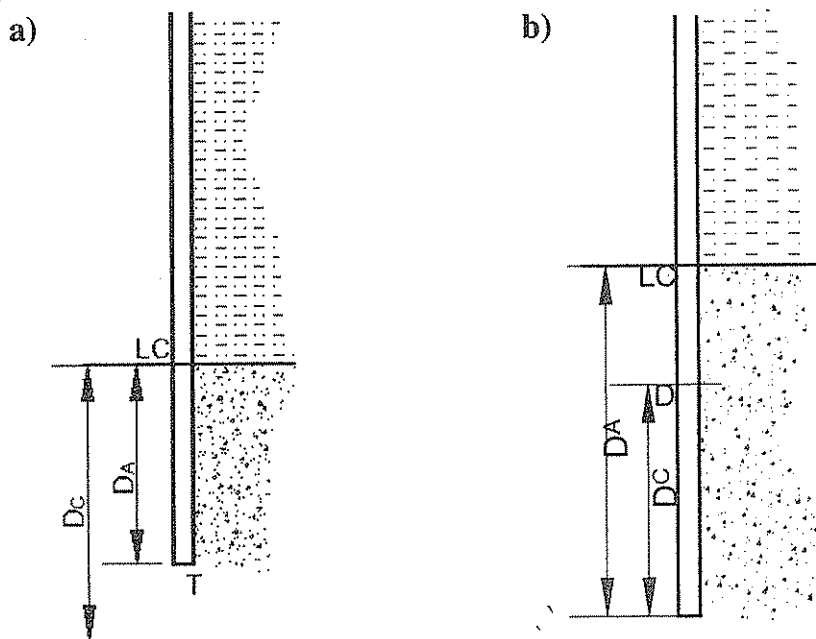
$q_{LC}$  - sức kháng mũi tính ở mặt phân lớp như ở bước 3.5.2.2;

$q_T$  - sức kháng mũi (chưa hiệu chỉnh) tính ở mũi cọc như ở bước 3.5.2.2;

$f_i$  - sức kháng bên hiệu chỉnh của phần cọc trong lớp đất tốt ở đoạn cuối cọc;

$f_{i0}$  - sức kháng bên (chưa hiệu chỉnh) của cùng phần cọc như khi tính  $f_i$ .

Trong phương trình (3.25) và (3.26), cả  $q_p$  và  $f_i$  đều nhỏ hơn giá trị chưa hiệu chỉnh ( $q_T$  và  $f_{i0}$ ).



Hình 3.18. Hiệu chỉnh sức kháng

Nếu  $D_A > D_C$  (hình 3.18b), thì phải hiệu chỉnh như sau:

$$f_{iLC-D} = \frac{f_{i0LC-D}}{q_{CD}} [q_{LC} + 0,5(q_{CD} - q_{LC})] \quad (3.27)$$

trong đó  $f_{iLC-D}$  - sức kháng bên hiệu chỉnh cho đoạn cọc từ điểm LC (mặt phân lớp, tức là layer change) tới điểm D;

$f_{i0LC-D}$  - sức kháng bên chưa hiệu chỉnh cho đoạn LC-D;

$q_{CD}$  - sức kháng mũi tính tại điểm D (không hiệu chỉnh).

Sức kháng mũi  $q_p$  không cần hiệu chỉnh.

### 3.6. QUAN HỆ GIỮA CPT VÀ SPT

Quan hệ giữa kết quả CPT và SPT không phải là tuyến tính. Tỷ số  $q_T / N$  còn phụ thuộc vào tên đất (xem bảng 2.5). Trước đó (1986), Robertson phân loại đất ra 12 vùng như ở hình 2.23; trong đó, quan hệ  $q_T$  và  $N$  lấy theo bảng 3.10.

Ngoài ra, với cát, tỷ số này còn phụ thuộc vào đường kính trung bình cỡ hạt  $D_{50}$  như hình 3.19.

Bảng 3.10. Tương quan giữa CPT và SPT theo Robertson - 1986

Nhóm	Tên đất	Tỷ số $q_T / N_{60}$ (CPT so với SPT)
1	Đất hạt mịn, nhạy cảm	2
2	Hữu cơ; bùn	1
3	Sét	1
4	Sét lẫn bụi	1,5
5	Bụi, bụi lẫn sét; sét nhiều bụi	2
6	Sét nhiều bụi tới cát bụi	2,5
7	Cát nhiều bụi	3
8	Cát nhiều bụi tới cát	4
9	Cát	5
10	Cát tới sỏi cát	6
11	Đất hạt mịn rất cứng (quá cố kết)	1
12	Cát/ á cát rất cứng (quá cố kết)	2

Quan hệ ở hình 3.19 là:

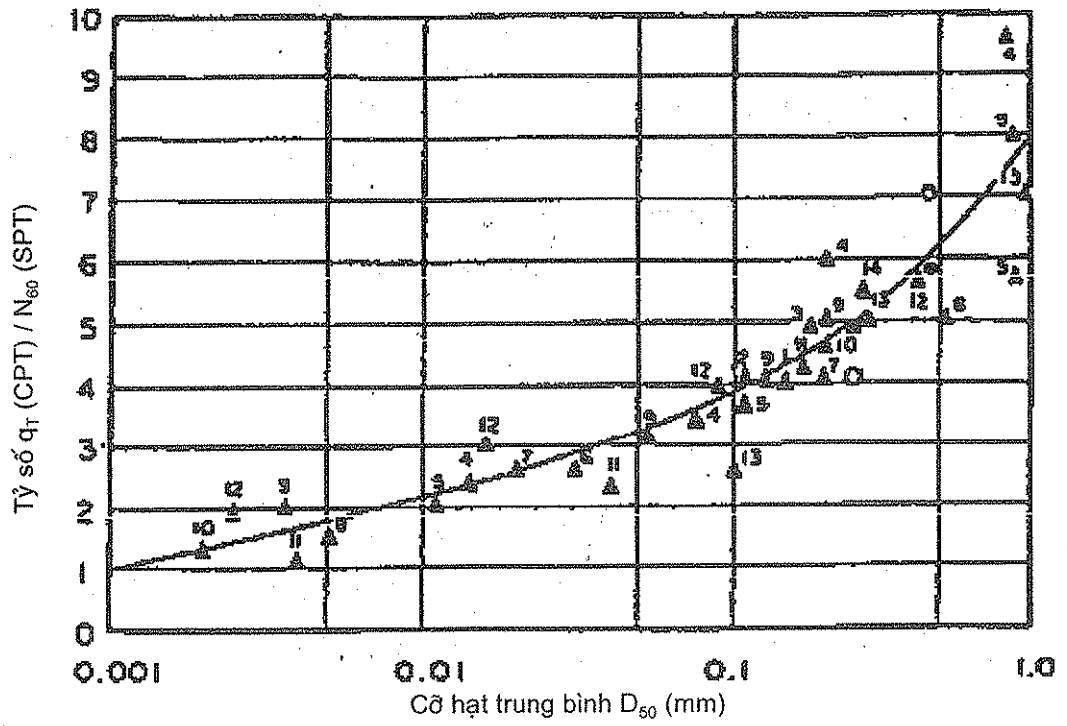
$$q_T / N \approx 5,44 D_{50}^{0,26} \quad (3.28)$$

( $q_T$  đo bằng bar)

Với đất chứa nhiều hạt mịn thì:

$$q_T / N \approx 4,25 - P_{0,074} / 41,3 \quad (3.29)$$

trong đó  $P_{0,074}$  - hàm lượng tích lũy hạt lọt qua sàng 0,074 mm (sàng số 200).



Hình 3.19. Tương quan giữa kết quả CPT và SPT



### 3.7. VÍ DỤ TÍNH TOÁN

#### 3.7.1. VÍ DỤ 1: XÁC ĐỊNH TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA ĐẤT

Cho kết quả thí nghiệm SPT như trong bảng 3.11. Trong đó:

Cột 1 là độ sâu thí nghiệm, cột 2 là số nhát đập để ống lấy mẫu đi được 30 cm, cột 3 là kết quả phân loại đất trong phòng từ mẫu đất thu được.

Xác định góc  $\phi$  và môđun biến dạng E. Biết mực nước ngầm tại 3,5 m.

Bảng 3.11. Kết quả thí nghiệm SPT

1	2	3	4	5	6	7
z (m)	N	đất	$N_{60}$	$\sigma'_{vo}$ (bar)	$\phi$ Schmertmann	
1,52	3	bụi rời	2	0,25	25,66	30,03
3,05	9		6	0,50	32,58	
4,57	9		6	0,65	31,51	
6,10	12		8	0,74	33,38	
6,86	15	bụi chặt vừa	10	0,80	35,02	38,21
7,62	21		14	0,86	37,77	
8,38	24		16	0,92	38,67	
9,14	33		22	0,97	41,36	
9,91	30	cát chặt vừa /chặt	20	1,04	40,03	41,51
10,67	35		23	1,11	40,98	
11,43	27		18	1,18	38,26	
12,19	63		42	1,25	45,00	
13,72	33		22	1,39	39,12	
14,48	38		25	1,46	40,01	
15,24	60		40	1,53	44,25	
16,00	60	40	1,60	43,94		
16,76	72	cát (rất) chặt	48	1,69	45,00	45,00
17,53	114		76	1,79	45,00	
18,29	138		92	1,88	45,00	

Cột 4 là số đọc SPT hiệu chỉnh theo năng lượng tiêu chuẩn 60%:

$$N_{60} = N \cdot C_E$$

Cho rằng, năng lượng hữu ích của thí nghiệm SPT này là 40%:

$$\Rightarrow C_E = 40 / 60.$$

Cột 5 là ứng suất bản thân hữu hiệu.

Cột 6 là góc ma sát trong tính theo công thức Schmertmann (phương trình 3.16):

$$\phi \approx \arctg[N_{60} / (12,2 + 20,3 \sigma'_{vo})]^{0,34}$$

Cột 7 là giá trị  $\varphi$  trung bình của các lớp đất tính từ các giá trị ở cột 6.

Ngoài ra, ta còn có thể tính góc  $\varphi$  theo công thức của Peck, Hanson và Thornburn (phương trình 3.15):

$$\varphi \approx 54 - 27,6034 e^{-0,014 \cdot N'_{60}}$$

trong đó

$$N'_{60} = N_{60} \cdot C_N.$$

$C_N$  có thể sử dụng công thức (3.3) của Liao và Whitman. Các kết quả được lập thành bảng 3.12. Trong bảng này, cột  $N_{60}$  là giá trị trung bình của từng lớp đất. Ta có thể dùng góc  $\varphi$  ở bảng 3.12 để tính toán, thiết kế cho an toàn.

Bảng 3.13 trình bày kết quả tính toán môđun biến dạng E. Từ bảng 3.13, ta thấy công thức  $E = 9,08 N_{60}^{0,66}$  đem lại kết quả có vẻ hợp lý nhất và thiên về an toàn (so với hai công thức kia). Do đó, ta chọn giá trị trong cột tính toán này.

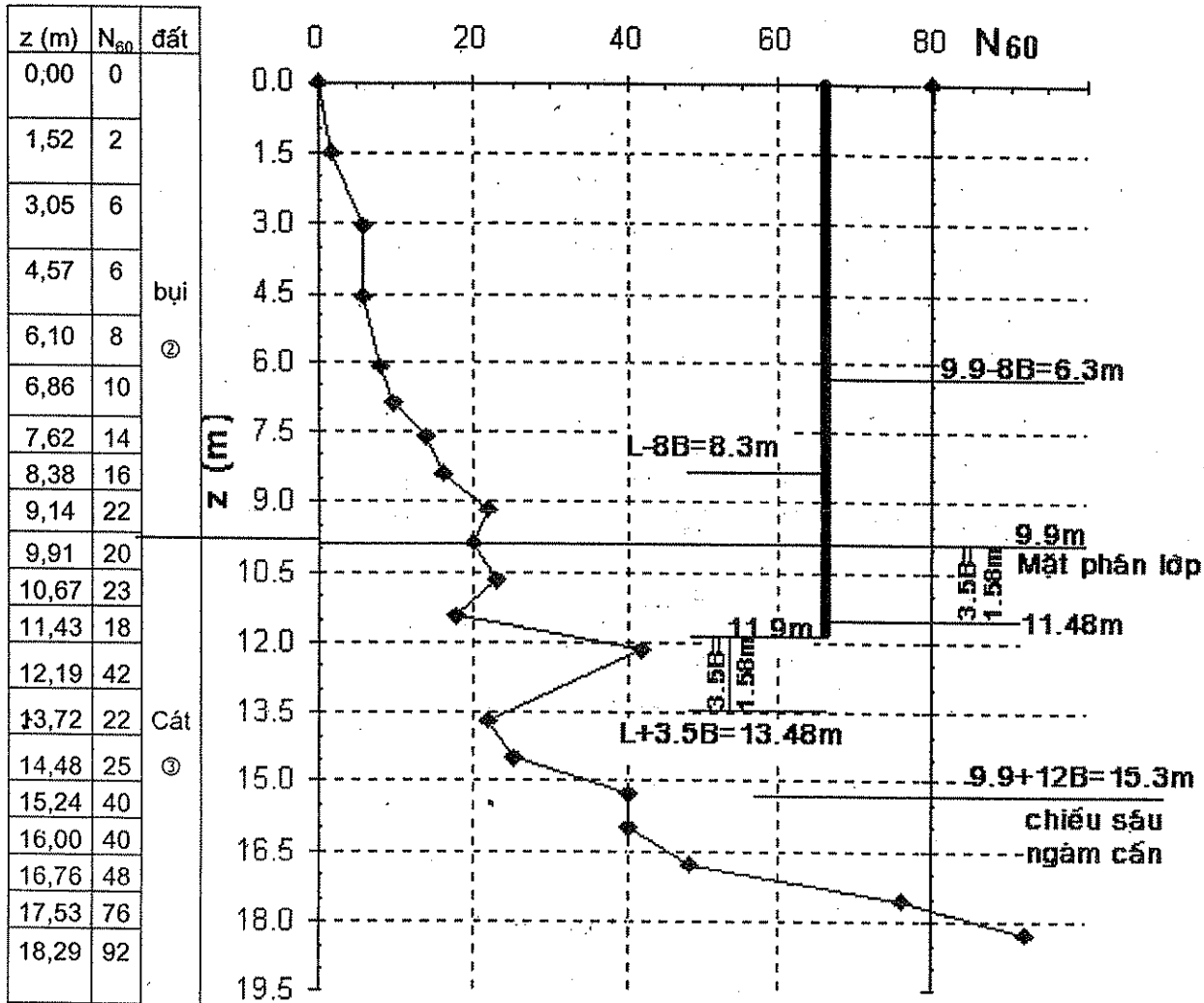
Bảng 3.12. Tính góc ma sát trong  $\varphi$  theo Peck, Hanson và Thornburn

Lớp	Đất	$N_{60}$	$\sigma'_{vo}$ (bar)	$N_{60}'$	$\varphi$ (Peck, ...)
1	bụi rời	4,7	0,57	6,1	28,66
2	bụi chặt vừa	15,4	0,91	15,8	31,88
3	cát chặt vừa/ chặt	29,2	1,33	24,8	34,49
4	cát (rất) chặt	67,6	1,78	49,6	40,21

Bảng 3.13. Môđun biến dạng E (bar)

lớp	đất	$N_{60}$	$E = 9,08 N_{60}^{0,66}$ (xem (3.10))	k	$E = k N_{60} \cdot 100$ (xem (3.9))	$E = C_1 + C_2 N$ (Đức)
1	bụi rời	4,7	25,14	5	23,5	48,91
2	bụi chặt vừa	15,4	55,15	5	77,0	105,62
3	cát chặt vừa/ chặt	29,2	84,28	8	233,6	170,4
4	cát (rất) chặt	67,6	146,46	8	540,8	343,2

**3.7.2. VÍ DỤ 2: SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO CÁCH TÍNH SCHMERTMANN**



Hình 3.20. Ví dụ về sức chịu tải của cọc

Cho cọc bê tông đúc sẵn kích thước  $45 \times 45 \text{ cm}^2$ , cọc này nằm trong móng cọc đài cao, phần cọc nằm trong đất dài 11,9 m, đặt trong nền đất ở ví dụ 1 (hình 3.20). Ta dự báo sức chịu tải theo cách tính Schmertmann.

Từ bốn lớp đất ở ví dụ 1, ta chia lại thành hai lớp đất như hình 3.20. Lớp 1 là bụi có ký hiệu là đất ⊙ theo Schmertmann, lớp 2 là cát có ký hiệu là đất ⊙ theo Schmertmann (theo bảng 3.7).

### 3.7.2.1. Sức kháng bên chưa hiệu chỉnh

Sức kháng bên đơn vị của cọc trong lớp đất bụi ( $f_{bụi}$ ) được tính trong bảng 3.14, còn sức kháng bên đơn vị của cọc trong lớp cát ( $f_{o\text{ cát}}$ ) được tính trong bảng 3.15.

Bảng 3.14. Sức kháng bên trong lớp bụi -  $f_{bụi}$  (kPa)

z (m)	$N_{60}$	$f_i = 2N_{60} (110 - N_{60}) / 47,86$	$f_i$ ở giữa lớp phân tố	$\Delta z_i$ (m)	$f_i \Delta z_i$
0,00	0	0	0,00	1,52	0,00
1,52	0 (*)	0,00	13,04	1,53	19,95
3,05	6	26,08	26,08	1,52	39,64
4,57	6	26,08	30,09	1,53	46,03
6,10	8	34,10	37,94	0,76	28,84
6,86	10	41,79	48,98	0,76	37,22
7,62	14	56,16	59,51	0,76	45,23
8,38	16	62,85	71,88	0,76	54,63
9,14	22	80,90	58,65	0,76	44,58
9,9	20	36,40 (**)			$\Sigma = 316,10$
					$f_{bụi} = 316,10 / 9,9 = 31,93$ kPa

(\*) : Vì  $N_{60} = 2$  nên bỏ qua ma sát bên ;

(\*\*): Giá trị này lấy từ bảng 3.15 .

Bảng 3.15. Sức kháng bên trong lớp cát -  $f_{o\text{ cát}}$  (kPa)

z (m)	$N_{60}$	$f_i = 1,82 \cdot N_{60}$	$f_i$ ở giữa lớp phân tố	$\Delta z_i$ (m)	$f_i \Delta z_i$
9,9	20	36,40	39,13	0,77	30,13
10,67	23	41,86	37,31	0,76	28,36
11,43	18	32,76	46,27	0,47	21,75
11,9		59,77 (nội suy)			$\Sigma = 80,23$
12,19	42	76,44			$f_{o\text{ cát}} = 80,23 / (11,9 - 9,9) = 40,12$ kPa

**3.7.2.2. Sức kháng mũi chưa hiệu chỉnh**

Bảng 3.16 trình bày kết quả tính  $q_{p1}$  và  $q_{p2}$ . Trong đó,  $q_{p1}$  là giá trị trung bình trọng số ở 8B trên mũi cọc, còn  $q_{p2}$  là giá trị trung bình trọng số ở 3,5B dưới mũi cọc.

Bảng 3.16. Tính  $q_{p1}$  và  $q_{p2}$  tại lân cận 11,9 m

z (m)	$N_{60}$	đất	$q_p$	$q_{pi}$ ở giữa lớp phân tố	$\Delta z_i$ (m)	$q_{pi} \cdot \Delta z_i$	$\Sigma q_{pi} \Delta z_i$	
7,62	14	② $q_p = 153N_{60}$ (kPa)	2142	$(2415,8+2448)/2 = 2431,9$	0,08	194,55	19448	$q_{p1} = \frac{19448}{8B} = 5402 \text{ kpa}$
L - 8B = 8,3 m			2415,8 nội suy					
8,38	16		2448	2907	0,76	2209,32		
9,14	22		3366	4743	0,77	3652,11		
9,91	20	③ $q_p = 306N_{60}$ (kPa)	6120	6579	0,76	5000,04	16525	$q_{p2} = \frac{16525}{3,5B} = 10459$
10,67	23		7038	6273	0,76	4767,48		
11,43	18		5508	7711,2	0,47	3624,26		
L = 11,9 m			9914,4 nội suy	11383	0,29	3301,13		
12,19	42		12852	10251	1,29	13223,8		
L+3,5B=13,48			7650 nội suy	6732				
13,72	22	6732						

Từ đó, ta có sức kháng mũi đơn vị cực hạn  $q_p$  là:

$$q_T = (q_{p1} + q_{p2})/2 = (5402 + 10459) / 2 = 7930,5 \text{ kPa} .$$

**3.7.2.3. Hiệu chỉnh sức kháng**

Mũi cọc nằm trong đất cát có  $N_{60}$  trung bình gần mũi cọc  $\approx 30$ . Do đó, chiều sâu ngầm cần thiết là  $D_c = 12B = 5,4 \text{ m}$  (bảng 3.9). Như vậy, để huy động tối đa sức kháng, thì mũi cọc cần phải ở độ sâu  $9,9 + 5,4 = 15,3 \text{ m}$ .

Trong khi đó, chiều sâu ngầm thực là:

$$D_A = 11,9 - 9,9 = 2,0 \text{ m} .$$

Như vậy, ta cần phải hiệu chỉnh sức kháng. Trước hết, ta cần tính sức kháng mũi đơn vị tại độ sâu 9,9 m (mặt phân lớp). Quá trình tính thể hiện ở bảng 3.17, tương tự với bảng 3.16.

Bảng 3.17. Tính  $q_{p1}$  và  $q_{p2}$  tại lân cận 9,9 m

z (m)	$N_{60}$	đất	$q_p$	$q_{pi}$ ở giữa lớp phân tố	$\Delta z_i$ (m)	$q_{pi} \cdot \Delta z_i$	$\sum q_{pi} \Delta z_i$	
6,1	8	② $q_p = 153N_{60}$ (kPa)	1224					$q_{p1} = \frac{9794,6}{8B} = 2713,2 \text{ kPa}$
9,9- 8B = 6,3m			1304,5 nội suy	1417,3	0,56	793,7	9794,6	
6,86	10		1530	1836	0,76	1395,4		
7,62	14		2142	2295	0,76	1744,2		
8,38	16		2448	2907	0,76	2209,3		
9,14	22		3366	4743	0,77	3652,1		
9,91	20	③ $q_p = 306N_{60}$ (kPa)	6120	6579	0,76	5000,0		10055
10,67	23		7038	6273	0,76	4767,5		
11,43	18		5508	5749,6	0,05	287,5		
9,9+ 3,5B = 11,48m			5991,2 nội suy					
12,19	42		12852					

$$\Rightarrow q_p \text{ tại mặt phân lớp} = q_{LC} = (2713,2 + 6404,5) / 2 = 4558,8 \text{ kPa} .$$

Do lớp 1 yếu hơn lớp 2 nên:

$$q_p = q_{LC} + \frac{D_A}{D_C} (q_T - q_{LC}) = 4558,8 + \frac{2}{5,4} (7930,5 - 4558,8) = 5807,6 ; \quad kPa$$

$$f_{\text{cát hiệu chỉnh}} = \frac{f_{\text{ocát}}}{q_T} \left[ q_{LC} + \frac{D_A}{2D_C} (q_T - q_{LC}) \right]$$

$$= \frac{40,12}{7930,5} \left[ 4558,8 + \frac{2}{2 \cdot 5,4} (7930,5 - 4558,8) \right]$$

$$= 26,22 \text{ kPa} ;$$

$$\Rightarrow Q_p = 5807,6 \cdot 0,45^2 = 1176 \text{ kN} = 117,6 \text{ tấn}$$

$$Q_f = 4 \cdot 0,45 \cdot (f_{\text{bụi}} \cdot 9,9 \text{ m} + f_{\text{cát hc}} \cdot 2 \text{ m})$$

$$= 1,8 \cdot (31,93 \cdot 9,9 + 26,22 \cdot 2)$$

$$= 663,4 \text{ kN} \approx 66,3 \text{ tấn} .$$

Như vậy, sức chịu tải cực hạn là:  $Q_u = 117,6 + 66,3 \approx 184 \text{ tấn} ;$

sức chịu tải huy động là:  $Q_{hd} = 117,6/3 + 66,3 \approx 105,5 \text{ tấn (theo (3.23))} ;$

sức chịu tải cho phép là:  $[Q] = 105,5 / 2 = 52,8 \text{ tấn} .$

### 3.8. TRÌNH BÀY KẾT QUẢ

Một trong những chương trình<sup>3</sup> diễn dịch kết quả của thí nghiệm SPT được trình bày dưới đây. Dữ liệu đầu vào của SPT được lưu ở những ô đậm màu (chiều sâu, và  $N_{60}$ ). Kết quả được tính toán và lưu ở những ô màu trắng, sau đó kết quả được vẽ lên các đồ thị thể hiện sự liên tục của các lớp đất. Trong các đồ thị, độ sâu được biểu diễn ở trục tung, còn các chỉ tiêu thí nghiệm và chỉ tiêu cơ lý ( $N, N', M, G, \phi, D_r, \dots$ ) được biểu diễn ở từng trục hoành của từng đồ thị nhỏ.

Hình 3.21 đến 3.23 trình bày kết quả xử lý số liệu từ ví dụ 1.

case #		OPEN		NEW		Export to Pile Capacity.ngt					
2		SAVE		DELETE		DELETE All Database					
SI Unit ? <input checked="" type="checkbox"/>		Depth correction factor Cn:				Engineer: Thai					
Boring: SPT 57-4		Liao & Whitman: $(0.9576/p'o)^{0.5}$				Date: 2/3/01					
GWT m 3.50											
Depth m	$N_{60}$	Son type	Depth m	$\sigma_o$ (bar)	$\sigma'_o$ (bar)	correction Cn	$N'$ corrected	OCR - F3.9 F3.18	Ko - e3.31 F3.30	Dr(%) F2.13; 2.14	$\phi$ - F4.13 e4.11
1.5	2.0	2	1.5	0.25	0.25	1.96	3.9	-	-	21.0	25.66
3.1	6.0	2	3.1	0.50	0.50	1.38	8.3	-	-	38.2	32.58
4.6	8.0	2	4.6	0.75	0.65	1.22	7.3	-	-	34.8	31.51
6.1	8.0	2	6.1	1.00	0.74	1.13	9.1	-	-	40.7	33.38
6.9	10.0	2	6.9	1.14	0.80	1.09	10.9	-	-	46.0	35.02
7.6	14.0	2	7.6	1.27	0.86	1.06	14.8	-	-	54.4	37.77
8.4	16.0	2	8.4	1.41	0.92	1.02	16.3	-	-	57.0	38.67
9.1	22.0	2	9.1	1.54	0.97	0.99	21.8	-	-	63.2	41.36
9.9	20.0	3	9.9	1.69	1.04	0.96	19.1	-	-	60.7	40.03
10.7	23.0	3	10.7	1.83	1.11	0.93	21.3	-	-	62.8	40.98
11.4	18.0	3	11.4	1.98	1.18	0.90	16.2	-	-	56.8	38.26
12.2	42.0	3	12.2	2.12	1.25	0.87	36.7	-	-	71.4	45.00
13.7	22.0	3	13.7	2.41	1.39	0.83	18.3	-	-	59.7	39.12
14.5	25.0	3	14.5	2.56	1.46	0.81	20.3	-	-	61.8	40.01
15.2	40.0	3	15.2	2.70	1.53	0.79	31.7	-	-	68.4	44.25
16.0	40.0	3	16.0	2.85	1.60	0.77	31.0	-	-	68.0	43.94
16.8	46.0	3	16.8	3.02	1.69	0.75	36.1	-	-	70.9	45.00
17.6	76.0	3	17.6	3.19	1.79	0.73	65.7	-	-	90.0	45.00
18.3	92.0	3	18.3	3.36	1.88	0.71	65.7	-	-	90.0	45.00
16.0	40.0	3	16.0	2.85	1.60	0.77	31.0	-	-	68.0	43.94

Layer #	z (m)	$N_{60}$	$N'_{60}$	Poisson $\nu$	Dr%	$\phi$			
						Schmertmann	Peck,... F4.12	Bowles e3.5 [Shioi+Fukoi]	
							Bridge	Building	
1	6.5	4.7	6.1	0.18	31.79	30.03	28.66	25.49	28.68
2	9.5	15.4	15.8	0.30	55.18	38.21	31.88	31.88	32.54
3	16.4	29.2	24.8	0.35	63.90	41.51	34.49	36.12	37.53
4	18.3	67.6	49.6	0.40	82.36	45.00	40.21	44.87	45.00

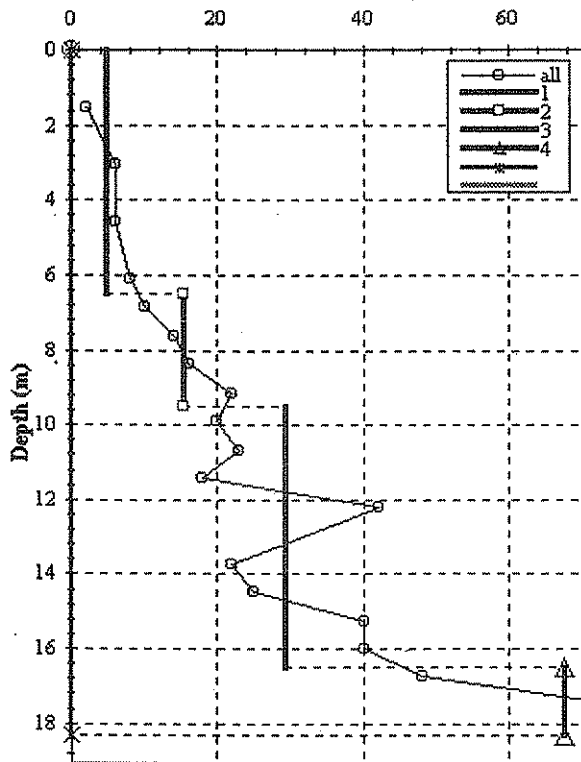
Hình 3.21. Dữ liệu nhập vào và kết quả tính toán

<sup>3</sup> Chương trình có tại Bộ môn Cơ học Đất, Đại học Xây dựng. Cfte@ipt.vn; Ngthai@ufl.edu

SPT 57 - 4

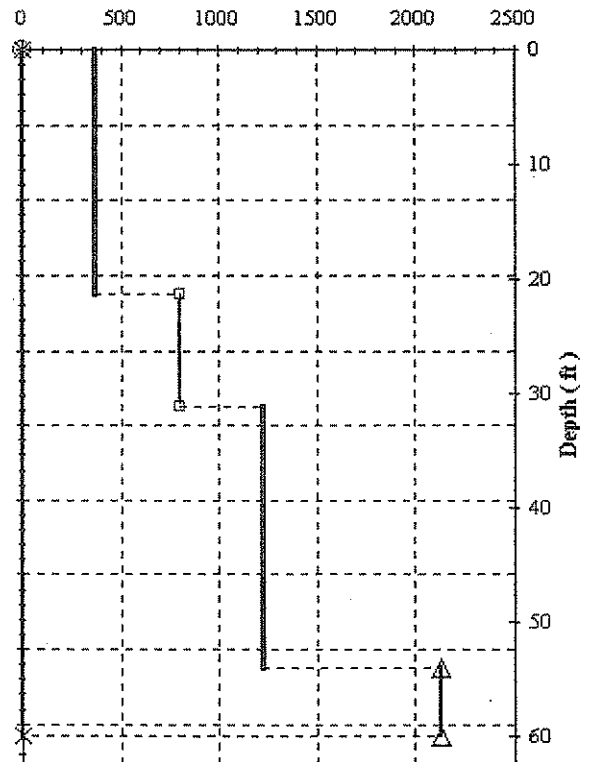
Adjust axis

SPT boring: Uncorrected N

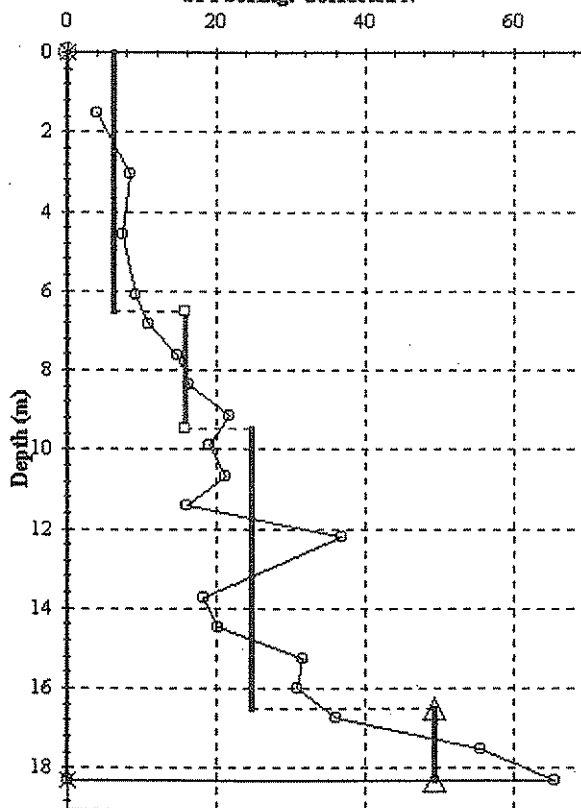


Drained modulus from fig. 514- Urya (other wise, from equation 5.26)

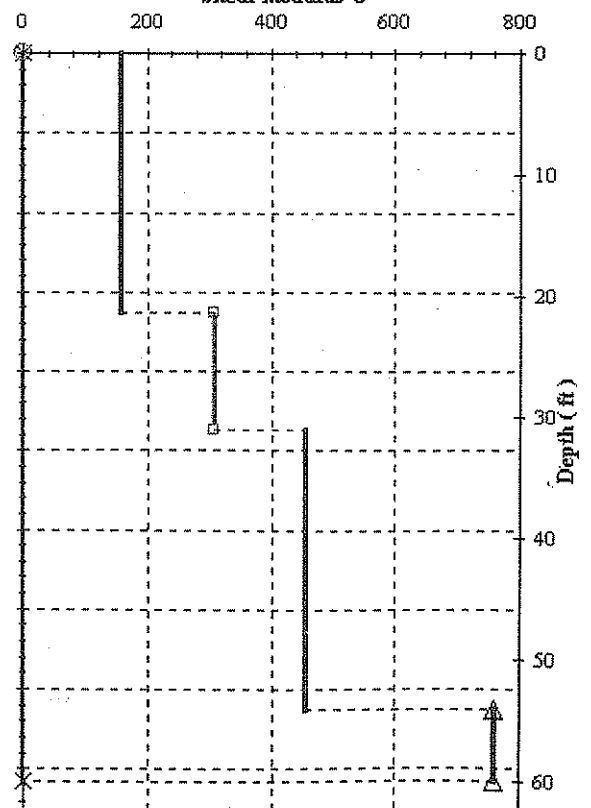
Modulus (undrained for clay, drained for sand) (psi)



SPT boring: Corrected N'

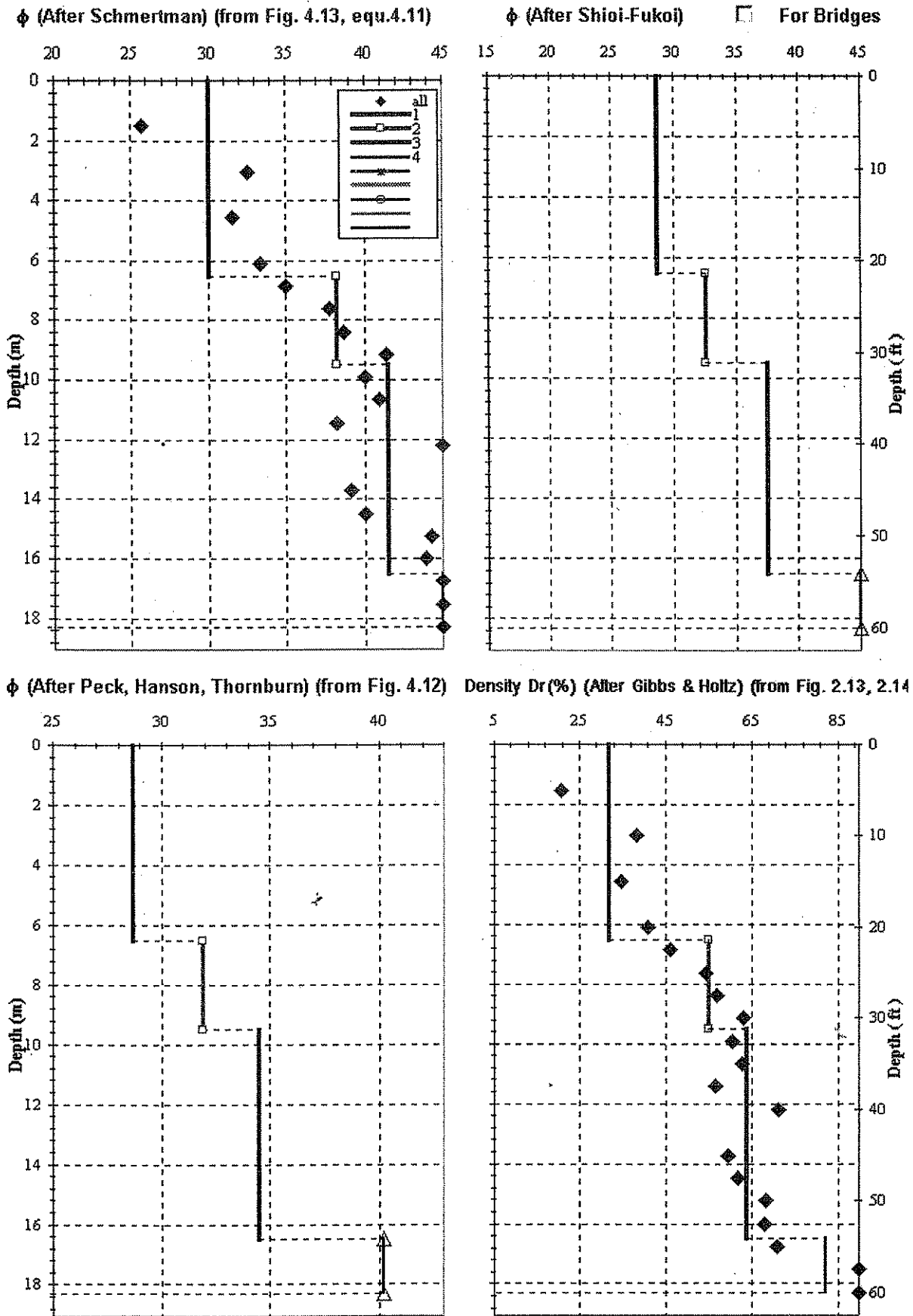


Shear modulus G



Hình 3.22. Đồ thị kết quả N, N', M, G





Hình 3.23. Đồ thị kết quả  $\phi$ ,  $D_r$

### 3.9. ĐỘ TIN CẬY CỦA THÍ NGHIỆM SPT

Sai số của SPT được tóm tắt trong bảng sau:

Bảng 3.18. Tóm tắt những sai số của SPT

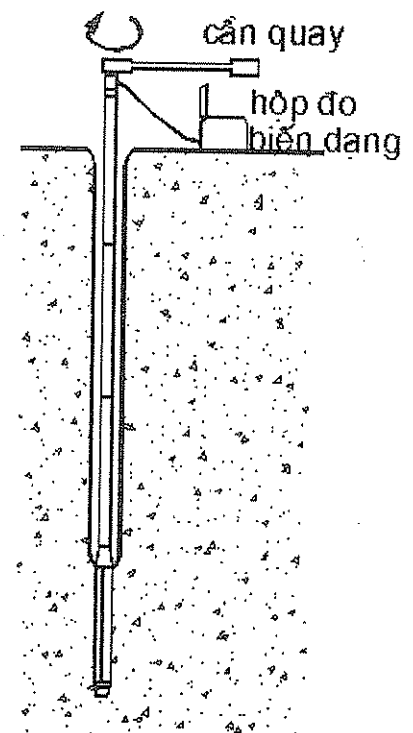
Do thiết bị	Ống lấy mẫu không đúng tiêu chuẩn hoặc bị hư mòn
	Cần xuyên: đường kính, chiều dài, trọng lượng bản thân cần
	Loại búa, trọng lượng búa, chiều cao rơi, cỡ cửa đe
	Loại thiết bị (nhấn hay an toàn)
	Năng lượng hữu ích của thiết bị không thống nhất
Do thí nghiệm	Cỡ của hố khoan
	Phương pháp giữ thành hố khoan
	Độ sạch của hố khoan

Theo Kulhawy và Trautmann (1996) và nhiều tác giả khác, trong tất cả các thí nghiệm hiện trường, thí nghiệm SPT là thí nghiệm có độ tin cậy kém nhất: COV thường có giá trị từ 0,15 đến 0,45 ; thậm chí có thể lên tới 1,0 (xem phụ lục 1 và 2).

Các chỉ tiêu ước tính từ thí nghiệm SPT thường cũng có độ tin cậy thấp. Tuy nhiên, thí nghiệm này lại bị lạm dụng nhất (được sử dụng nhiều nhất).

### 3.10. NHỮNG CẢI TIẾN MỚI VỚI THÍ NGHIỆM SPT

Thí nghiệm SPT xoắn (ký hiệu là SPT-T, tức là Standard Penetration Test with Torque) là một cải tiến mới với SPT. Trong đó, sau khi đếm số nhát đập N, người ta xoắn (quay) cần và ống lấy mẫu, từ đó đo được lực ma sát giữa đất và thành ống lấy mẫu (hình 3.24). Như vậy, ta có thêm được một thông số của nền đất.



Hình 3.24. Thí nghiệm SPT-T (xoắn)

### 3.11. TÓM TẮT THÍ NGHIỆM SPT

1) Thí nghiệm SPT đo số nhát đập (N) để cho ống lấy mẫu đi được 30 cm.

2) Trong các thí nghiệm hiện trường, SPT là thí nghiệm kém chính xác nhất, tuy nhiên nó lại được sử dụng nhiều nhất do lịch sử ra đời sớm và do những ưu thế khác của nó.

3) Ưu thế lớn nhất của SPT là: Từ thí nghiệm, ta thu được mẫu đất phục vụ cho các thí nghiệm trong phòng; Chi phí cho thiết bị thí nghiệm không quá đắt; Thí nghiệm có thể xuyên qua hầu hết mọi loại đất; Thí nghiệm tương đối đơn giản.

4) Đặc biệt, số đo từ SPT là sức kháng của đất đối với ống lấy mẫu (N) - Bởi vậy phù hợp với những ứng dụng trong ước tính sức chịu tải (của cọc hoặc móng nông), trong ước tính chỉ tiêu kháng cắt ( $\varphi$ ,  $S_u$ ). Các ứng dụng khác (ước tính độ lún, trạng thái ứng suất, ...) có độ tin cậy rất thấp.

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

## CHƯƠNG 4

**THÍ NGHIỆM NÉN NGANG DMT (DILATOMETER)****4.1. GIỚI THIỆU****4.1.1. NGUYÊN LÝ**

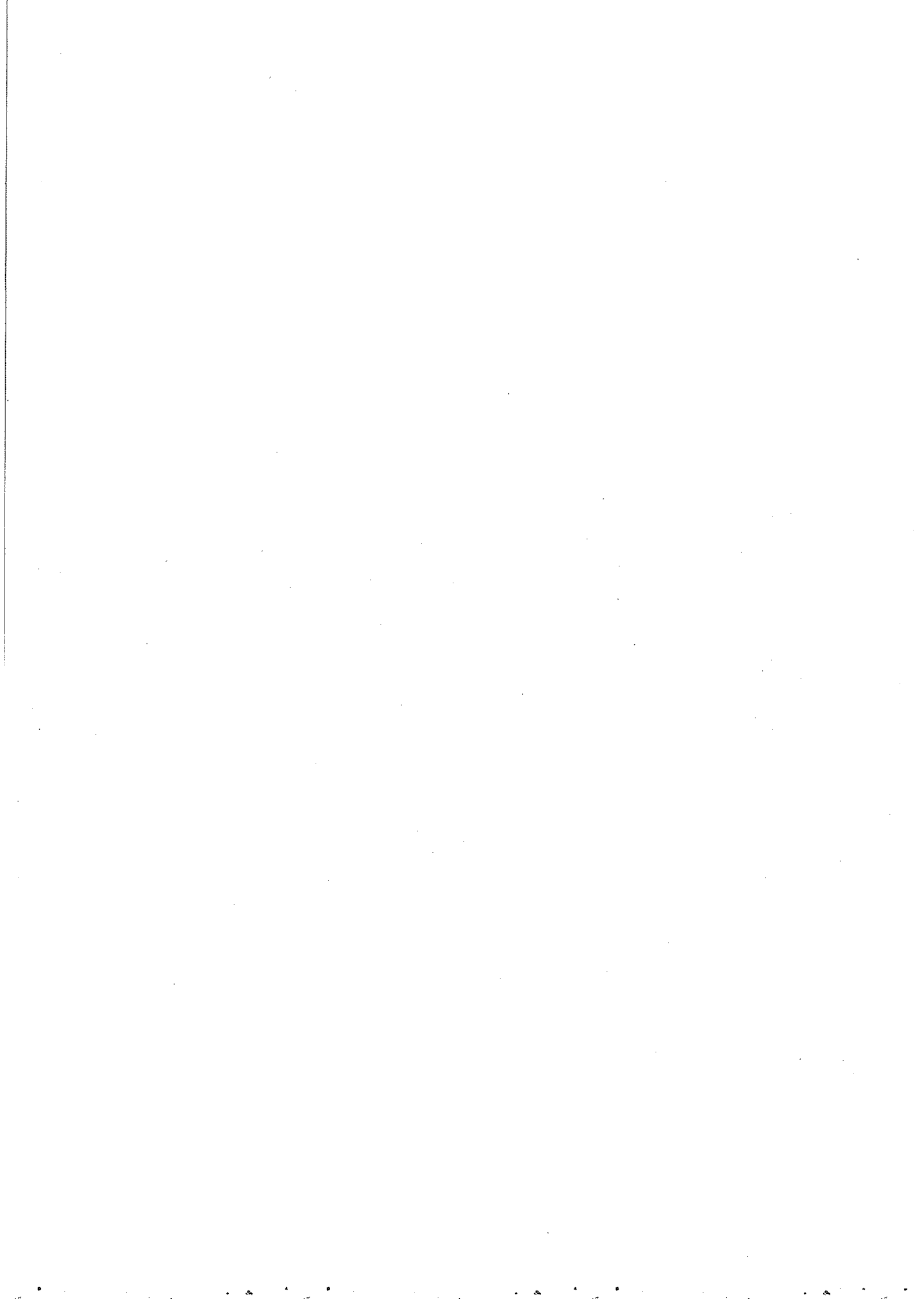
Thí nghiệm DMT (DilatoMeter Test) là một loại thí nghiệm nén ngang, các kết quả thu được từ DMT nhiều hơn và đáng tin cậy hơn so với thí nghiệm nén ngang PMT. Ngoài ra, thí nghiệm DMT là thí nghiệm xuyên liên tục, rất đơn giản trong thí nghiệm và trong hiệu chỉnh. (Thí nghiệm PMT thường tiến hành trong hố khoan sẵn, không liên tục, rất phức tạp trong thí nghiệm và hiệu chỉnh).

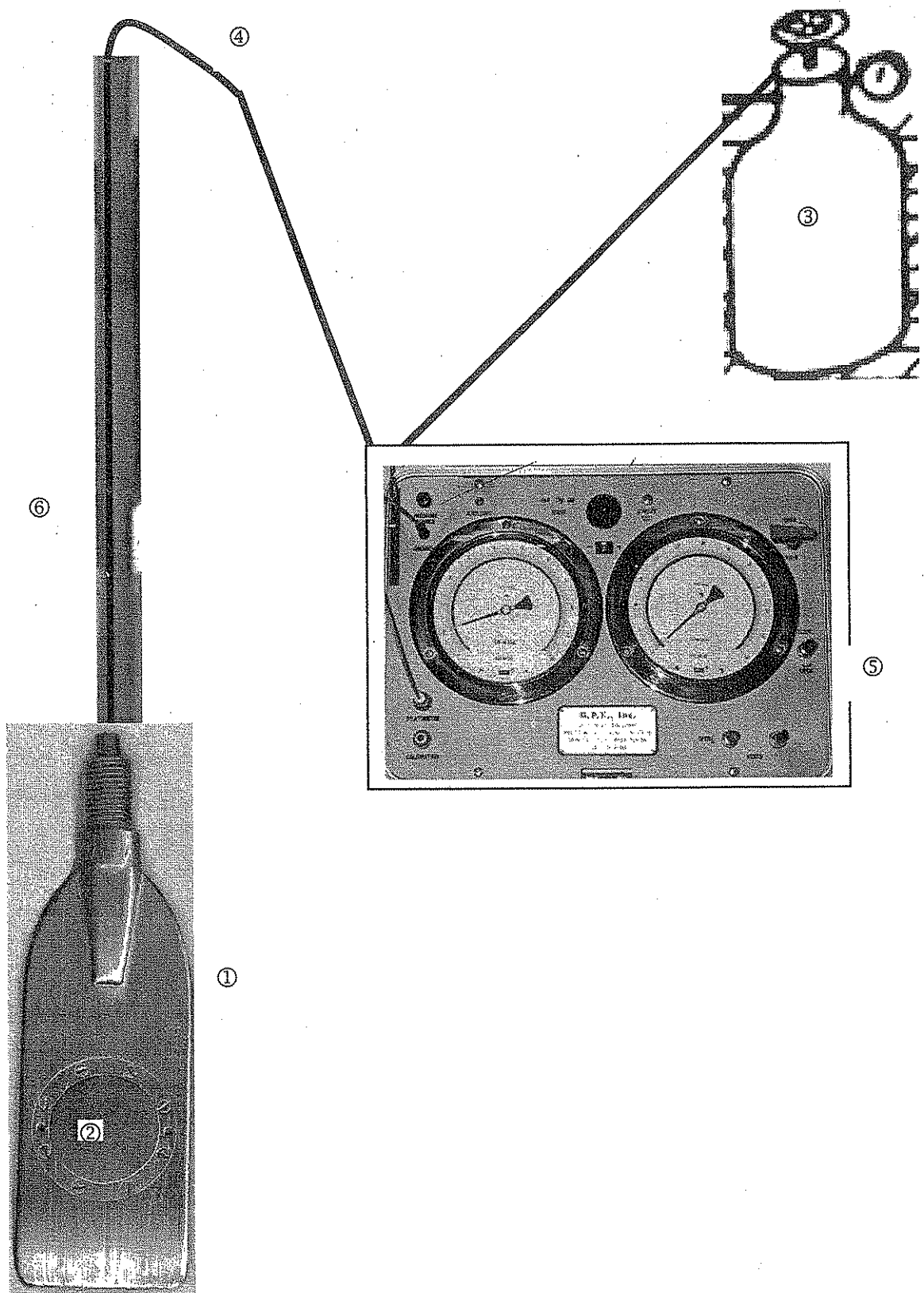
Hình 4.1 minh họa thiết bị DMT: màng thép ② nằm trên mũi xuyên phẳng ① được nén đẩy ra ngoài bằng khí từ bình nén ③. Kết quả của thí nghiệm là các áp suất  $p_0$ ,  $p_1$  và  $p_2$  tương ứng với chuyển vị của màng thép là 0; 1,1 và 0 mm.

**4.1.2. LỊCH SỬ CỦA THÍ NGHIỆM DMT**

Năm 1974, giáo sư S. Marchetti (Italia) bắt đầu có ý tưởng về thí nghiệm DMT. Năm 1975, thí nghiệm DMT thô sơ đầu tiên được thử nghiệm. Năm 1980, thí nghiệm DMT bắt đầu được biết đến trên nhiều nước. Hội nghị thế giới về DMT lần đầu tiên được tổ chức vào năm 1983, và hội nghị gần đây nhất là năm 2001. Giáo sư Marchetti là người đóng góp nhiều công sức nhất để phát triển thí nghiệm này, từ đó, có tên gọi thí nghiệm là "Marchetti DMT".

Trong ba thí nghiệm hiện trường mạnh nhất và phổ biến nhất trên thế giới (SPT, CPT, DMT), thí nghiệm SPT phải mất gần 80 năm (1902 - 19??) từ khi khai sinh đến lúc được sử dụng rộng rãi ở Việt Nam; còn thí nghiệm CPT mất gần 60 năm (1931 - 19??). Chúng tôi hy vọng rằng, thí nghiệm DMT sẽ chỉ mất gần 30 năm (1975 - 20??) để trở nên thịnh hành tại nước ta.





Hình 4.1. Sơ đồ của thí nghiệm DMT

- 1) mũi xuyên phẳng; 2) màng thép; 3) bình khí;  
4) dây cáp dẫn khí nén; 5) hộp điều khiển; 6) cần xuyên;

## 4.2. NỘI DUNG THÍ NGHIỆM DMT

### 4.2.1. CÁC THÀNH PHẦN CỦA THIẾT BỊ

Hình 4.1 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 (thường là nitơ) ③; dây cáp dẫn khí nén ④, dây cáp này dẫn từ bình khí nén, qua hộp điều khiển ⑤, và dẫn tới phía trong của màng thép ②. Các áp suất trong quá trình thí nghiệm được đo trên đồng hồ ở hộp điều khiển ⑤ hình 4.1).

Mũi xuyên được nối với cần ⑥. Cần xuyên này thường có cùng kích thước và đường ren như cần xuyên CPT (là loại cần có cường độ lớn hơn 1000 MPa). Vì vậy cơ cấu gia lực và cần xuyên của DMT cũng là của CPT. Do đó, nếu ta đã có đầy đủ thiết bị CPT, thì chỉ cần chi một khoản tiền nhỏ để mua mũi xuyên DMT, bình khí nén, hộp điều khiển mà thôi.

#### 4.2.1.1. Mũi xuyên phẳng

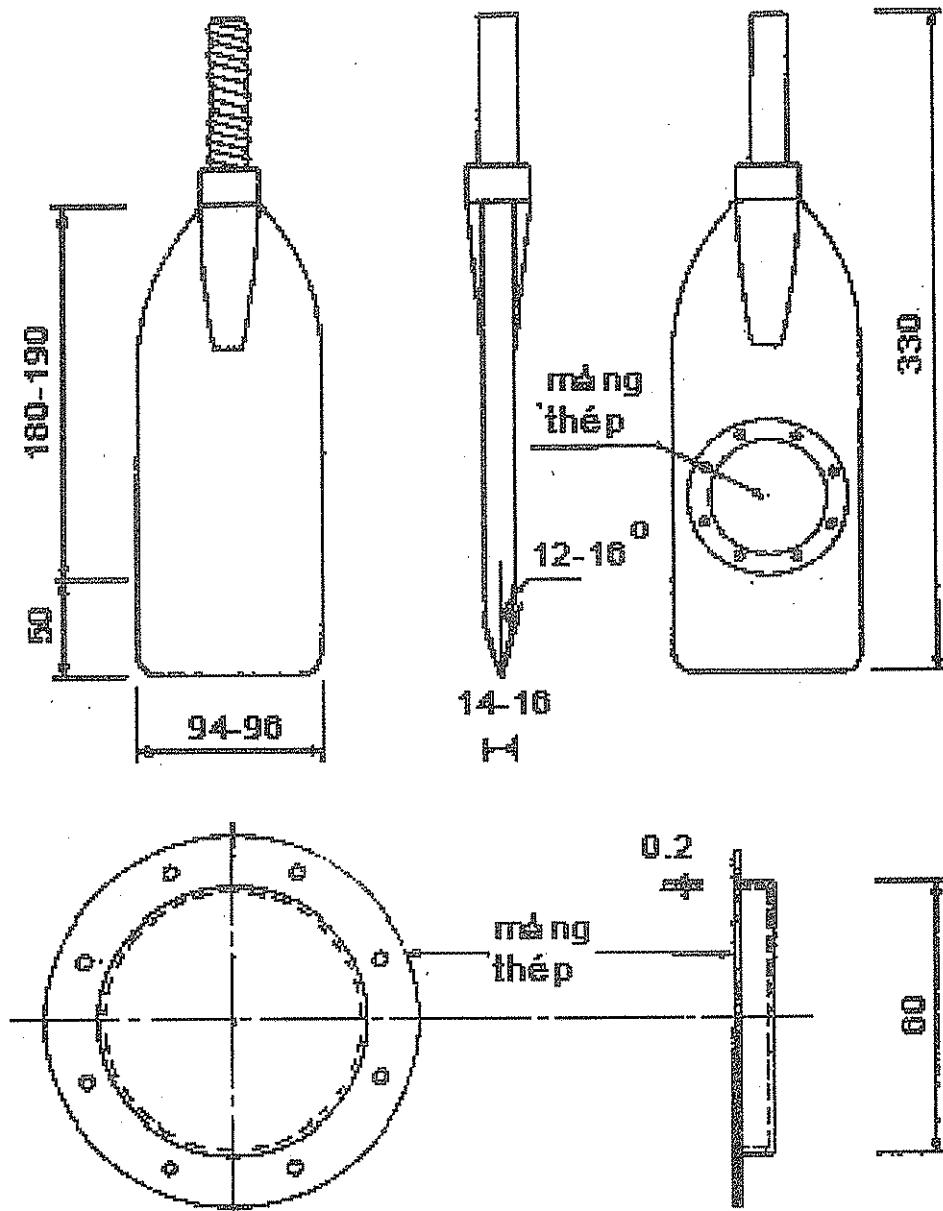
##### *Chi tiết:*

Mũi xuyên phẳng rộng 95 mm, dày 15 mm làm bằng thép không gỉ. Góc nhọn tại mũi xuyên từ 24 đến 32°.

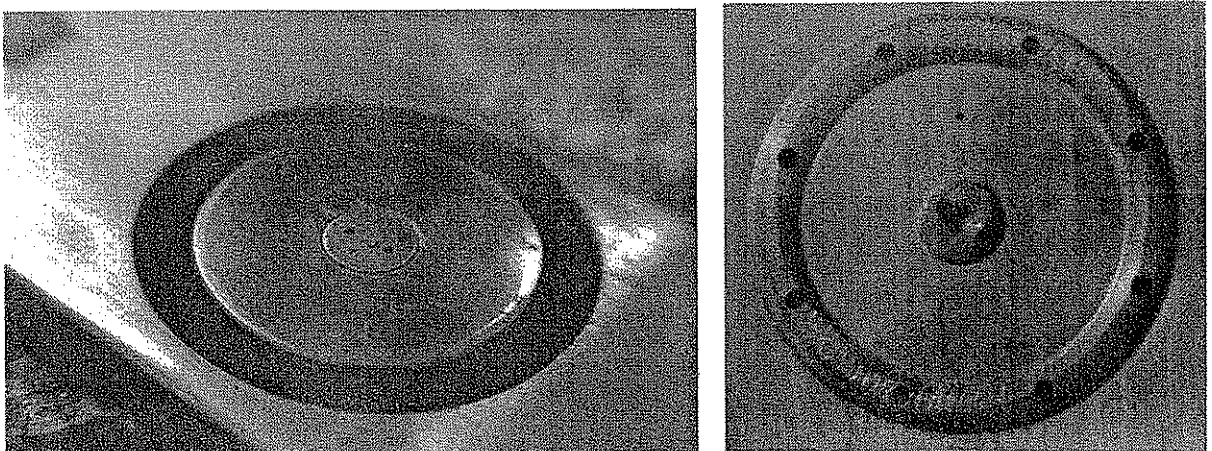
Ở giữa mũi xuyên là một màng thép tròn, có đường kính 60 mm, dày từ 0,2 đến 0,25 mm (thông thường là 0,2 mm). Màng thép được gắn trên mũi xuyên bằng những bulông bắt quanh viền của màng thép. Hình 4.3 minh họa mũi xuyên sau khi đã tháo màng thép.

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 với đất bùn nhão ( $S_u = 2 \div 4$  kPa,  $E = 0,4$  MPa  $\approx 4$  kg/cm<sup>2</sup>). Mặt khác, mũi xuyên rất khoẻ (chịu được áp lực tới 25 tấn). Với đối trọng là xe tải 20 tấn, DMT có thể xuyên qua vài loại đá mềm, đá macrơ với  $S_u = 1000$  kPa,  $E = 400$  MPa  $\approx 4000$  kg/cm<sup>2</sup>.

Hình 4.4 minh họa quá trình bảo dưỡng mũi xuyên sau mỗi lần thí nghiệm. Hình 4.5 minh họa mẫu chuyển cần (adapter) để sử dụng cần xuyên lớn hơn (ví dụ trong hình vẽ là 50 mm). Thông thường người ta sử dụng cần 36 mm, nhưng khi xuyên ở độ sâu lớn, với tải trọng lớn thì nên dùng cần 50 mm.



Hình 4.2. Kích thước mũi xuyên



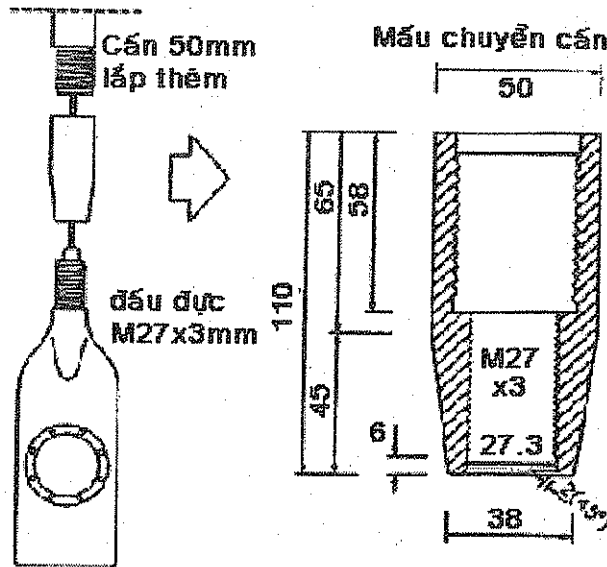
Hình 4.3. Mặt của xuyên khí tháo màng

a) mặt ngoài; b) mặt trong





Hình 4.4. Bảo dưỡng thiết bị DMT



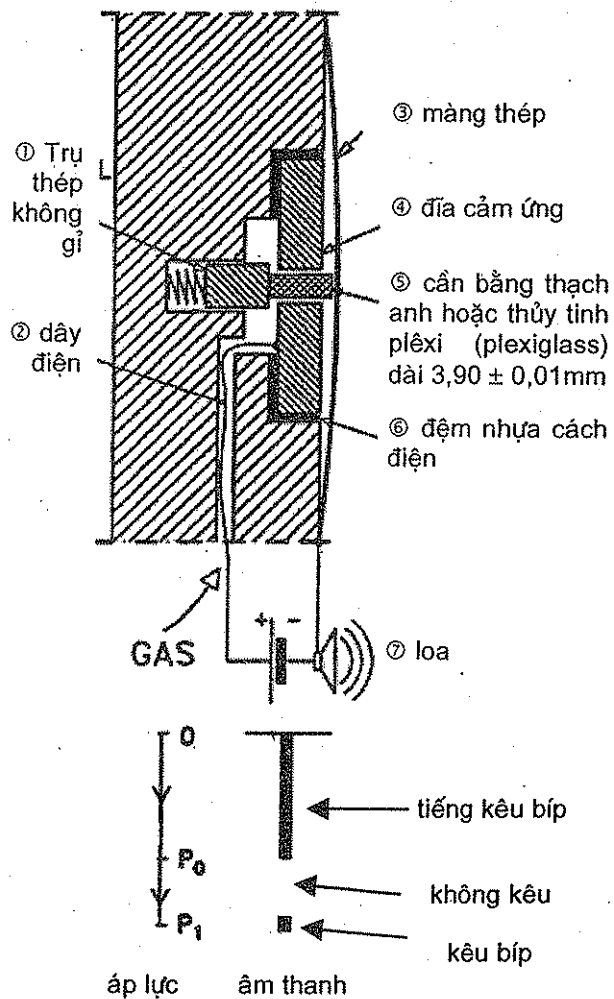
Hình 4.5. Adapter (mẫu chuyển cần)

**Nguyên lý hoạt động:**

Màng thép trên mũi xuyên hoạt động theo nguyên tắc giống như chuông điện (hình 4.6). Đệm nhựa ⑥ để cách điện giữa đĩa cảm ứng (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 điện kín, và do đó gây ra tiếng kêu bíp (đường đậm nét minh họa ở nửa dưới hình 4.6) trong các trường hợp sau:

a) Màn hình 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);

b) Khí nén (gas) đẩy tâm của màng thép ③ ra ngoài 1,1 mm; do đó, lò xo đẩy trụ thép ① và cân 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  $p_1$ .



Hình 4.6. Nguyên lý hoạt động của màng thép

Như vậy, ngay khi tiếp bíp bị tắt (kết thúc đường đậm nét ở hình 4.6), ta đọc số đọc A trên đồng hồ. Từ A ta sẽ tính được  $p_0$  (xem các phần dưới đây), với  $p_0$  là áp lực

đất tác dụng vào màng thép lúc chuyển vị của màng là 0 mm.

Sau đó, không có sự tiếp xúc về điện, tiếp bíp bị tắt. Tiếp tục tăng áp lực khí nén, và ngay khi tiếp bíp bắt đầu kêu lại, ta đọc số đọc B, từ đó tính được  $p_1$  (mục b. ở trên). **Sau đó, ta phải xả van để giảm áp lực khí nén ngay**, 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  $p_2$  (xem các phần tiếp) khi giảm áp.

Trong thí nghiệm DMT, chuyển vị là cố định (1,1 mm) 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 bị nén, do ống dẫn dung dịch bị nở, do màng PMT nở không đều!!! - So với DMT, quá trình diễn dịch kết quả PMT rất rườm rà và kém chính xác).

#### 4.2.1.2. Hộp điều khiển

Trên hộp điều khiển (hình 4.7) 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 xilanh" để hiệu chỉnh số đọc, van "khóa cấp", van "cấp chậm", van "xả nhanh", van "xả chậm" (xả bỏ áp lực), "loa" phát ra tiếng bíp, "đèn" tín hiệu gắn với loa (đèn đỏ khi loa kêu).

##### *Đồng hồ đo áp lực:*

Đồng hồ 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 1 MPa, đồng hồ áp lực thấp sẽ tự ngắt áp lực, và áp lực sẽ được đo ở đồng hồ áp lực cao (đến 6 MPa).

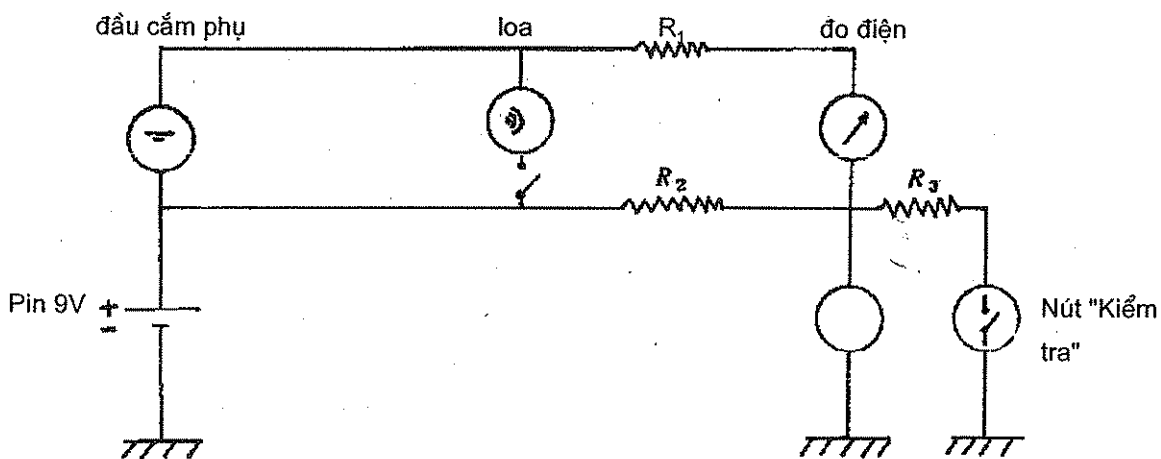
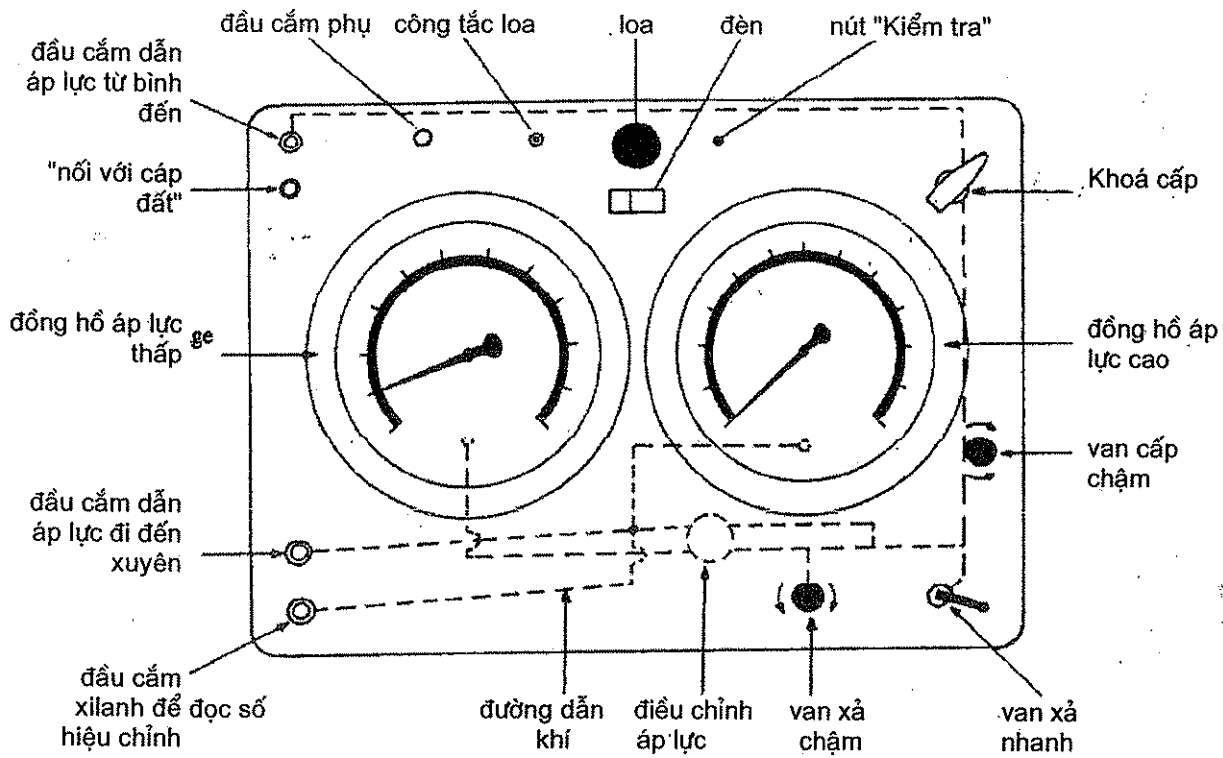
##### *Van khí:*

*Van khóa cấp* có tác dụng khóa hoặc mở dòng khí đi từ bình khí nén đến mũi xuyên. Nói chung *van khóa cấp* luôn luôn mở trong quá trình thí nghiệm (trừ khi đọc  $\Delta A$  và  $\Delta B$ ). *Van cấp 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 khóa cấp* đã được mở.

Có hai van xả khí: *van xả nhanh (lớn)* và *van xả chậm (nhỏ)*. Ta cần dùng đến *van xả chậm* để đọc số đọc C.

##### *Chi tiết điện:*

Các đường điện, loa, đèn tín hiệu được nuôi bằng pin 9 vôn. Ngoài ra, còn có nút "TEST" - "Kiểm tra" để xem pin còn điện hay không, cũng như xem loa và đèn còn chạy hay không. Nếu tiếng kêu của loa gây khó chịu, ta có thể chỉ cần dùng đèn tín hiệu và tắt loa bởi một công tắc loa. Tuy nhiên, nên dùng cả đèn và loa khi thí nghiệm.



Hình 4.7. Sơ đồ hộp điều khiển

### 4.2.1.3. 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  $7 \div 8$  MPa. Thông thường, ta chỉ cần áp lực từ 3 đến 4 MPa, tuy nhiên với đất rắn hơn, áp lực có thể cao hơn. Khí nén ở trong bình có thể là không khí thường hoặc nitơ. Với bình áp lực ban đầu 15 MPa, cao 0,6 m, ta có thể dùng trong  $1 \div 2$  ngày thí nghiệm (từ  $70 \div 100$  m đất).

## 4.2.2. THU THẬP SỐ ĐỌC HIỆU CHÍNH

### 4.2.2.1. Định nghĩa $\Delta A$ và $\Delta B$

$\Delta A$  và  $\Delta B$  là áp lực khí cân 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 ở các vị trí A và B như hình 4.8.

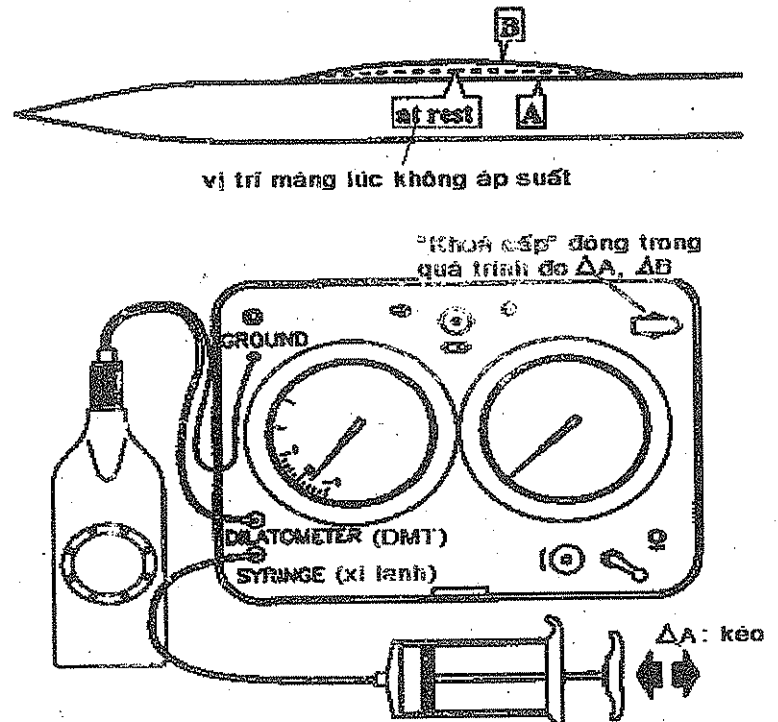
Màng thép khi tự nhiên thì hơi cong ra ngoài. Khi để mũi xuyên ở không khí, màng thép sẽ nằm ở vị trí giữa A và B (vị trí "at rest" - hình 4.8).

$\Delta A$  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.  $\Delta B$  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.

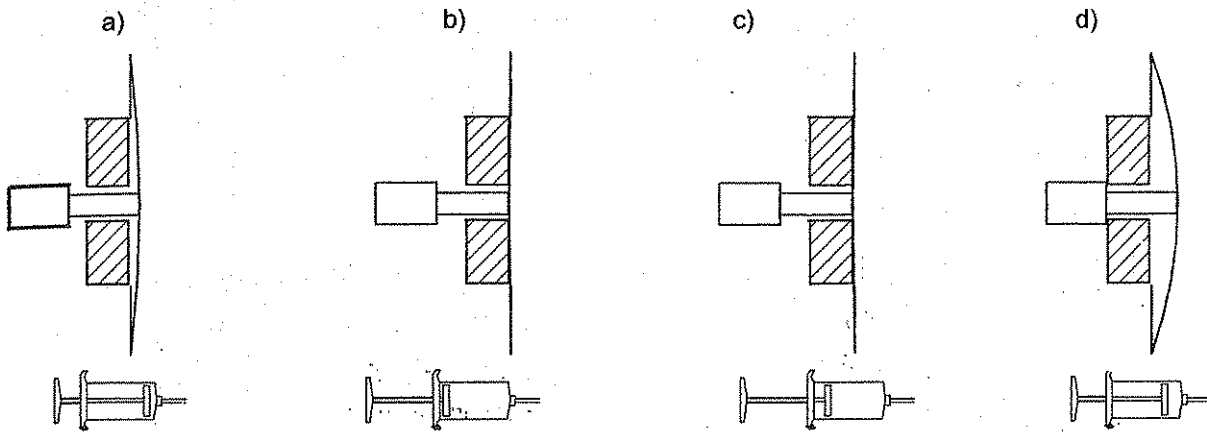
$\Delta A$  và  $\Delta B$  rất quan trọng, đặc biệt với đất yếu (khi mà A và B không lớn hơn  $\Delta A$  và  $\Delta B$  nhiều lắm).

### 4.2.2.2. Xác định $\Delta A$ và $\Delta B$

- Đóng van khoá cấp;
- Cắm ống của xilanh với đầu cắm xilanh của hộp điều khiển. Ban đầu trong xilanh không có không khí (hình 4.9a);
- Kéo xilanh 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 4.9b). Giữ xi lanh khoảng 5 giây để ổn định áp lực chân không, sau đó thả (đẩy) xi lanh thật từ từ, ngay khi tiếng bíp vừa tắt, ta đọc số đọc, ví dụ là -15 kPa, thì  $\Delta A$  là trị tuyệt đối của số đọc, tức là  $\Delta A = 15$  kPa hình 4.9c);
- Tiếp tục đẩy xi lanh từ từ, ngay khi tiếng bíp kêu lại (vị trí B), ta đọc số đọc  $\Delta B$  hình 4.9d);



Hình 4.8. Đọc số đọc  $\Delta A$  và  $\Delta B$

Hình 4.9. Đo  $\Delta A$  và  $\Delta B$ 

a) Vị trí tự nhiên không bíp

b) Chân không  $\gg \Delta A$  bíp liên tục

c) Chân không =  $\Delta A$  đứng bíp

d)  $\Delta B$  bíp lại

- Lặp lại quá trình này 2 đến 3 lần để đảm bảo  $\Delta A$  và  $\Delta B$  là chính xác;
- Nếu dây cáp dẫn khí đến mũi xuyên DMT quá dài (vài chục mét), khi đọc  $\Delta A$  và  $\Delta B$ , 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  $\Delta A$  nằm ngoài khoảng  $5 \div 30 \text{ kPa}$  hoặc  $\Delta B$  nằm ngoài khoảng  $5 \div 80 \text{ kPa}$ , thì màng thép không đạt tiêu chuẩn;
- Sau khi hoàn thành thí nghiệm, ta cũng phải đo lại  $\Delta A$  và  $\Delta B$ . Nếu chúng khác xa (khác hơn  $25 \text{ kPa}$ ) so với  $\Delta A$  và  $\Delta B$  trước khi thí nghiệm, thì màng thép này đã rã, cũ, do đó, làm giảm độ tin cậy của thí nghiệm. Ta cần thay ngay những màng thép quá rã, hoặc bị xước. Giá trị cuối cùng của  $\Delta A$  và  $\Delta B$  là giá trị trung bình trước và sau khi tiến hành xuyên DMT;
- Tuy nhiên, màng thép mới nguyên (chưa thí nghiệm lần nào) cũng ít tin cậy hơn màng thép đã sử dụng vài lần, vì  $\Delta A$  và  $\Delta B$  của màng mới này vẫn chưa ổn định. Với màng thép mới nguyên, nên tác động một áp lực khoảng  $500 \text{ kPa}$ , sau đó giảm áp về 0, cứ như thế vài lần. Ta có thể thử như vậy trong một chậu nước để kiểm tra xem màng có khả năng hoàn toàn cách nước hay không.

### 4.2.3. QUY TRÌNH ĐỌC A, B, C

#### 4.2.3.1. Chuẩn bị thí nghiệm

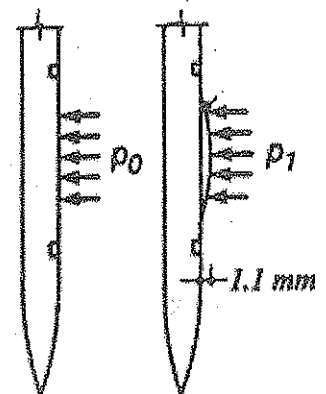
1. Bật ren của đầu cáp p-e (cáp pneumatic-electrical, tức là cáp vừa dẫn khí nén, vừa truyền tín hiệu điện) vào mũi xuyên DMT.
2. Bật ren của cần xuyên thứ nhất vào mũi xuyên, tránh không để cáp bị xoắn.
3. Nối âm với đất: một đầu của đoạn cáp "nối đất" cắm vào giắc cắm "đất" nằm trên hộp điều khiển; còn đầu kia kẹp vào cần xuyên.

4. Ấn tay vào màng thép để kiểm tra xem có tiếng bíp chưa.
5. Mở *van xả nhanh*, gõ tay vào các đồng hồ áp lực và chỉnh số đọc về 0.
6. Xác định  $\Delta A$  và  $\Delta B$  như phân trên.
7. Cắm van điều chỉnh áp lực vào bình khí nén (khi tất cả các van trên bình khí vẫn đóng), điều chỉnh đồng hồ áp lực về 0.
8. Đóng cả *van khoá cấp* và *van cấp chậm*, mở *van xả nhanh*, ta cắm cáp nối giữa bình khí nén với giác cắm cáp khí nằm trên hộp điều khiển.
9. Hiệu chỉnh để đồng hồ khí nén ở bình khí nén chỉ 3 MPa. Mở van ở bình khí nén và mở *van khoá cấp* trên hộp điều khiển (và trong quá trình thí nghiệm, *van khoá cấp* luôn được mở).

#### 4.2.3.2. Thí nghiệm

Thí nghiệm DMT đòi hỏi hai nhân công: một người điều khiển hộp điều khiển, một người điều khiển hệ gia lực. Trình tự thí nghiệm như sau:

1. Trên hộp điều khiển: đóng *van cấp chậm*, mở *van xả nhanh* (*van xả nhanh* phải được mở để giảm hư hại do đất tác dụng lên màng thép trong khi xuyên).
2. Người điều khiển hệ gia lực đẩy mũi xuyên xuống (thường là 20 cm một lần). Vì áp lực đất tác dụng lên màng thép, trong quá trình đẩy xuyên, sẽ có tiếng bíp liên tục và đèn đỏ.
3. Khi đến độ sâu yêu cầu, nhả cân gia lực để dừng xuyên.
4. 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, tiếp bíp ngừng kêu, ta đọc số đọc A.
5. Khí nén vẫn được tiếp tục cấp qua *van cấp chậm*. Ngay khi tiếp bíp kêu lại (tức là trụ thép ① phía sau cân plêxi tiếp xúc với đĩa cảm ứng), ta phải thao tác nhanh:
  - ♦ Đọc ngay số đọc B;
  - ♦ Mở *van xả nhanh* ngay, tránh để màng thép bị rão;
  - ♦ Đóng *van cấp chậm*;
  - ♦ Nếu cần đọc số đọc C, xem phần "Số đọc C" dưới đây;
  - ♦ Quay lại bước 1 trên đây để xuyên thí nghiệm tiếp.



Hình 4.10.  $p_0$  và  $p_1$   
(ứng với A và B)

**Số đọc C**

- Không xả hết khí ngay mà đóng *van xả nhanh* lúc áp suất vẫn còn một chút, mở *van xả chậm*. Tiếp bíp sẽ ngừng kêu (vị trí at rest) (tuy nhiên, đây chưa phải là số đọc C).
- Sau 45 đến 60 giây, màng thép sẽ tiếp xúc với đĩa cảm ứng, tiếng bíp lại kêu lại (vị trí A). Ta đọc số đọc C.

**Tốc độ thí nghiệm**

- Sau khi mũi xuyên đến độ sâu cần thiết, tốc độ cấp khí (chỉnh bằng *van cấp chậm*) phải hợp lý để đọc A sau khoảng 15 giây, đọc B sau khi đọc A khoảng 20 giây, và đọc C sau khi đọc B khoảng 45-60 giây. Nếu cấp có chiều dài lớn hơn 30 m, thì các khoảng thời gian có thể lâu hơn chút.
- Thành thạo, trong khi thí nghiệm, có thể kiểm tra xem tốc độ cấp khí có vừa phải không bằng cách sau: đóng *van cấp chậm*, nếu áp suất trên đồng hồ giảm hơn 2% thì có thể có hai nguyên nhân: tốc độ cấp khí quá nhanh, hoặc đường cấp bị rò rỉ.

**4.2.4. THÍ NGHIỆM TIÊU TÁN ÁP LỰC NƯỚC LỖ RỖNG (ĐẤT DÍNH)**

Đối với đất có tính thấm kém (đất dính), 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  $u_0$  ( $u_0 = \gamma_n \times (z - \text{mức nước ngầm})$ ). 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. Phụ thuộc vào tính thấm, thí nghiệm tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng có thể mất vài phút, vài giờ, thậm chí cả ngày.

**4.2.4.1. Phương pháp tiêu tán DMT-A**

Phương pháp DMT-A (do Marchetti và Totani đề xuất năm 1989) được mô tả trong ASTM 2001. Các thao tác 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 một khoảng thời gian định trước (thường là 0,5; 1; 2; 4; 5; 15; 30; ... phút).

Lặp 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  $A-\log(t)$ . Dùng thí nghiệm tiêu tán khi mà trên đồ thị có hai đường cong khá rõ rệt với một điểm uốn  $t_{flex}$  ở giữa (hình 4.17).

#### 4.2.4.2. Phương pháp tiêu tán DMT-A<sub>2</sub>

Phương pháp DMT-A<sub>2</sub> (Schmertmann, 1991) được mô tả trong ASTM 2001. Phương pháp DMT-A<sub>2</sub> có trình tự như phương pháp DMT-A, với vài điểm khác nhau sau:

- Ở vòng đọc đầu tiên, ta đo A rồi B và C. Còn từ vòng đọc thứ hai, ta chỉ đo A.
- Vẽ đồ thị  $A-\sqrt{t}$  (hay còn gọi là  $A_2-\sqrt{t}$ ) để diễn dịch kết quả

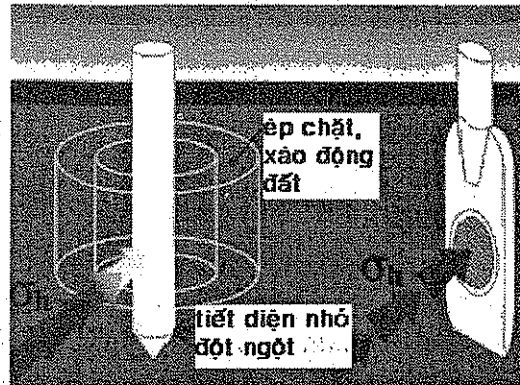
Thí nghiệm DMT-A<sub>2</sub> có thể không phù hợp với sét cứng.

Ngoài ra còn có thí nghiệm tiêu tán DMT-C (Robertson và cộng sự, 1988), tuy nhiên, thí nghiệm này có nhiều nhược điểm nên không được nêu ở đây.



### 4.3. ƯU, NHƯỢC ĐIỂM CỦA DMT

1) Ưu điểm lớn nhất của DMT là có sự xáo trộn đất ít nhất (hình 4.11). Với thí nghiệm SPT, CPT, do bề dày của thiết bị lớn, nên đất bị xáo trộn (có thể bị nén chặt) nhiều, do đó, các tính chất có được thiếu chính xác.



Hình 4.11. So sánh giữa CPT và DMT

2) Ưu điểm lớn thứ hai của DMT là nó có độ chính xác cao nhất trong các thí nghiệm hiện trường. Ví dụ khi khảo sát ở vùng đất tương đối đồng nhất, với SPT, nếu tại cùng độ sâu, ở hai vị trí khảo sát kế nhau, số đọc  $N$  có thể thay đổi từ 10 đến 20, thậm chí 30 tùy thuộc vào người thao tác và thiết bị. Còn với DMT, số đọc thay đổi không đáng kể (ta gọi là tính lặp lại cao).

3) Trong quá trình cố kết ba chiều, tính thấm theo phương ngang ( $C_h$  và  $k_h$ ) có thể sai khác nhiều so với tính thấm theo phương đứng ( $C_v$  và  $k_v$ , là các thông số mà ta thường xác định được trong phòng). Sử dụng DMT, ta có thể phán đoán khá chính xác  $C_h$  và  $k_h$ .

4) Tính quá cố kết của đất rất quan trọng. Tính quá cố kết của đất thể hiện qua OCR và  $K_0$ . Trong khi đó, việc thí nghiệm trong phòng thường làm mẫu đất mất một phần (hoặc hoàn toàn) tính quá cố kết. Nếu thí nghiệm oedometer cho kết quả  $E$  (môđun biến dạng theo phương đứng) giống nhau cho hai loại đất ① và ② ở hình 4.12, thì đất ② (có hệ số áp lực ngang tĩnh  $K_0$  và ứng suất ngang  $\sigma'_h$  lớn hơn) sẽ có độ lún nhỏ hơn. Thí nghiệm DMT là nén ngang, do đó, rất phù hợp cho ứng dụng này.



Hình 4.12. Ảnh hưởng của áp lực ngang ( $\sigma'_h = K_0\sigma'_{v0}$ ) đến độ lún

5) Ưu điểm cuối cùng là: thí nghiệm DMT nhanh, tiện lợi, thu được nhiều kết quả, kể cả việc xác định mực nước ngầm thông qua số đọc  $C$  (nếu có một lớp đất rời nằm dưới mực nước ngầm - mục 4.4.3.1).

**Nhược điểm của thí nghiệm DMT là:**

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

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

## 4.4. ƯỚC TÍNH CÁC CHỈ TIÊU CƠ LÝ DỰA TRÊN KẾT QUẢ DMT

### 4.4.1. CHUẨN HOÁ SỐ ĐỌC

Do độ cứng của màng thép ( $\Delta A$  và  $\Delta B$ ), và do số đọc ban đầu trên đồng hồ  $Z_M$  mà ta phải hiệu chỉnh áp lực như sau:

$$p_0 = 1,05(A - Z_M + \Delta A) - 0,05(B - Z_M - \Delta B) \quad (4.1)$$

$$p_1 = B - Z_M - \Delta B \quad (4.2)$$

$$p_2 = C - Z_M + \Delta A \quad (4.3)$$

Thông thường  $Z_M = 0$ ;  $Z_M$  chỉ khác 0 trong trường hợp sau: đồng hồ để đọc  $\Delta A$  và  $\Delta B$  (gọi là đồng hồ  $\Delta$ ) khác với đồng hồ lúc đọc A và B (gọi là đồng hồ AB); khi đó,  $Z_M$  là hiệu số giữa số đọc trên đồng hồ  $\Delta$  lúc áp lực khí là 0 và số đọc trên đồng hồ AB lúc áp lực khí là 0. Thậm chí, nếu ta chỉnh được kim chỉ về 0 lúc áp lực khí là 0 thì  $Z_M$  vẫn bằng 0.

Lúc chuyển vị bằng 0,  $p_0$  tỷ lệ với áp lực địa tĩnh theo phương ngang (ứng suất bản thân, tức là  $\sigma_{ho}$ ); Còn lúc chuyển vị bằng 1,1 mm,  $p_1$  tỷ lệ với áp lực bị động  $\sigma'_p$ . Lưu ý rằng,  $p_0 > \sigma_{ho}$  và  $p_1 > \sigma_p$  (hay  $p_b$ ) bởi vì, dù bị xáo trộn rất ít dưới mũi xuyên DMT mỏng (1,5 cm), cấu trúc đất vẫn có sự thay đổi.

Bảng 4.1 tóm tắt những tham số thu được từ thí nghiệm DMT. Trong đó, ta phải xác định ba thông số quan trọng  $I_D$ ,  $K_D$ , và  $E_D$  trước (gọi là chỉ số DMT). Sau đó, các chỉ tiêu cơ lý sẽ được xác định thông qua ba thông số trung gian này.

*Trong bảng 4.1, ta cần lưu ý:*

- $u_0$  và  $\sigma'_{vo}$ : áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất bản thân theo phương đứng ở trạng thái bình thường (trước khi thí nghiệm DMT);
- $E_D$  không phải môđun biến dạng. Ta phải tính  $M$  (môđun biến dạng không nở hông) bằng phương trình (4.14), sau đó, môđun biến dạng có nở hông 
$$E = 1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} M = \beta M \approx (0,5 \div 0,8) M;$$
- Phương trình (4.8) đến (4.10) áp dụng cho đất sét đến bụi sét và bụi (có  $I_D < 1,2$  ở hình 4.13);
- Trong phương trình (4.12),  $t_{nex}$  là thời gian tại điểm uốn trên đồ thị A-log(t) của thí nghiệm tiêu tán DMT-A (hình 4.17);
- Vì bản chất đo "áp lực-biến dạng" của DMT, công thức tính  $M$ ,  $K_0$  và OCR được cho là có độ tin cậy cao nhất, sau đó là đến  $S_u$ .

Bảng 4.1. Bảng tóm tắt những tham số từ DMT

Chỉ số DMT	$I_D$ (chỉ số đất)	$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$	(4.4)
	$K_D$ (chỉ số nén ngang DMT)	$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{vo}}$	(4.5)
	$E_D$ (môđun DMT)	$E_D = 34,7 (p_1 - p_0)$	(4.6)
	$u_D$ (hệ số áp lực nước lỗ rỗng)	$u_D = \frac{p_2 - u_0}{p_0 - u_0}$	(4.7)
Các tính chất cơ lý	$\gamma$ (khối lượng riêng) và phân loại đất	Hình 4.13	
	$D_r$ (độ chặt tương đối)	Hình 4.14	
	$K_0$ (hệ số nén ngang); đất dính	$K_0 = (K_D / \beta_k)^{0,47} - 0,6$ thông thường $K_0 = (K_D / 1,5)^{0,47} - 0,6$	(4.8)
	OCR ( $R_c$ ) (hệ số quá cố kết); đất dính	$OCR = (\beta_0 K_D)^{1,56}$ thông thường $OCR = (0,5 K_D)^{1,56}$	(4.9)
	$S_u$ (hay $C_u$ ) (sức kháng cắt không thoát nước); đất dính	$S_u = 0,22 \sigma'_{vo} (0,5 K_D)^{1,25}$ $= 0,22 \sigma'_{vo} OCR^{0,8}$	(4.10)
	$\phi$ (góc ma sát trong); đất rời	$\phi = 28 + 14,6 \cdot \log K_D - 2,1 \cdot \log^2 K_D$	(4.11)
	$C_h$ (hệ số cố kết phương ngang)	$C_h = 7 / \xi / t_{flex}, \text{ cm}^2/\text{s}$	(4.12)
	$k_h$ (hệ số thấm theo phương ngang)	$k_h \approx C_h \cdot \gamma_{nước} / M_h$ $M_h \approx K_0 M$	(4.13)
	$M$ (môđun biến dạng đứng không nở hông)	$M = R_M E_D$ $R_M$ phải lớn hơn 0,85 $I_D \leq 0,6: R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D$ $I_D \geq 3: R_M = 0,5 + 2 \log K_D$ $0,6 < I_D < 3:$ $R_M = R_{M,0} + (2,5 - R_{M,0}) \log K_D$ $R_{M,0} = 0,14 + 0,15(I_D - 0,6)$ $K_D > 10: R_M = 0,32 + 2,18 \log K_D$	(4.14)
	$k_s$ (hay $c_z$ ) (hệ số nền)	$k_s = \left( \frac{B + 0,3}{2B} \right)^2 \frac{K_D - K_0}{7,5 \text{ mm}} \frac{\sigma'_{vo}}{K_0} / 2$	(4.15)
	$u^*_o$ (áp lực nước lỗ rỗng cân bằng; đất rời)	$u^*_o = p_2 = C - Z_M + \Delta A$	(4.16)

## 4.4.2. ĐÁNH GIÁ CÁC TÍNH CHẤT VẬT LÝ DỰA TRÊN KẾT QUẢ DMT

### 4.4.2.1. Phân loại đất dựa trên kết quả DMT

Hình 4.13 minh họa sự phân loại đất tại hiện trường theo  $I_D$  và  $E_D$ . Có thể tóm tắt như sau:

- + Sét:  $I_D \leq 0,6$  ;
- + Bụi:  $0,6 < I_D \leq 1,8$  ;
- + Cát:  $1,8 < I_D$ .

Ngoài ra, trên hình 4.13 còn chia nhỏ hơn như: sét lẫn bụi, bụi lẫn sét, bụi lẫn cát, cát lẫn bụi.

Các số có gạch chân (ví dụ 1,7) là khối lượng riêng của đất ( $t/m^3$ ). Nếu  $PI > 50$ , thì ta giảm  $\gamma$  đi  $0,1 t/m^3$ .

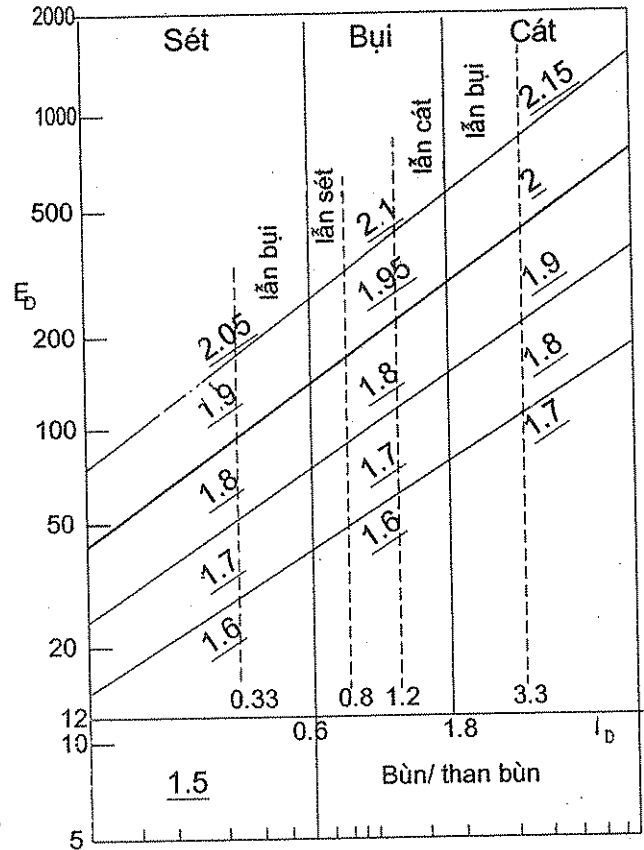
Phương trình của bốn đường thẳng chia vùng trên hình là (từ dưới lên):

$$A = 10^{(1,737+0,585 \log I_D)}$$

$$B = 10^{(2,013+0,621 \log I_D)}$$

$$C = 10^{(2,289+0,657 \log I_D)}$$

$$D = 10^{(2,564+0,694 \log I_D)}$$



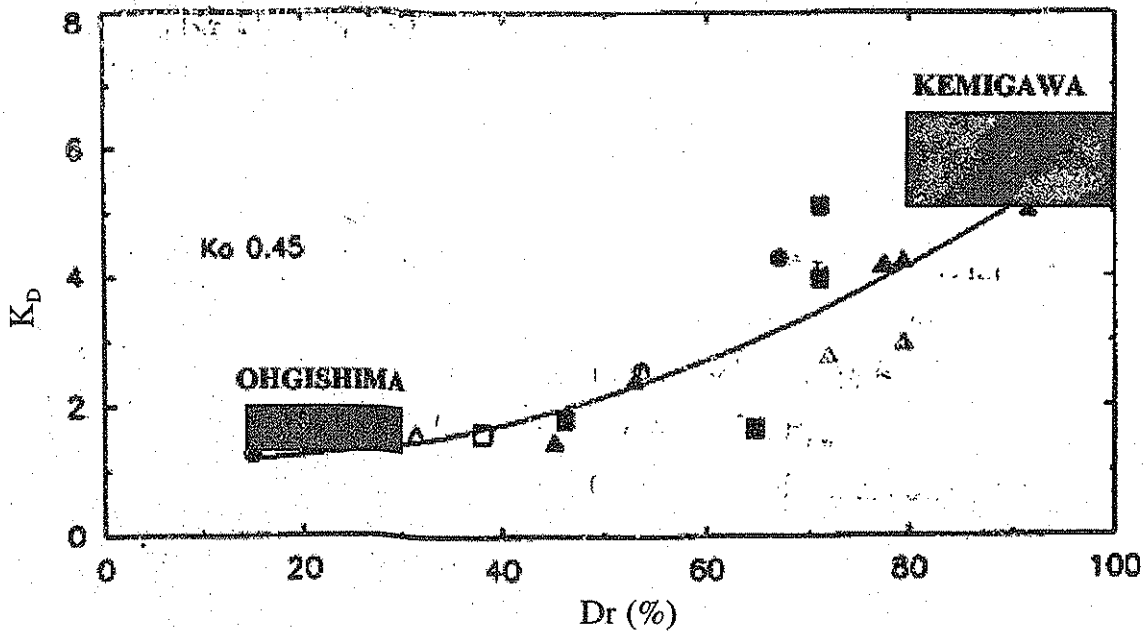
Hình 4.13. Phân loại đất dựa trên  $I_D$

#### Lưu ý:

1. Với đất hỗn hợp cát-sét, thì thí nghiệm DMT thường cho  $I_D$  trong khoảng  $0,6 \div 1,8$ , do đó có thể hiểu nhầm là đất bụi.
2. Giá trị khối lượng riêng  $\gamma$  ở hình 4.13 chỉ mang tính chất tương đối. Tuy nhiên, nhiều công thức đòi hỏi phải biết  $\sigma'_{vo}$ , do đó ta phải biết (tương đối) giá trị  $\gamma$ .

### 4.4.2.2. Đánh giá trạng thái của đất dựa trên kết quả DMT

Với đất cát cố kết thường, không ximăng hoá, độ chặt tương đối ( $D_r$ ) được xác định thông qua hình 4.14 (trong đó, giả sử  $K_0$  bằng 0,45). Với đất quá cố kết, đất ximăng hoá thì  $D_r$  sẽ nhỏ hơn so với giá trị trong hình vẽ.



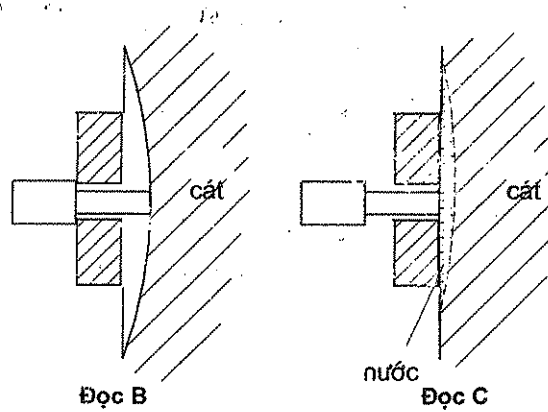
Hình 4.14. Quan hệ độ chặt ( $D_r$ ) và  $K_D$  (đất cát cố kết thường, không xi măng hoá)

### 4.4.3. ĐÁNH GIÁ TÍNH THẨM CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ DMT

#### 4.4.3.1. Xác định mực nước ngầm dựa trên kết quả DMT

Trên hình 4.15, sau khi đọc số đọc B, để đọc số đọc C, ta giảm áp lực khí và màng thép sẽ trở lại áp sát với đĩa cảm ứng. Đất cát biến dạng đàn hồi một phần, còn thì phần lớn là biến dạng dư, do đó tạo thành khe hở giữa cát và màng thép.

Nếu đất cát dưới mực nước ngầm, do tính thấm nhanh, khe này sẽ chứa đầy nước, do đó, áp lực lên màng thép lúc này là  $p_2 \approx u_0$  (ta gọi  $p_2$  là  $u_0^*$  trong phương trình 4.16). Thay vào phương trình (4.7), ta sẽ có  $u_D \approx 0$ . Lưu ý, khi đọc C, không được giảm áp (xả khí) nhanh quá, làm đất bị sụp lở (thời gian xả khí từ 45 ÷ 60 giây).



Hình 4.15. Đo C, từ đó suy ra  $u_0^*$

Cũng không được giảm áp chậm quá, nếu không, một số loại đất bụi, hoặc cát lẫn sét (có hệ số thấm  $k$  không quá lớn) sẽ có  $u_D \approx 0$  và bị hiểu nhầm là cát sạch.

Còn với đất sét, biến dạng đàn hồi rất lớn nên đất sẽ trở lại tiếp xúc với màng thép, vì vậy áp lực C đo được phần lớn là áp lực đất. Do đó,  $p_2 > u_0$ .

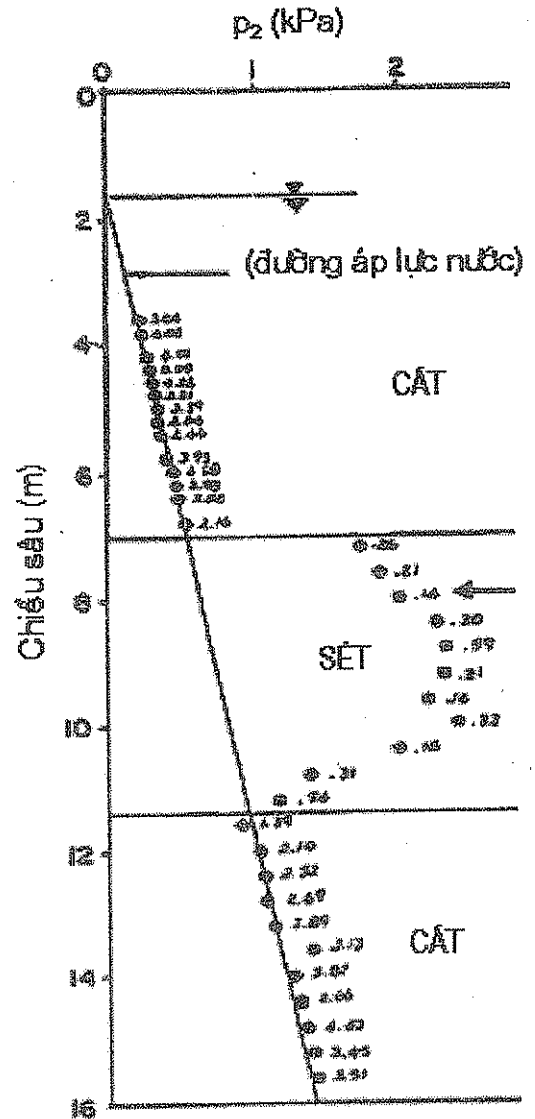
Với đất cát (hình 4.16), ta nối 1 đường thẳng giữa các điểm áp lực  $p_2$  sẽ xác định

được mực nước ngầm, từ đó sẽ xác định được  $u_0$ . Sau đó, sẽ tính được  $u_D = \frac{p_2 - u_0}{p_0 - u_0}$  (xem (4.7)). Từ đó, ta cũng xác định được loại đất như sau:

- $u_D \approx 0 \div 0,1$ : đất cát, sỏi, đá (thấm nước tốt);
- $u_D \approx 0,7 \div 1,0$ : đất dính (thấm nước kém);
- $u_D \approx 0,1 \div 0,7$ : đất pha (hỗn hợp), bụi.

Nếu loại đất xác định theo cách này lại khác xa với loại đất xác định theo  $I_D$  (hình 4.13), thì có thể do một trong các nguyên nhân sau:

- Có một vài loại đất bụi, ví dụ ở Nauy (tính thấm tương đối,  $u_D$  ở khoảng trung gian), nhẽ ra  $I_D = 0,6 \div 1,8$ , thì lại có  $I_D$  rất nhỏ ( $0,05 \div 0,2$ ).
- Số đọc C đọc quá chậm, hoặc quá nhanh. Hơn nữa, khi đất thấm nước không tốt, số đọc C không tuân theo quy luật gì.
- Số đọc A và/hoặc B không chính xác.

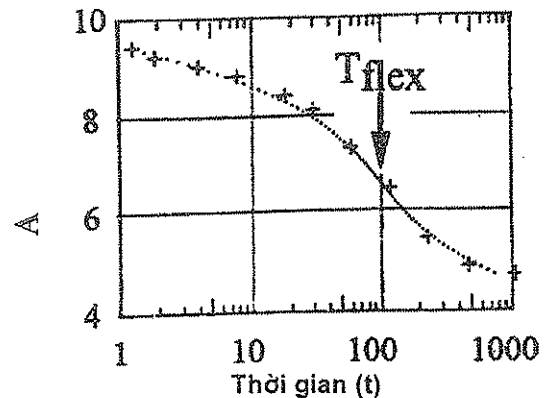


Hình 4.16. Xác định mực nước ngầm

#### 4.4.3.2. Đánh giá hệ số cố kết phương ngang $C_h$ theo kết quả DMT

Từ kết quả thí nghiệm tiêu tán áp DMT - A, ta tiến hành các bước:

- Vẽ đồ thị A-log(t);
- Xác định điểm uốn giữa hai đoạn cong trên đồ thị. Thời gian tại đó là  $t_{flex}$ ;
- $C_h = \frac{1}{\xi} 7cm^2 / t_{flex}$  xem (4.12).
- $\xi$  phụ thuộc vào mức quá cố kết của đất như bảng 4.2.



Hình 4.17. Biểu đồ A-log(t)

Bảng 4.2. Giá trị  $\xi$

Đất	Cố kết thường (NC)	Bán cố kết thường (NC-OC)	Quá cố kết ít (Lightly OC)	Rất quá cố kết (Heavily OC)
$\xi$	5 ÷ 7	3 ÷ 5	1 ÷ 3	1

Ta cũng có thể xác định  $C_h$  qua thí nghiệm DMT- $A_2$  như sau:

- Vẽ đồ thị  $A-\sqrt{t}$ ;
- Điểm  $A_0$  là điểm giao giữa đồ thị với trục tung;
- Điểm  $A_{100}$  là điểm áp lực nước lỗ rỗng tiêu tán xong - chính là điểm tương ứng với tiệm cận ngang của đồ thị;
- Chia đôi khoảng cách  $A_0-A_{100}$  ta được điểm  $A_{50}$ . Thời gian tương ứng với điểm này là  $t_{50}$ ;
- Ước tính  $E$  (môđun biến dạng) và  $S_u$  (lực dính không thoát nước). Sau đó,  $T_{50}$  ước tính theo bảng 4.3.
- $C_h = \frac{1}{\xi} 600 \frac{T_{50}}{t_{50}}$  mm/phút.

Bảng 4.3. Ước lượng  $T_{50}$

$E / S_u$	100	200	300	400
$T_{50}$ (phút)	1,1	1,5	2,0	2,7

#### 4.4.4. ĐÁNH GIÁ TÍNH BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ DMT

##### 4.4.4.1. Đánh giá môđun đàn hồi tức thời của sét dựa trên kết quả DMT

Hiện tại, chưa có tương quan nào có độ tin cậy tốt để ước tính môđun  $E_u$  trực tiếp từ kết quả của DMT.

##### 4.4.4.2. Đánh giá môđun biến dạng của cát và sét dựa trên kết quả DMT

$M$  (tức là  $E_s$ ) là môđun biến dạng trong điều kiện thoát nước và không nở hông. Nếu thí nghiệm nén một trục (oedometer) thì:

$$M = \frac{1}{m_v} \quad (m_v \text{ còn gọi là } a_0);$$

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

$E_D$  (tức là  $E_{DMT}$  và lưu ý, không nên nhầm lẫn giữa  $E$  và  $E_D$ ) cần được hiệu chỉnh sang  $M$  theo phương trình (4.14), bảng 4.1 vì các lý do sau:

- Đất bị xáo trộn (có thể là nén chặt) dưới tác dụng xuyên;
- Hướng gia tải của DMT là phương ngang, trong khi  $M$  (và  $E$ ) là môđun theo phương đứng.

#### 4.4.4.3. Đánh giá môđun cắt dựa trên kết quả DMT

Một số tác giả (Hryciw-1990, Tanaka-1998, ...) đã tìm những quan hệ giữa môđun cắt cực đại  $G_{\max}$  (sử dụng để tính toán kháng chấn) và  $E_D$ ,  $K_D$ . Họ thấy rằng, với đất cố kết thường ( $K_D = 2$ ) thì  $G_{\max}/E_D \approx 7,5$ . Với đất quá cố kết,  $K_D$  tăng lên, còn  $G_{\max}/E_D$  giảm xuống, có thể dưới 2,0.

Có thể tính gián tiếp  $G_{\max}$  qua phương trình sau của Hryciw:

$$G_{\max} = 530 \frac{\gamma - 1}{2,7 - \gamma} \sqrt[4]{K_o \cdot \sigma'_{vo}}, \text{ bar} \quad (4.17)$$

trong đó  $\sigma'_{vo}$  - ứng suất bản thân (địa tĩnh) theo phương đứng, bar;  
 $\gamma$  - khối lượng riêng của đất, t/m<sup>3</sup>.

#### 4.4.4.4. Đánh giá hệ số nền dựa trên kết quả DMT

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

$$k_{hs} = 0,5 \left( \frac{B + 0,3}{2B} \right)^2 \frac{K_D - K_o}{7,5 \text{ mm}} \sigma'_{vo}$$

trong đó

$B$  - bề rộng móng (nếu là cọc thì là cạnh cọc), m.

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

$$k_s = k_{hs}/K_o = 0,5 \left( \frac{B + 0,3}{2B} \right)^2 \frac{K_D - K_o}{7,5 \text{ mm}} \frac{\sigma'_{vo}}{K_o} \quad (\text{xem (4.15)}).$$

#### 4.4.5. ĐÁNH GIÁ HỆ SỐ $K_o$ VÀ OCR CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ DMT

##### 4.4.5.1. Đánh giá hệ số $K_o$ và OCR của đất sét dựa trên kết quả DMT

Giá trị  $K_D$  lớn hơn  $K_o$  vì đất chặt hơn dưới mũi xuyên 1,5 cm. Do đó, có nhiều tác giả đã thực nghiệm để tìm giá trị  $K_o$  từ  $K_D$  như trình bày dưới đây.

Marchetti (1980) và nhiều tác giả đề nghị tương quan sau (hình 4.18b):

$$K_o = (K_D/\beta_k)^{0,47} - 0,6 \quad (\text{xem (4.8)})$$

Với đất sét thường (không nứt nẻ, không nhạy cảm),  $\beta_k = 1,5$  (hình 4.18a), do đó

$$K_o = (K_D/1,5)^{0,47} - 0,6$$

Còn Lacasse và Lunne (1988) dựa vào thí nghiệm ở Nauy cho rằng, khi  $K_D < 4$  thì:

$$K_o = 0,34 K_D^m \quad (4.18)$$

trong đó  $m = 0,44$  với đất có độ dẻo cao;

$m = 0,64$  với đất có độ dẻo thấp.



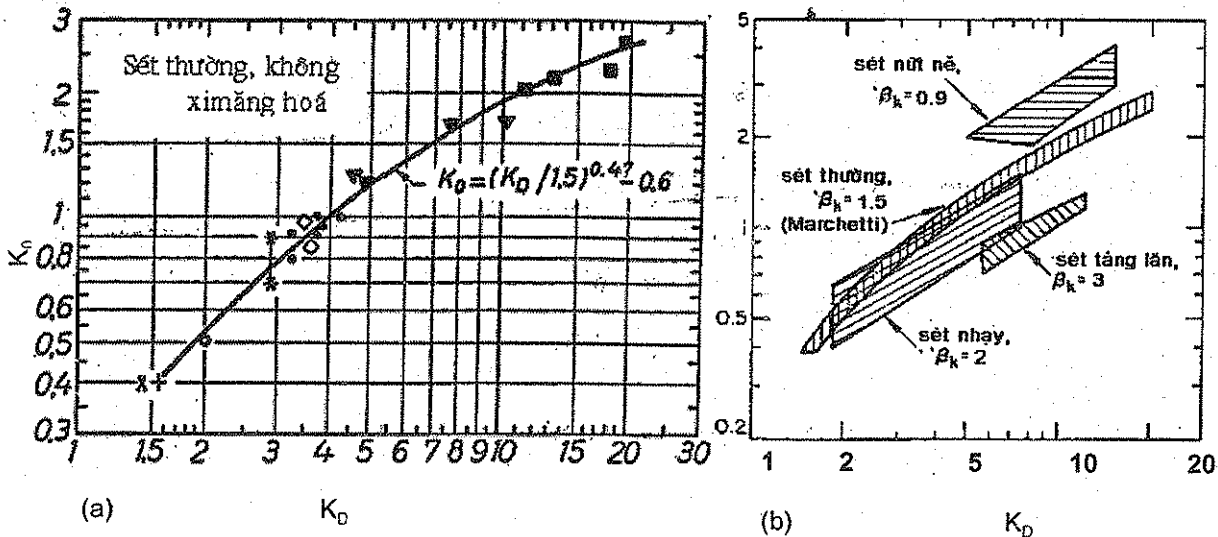
Tương tự với phương trình (4.18), Lunne (1990) đề xuất phương trình sau:

- Với đất sét dưới 60.000 năm tuổi ( $S_u / \sigma'_{vo} < 0,5$ ):

$$K_0 = 0,34 K_D^{0,54} \tag{4.19}$$

- Với đất sét trên 70 triệu năm tuổi ( $S_u / \sigma'_{vo} > 0,8$ ):

$$K_0 = 0,68 K_D^{0,54} \tag{4.20}$$



Hình 4.18. Quan hệ giữa  $K_D$  và  $K_0$

Còn quan hệ ở hình 4.19 (Marchetti) cho đất sét thường, không nhạy cảm là:

$$OCR = (0,5 K_D)^{1,56} = 0,34 K_D^{1,56} \text{ (xem (4.9))}$$

Phương trình này có dạng tổng quát hoá là:

$$OCR = (\beta_0 K_D)^{1,56}$$

trong đó  $\beta_0 = 0,5$  với đất sét thường;

$\beta_0 = 0,75$  với đất sét nứt nẻ;

$\beta_0 = 0,35$  với đất sét nhạy cảm.

Tương tự với phương trình tìm  $K_0$ , Lunne cho rằng OCR phụ thuộc tuổi của sét:

- Với đất sét dưới 60.000 năm tuổi ( $S_u / \sigma'_{vo} < 0,5$ ):

$$OCR = 0,3 K_D^{1,17} \tag{4.21}$$

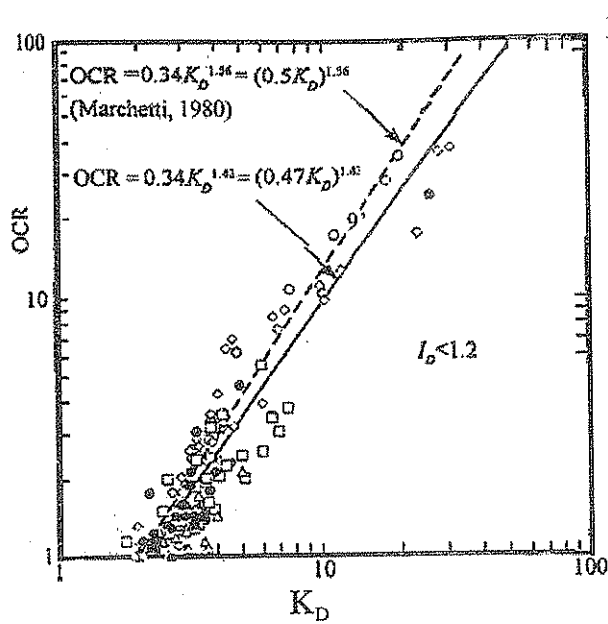
- Với đất sét trên 70 triệu năm tuổi ( $S_u / \sigma'_{vo} > 0,8$ ):

$$OCR = 2,7 K_D^{1,17} \tag{4.22}$$

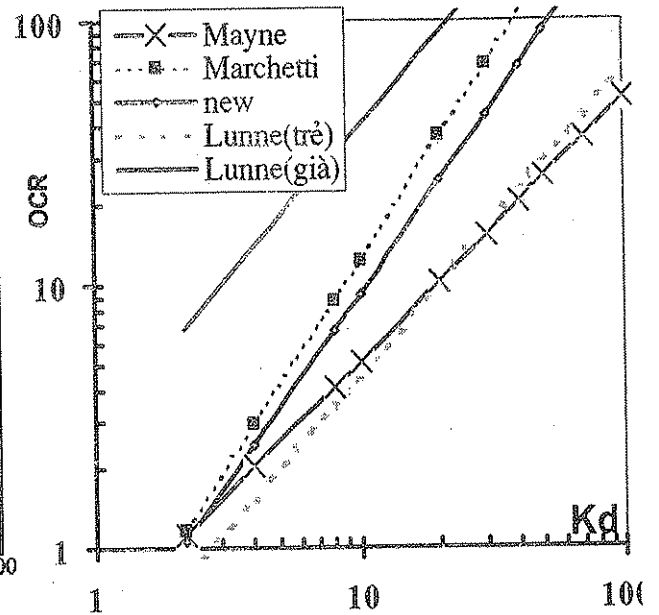
- Mayne (1987) đơn giản cho rằng:

$$OCR = 0,51 K_D \tag{4.23}$$

Toàn bộ các quan điểm tính OCR khác nhau được tóm tắt ở hình 4.20.



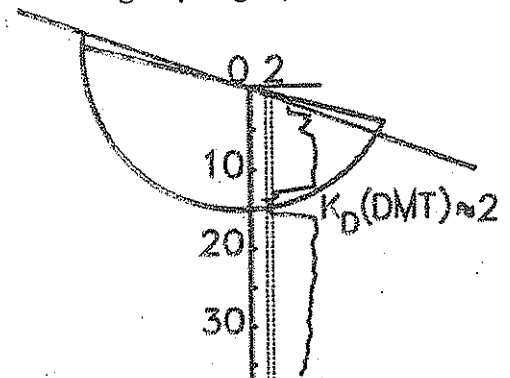
Hình 4.19. Quan hệ giữa OCR và  $K_D$



Hình 4.20. Tóm tắt tính OCR theo DMT

Với đất cố kết thường ( $OCR = 1$ ), từ phương trình (4.9) ta có  $K_D \approx 2$  (và do đó,  $K_0 \approx 0,54$ ). Điều này đã được nhiều tác giả chứng minh bằng thực nghiệm.

Ví dụ như, Totani và cộng sự (1997) đã tiến hành xem xét một mái dốc bị trượt lở tự nhiên. Tại mặt trượt, đất sét đã bị xáo trộn, bị mất sự ximăng hoá, già hoá, ..., do đó, đất sét tại mặt trượt được coi là đất cố kết thường (NC). Thí nghiệm DMT cho thấy, tại vùng mặt trượt trên mái dốc bằng đất quá cố kết,  $K_D \approx 2$  (hình 4.21).



Hình 4.21.  $K_D \approx 2$  tại mặt trượt

Với đất sét bị ximăng hoá, già hoá, các phương trình tính  $K_0$  và OCR ở trên là không phù hợp. Với đất sét cố kết thường nhưng bị ximăng hoá, thì  $K_D$  có thể từ 3 đến 4. Do đó,  $\beta_k$  trong phương trình (4.8) có thể lớn hơn, ví dụ như từ 2,5 đến 3,0.

Với đất không bị ximăng hoá, biểu đồ  $K_D$  cho đất quá cố kết (OC) sẽ giảm theo độ sâu, còn cho đất cố kết thường (NC) thì  $K_D \approx 2$  (tương tự biểu đồ OCR ở hình 1.14). Nếu đất quá cố kết (OC) mà biểu đồ  $K_D$  không giảm theo chiều sâu thì chứng tỏ đất sét bị ximăng hoá.

Với đất sét quá cố kết nứt nẻ, thì biểu đồ  $K_D$  thường có dạng dao động, dích dắc.

#### 4.4.5.2. Đánh giá hệ số $K_0$ và OCR của đất cát dựa trên kết quả 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 thể lấy mẫu nguyên dạng để thí nghiệm xác định OCR trong phòng được (thí nghiệm oedometer).

Nhiều tác giả (Jendeby-1992, Baldi-1988, Jamiolkowski-1995, Marchetti-2000) cho rằng, có thể xác định một cách định tính như sau:

- Nếu  $M_{DMT}/q_c = 5 \div 10$  thì  $OCR = 1$ ;
- Nếu  $M_{DMT}/q_c = 12 \div 24$  thì  $OCR > 1$ .

trong đó  $M_{DMT}$  - môđun không nở hông suy ra từ thí nghiệm DMT;  
 $q_c$  - sức kháng xuyên mũi từ thí nghiệm CPT.

Có thể giải thích nhận xét trên như sau: Với đất quá cố kết, áp lực ngang ( $\sigma'_{ho} = K_0 \sigma'_{vo}$ ) tăng lên; Do bản chất nén ngang của thí nghiệm DMT,  $M_{DMT}$  tăng lên khá nhiều, trong khi đó  $q_c$  tăng rất ít. Như vậy đất càng quá cố kết thì  $M_{DMT}/q_c$  càng cao. Tóm lại, DMT nhận biết tốt hơn sự quá cố kết (OCR) so với CPT.

Ta đã biết, Marchetti đề xuất đồ thị ở hình 2.40, trong đó  $K_0$  được xác định dựa trên  $q_c$ ,  $\varphi$ . Dựa trên đồ thị của Marchetti, Schmertmann (1982-1992) đề xuất phương pháp tính tính lập xác định  $K_0$  và  $\varphi'$  qua  $K_D$  và  $q_c$ :

$$K_0 = \frac{40 + 23K_D + (152 - 86K_D)(1 - \sin \varphi') - 717(1 - \sin \varphi')^2}{192 - 717(1 - \sin \varphi')} \quad (4.24)$$

Trong đó,  $\varphi'$  là góc ma sát trong hữu hiệu, được tính lập cùng với  $K_D$  bằng công thức của Michell và Durgunoglu (tương tự phương pháp Marchetti ở hình 2.40) và bằng phương trình (4.24).

Marchetti, sau đó là Baldi (1986) đã đơn giản hoá phương pháp của Schmertmann thành phương trình sau:

$$K_0 = 0,376 + 0,095K_D - \xi q_c/\sigma'_{vo} \quad (4.25)$$

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:

$$K_0 = 0,359 + 0,071K_D - 0,00093 q_c/\sigma'_{vo} \quad (4.26)$$

Tuy nhiên,  $K_0$  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: hoặc  $q_c$  (thí nghiệm CPT ngay gần thí nghiệm DMT) hoặc  $\varphi'$ .

#### 4.4.6. ĐÁNH GIÁ SỨC KHÁNG CẮT CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ DMT

##### 4.4.6.1. Đánh giá góc $\varphi$ của đất cát dựa trên kết quả DMT

Có ba phương pháp xác định  $\varphi$  như sau:

*Cách 1:* Xác định  $K_0$  như phần 4.4.5.2. Sau đó, dùng hình 2.41 để xác định  $\varphi$ . Tuy nhiên, cách này không tin cậy lắm vì sai số tích lũy qua việc xác định  $\varphi$  gián tiếp.

Cách 2: Sử dụng phương trình do Marchetti đề xuất năm 1997:

$$\phi = 28 + 14,6 \times \log K_D - 2,1 \times \log^2 K_D \quad (\text{xem (4.11)})$$

Cách 3: Cách của Schmertmann. Tuy nhiên, cách này rất phức tạp, đòi hỏi quá trình tính lặp và sử dụng cả số liệu lực xuyên khi ấn mũi DMT.

4.4.6.2. Đánh giá sức kháng cắt  $S_u$  của đất sét dựa trên kết quả DMT

Sức kháng cắt không thoát nước được Marchetti đề xuất từ năm 1980 (hình 4.22) như sau:

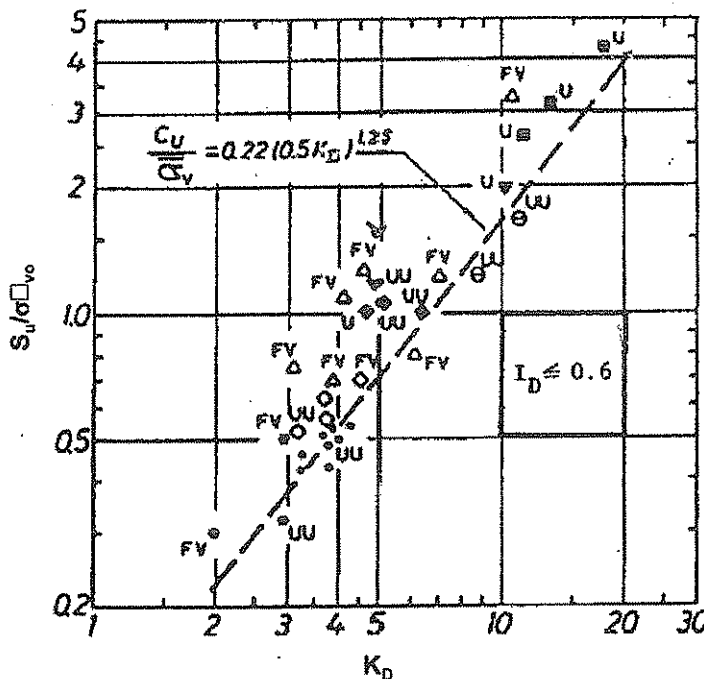
$$S_u = 0,22 \sigma'_{vo} (0,5 K_D)^{1,25} = 0,22 \sigma'_{vo} OCR^{0,8} \quad (\text{xem (4.10)})$$

Nhiều tác giả đã so sánh kết quả tính theo phương trình trên với thí nghiệm trong phòng và các thí nghiệm khác, như Burghignoli (1991), Nash và cộng sự (1992) hình 4.23) và cho thấy phương trình (4.10) có độ tin cậy tương đối cao.

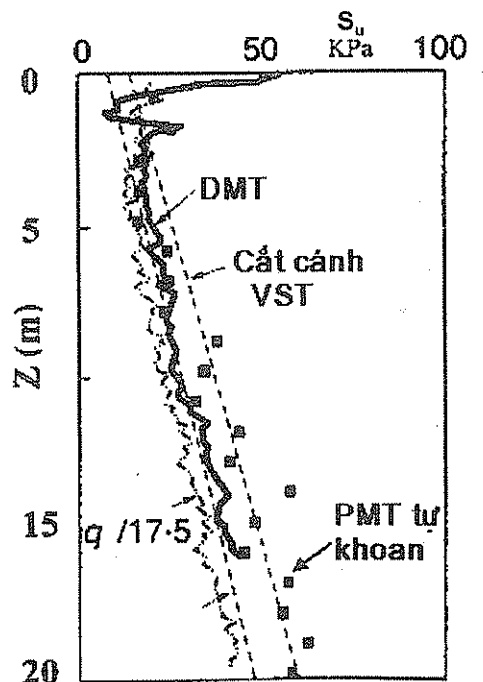
Tuy nhiên, Roque và cộng sự cho rằng, phương trình sau nên được sử dụng:

$$S_u = \frac{P_1 - (K_o \sigma'_{vo} + u_o)}{N_c} \quad (4.27)$$

- ở đây  $N_c = 5$  cho đất sét và bụi giòn (độ nhạy cảm cao);
- $= 7$  cho đất sét trung bình;
- $= 9$  cho đất sét dẻo không nhạy cảm.



Hình 4.22. Đường hồi quy  $S_u$  của Marchetti



Hình 4.23. So sánh các kết quả  $S_u$

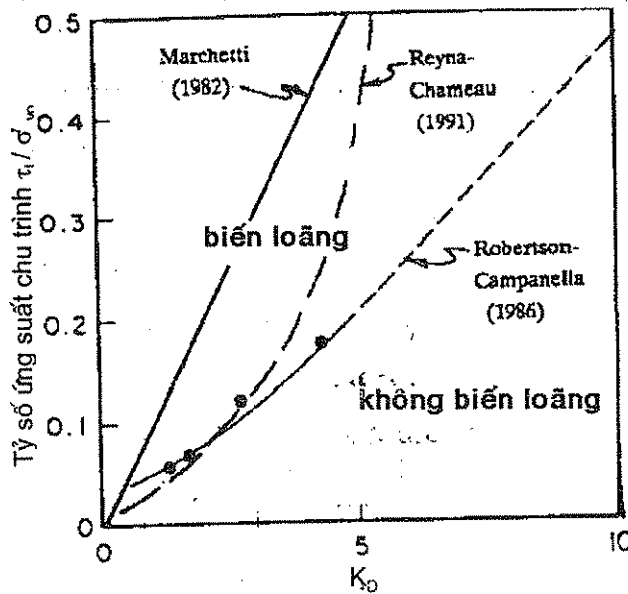
### 4.4.7. ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG BIẾN LOÃNG CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ DMT

Ban đầu, Marchetti-1982 (đường thẳng trên hình 4.24) cho rằng, đất cát có khả năng biến loãng là đất có:

$$K_D \leq 10 \tau_1 / \sigma'_{vo} = K_{D \text{ cần có}} \tag{4.28}$$

Cách xác định  $\tau_1 / \sigma'_{vo}$  xem phần 1.1.6.

Sau đó, Robertson, Campanella (1986) và Reyna, Chameau (1991) đề nghị những tiêu chí đánh giá khả năng biến loãng khác (hai đường cong trên hình 4.24). Kết quả của Reyna và Chameau được đánh giá là có độ tin cậy cao nhất. Dựa trên hình 4.24, Marchetti (1997) đơn giản hoá và đưa ra bảng 4.4 đánh giá đất có khả năng biến loãng.



Hình 4.24. Khả năng biến loãng của cát

Bảng 4.4. Giá trị  $K_D$  của đất biến loãng

M = 7,5	$a_{max}$	0	0,15	0,25	0,35
	$K_D$	< 1,7	< 4,2	< 5,0	< 5,5

## 4.5. ỨNG DỤNG KẾT QUẢ DMT VÀO DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC

### 4.5.1. CÁCH TÍNH SỨC CHỊU TẢI NÉN ĐỌC TRỰC CỦA CỌC ĐÚC SẴN TRONG ĐẤT SÉT CỦA POWELL (2001B)

Powell và cộng sự đề xuất phương pháp này dựa trên số liệu thực nghiệm của 60 cọc đóng và ép vào đất sét ở Anh, Na Uy, Pháp và Đan mạch.

Sức kháng bên đơn vị  $f_i$  cho trường hợp cọc chịu kéo là:

- $0,5 (p_1 - p_0)$  nếu  $I_D < 0,1$  ;
- $(0,575 - 0,73077 I_D) (p_1 - p_0)$  nếu  $0,1 < I_D < 0,65$  ;
- $0,1 (p_1 - p_0)$  nếu  $0,65 < I_D < 0,8$  .

Sức kháng bên đơn vị  $f_i$  cho trường hợp cọc chịu nén là:

- $(0,775 - 1,1111 I_D) (p_1 - p_0)$  nếu  $I_D < 0,6$  ;
- $0,11 (p_1 - p_0)$  nếu  $0,8 > I_D > 0,6$  .

Nếu cọc quá dài ( $L > 50B$ ,  $L$  là chiều dài,  $B$  là đường kính cọc), thì sức kháng bên  $f_i$  ở đoạn cọc gần mặt đất (đoạn  $L - 50B$ ) sẽ phải giảm 15% so với các giá trị trên.

Sức kháng mũi đơn vị là:  $q_p = k_{di} p_1$  .

trong đó  $k_{di} = 1,3$  nếu  $E_D > 2$  MPa;

$k_{di} = 0,7$  nếu  $E_D \leq 2$  MPa.

Nếu cọc ống rỗng không bịt mũi thì  $q_p$  giảm đi 50%.

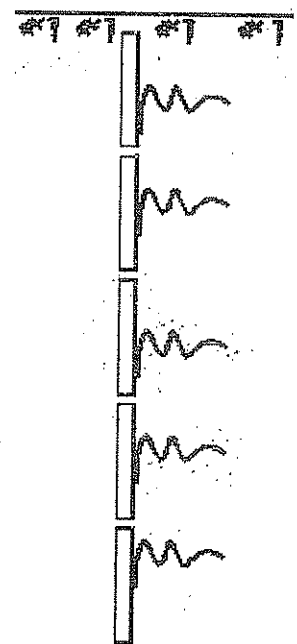
### 4.5.2. TÍNH TOÁN CỌC CHỊU TẢI TRỌNG NGANG

#### 4.5.2.1. Giới thiệu về phương pháp đường cong P-y

Hiện nay, ở các nước phương Tây - Bắc Mỹ, người ta thường không tính toán cọc chịu tải trọng ngang theo phương pháp giải tích mà chúng ta đã biết. Phương pháp phổ biến nhất được dùng là phương pháp "đường cong P-y"

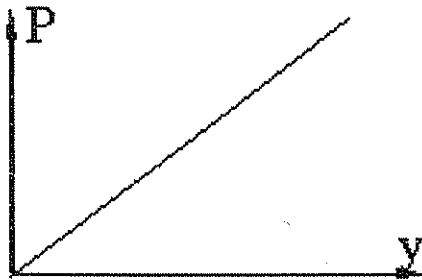
Phương pháp này sử dụng phần tử hữu hạn kết hợp với mô hình nền Winkler phi tuyến. Tóm tắt của phương pháp như sau:

- Chia cọc thành nhiều đoạn phần tử hữu hạn nhỏ (hình 4.25);
- Trên mỗi đoạn, tương tác (phản lực nền) giữa cọc và đất được mô hình bởi 1 gói đàn hồi. Tuy nhiên, độ

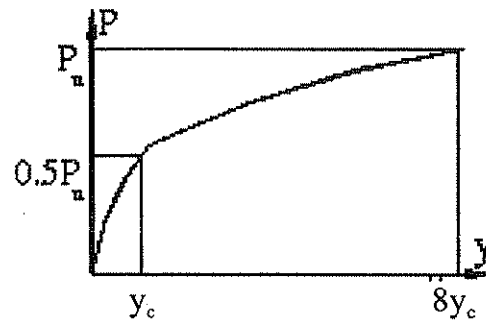


Hình 4.25. Mô hình cọc

cứng của gối đàn hồi ( $k = P / y$ ) không phải là hằng số như quan hệ tuyến tính trên hình 4.26a mà là quan hệ phi tuyến như trên hình 4.26b (chuyển vị của cọc  $-y-$  càng lớn thì gối đàn hồi càng mềm);



Hình 4.26a. Gối đàn hồi tuyến tính



Hình 4.26b. Gối đàn hồi phi tuyến

- Sử dụng phương pháp phân tử hữu hạn để giải bài toán, từ đó tìm ra nội lực, chuyển vị của cọc. Hiện nay có nhiều phần mềm sử dụng phương pháp này như: LATPILE.UBC, LTBASE, BMCOL76, FL-PIER (hay FB-PIER).

**4.5.2.2. Cách xây dựng đường cong P-y của Robertson và cộng sự (1989)**

Phương pháp Robertson dựa trên quan hệ P-y của Matlock (1970) sau:

$$P = 0,5P_u \left( \frac{y}{y_c} \right)^{0,33} \tag{4.29}$$

trong đó P - phản lực của đất lên đoạn cọc (t/cm dài cọc);

y - chuyển vị ngang của đoạn cọc (cm);

$P_u$  - phản lực cực hạn của đất lên đoạn cọc;

$P_u$  xác định theo phương trình (4.30) và (4.31);

$y_c$  - chuyển vị ngang của cọc khi  $P = 0,5P_u$ ;

theo phương trình (4.29),  $P_u$  đạt được khi chuyển vị là  $8y_c$ ;

$y_c$  xác định theo phương trình (4.32) và (4.33);

Đất dính:  $P_u = N_p S_u B \tag{4.30}$

Đất rời:  $P_u$  bằng giá trị nhỏ nhất trong hai giá trị sau:

$$\sigma'_{vo} [B (K_p - K_a) + z K_p \text{tg}\phi' \text{tg}\beta] \tag{4.31a}$$

$$\sigma'_{vo} B [K_p^3 + 2K_0 K_p^2 \text{tg}\phi' + \text{tg}\phi' - K_a] \tag{4.31b}$$

Đất dính:  $y_c = \frac{23,67 S_u \sqrt{B}}{10E_D} \tag{4.32}$

$$\text{Đất rời: } y_c = \frac{4,17 \sin \varphi' \sigma'_{vo}}{2E_D(1 - \sin \varphi')} B \quad (4.33)$$

Trong đó

$$N_p = \min\left(9; 3 + \frac{\sigma'_{vo}}{S_u} + J \frac{z}{B}\right); \quad J = 0,5 \text{ với sét mềm;} \\ J = 0,25 \text{ với sét cứng;}$$

$z$  - độ sâu tại phân đoạn cọc đang xét;

$B$  - đường kính cọc;

$S_u$  - sức kháng cắt không thoát nước của đất dính;

$\sigma'_{vo}$  - ứng suất đứng hữu hiệu tại độ sâu  $z$ ;

$\varphi'$  - góc ma sát trong hữu hiệu;

$K_a$  - hệ số áp lực ngang chủ động, theo Rankine =  $\frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi' / 2)$ ;

$K_p$  - hệ số áp lực ngang bị động, theo Rankine =  $1 / K_a$ ;

$K_0$  - hệ số áp lực ngang tĩnh;

$\beta = 45^\circ + \varphi' / 2$ ;

$E_D$  - mô đun từ thí nghiệm DMT.

#### 4.5.2.3. Cách xây dựng đường cong P-y của Gabr và Borden (1988) cho cọc trong đất rời

Gabr và Borden dựa trên quan hệ P-y của Murchison và O'Neil (1984) sau:

$$P = n A P_u \tanh \left[ \frac{k_0 z}{A n P_u} y \right] \quad (4.34)$$

trong đó  $n = 1,5$  với cọc tiết diện đều và  $n = 1,0$  với cọc nêm tròn;

$A = 0,9$  với tải trọng động;

$A = \min(0,9; 3 - 0,8z / D)$  với tải trọng tĩnh;

$P_u$  lấy như phương pháp Robertson (tức là dùng phương trình 4.31);

$k_0$  - hệ số nền ban đầu, được Gabr và Borden đề nghị tính như sau:

$$k_0 = \frac{p_0 - \sigma'_h}{h};$$

$p_0$  - áp lực DMT (tương ứng với số đọc A);

$\sigma'_h$  - áp lực ngang hữu hiệu =  $K_0 \sigma'_{vo}$ ;

$h$  - nửa bề dày mũi xuyên DMT =  $7 \div 7,5$  mm;

$\tanh(x) = \sinh(x) / \cosh(x)$ ;  $\cosh(x) = (e^x + e^{-x}) / 2$ .



### 4.6. TRÌNH BÀY KẾT QUẢ

Một trong những chương trình <sup>4</sup> diễn dịch kết quả của thí nghiệm DMT được trình bày dưới đây. Dữ liệu đầu vào của DMT được lưu ở những ô đậm màu (chiều sâu, A, B và C). Kết quả được tính toán và lưu ở những ô màu trắng, sau đó kết quả được vẽ lên các đồ thị thể hiện sự liên tục của các lớp đất. Trong các đồ thị, độ sâu được biểu diễn ở trục tung, còn các chỉ tiêu thí nghiệm và chỉ tiêu cơ lý ( $A, B, K_D, I_D, M, S_u, \phi, K_0, OCR, m$ ) được biểu diễn ở từng trục hoành của từng đồ thị nhỏ.

case # 1  
# 2

**DMT Version 1.30**  
 Location: near Lake Alice  
 Engineer: Thai  
 Date: 03/27/01

**Factors (<1) for Su:**  
 $\Delta A$  0.22 Max Su Id  
 $\Delta B$  0.56  
 Zm 0.00 Min  $\phi$  Id

z	Raw readings				Corrected pressures			Unit wght	static pwp	eff stress	DMT indexes			
	Thrust	A	B	C	p <sub>0</sub>	p <sub>1</sub>	p <sub>2</sub>	$\gamma$	u <sub>0</sub>	$\sigma'_{o}$	K <sub>d</sub>	Ed	Id	U <sub>d</sub>
(m)	kg	(bar)	(bar)	(bar)	(bar)	(bar)	(bar)	KN/m <sup>3</sup>	(bar)	(bar)		(bar)		
0.20	7031	6.70	23.50		6.12	22.94		19.6	0.000	0.039	155.88	584	2.75	
0.40	6441	7.70	20.00		7.34	19.44		19.1	0.000	0.078	94.73	420	1.65	
0.60	5262	8.20	27.50		7.49	26.94		19.6	0.000	0.117	64.17	675	2.59	
0.80	4581	6.40	21.00		5.93	20.44		19.6	0.000	0.156	38.00	504	2.45	
1.00	3751	5.10	17.75		4.73	17.19		19.6	0.000	0.195	24.20	432	2.64	
1.20	4672	4.40	17.75		3.99	17.19		19.6	0.000	0.235	17.02	458	3.31	

Factors (<1) for Su: 1.0     $\phi$ : 1.0    K<sub>0</sub>: 1.0    OCR: 1.0    M: 1.0

$\Delta A$  0.22    Max Su Id 0.9    Ko for Clay by: Marchetti    OCR for clay by: Marchetti

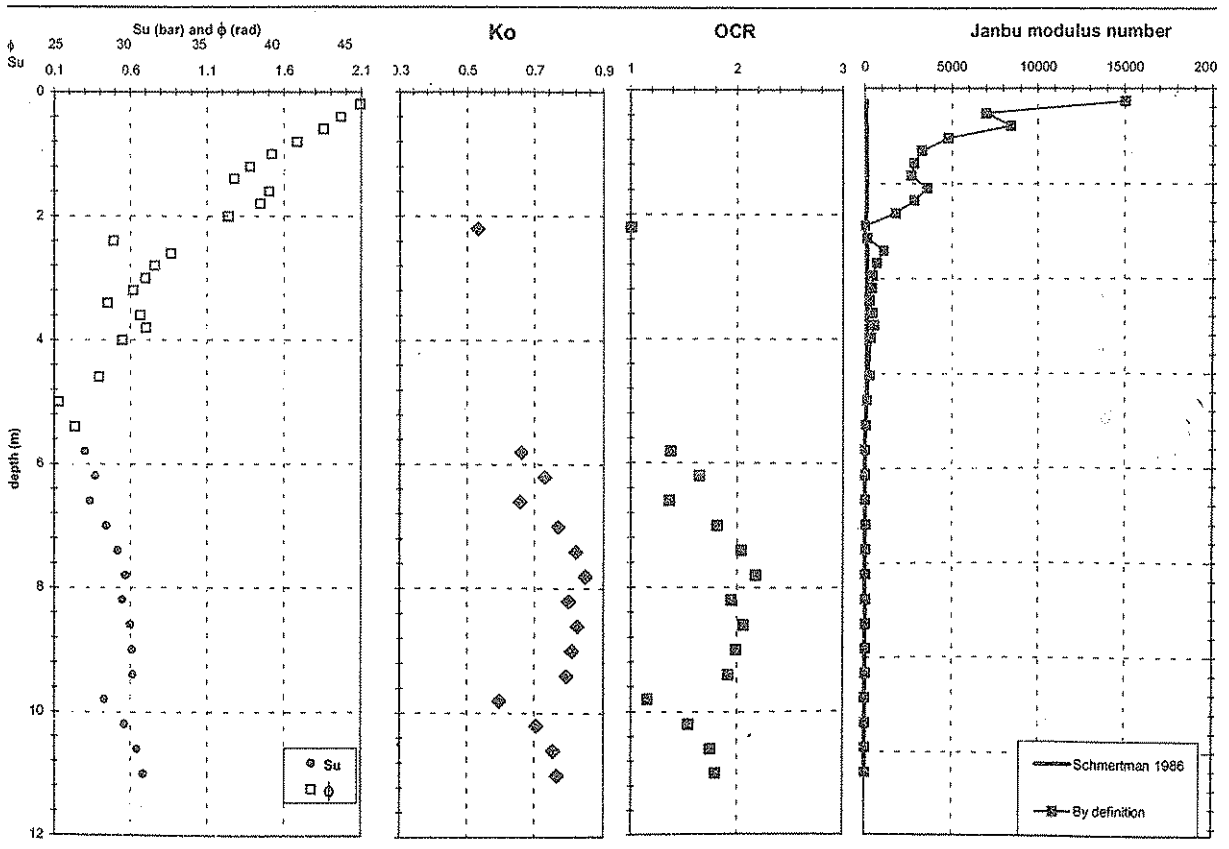
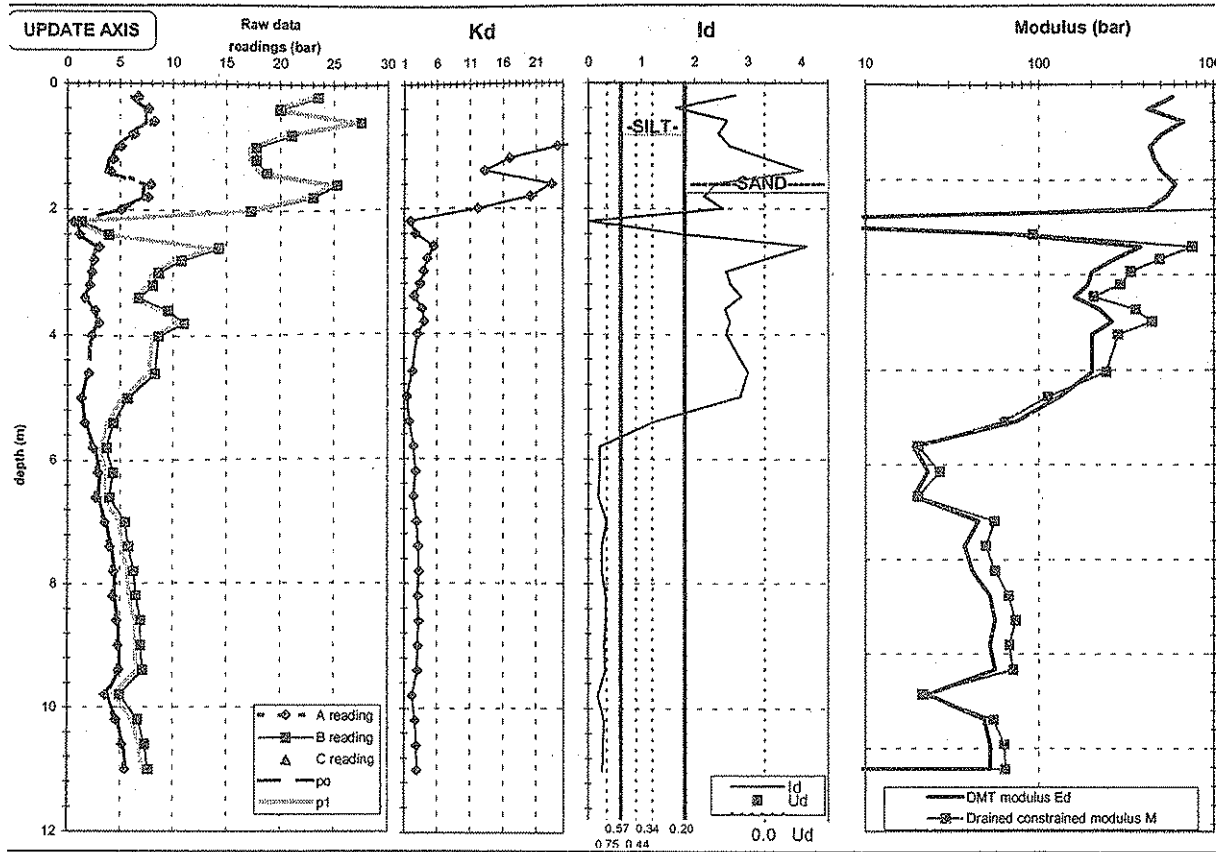
$\Delta B$  0.56

Zm 0.00    Min  $\phi$  Id 1.2    GWT (m) 11.5

DMT indexes				Soil Type	Undrain <sup>d</sup> shear Su (bar)	$\phi$ conservat <sup>ive</sup> values	Ko by Marchetti	OCR by Marchetti	drained constraint modulus Mds (bar)	Janbu number	
Kd	Ed (bar)	Id	Ud							Schmertman 1986	By definition
155.88	584	2.75		Dense si. Sand	-	49.9	-	-	2977	110	15026
94.73	420	1.65		Dense sdy Silt	-	48.7	-	-	1943	66	6978
64.17	675	2.59		Dense si. Sand	-	47.5	-	-	2875	104	8412
38.00	504	2.45		Dense si. Sand	-	45.8	-	-	1895	98	4798
24.20	432	2.64		Dense si. Sand	-	44.2	-	-	1443	105	3266
17.02	458	3.31		Dense Sand	-	42.8	-	-	1376	132	2840

Hình 4.27. Số liệu đầu vào và kết quả tính toán

<sup>4</sup> Chương trình có tại Bộ môn Cơ học Đất, Đại học Xây dựng. Cfte@fpt.vn; ngthai@ufl.edu



Hình 4.28. Đồ thị kết quả A, B,  $K_D$ ,  $I_D$ , M,  $S_u$ ,  $\phi$ ,  $K_0$ , OCR, m

### 4.7. ĐỘ TIN CẬY CỦA THÍ NGHIỆM DMT

Theo Kulhawy và Trautmann (1996), COV của thí nghiệm DMT trong khoảng 0,05 đến 0,15 và DMT là thí nghiệm có độ tin cậy cao nhất trong các thí nghiệm hiện trường thông dụng (xem phụ lục 1 và 2). DMT có một số sai số nhỏ và được tóm tắt trong bảng sau:

Bảng 4.5. Tóm tắt những sai số của DMT

Do thiết bị	Màng thép bị rão
	Cần xuyên bị cong
	Gioăng ngăn nước bị rò rỉ
Do thí nghiệm	Chuẩn hoá $\Delta A$ và $\Delta B$ không đúng quy trình
	Nếu có đo lực ấn mũi thì sai số do ma sát lên cần xuyên, do tốc độ xuyên

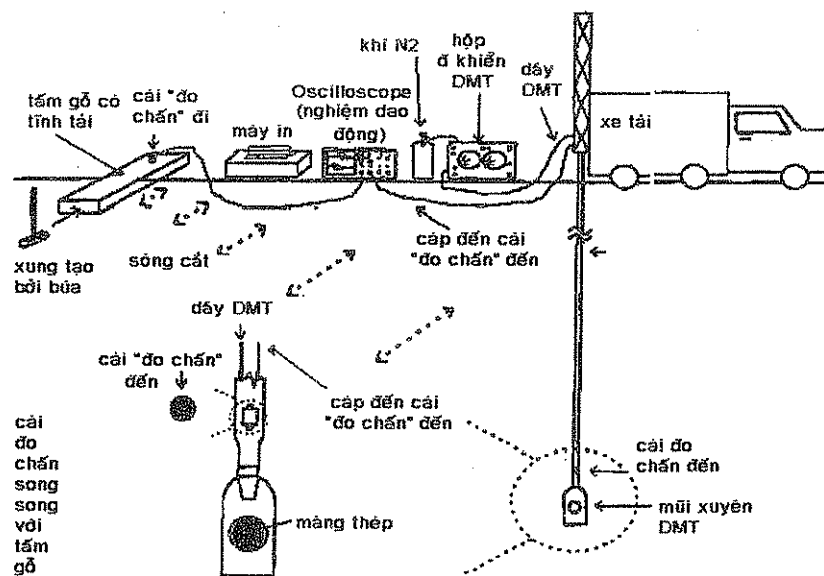
### 4.8. GIÁ THÀNH THÍ NGHIỆM DMT

Giá của thiết bị DMT tương đối ổn định từ năm 1992 đến nay. Giá của một mũi xuyên và một hộp điều khiển tại Mỹ và Châu Âu vào khoảng 7.000USD. Một bộ đầy đủ (kể cả dự phòng) gồm: hai mũi xuyên, một hộp điều khiển, vài cáp p-e (cáp điện-hơi), vài mẫu chuyển cần (adapter), vài chục màng thép (có hai loại, màng cứng và màng mềm), xilanh, cờ lê, mỏ lết - toàn bộ giá khoảng \$15.000. Giá thành thí nghiệm là  $15 \div 30$  USD / 1 m chưa kể công chuyên chở. Tốc độ thí nghiệm thông thường được  $30 \div 60$  m một ngày (8 tiếng).

Ngoài ra, cơ cấu gia lực (xe tải, hoặc giàn gia lực), kể cả cần xuyên có thể dùng chung với thiết bị CPT.

### 4.9. NHỮNG CẢI TIẾN MỚI VỚI THÍ NGHIỆM DMT

Ngoài thí nghiệm DMT thông thường đã trình bày chi tiết trong chương này, trên thế giới, một số cải tiến mới cũng đang được thử nghiệm với thí nghiệm DMT. Hình 4.29 minh họa thí nghiệm SDMT (seismic DMT), là thí nghiệm DMT địa chấn.



Hình 4.29. Thí nghiệm SDMT (DMT địa chấn)

## 4.10. TƯƠNG QUAN VỚI CÁC THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG KHÁC

### 4.10.1. TƯƠNG QUAN VỚI PMT

Về bản chất, thí nghiệm DMT tương tự với thí nghiệm PMT. Chúng đều là thí nghiệm nén ngang, tuy nhiên, DMT chính xác và đơn giản hơn nhiều.

Schmertmann (1987) cho rằng:  $p_0/p_L \approx 0,8$ ;  $p_1/p_L \approx 1,2$ .

Kalteziotis và cộng sự (1991) cho rằng:  $p_1/p_L \approx 1,25$ ;  $E_{PMT} \approx 0,4 E_D$ .

( $p_L$  là áp lực giới hạn của PMT).

### 4.10.2. TƯƠNG QUAN VỚI CPT

Như đã trình bày trong phần 4.4.5.2, ta có:

- Với đất cát có kết thường:  $M/q_c = 5 \div 10$ ;
- Với đất cát quá cố kết:  $M/q_c = 12 \div 24$ .

## 4.11. TÓM TẮT THÍ NGHIỆM DMT

1. Thí nghiệm DMT đo áp lực từ đất lên màng thép của mũi xuyên DMT khi ta dùng khí nén đẩy màng thép ép về phía đất.
2. DMT là một trong những thí nghiệm hiện trường chính xác nhất, đồng thời lại là thí nghiệm nhanh và đơn giản.
3. 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 (từ quan hệ thực nghiệm).
4. Đặc biệt, 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 ngang cọc, trạng thái ứng suất và sức kháng cắt không thoát nước ( $S_u$ ) có độ tin cậy khá cao. Các ứng dụng khác (ước tính  $\phi$ , tính kháng chấn, tính thấm) có độ tin cậy thấp hơn.
5. Cũng nên lưu ý rằng, các quan hệ thực nghiệm thường dựa trên đất tương đối đồng nhất (cát hoặc sét). Vì vậy cần cẩn thận khi sử dụng DMT để ước tính các chỉ tiêu cho những đất pha tạp (cát pha, sét pha), hoặc đất phong hoá khác thường.



## CHƯƠNG 5

## THÍ NGHIỆM NÉN NGANG PMT

## 5.1. GIỚI THIỆU

## 5.1.1. NGUYÊN LÝ

Thí nghiệm PMT (PressureMeter Test) ra đời trước thí nghiệm DMT, có nguyên lý và các kết quả, các ứng dụng tương tự thí nghiệm DMT, tuy nhiên phức tạp hơn rất nhiều so với DMT. Có vài điểm khác biệt về nguyên lý được thể hiện trên bảng 5.1.

Bảng 5.1. Nguyên lý thí nghiệm

DMT	PMT
Áp lực giãn nở là khí	Áp lực giãn nở thường là nước
Đất được nén ngang bởi chuyển vị của màng thép	Đất được nén ngang bởi chuyển vị của vỏ các lá thép xếp vòng quanh ống PMT (bên trong có màng cao su cứng, lá thép có nhiệm vụ bảo vệ màng)
Chuyển vị là cố định: 0; 1,1 và 0 mm	Chuyển vị được xác định qua lượng nước bơm vào. Tuy nhiên, lượng nước có sự mất mát do sự giãn nở của hộp điều khiển, ống PMT, cáp dẫn nước, v.v... Do đó, quá trình chuẩn hoá rất rườm rà

## 5.1.2. LỊCH SỬ CỦA THÍ NGHIỆM PMT

Từ những năm 1930, Kogler đã bắt đầu thử nghiệm với thiết bị tương tự như PMT. Tuy nhiên, đến tận năm 1957, PMT mới thực sự chính thức ra đời qua luận án Thạc sỹ của Louis Menard, tiến hành tại Đại học Illinois (Mỹ), và thiết bị ba buồng của ông được đặt tên là Menard PMT. Sau đó, Menard trở về quê hương Pháp, và Pháp là nước mà PMT được tiến hành nhiều nhất.

PMT là thí nghiệm hiện trường có nhiều version ("đời") khác nhau nhất:

- Menard PMT loại E, thí nghiệm "kiểm soát áp lực";
- Menard PMT loại GC, thí nghiệm "kiểm soát áp lực";
- TEXAM PMT, thí nghiệm cả loại "kiểm soát áp lực", hoặc cả loại "kiểm soát thể tích";
- Pencil PMT, thí nghiệm "kiểm soát thể tích";

- Thí nghiệm tự khoan PMT (Cambridge của Anh, PAFSOR của Pháp);
- Và nhiều đời khác.

Các đời này có sự làm việc khác nhau. Đa số là thí nghiệm trong hố khoan sẵn, trừ hai loại Pencil và Tự khoan.

## 5.2. NỘI DUNG THÍ NGHIỆM PMT

PMT là thí nghiệm rất phức tạp (riêng phần chuẩn bị và chuẩn hoá thiết bị, nếu nêu đầy đủ phải mất 30 ÷ 40 trang giấy). PMT không phổ biến lắm ở nhiều nước, kém ưu việt hơn hẳn so với DMT. Do đó, trong phần này, chúng tôi chỉ trình bày vắn tắt hai loại PMT: Pencil và TEXAM.

Hình 5.1. Buồng PMT (đang giãn nở)

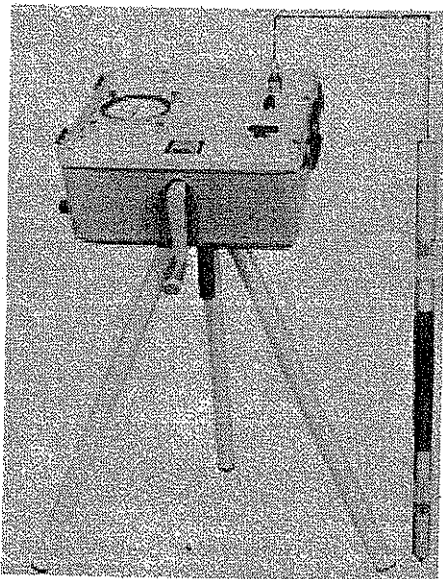


### 5.2.1. CÁC THÀNH PHẦN CỦA THIẾT BỊ

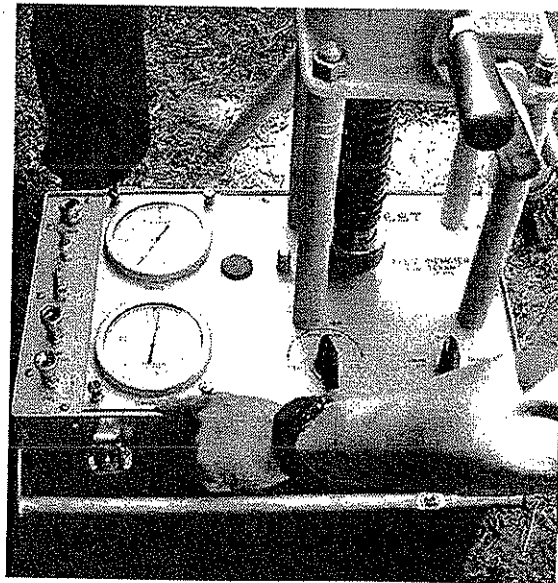
Các thành phần của hai loại thí nghiệm trên được tóm tắt trong bảng 5.2.

Bảng 5.2. Các thành phần của thiết bị

Pencil	TEXAM
<ul style="list-style-type: none"> <li>■ Thiết bị gia lực và xuyên (thường dùng chung với CPT)</li> <li>■ Hộp điều khiển áp lực-thể tích (hình 5.2)</li> <li>■ Buồng PMT gắn với mũi xuyên</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ Thiết bị khoan lỗ, thiết bị gạt tủa lỗ khoan</li> <li>■ Hộp điều khiển: pittông, đồng hồ, tay quay (hình 5.3).</li> <li>■ Buồng PMT (hình 5.1)</li> </ul>



Hình 5.2. Pencil



Hình 5.3. TEXAM

## 5.2.2. CHUẨN BỊ THIẾT BỊ

### 5.2.2.1. Làm bão hoà hộp điều khiển

Để biết được lượng dung dịch bơm vào, hộp điều khiển cần phải được bão hoà hoàn toàn, quá trình này được trình bày trong bảng 5.3.

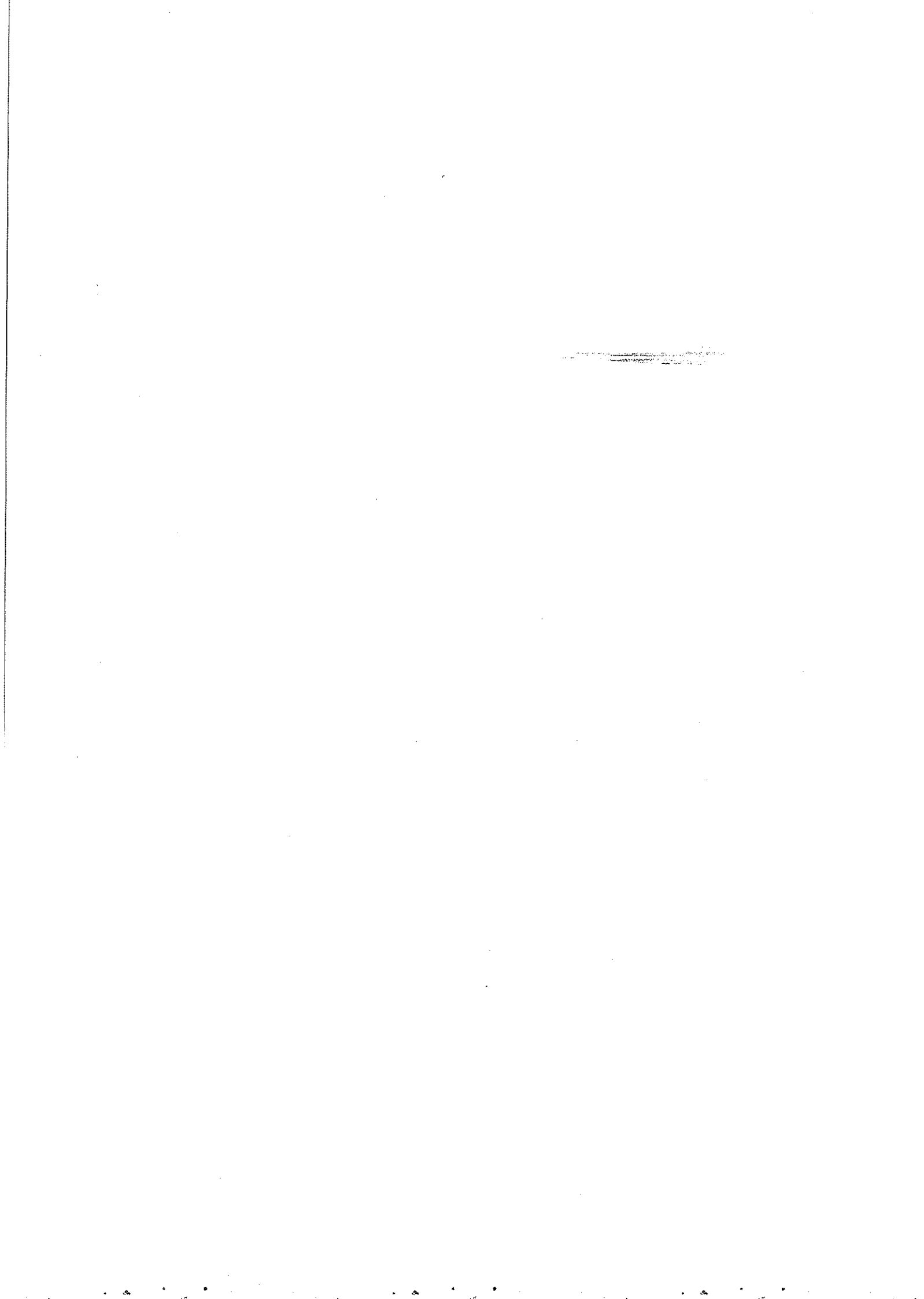
Bảng 5.3. Quá trình bão hoà hộp điều khiển

Pencil	TEXAM
1. Chính đồng hồ áp lực về 0	1. Chính đồng hồ áp lực số 6 và 7 về 0
2. Dây ngắn: một đầu cắm vào cổng 1 ("Fill-bleed"), đầu kia cắm vào bình nước (bình ngoài)	2. Dây ngắn (màu trắng): một đầu cắm vào cổng 4 và 5, đầu kia cắm vào bình nước (bình ngoài)
3. Chính van 3 về "Fill-Bleed", đóng van số 4	3. Chính van 8 về "Fill", van 9 về "Test"
4. Đẩy pittông (để ép khí ra ngoài) đến khi đồng hồ thể tích chỉ 138 cm <sup>3</sup>	4. Đẩy pittông (quay tay quay nhỏ để ép khí ra ngoài) đến khi đồng hồ thể tích chỉ 1732 cm <sup>3</sup>
5. Kéo pittông (hút) (60 vòng/phút) đến khi đồng hồ về 0 cm <sup>3</sup> để hút nước từ bình nước vào	5. Kéo pittông (hút) (45 vòng/phút) đến khi đồng hồ về 0 cm <sup>3</sup> để hút nước từ bình nước vào
6. Đẩy pittông để ép những bong bóng khí ra ngoài, đến khi đồng hồ chỉ 100 cm <sup>3</sup>	6. Nghiêng hộp điều khiển khoảng 15°. Đẩy pittông để ép những bong bóng khí ra ngoài, đến khi đồng hồ chỉ 192 cm <sup>3</sup>
7. Lặp lại bước 5 để hút nước.	7. Để hộp điều khiển thẳng lại. Lặp lại bước 5 để hút nước. Sau đó, đợi 30 giây.

### 5.2.2.2. Làm bão hoà đồng hồ áp lực (không cần với Pencil)

1. Dây đen cắm vào cổng 1;
2. Chính van 8 về "Chạy với đồng hồ 6". Đẩy pittông đến khi đồng hồ chỉ 96cm<sup>3</sup>, đảm bảo để không thấy bong bóng ra khỏi đầu dây đen;
3. Tháo dây đen;
4. Chính van 9 về "đồng hồ 6". Đẩy pittông đến khi đồng hồ chỉ 192 cm<sup>3</sup>;
5. Chính van 8 và 9 về "đồng hồ 7". Đẩy pittông đến khi đồng hồ chỉ 288 cm<sup>3</sup>;
6. Chính 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 380 cm<sup>3</sup>;
7. Chính van 8 về "Fill". Kéo (hút) pittông quay lại 0 cm<sup>3</sup>. Chờ 1 phút;
8. Lặp lại bước 6 và 7 ở phần 5.2.2.1 để ép bong bóng khí ra;
9. Kiểm tra độ bão hoà như phần 5.2.2.4.





### 5.2.2.3. Làm bão hoà buồng PMT

Tương tự như trên, quá trình bão hoà buồng PMT được trình bày trong bảng 5.4.

Bảng 5.4. Quá trình bão hoà buồng PMT

Pencil	TEXAM
1. Nối buồng PMT với ống (cáp) dẫn nước. Đặt buồng thẳng đứng. Nối dây (dài 10 m) với cổng 2.	1. Nối buồng PMT với ống (cáp) dẫn nước. Đặt buồng hơi nghiêng đứng. Nối dây telecan với cổng 1.
2. Chỉnh van 3 và 4 về "Chạy". Đẩy pittông ép nước vào buồng PMT đến khi đồng hồ chỉ 130 cm <sup>3</sup>	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. Để nước chảy khỏi buồng đến khi buồng trở lại kích thước ban đầu.
3. Van 3 ở "Fill-Bleed", đóng van 4. Kéo (hút) pittông để hút nước vào hộp điều khiển.	3. Tháo dây Telecan khỏi cổng 1.
4. Lặp lại bước 2 và 3.	4. Van 8 ở "Fill". Kéo pittông để hút nước vào cho tới khi đồng hồ chỉ 0 cm <sup>3</sup> . Chờ 1 phút
5. Tháo dây khỏi cổng 2.	5. Kiểm tra độ bão hoà như phần 5.2.2.4
6. Kiểm tra độ bão hoà như phần 5.2.2.4	6. Tháo dây trắng khỏi cổng 4 và 5.

### 5.2.4.4. Kiểm tra độ bão hoà

Sự bão hoà của hộp điều khiển và buồng PMT được kiểm tra như trong bảng 5.5.

Bảng 5.5. Kiểm tra độ bão hoà

Pencil	TEXAM
1. Van 3 và 4 ở "Chạy"	1. Chỉnh van 8 về "Chạy với đồng hồ 6", van 9 về "Chạy".
2. Đẩy pittông tới áp lực là 2500 kPa. Quá trình bão hoà là chuẩn nếu: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Đồng hồ thể tích chỉ <math>\leq 5,0</math> cm<sup>3</sup></li> <li>• Sau 2 phút, áp lực vẫn lớn hơn 2000 kPa</li> </ul>	2. Quay tay quay lớn đến áp lực 2500 kPa. Đồng hồ thể tích chỉ $\leq 18$ cm <sup>3</sup> thì bão hoà là tốt.
	3. <b>Chuyển van 8 về "đồng hồ 7"</b> . Quay tiếp lên 10000 kPa. Sau 2 phút, áp lực (trên đồng hồ 7) vẫn phải lớn hơn 9500 kPa.
	4. <b>Giảm áp lực về 2500 kPa</b>
	5. Chỉnh lại van 8 về "Chạy với đồng hồ 6".
	6. Giảm áp lực tiếp về 0.

### 5.2.3. CHUẨN HOÁ THIẾT BỊ

#### 5.2.3.1. Hiệu chỉnh áp lực:

Đặt buồng PMT thẳng đứng trong không khí, mục đích là đo áp lực cần có để kháng lại độ cứng của bản thân buồng PMT (hình 5.4). Sau đó thao tác tiếp theo bảng 5.6.

Bảng 5.6

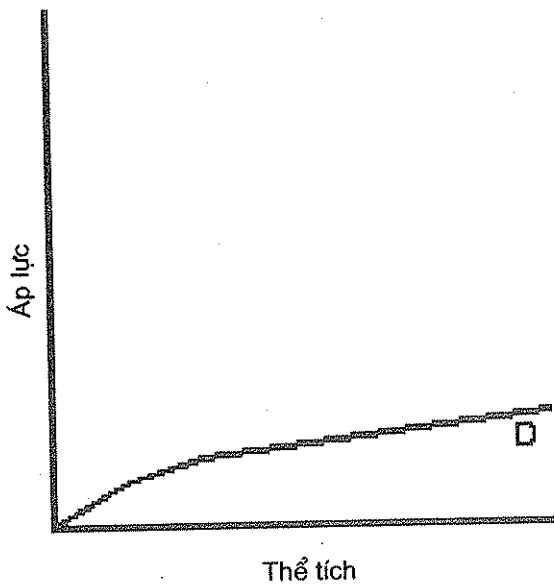
Pencil	TEXAM với loại buồng 70mm
<ol style="list-style-type: none"> <li>Van 3 và van 4 ở "Chạy"</li> <li>Với lá thép mới, bơm và hút buồng PMT 5 lần, mỗi lần 90 cm<sup>3</sup>.</li> <li>Bơm 90 cm<sup>3</sup>, tốc độ 1 vòng/9 giây. Ghi lại áp lực mỗi khi thể tích tăng 5 cm<sup>3</sup></li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>Van 8 ở "Chạy với đồng hồ 6", van 9 ở "Chạy"</li> <li>Bơm 1200 cm<sup>3</sup>, tốc độ 1 vòng/2 giây. Chờ 30 giây, sau đó ghi lại áp lực mỗi khi thể tích tăng 60 cm<sup>3</sup>.</li> </ol>
<ol style="list-style-type: none"> <li>Giảm áp lực về 0.</li> <li>Vẽ đường cong D ở hình 5.4</li> </ol>	

#### 5.2.3.2. Hiệu chỉnh thể tích

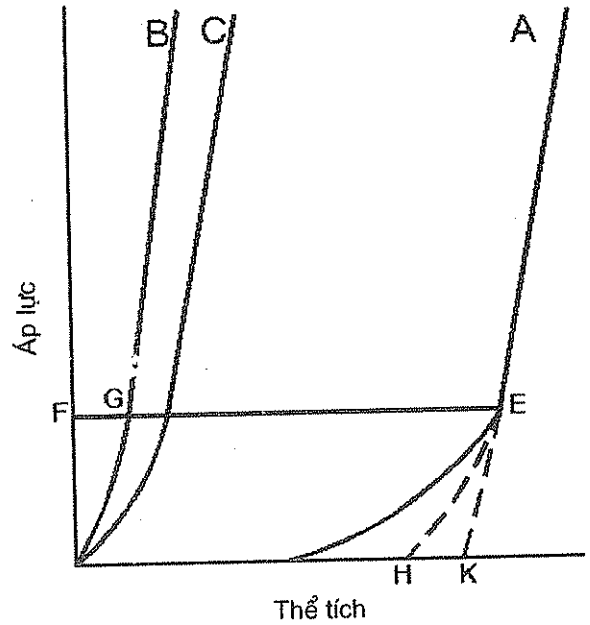
Đặt buồng PMT trong một ống thép dày (đường kính của ống thép hơi nhỉnh hơn đường kính buồng). Mục đích là đo sự mất mát thể tích do sự giãn nở của hộp điều khiển, dây dẫn nước và buồng PMT.

Bảng 5.7

Pencil	TEXAM với loại buồng 70mm
<ol style="list-style-type: none"> <li>Van 3 và van 4 ở "Chạy"</li> <li>Bơm đến 2000 kPa, tốc độ 1 vòng/9 giây. Ghi lại áp lực mỗi khi thể tích tăng 5 cm<sup>3</sup>.</li> <li>Giảm áp về 0. Vẽ đường cong A ở hình 5.5</li> <li>Tháo buồng PMT, đầu dây dẫn sẽ tự được đóng kín. Bơm đến 2500 kPa (do đó, chỉ có sự giãn nở của dây dẫn và của hộp điều khiển). Ghi lại áp lực mỗi khi thể tích tăng 1 cm<sup>3</sup>.</li> <li>Giảm áp về 0. Vẽ đường cong B ở hình 5.5</li> <li>Dựa vào A và B, vẽ đường C</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>Van 8 ở "Chạy với đồng hồ 6", van 9 ở "Chạy". Đọc số đọc đồng hồ thể tích khí áp lực là 0 kPa</li> <li>Bơm đến 500 kPa. Chờ 30 giây rồi ghi lại thể tích mỗi khi áp lực tăng 50 kPa. Lấp tay quay lớn. Bơm tiếp đến 2500 kPa. Chờ 30 giây rồi ghi lại thể tích mỗi khi áp lực tăng 50 kPa.</li> <li>Giảm áp về 0. Vẽ đường cong A ở hình 5.5</li> <li>Chuyển đường A về đường C (đi qua gốc tọa độ).</li> </ol>



Hình 5.4. Đường hiệu chỉnh áp lực



Hình 5.5. Đường hiệu chỉnh thể tích

Cách vẽ đường C (Pencil):

- Xác định điểm E (là điểm bắt đầu của đoạn tuyến tính) trên đường A;
- Kéo dài AE, cắt trục hoành tại K; Vẽ đường EF nằm ngang;
- Lấy KH bằng FG; Vẽ bằng tay đoạn EH;
- Chuyển đường cong AEH về gốc tọa độ được đường C.

### 5.2.4. TIẾN HÀNH THÍ NGHIỆM

Bảng 5.8

Pencil	TEXAM với loại buồng 70mm	
1. Xuyên PMT bằng hệ gia lực.	1. Khoan hố, cắt tủa hố. Hạ buồng PMT xuống hố	
2. Van 3 và van 4 ở "Chạy"	2. Van 8 ở "Chạy với đồng hồ 6", van 9 ở "Chạy".	
	"Kiểm soát thể tích"	"Kiểm soát áp lực"
3. Bơm 90 cm <sup>3</sup> , mỗi cấp 5 cm <sup>3</sup> , tốc độ quay 6 ÷ 7 vòng/phút. Chờ 30 giây, ghi lại áp lực.	3. Bơm 1200 cm <sup>3</sup> , mỗi cấp 60 cm <sup>3</sup> , tốc độ quay 12 vòng/phút. Chờ 30 giây, ghi lại áp lực.	3. Ước đoán áp lực giới hạn $p_L$ . Bơm 10 cấp, mỗi cấp 0,1 $p_L$ , ghi lại thể tích để duy trì cấp áp lực đó tại thời điểm 30 và 60 giây.
4. Nếu có dỡ tải, ta giảm áp từ từ và ghi lại số liệu như ở bước 3.		

### 5.2.5. CHUẨN HOÁ SỐ ĐỌC

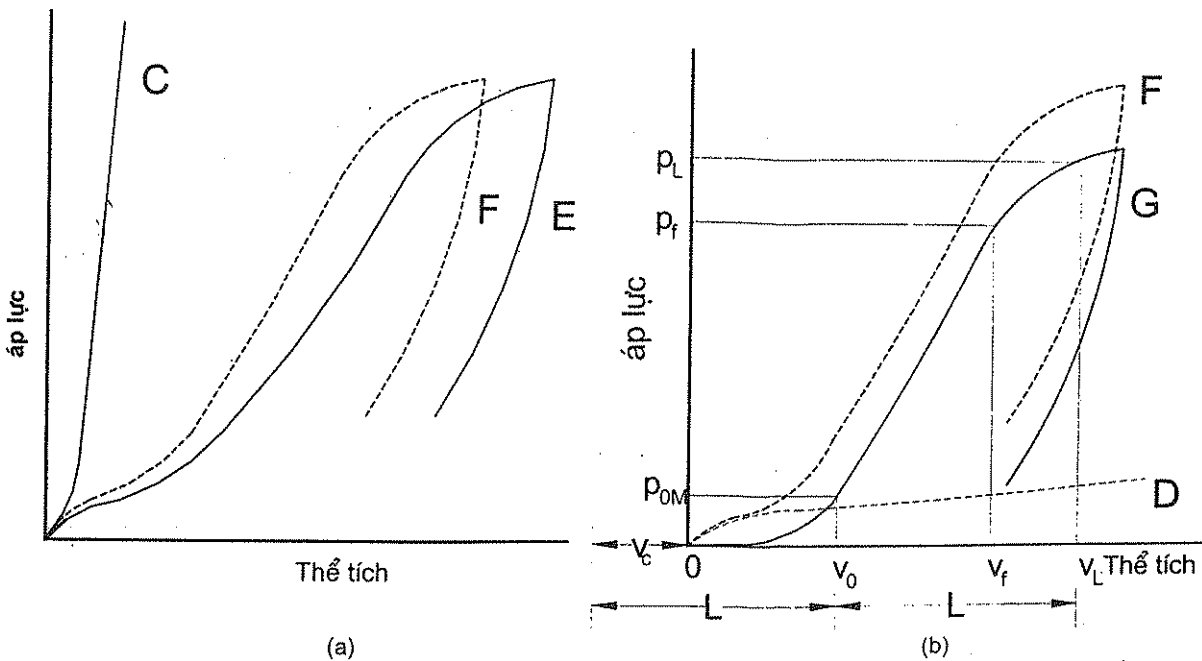
1. Cộng áp lực ghi được ở mục 5.2.4 với chiều cao cột nước áp (từ bình nước đến mặt đất);
2. Sau đó, vẽ đường cong E như ở hình 5.6a;
3. Thể tích hiệu chỉnh = thể tích đo được (ở phần 5.2.4) trừ thể tích ở đường cong C (phần 5.2.3.2). Vẽ lại được đường cong F (hình 5.6a);
4. Áp lực hiệu chỉnh = áp lực ở bước 1 trừ đi áp lực ở đường cong D (phần 5.2.3.1). Vẽ lại được đường cong G (hình 5.6b);
5.  $p_0$  hay  $p_{OM}$  gọi là áp lực "đầu", tại điểm bắt đầu đoạn tuyến tính. Với thí nghiệm Pencel, thì không xác định được  $p_{OM}$  vì đoạn cong trước đoạn tuyến tính không tồn tại (do đó, không biết đoạn tuyến tính bắt đầu từ đâu);

Còn với TEXAM,  $p_{OM}$  còn có thể được xác định bằng cách vẽ biểu đồ từ biến;

6.  $p_f$  là áp lực "từ biến", tại điểm kết thúc đoạn tuyến tính. Với TEXAM, ta cũng có thể dùng cách vẽ biểu đồ từ biến để xác định  $p_f$ ;
7.  $p_L$  là áp lực tới hạn:
  - Trong Pencel, áp lực  $p_L$  tương ứng với thể tích giãn nở là  $100 \text{ cm}^3$  ;
  - Trong TEXAM, áp lực  $p_L$  tương ứng với thể tích  $v_L$  mà  $v_L - v_0 = v_0 + v_c (= L$  trên hình 5.6b);

$v_0$  là thể tích "đầu", xác định ở bước 5;

$v_c$  là thể tích của buồng PMT ở trạng thái tự nhiên.



Hình 5.6. Hiệu chỉnh đường quan hệ áp lực - thể tích

### 5.3. ƯỚC TÍNH CÁC CHỈ TIÊU CƠ LÝ DỰA TRÊN KẾT QUẢ PMT

#### 5.3.1. DỰ BÁO MÔĐUN BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ PMT

Từ đoạn tuyến tính trên đường cong PMT, ta có:

$$E_{PMT} \approx 2,66 \left[ v_c + \frac{v_o + v_f}{2} \right] \frac{p_o - p_f}{v_o - v_f} \quad (5.1)$$

Trong phương trình trên, với đất cát,  $E_{PMT}$  được coi là môđun biến dạng thoát nước ( $E'$ ); còn với đất sét,  $E_{PMT}$  được coi là môđun đàn hồi không thoát nước ( $E_u$ )

#### 5.3.2. DỰ BÁO HỆ SỐ OCR VÀ $K_0$ CỦA ĐẤT SÉT DỰA TRÊN KẾT QUẢ PMT

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

$$OCR = p_f / \sigma'_o \quad (5.2)$$

Tuy nhiên, từ thí nghiệm PMT tự khoan, người ta cho rằng công thức sau nên được dùng (Kulhawy và Mayne, 1990):

$$OCR = 0,45 p_L / \sigma'_o \quad (5.3)$$

$p_o$  (hay  $p_{OM}$ ) được coi là áp lực ngang địa tĩnh, do đó hệ số nén ngang tĩnh của đất sét là:

$$K_0 = \frac{p_o - u_o}{\sigma'_{vo}} \quad (5.4)$$

trong đó  $p_o - u_o$  - áp lực ngang hiệu quả;  
 $u_o$  - áp lực nước lỗ rỗng;  
 $\sigma'_{vo}$  - áp lực đứng hiệu quả.

### 5.4. DỰ BÁO ĐỘ LÚN CỦA MÓNG NÔNG DỰA TRÊN KẾT QUẢ PMT

Sử dụng thí nghiệm PMT, ta có thể dự báo độ lún của móng nông như sau:

$$S = \frac{2}{9E_d} \sigma_{gl} \times 0,6 \times \left( \lambda_d \frac{B}{0,6} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{9E_d} \sigma_{gl} \lambda_c B, \text{ m} \quad (5.5)$$

trong đó  $B$  - bề rộng móng, m;  
 $\alpha$  - hệ số từ biến, lấy theo bảng 5.9;

$\lambda_d, \lambda_c$  - hệ số hiệu chỉnh hình dáng, lấy theo bảng 5.10.

Nếu  $h_m < B$  (chiều sâu chôn móng nhỏ hơn bề rộng móng), thì độ lún sẽ tăng  $(1,2 - 0,2 h_m/B)$  lần.

$E_d$  là giá trị trung bình của  $E_{PMT}$  vùng  $8B$  dưới đáy móng. Cách tính trung bình rất đặc biệt (gọi là harmonic mean) được trình bày chi tiết bởi Centre d'Etudes Menard.

Bảng 5.9. Hệ số từ biến

Đất	Bùn	Sét		Bụi		Cát		Cát, cuội	
	$\alpha$	$E_{PMT}/p_i$	$\alpha$	$E_{PMT}/p_i$	$\alpha$	$E_{PMT}/p_i$	$\alpha$	$E_{PMT}/p_i$	$\alpha$
quá cố kết (OC)	1	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
cố kết thường (NC)		9 ÷ 16	2/3	8 ÷ 14	1/2	7 ÷ 12	1/3	6 ÷ 10	1/4
phong hoá hoặc xáo động		7 ÷ 9	1/2		1/2		1/3		1/4

Bảng 5.10. Hệ số hiệu chỉnh hình dáng

	Móng tròn	Móng vuông	L/B = 2	L/B = 3	L/B = 5	L/B = 20
$\lambda_d$	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
$\lambda_c$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

### 5.5. ĐỘ TIN CẬY CỦA THÍ NGHIỆM PMT

Sai số của PMT được tóm tắt trong bảng 5.11. Theo Kulhawy và Trautmann (1996) thì thí nghiệm PMT loại trong hố khoan có COV = 0,1 ÷ 0,2, còn loại tự khoan (SBPMT) thì có COV = 0,15 ÷ 0,25 (xem phụ lục 1 và 2).

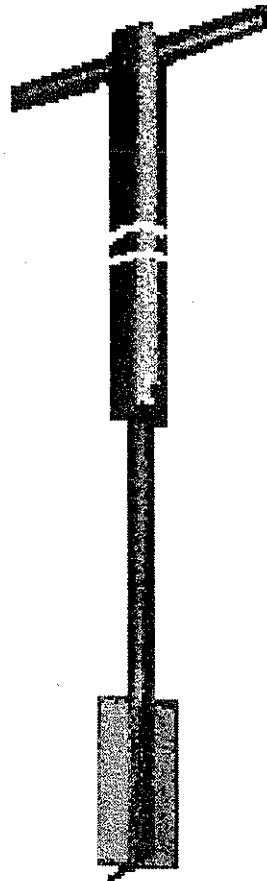
Bảng 5.11. Tóm tắt những sai số của PMT

Do thiết bị	Kích thước của ống thăm
	Màng giãn nở
	Ống dẫn dung dịch
	Với SBPMT: hình dáng của ống thăm, mũi cắt, thiết bị khoan lỗ
Do thí nghiệm	Phương pháp khoan và chuẩn bị lỗ thí nghiệm
	Tốc độ giãn nở ống thăm
	Thời gian nghỉ trước khi đọc số đọc

## 5.6. TÓM TẮT THÍ NGHIỆM PMT

1. Thí nghiệm PMT đo áp lực từ đất lên màng thép/ cao su của ống thăm PMT khi ta dùng nước (hoặc chất lỏng khác) đẩy màng thép/ cao su ép về phía đất.
2. PMT là 1 thí nghiệm cực kỳ phức tạp, thời gian chuẩn bị thí nghiệm rất lâu.
3. PMT là thí nghiệm nén ngang, cho kết quả là quan hệ "áp lực - chuyển vị" của đất. Từ PMT, ta có thể ước tính môđun biến dạng của đất, dự báo độ lún của móng và dự báo sức chịu tải theo phương ngang.
4. Cũng nên lưu ý rằng, các quan hệ thực nghiệm thường dựa trên đất tương đối đồng nhất (cát hoặc sét). Vì vậy cần cẩn thận khi sử dụng PMT để ước tính các chỉ tiêu cho những đất pha tạp (cát pha, sét pha), hoặc đất phong hoá khác thường.





## CHƯƠNG 6

## CÁC THÍ NGHIỆM KHÁC

## 6.1. THÍ NGHIỆM CẮT CÁNH (VST)

## 6.1.1. 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 ở châu Âu. Ta cắm vào trong đất sét một cánh chữ thập bằng thép, sau đó, quay cánh chữ thập quanh trục của nó và đo mômen xoắn. Ta tính được ứng suất tiếp  $\tau$ , từ đó có sức kháng cắt không thoát nước  $S_u$  (tức là  $c_u$ ) của đất sét ( $\varphi_u = 0$ ).

Thí nghiệm này không phù hợp với đất cát vì 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  $S_u$  vì  $S_u = \tau$ .

Còn với đất cát, ta có:  $\tau = \sigma'_h \operatorname{tg}\varphi$ , do đó  $\varphi = \operatorname{arctg}(\tau / \sigma'_h)$ ;

trong đó  $\sigma'_h$  - ứng suất bản thân theo phương ngang (vì cánh chữ thập cắt ngang, ứng suất pháp tác dụng lên nó là theo phương ngang):

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_{vo}$$

Do ta không biết  $K_0$  nên cũng khó xác định chính xác  $\varphi$ .

- Với đất sét, mặt bị cắt là mặt trụ tròn mà đường sinh là những cạnh biên của cánh. Còn với đất cát, do các hạt "lổn nhổn", do đó, mặt bị cắt không phải là trụ tròn.

## 6.1.2. THIẾT BỊ VÀ CÁCH THÍ NGHIỆM

Hiện nay có khá nhiều loại thiết bị cắt cánh khác nhau. Dưới đây, chúng tôi trình bày hai loại chính:

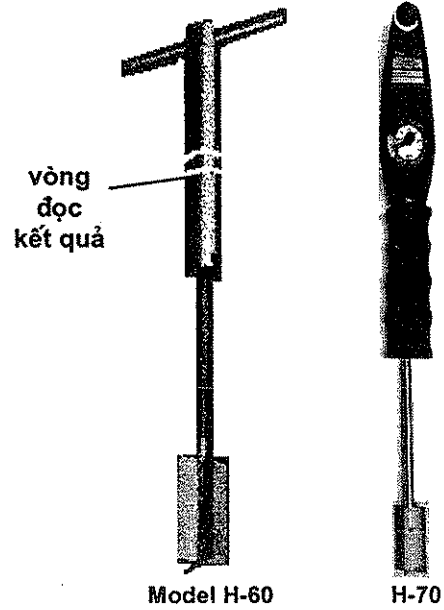
- 1) Loại nhẹ, đọc ngay kết quả (Field inspection vane, model H-60, H-70 - minh hoạ

ở hình 6.1). Loại này chỉ thí nghiệm được ở độ sâu nhỏ, nhưng thí nghiệm rất đơn giản:

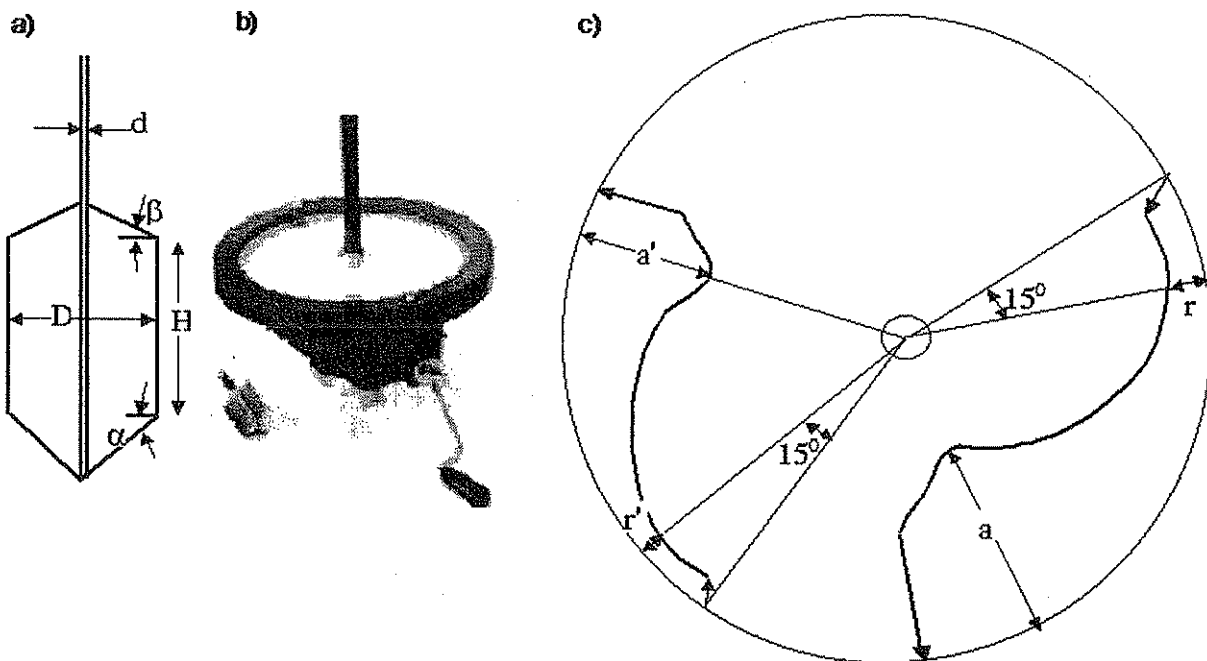
- Ấn cánh cắt xuống đất;
- Chỉnh vòng đọc kết quả về 0;
- Quay tay quay để cắt đất. Lực dính không thoát nước  $S_u$  sẽ được hiển thị trên vòng đọc. Với model H-70, thì  $S_u$  được hiển thị trên đồng hồ.

2) Loại ghi đồ thị lên giấy vẽ (còn gọi là cắt cánh cơ học, MVST - Mechanical Vane Shear Test - minh hoạ ở hình 6.2). Trình tự thí nghiệm như sau:

- Ấn cánh cắt xuống đất;
- Lắp giấy vẽ hình tròn vào bàn vẽ (hình 6.2b). Vòng tròn nét mảnh ngoài cùng gọi là "đường 0". Nguyên lý hoạt động của bàn vẽ như sau: Khi cánh cắt quay tròn, thì kim trên bàn vẽ cũng quay và vẽ lên đường đậm nét ở hình 6.2c;
- Quay tay quay với tốc độ 1 vòng/giây. Do hệ thống bánh răng chuyển đổi, cần cánh cắt chỉ quay với tốc độ  $6^\circ/\text{phút}$ ;



Hình 6.1



Hình 6.2. Thí nghiệm MVST

a) Cánh cắt; b) Giấy vẽ hình tròn; c) Cách tính T

Lưu ý: Nếu đoạn cần quá ngắn, thì r thường bằng 0, do đó, không cần đo góc  $15^\circ$  như hình vẽ.

- Ở  $15^\circ$  đầu tiên (như vậy mất khoảng 2,5 phút), do cấu tạo của thiết bị chỉ có cần quay mà cánh cắt không quay. Như vậy, lực đo được (tương đương đoạn  $r$  trên hình 6.2c) chính là ma sát giữa cần và đất;
- Sau đó, cánh cắt bắt đầu quay, ta thấy lực tăng dần. Đến lúc đất bị phá hoại, đường cong thu được trên hình 6.2c đạt cực đại (giá trị  $a$ ) rồi giảm dần;
- Mômen quay là  $T = \xi (a - r)$  ( $T$  còn được ký hiệu là  $M_{\max}$  hoặc  $T_{\max}$ );  
 $\xi$  phụ thuộc vào tỷ lệ của giấy vẽ, nhưng thông thường  $T = 125 (a - r)$ , với  $a$  và  $r$  đo bằng cm, còn  $T$  có thứ nguyên là kg.cm
- Sức kháng cắt  $S_u$  tính theo công thức sau:

$$S_u = \frac{2T}{\pi \left[ D^3 \frac{H}{D} \right] + \frac{d^3}{6} + \frac{a}{4} (D-d)^3 (\tan \alpha + \tan \beta + 2)} \quad (6.1)$$

trong đó  $D, H, \alpha, \beta$  - các kích thước của cánh cắt;  
 $d$  - đường kính của cần;

Nếu coi ứng suất cắt trên hai mặt (đáy và đỉnh) của hình trụ đất bị cắt là:

phân bố đều thì  $a = 0,667$ ;

phân bố tuyến tính thì  $a = 0,5$ ;

phân bố dạng parabol thì  $a = 0,6$ ;

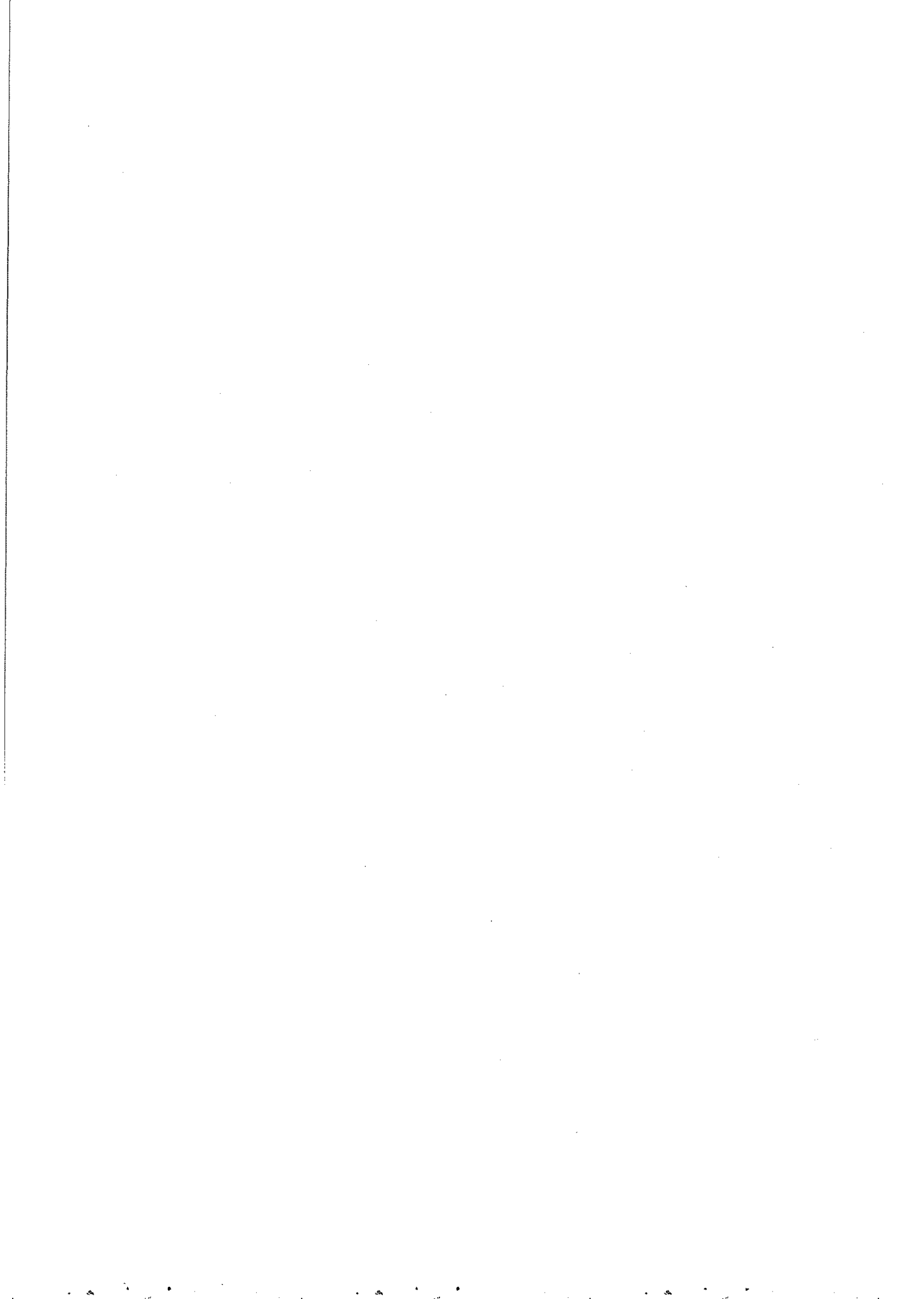
Nếu bỏ qua ảnh hưởng của cần (coi  $d = 0$ ), với các loại xuyên thông thường thì  $H/D = 2$ ,  $\alpha = \beta = 0$ , và nếu lấy  $a = 0,667$ , thay vào phương trình trên ta có:

$$S_u = \frac{6T}{7\pi D^3} \approx 0,857 \frac{T}{\pi D^3} \quad (6.2a)$$

$$\text{Còn nếu } a=0.6 \text{ thì } S_u = \frac{2T}{2,3\pi D^3} \approx 0,870 \frac{T}{\pi D^3} \quad (6.2b)$$

Phương trình (6.2a) (tức là  $a = 0,667$ ) thường được dùng hơn. Tuy nhiên, giá thiết  $a = 0,6$  thì đúng đắn hơn.

- Nếu cần đo sức kháng cắt không thoát nước của đất xáo động  $S_{ur}$  (remolded), ta thao tác tiếp như sau:
  - ◆ Quay ngược (nhANH) tay quay để kim vẽ trên giấy quay lại "đường 0";
  - ◆ Quay nhanh 10 vòng để làm đất bị xáo động;
  - ◆ Sau đó quay chậm (1 vòng/giây) như ở trên. Lần này ta đo được  $r'$  và  $a'$ , từ đó tính được  $T' = 125(a' - r')$ , và do đó tính được  $S_{ur}$  bằng công thức 6.1;



- ♦ Độ nhạy cảm của đất là  $S_u / S_{ur}$ . Đất có độ nhạy cảm cao thường là đất yếu, dễ bị phá hoại khi có tải trọng động.

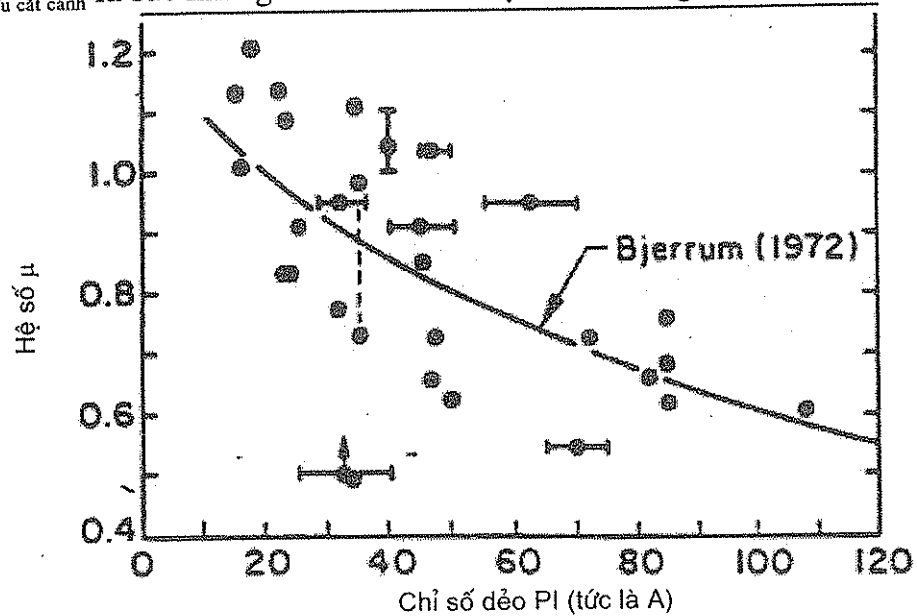
### 6.1.3. HIỆU CHỈNH $S_u$ ĐO ĐƯỢC TỪ THÍ NGHIỆM CẮT CÁNH

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

$$S_u = \mu S_{u \text{ cắt cánh}} \quad (6.3)$$

trong đó,  $\mu$  phụ thuộc vào chỉ số dẻo của đất dính như ở hình 6.3.

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



Hình 6.3. Hệ số hiệu chỉnh  $\mu$  cho thí nghiệm cắt cánh

### 6.1.4. DỰ BÁO HỆ SỐ 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:

$$OCR \approx \alpha_{VST} S_{u(VST)} / \sigma'_{vo} \quad (6.4)$$

trong đó,  $S_{u(VST)}$  là sức kháng cắt không thoát nước thu được từ thí nghiệm cắt cánh (Vane Shear Test);

Mayne và Mitchell (1988) cho rằng:

- ♦ Thông thường,  $\alpha_{VST} \approx 3,22 \div 3,54$ ;
- ♦ Tổng quát,  $\alpha_{VST} \approx 22 PI^{-0,48}$ ; PI (hay  $I_p$ , hay A) là chỉ số dẻo;

Tiến hành nghiên cứu trên đất sét Thụy điển, Hanbo cho rằng:

$$\alpha_{VST} \approx \frac{222}{LL};$$

trong đó

LL (hay  $w_L$ , hay  $w_{ch}$ ) - giới hạn chảy;

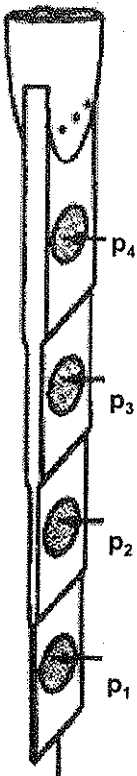
Nếu đơn giản, ta có thể lấy  $\alpha_{vst} \approx 0,9$ .

### 6.1.5. ĐỘ TIN CẬY CỦA THÍ NGHIỆM CẮT CÁNH

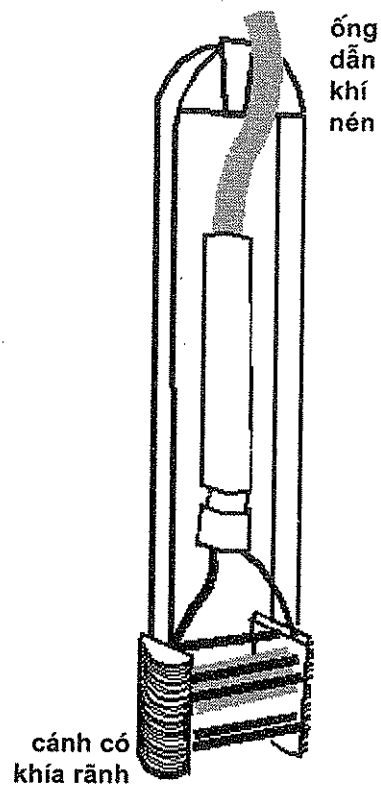
Thí nghiệm cắt cánh có độ tin cậy tương đối tốt. Các sai sót có thể có do thí nghiệm cắt cánh là: cánh cắt dày quá, tỷ lệ chiều cao với bề rộng cánh không phù hợp, ma sát giữa cần xuyên với đất không được trừ đi thích hợp, tốc độ cắt không phù hợp. COV của thí nghiệm cắt cánh (Kulhawy và Trautmann, xem phụ lục 2) vào khoảng 0,1 đến 0,2.

## 6.2. THÍ NGHIỆM NÉN NGANG MŨI XUYÊN BẬC (STEPPED BLADE)

Thí nghiệm nén ngang mũi xuyên bậc ( $K_0$  stepped blade) được phát triển nhiều ở trường Đại học Iowa (Mỹ). Nguyên lý tương tự với thí nghiệm DMT, tuy nhiên, mũi xuyên làm thành nhiều bậc. Các bậc thường có độ dày là: 7,5; 6; 4,5 và 3 mm. Hình 6.4 minh họa thiết bị mũi xuyên bậc.



Hình 6.4. Mũi xuyên bậc



Hình 6.5. Mũi cắt trong hố Iowa

### 6.3. THÍ NGHIỆM CẮT TRONG HỐ IOWA

Thí nghiệm cắt trong hố Iowa (Iowa Borehole Shear Test) là thí nghiệm duy nhất ở hiện trường xác định cả  $\phi$  và  $c$ . Thí nghiệm này tương đối nhanh và có độ tin cậy tốt. Hình 6.5 minh họa thiết bị cắt trong hố, gồm hai cánh có khía rãnh. Trình tự thí nghiệm như sau:

- Khoan lỗ đường kính 6,4 cm;
- Dùng ống cắt đường kính 7,6 cm để tủa lỗ;
- Hạ mũi có khía rãnh xuống lỗ khoan. Tác dụng ứng suất pháp  $\sigma$  bằng lực nén từ mũi khía rãnh lên thành hố khoan nhờ áp lực khí nén. Như vậy, dụng cụ sẽ tự đứng được mà không bị rơi xuống đáy hố khoan;
- Quay tay quay để tác dụng ứng suất cắt  $\tau$  từ mũi có khía rãnh lên đất ở thành hố khoan. Trong quá trình quay như vậy, dụng cụ sẽ di chuyển dứng đứng lên trên, do đó làm cho các khía rãnh cắt vào đất. Từ đó, xác định được  $c$  và  $\phi$ .

### 6.4. CÁC THÍ NGHIỆM ĐỊA VẬT LÝ

Thí nghiệm địa vật lý là thí nghiệm nghiên cứu các tính chất của đất bằng các hiện tượng vật lý như sự truyền điện, sự truyền sóng ánh sáng, sóng âm thanh, v.v... Những thí nghiệm địa vật lý thông dụng là: thí nghiệm phản xạ địa chấn, thí nghiệm khúc xạ địa chấn, thí nghiệm điện trở đất, thí nghiệm rada xuyên đất.

Các thí nghiệm đã trình bày ở các chương trước (như SPT, CPT, DMT, khoan lấy mẫu, ...) chỉ xác định được cột địa chất tại vị trí hố khoan, do đó, bề dày các lớp đất ở các vị trí khác vị trí hố khoan là không thể biết chính xác được. Nhưng, thí nghiệm địa vật lý xác định được bề dày các lớp đất ở hầu như toàn bộ mặt đất. Đây chính là ưu điểm mạnh nhất của thí nghiệm địa vật lý.

Tuy nhiên, nhược điểm của thí nghiệm địa vật lý là: ngoài bề dày các lớp đất (và môđun biến dạng ở một vài loại thí nghiệm), ta không ước tính được chỉ tiêu cơ lý nào khác.

Chương 12 sách Cơ học đất của Whitlow có trình bày vắn tắt về thí nghiệm khúc xạ địa chấn và thí nghiệm điện trở. Bạn đọc muốn tham khảo chi tiết, có thể download thêm các ấn phẩm của US Army Corp tại website sau: [www.usce.army.mil/inet/usce-docs/eng-manuals/cecw.htm](http://www.usce.army.mil/inet/usce-docs/eng-manuals/cecw.htm).



PHỤ LỤC 1

VÀI KHÁI NIỆM THỐNG KÊ

Nếu ta có  $\lambda_{xi}$  ( $i = 1 \div N$ ) là dãy các số liệu thống kê thì:

Giá trị trung bình:

$$\lambda_x = \frac{\sum \lambda_{xi}}{N}$$

Độ lệch chuẩn:

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum (\lambda_{xi} - \lambda_x)^2}{N-1}}$$

Hệ số thay đổi(Coefficient of variation):

$$COV_x = \frac{\sigma_x}{\lambda_x}$$

PHỤ LỤC 2

TÓM TẮT VỀ CÁC THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG

Bảng P1. Tóm tắt độ tin cậy của các thí nghiệm hiện trường

Thí nghiệm	DMT	ECPT	Cắt cánh	MCPT	PMT	SPT
COV	0,05÷0,15	0,07÷0,15	0,10÷0,20	0,15÷0,25	0,10÷0,25	0,15÷0,45
Khoảng COV có thể						0,14÷1,0

Dựa vào bảng trên ta thấy, thí nghiệm DMT và ECPT có độ tin cậy cao nhất (COV nhỏ nhất), còn thí nghiệm SPT có độ tin cậy kém nhất (COV lớn nhất).

Bảng P2. Tóm tắt ưu, nhược điểm của các thí nghiệm hiện trường

	SPT	CPT	DMT	PMT
Ưu điểm	+ Đơn giản + Xuyên qua mọi đất + Lấy được mẫu đất + Dự báo sức chịu tải (cọc, móng nông), $\varphi$ , $S_u$	+ Chính xác + Nhanh + Dự báo loại (tên) đất + Dự báo sức chịu tải (cọc, móng nông), $\varphi$ , $S_u$	+ Chính xác + Rẻ tiền + Đơn giản + Dự báo loại (tên) đất + Dự báo môđun E, độ lún + Ít xáo động đất + Thí nghiệm tĩnh	+ Dự báo môđun E, độ lún
Nhược điểm	+ Không chính xác + Xáo động đất + Thí nghiệm động	+ Thiết bị đắt tiền + Nếu muốn qua mọi đất, cần xe $\geq 30$ tấn + Thí nghiệm bán tĩnh	+ Mới, chưa biết đến ở Việt Nam	+ Cực kỳ phức tạp + Ít ứng dụng
Không lấy được mẫu đất				

## TÓM TẮT CÁC ĐẶC TRƯNG VÀ ỨNG DỤNG

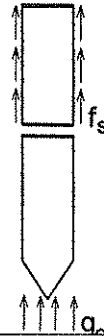
*Ghi chú: Tùy thuộc độ chặt và áp lực lên mẫu đất,  $\varphi_p$  có thể lớn hơn  $\varphi_{cv}$  từ 0 đến 8°, thậm chí còn hơn. Với cát rời,  $\varphi_p$  bằng  $\varphi_{cv}$ . Góc  $\varphi$  ước tính trong tài liệu này không được ghi chép đầy đủ bởi các nhà khoa học là  $\varphi_p$  hay  $\varphi_{cv}$ . Để an toàn, ta chọn  $\varphi_{cv}$  cho thiết kế. Do đó với các loại cát chặt, ta có thể trừ bớt đi vài độ khi ước tính góc  $\varphi$  theo tài liệu này.*

Bảng P3. Tương quan giữa các đặc trưng cơ lý

	Định nghĩa	Tương quan	Độ tin cậy
Tính chất vật lý	$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$		
	$LI = B = I_L = \frac{W - W_p}{I_p}$	Sét không nhạy cảm thì : $LI = 1 - 0,5 \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} / p_a}{0,063}$ LI tương quan với $S_t$ (độ nhạy cảm), $\sigma'_o$ (áp lực tiền cố kết) -- hình 1.12	thấp
	$PI = \Phi = A = I_w = I_p = W_L - W_p$	$S_u / \sigma'_{vo} = 0,11 + 0,0037 PI$ (1.10)	trung
Tính biến dạng	$\nu$ : hệ số Poisson	cát $\nu \approx 0,1 + 0,015 \cdot (\varphi' - 25^\circ)$ (1.11)	
	$E_u$ : môđun đàn hồi tức thời (không thoát nước)	$E_u = 3G$ $E_u$ tương quan với $S_{uv}$ , OCR -- hình 1.8	
	$C_c, C_r, C_\alpha$ : chỉ số nén	tương quan với $I_p, W_L, \dots$ ở bảng 1.5	thấp
	$G_{max}$ : môđun cắt dưới biến dạng nhỏ	$G_{max} = 530 \frac{\gamma - 1}{2,7 - \gamma} \sqrt[4]{K_o \cdot \sigma'_{vo}}$ (4.17)	
Trạng thái (lịch sử) ứng suất	$K_{ONC}$ (hệ số nén ngang tĩnh) $= \sigma'_{ho} / \sigma'_{vo}$	$K_{ONC} \approx 1 - \sin \varphi'$ (1.14) $K_{o(OCR)} \approx (1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{\sin \varphi'}$ (1.15)	tốt
	OCR (hệ số quá cố kết) $= p_c / p_o$ tức là $= \sigma'_c / \sigma'_{vo}$	$OCR = \left[ \frac{K_o}{1 - \sin \varphi'} \right]^{1,25 / \sin \varphi'}$ (1.16) $OCR = 0,76 (S_u / p_a) \ln(I_r)$ (1.20) OCR tương quan với $S_u$ -- hình 1.11.	tốt trung
Sức kháng cắt	$\varphi$ : góc ma sát trong	cát : tương quan với tên đất và $D_r$ -- hình 1.13, 1.14) sét: $\varphi'_{cv} = \arcsin (0,8 - 0,094 \ln PI)$ (1.21)	trung
	$S_u$ : sức kháng cắt không thoát nước	$S_u / \sigma'_{vo} \approx (0,23 \pm 0,04) \cdot OCR^{0,8}$ (1.22)	trung

Bảng P4. Các ứng dụng từ thí nghiệm CPT  
Thí nghiệm xuyên côn (xuyên tĩnh) - Cone Penetration Test

Nguyên lý: ấn xuyên xuống,  
đo sức kháng  $q_c$  và  $f_s$  do  
đất tác dụng lên xuyên



Chuẩn hoá số đọc	$q_T = q_c + u_T (1 - a)$ với CPTU	phần 2.2.5
	$q_T = q_c$ với CPT (không đo $u$ )	
	$R_f = f_s / q_T \cdot 100\%$	
	$q_{cn} = q_T / \sqrt{\sigma'_{v0}} = \frac{q_T / pa}{\sqrt{\sigma'_{v0} / pa}} = q_T C_q$	
	$Q_T = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$	
	$F = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{v0}} \cdot 100\%$	
	$B_q = \frac{u_T - u_0}{q_T - \sigma_{v0}}$	
Loại đất	$\leq 2m$ : Hình 2.23 (Robertson và cộng sự, 1986) $> 2m$ : Hình 2.24 (Robertson và cộng sự, 1990)	
Chỉ tiêu trạng thái	$LI = (-0,0606 q_c^3 + 6,3636 q_c^2 - 357,58 q_c)10^{-4} + 0,66364$ (Szechy & Varga)	(2.4)
	$D_r \approx 68 \cdot [ \log(\frac{q_{cn}}{Kq}) - 1 ]$ (Jamiolkowsky)	(2.3)
	$Kq = 0,9 + D_{r1} / 300$	
	$Dr = \sqrt{\frac{1}{305 \cdot Q_c \cdot OCR^{0,18} q_{cn}}}$ (Robertson & Campanella)	(2.2)
	$Q_c = 0,91$ đến $1,09$	
	Tính thấm: bảng 2.5	
Tính biến dạng	$M = \alpha q_c$	(2.5)
	Cát:	
	$\alpha \approx 10^{1,09 - 0,0075 \cdot Dr}$ với cát cố kết thường (Mayne)	
	$\alpha \approx 10^{1,78 - 0,0122 \cdot Dr}$ với cát rất quá cố kết (Mayne)	
	$\alpha$ tra hình 2.28; $\alpha = 3 \div 11$ với cát cố kết thường (Baldi)	
	$\alpha$ tra hình 2.29; $\alpha = 5 \div 20$ với cát rất quá cố kết (Jamiolkowski)	(2.7)
	$\alpha$ tra bảng 2.6; $\alpha = 1,5 \div 2$ (gộp yếu tố từ biến) (Sanglerat)	
	Sét: $\alpha$ tra bảng 2.6 (gộp yếu tố từ biến) (Sanglerat)	
	Sét: $M = 8,25 (q_T - \sigma_0)$ (Mayne)	
	Cát: $E = \alpha q_c$ ; tra hình 2.30, 2.31	

	$G_{\max \text{ cát}} = 0,5 q_c^{0,611}$ (bar)	(Imai và Tonouchi)	(2.8)
	$G_{\max \text{ sét}} = 30,1 \sigma'_m^{-0,08} e^{-1,84Dr}$	(Jamiołkowski)	(2.9)
Trạng thái (lịch sử) ứng suất	$K_0 \text{ cát} = \frac{(q_c / pa)^{1,25}}{35e^{Dr/20}} / \sigma'_{vo}$	(Kulhawy)	(2.11)
	$K_0 \text{ sét} \approx 0,1 Q_T$	(Kulhawy)	(2.14)
	$OCR_{\text{sét}} \approx 0,29 q_c / \sigma'_{vo}$	(Mayne)	(2.12)
	$OCR_{\text{sét}} \approx 0,325 Q_T$	(Mayne và Holtz)	(2.13)
Sức kháng cát	$\varphi' = \arctg[0,1 + 0,38 \log(q_c / \sigma'_{vo})]$	(Robertson & Campanella)	(2.15)
	$\varphi' = 17,6 + 11 \cdot \log(q_{cn})$	(Kulhawy và Mayne)	(2.16)
	$c' = 0$		
	$S_u = \frac{q_T - \sigma_o}{N_k}; \varphi_u = 0$		(2.17)
	$N_k = 2,57 + 1,33 [\ln(G / S_u) + 1] = 11 \text{ đến } 15$		(2.18)
Kháng chấn	Không biến loãng: $q_{cn} \geq C_2 [50 + 200 \frac{\tau_1 / \sigma'_{vo} - 0,1}{\tau_1 / \sigma'_{vo} + 0,1}]$	(hình 2.44)	(2.20)
Sức chịu tải móng nông	Schmertmann:		
	cát: Móng băng: $q_u = 28 - 0,0052 (300 - q_{cTB} / pa)^{1,5}$		(2.21)
	Móng đơn: $q_u = 48 - 0,0090 (300 - q_{cTB} / pa)^{1,5}$		(2.22)
	sét: Móng băng: $q_u = 2 + 0,28 q_{cTB}$		(2.23)
	Móng đơn: $q_u = 5 + 0,34 q_{cTB}$		(2.24)
	Schmertmann dựa trên Terzaghi:		(2.26)
cát: $N_q = N_y = 1,25 q_{cTB}$			
Meyerhof: cát: $q_u = q_{cB} \frac{B}{12} (1 + \frac{h_m}{B})$		(2.27)	
Tand, Funegard và Briaud: sét			
$q_u = R_k (q_{cTB} - \sigma_{vo}) + \sigma_{vo}; R_k$ tra hình 2.46 dựa trên $R_d = D_e / B$			
Độ lún móng nông nền cát	Schmertmann: $S = C_1 C_2 \sigma'_{gl} \sum_1^N \frac{I_{zi} \Delta z_i}{x \cdot q_{ci}}$		(2.30)
	Buisman và DeBeer - cộng lún phân tố: $S = \sum S_i = \sum \frac{C_r}{C_c} CR \cdot \Delta h_i \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \sigma'_{zi}}{\sigma'_{vo}}$ $CR = (1,21 \div 1,53) \frac{\sigma'_{vo}}{q_c}$		(2.32)

Sức chịu tải cọc	Theo LCPC: kháng bên đơn vị $f_i$ : 1, Tra bảng 2.9 tìm nhóm cọc 2, Từ nhóm cọc, tra bảng 2.10 tìm số hiệu đường cong 3, Từ số hiệu đường cong và $q_c$ , tra hình 2.49 tìm $f_i$ kháng mũi đơn vị $q_p = K_c q_c$ ; $K_c = 0,15 \div 0,6$ (tra bảng 2.11)	
	Theo Schmertmann: kháng bên đơn vị $f_i$ ; cát: $f_i = \min(K, f_s, c, q_c, 120kPa)$ ; $K = 0,4 \div 2,5$ (tra hình 2.50) $c = 0,008 \div 0,018$ (tra bảng 2.12) sét: $f_i = \alpha, \min(f_s, S_u)$ ; $\alpha = 0,2 \div 1,2$ (tra hình 2.51) kháng mũi đơn vị $q_p$ : Lấy theo DeRuiter và Beringen	
	Theo DeRuiter và Beringen kháng bên $f_i$ : tương tự Schmertmann, lấy $c = 0,0025 \div 0,0033$ kháng mũi $q_p =$ trung bình $q_c$ trên hình 2.52 và phương trình (2.38), Với sét, có thể lấy $q_p = 9 S_u$	(2.39)
	Theo Alsamman (cọc nhồi): $f_i = c q_c$ $q_p = K_c q_{ch}$	phần 2.5.4
	SPT	Tương quan CPT-SPT: bảng 2.5, bảng 3.10 và hình 3.19

Bảng P5. Các ứng dụng từ thí nghiệm SPT  
Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn - Standard Penetration Test

Nguyên lý: Đóng (đập) ống lấy mẫu xuống đất, đếm số nhát đập (N) để ống đi được 30 cm.

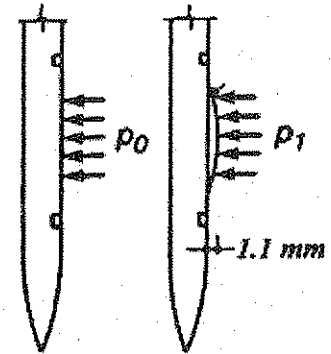


	Tác giả	Phương trình	Độ tin cậy
Hệ số hiệu chỉnh độ sâu $C_N$	Liao & Whitman 1986	$(0,9576 / \sigma'_0)^{0,5}$ (3.3)	
	Peck 1974	$0,77 \cdot \log(20 / 1,05 / \sigma')$ (3.4)	
	Skempton 1986	$2 / (1 + \sigma'_0)$ (3.5)	

Chuẩn hoá số đọc		$N' = N \cdot C_N$ $N'_{60} = N_{60} \cdot C_N = N \cdot C_E \cdot C_N$ $N_{60} = N \cdot \frac{E_h}{60} = N \cdot C_E \quad (3.2)$ ( $E_h$ : năng lượng hữu hiệu của thiết bị)	
$D_r$	Gibbs & Holtz	hình 3.4	thấp
LI	Szechy & Varga	bảng 3.3	thấp
$E_{cát}$	Ohya et al 1982	$9,08 N^{0,66} \quad (3.10)$	rất thấp
		$(5 \div 15) N_{60} \quad (3.9)$	thấp
$E_u$ sét	Ohya et al 1982	$(5 \div 60) N^{0,63}$ ; trung bình là $19,3 N^{0,63} \quad (3.11)$	rất thấp
M sét	Stroud 1974	$f \cdot N$ $f = 4,1$ nếu $I_p \geq 30$ ; $f = 8,6 - 0,15 I_p$ nếu $I_p < 30$	(phần 3.3.2.3) rất thấp
Gmax	Wroth	$(60 \div 350) N^{0,77}$ ; trung bình $120 N^{0,77} \quad (3.12)$	thấp
OCR sét	Mayne & Kemper	$0,47 \div 0,58 N / \sigma'_o \quad (3.13)$	thấp
Ko sét	Kulhawy et al	$0,073 N / \sigma'_o \quad (3.14)$	thấp
$\varphi_{tc}$ của cát	Peck, Hanson, ...	$54 - 27,6034 e^{-0,014 N} \quad (3.15)$	trung
	Schmertman	$\arctg[ (N / (12,2 + 20,3 \sigma'_o))^{0,34} ] \quad (3.16)$	tốt khi $\geq 2m$
$S_u$	Terzaghi & Peck	$0,06 N$ , bar $(3.17)$	rất thấp
	Hara 1974	$0,29 N^{0,72}$ , bar $(3.18)$	trung
Biến loãng		hình 3.13	
Độ lún móng nông trên nền cát	Burland và Burbridge:	$S = f_s f_L [ (p_o - 0,667 \sigma'_o) B^{0,7} I_c ]$ , mm $(3.19)$	
	D'Appolonia:	$S = \frac{p_o B}{M} \mu_0 \mu_1 \quad (3.20)$	
	Hough (cộng lún phân tố):	$S_i = \sum \frac{C_r}{C_c} CR \cdot \Delta h_i \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \sigma'_{zi}}{\sigma'_{vo}} \quad (3.21)$	
Độ lún móng nông trên nền bất kỳ	Peck và Bazaraa:	$S = 2,54 \frac{\sigma_B / 2}{\sigma'_{B/2}} \left[ 1 - 0,4 \sqrt{\frac{\gamma \cdot h_m}{p_o}} \right] \frac{2 p_o}{N'_{60}} C_B$ , cm $(3.22)$	
Sức chịu tải móng cọc	Theo Meyerhof (cát, bụi):	$q_s = k N$ hoặc $k N'$ ; $k = 2$ với cọc làm chặt đất, $k = 1$ với cọc không làm chặt đất $q_p = (30 \div 40) \cdot N \cdot L / B$ hoặc $(30 \div 40) \cdot N' \cdot L / B$ nếu cọc dài ( $L / B > 10$ ) thì lấy $L / B = 10$ .	
	Theo Schmertmann (mọi loại đất):	$q_s$ : bảng 3.7 $q_p$ : bảng 3.8 chiều sâu ngàm đủ: bảng 3.9	
CPT	Tương quan CPT-SPT: bảng 2.5, bảng 3.10 và hình 3.19.		

Bảng P6. Các ứng dụng từ thí nghiệm DMT  
Thí nghiệm nén ngang mũi xuyên - DilatoMeter Test

Nguyên lý: áp lực lúc màng thép không chuyển vị là  $p_0$ ;  
áp lực lúc màng thép chuyển vị ra ngoài 1,1 mm (do khí nén đẩy ra) là  $p_1$ ;  
áp lực lúc màng thép trở lại vị trí đầu là  $p_2$ .



Chỉ số DMT	$I_D$	$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$	(4.4)
	$K_D$	$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}}$	(4.5)
	$E_D$	$E_D = 34,7 (p_1 - p_0)$	(4.6)
	$u_D$	$u_D = \frac{p_2 - u_0}{p_0 - u_0}$	(4.7)
Các tính chất cơ lý theo Marchetti	$\gamma$	Hình 4.13	
	$D_r$	Hình 4.14	
	$K_0$ sét	$K_0 = (K_D / \beta_k)^{0,47} - 0,6$ $\beta_k = 1,5$ với sét thường; $= 2,0$ với sét nhạy cảm.	(4.8)
	OCR sét	$OCR = (\beta_0 K_D)^{1,56}$ $\beta_0 = 0,5$ với sét thường; $= 0,35$ với sét nhạy cảm.	(4.9)
	$S_u$ (hay $C_u$ )	$S_u = 0,22 \sigma'_{v0} (0,5 K_D)^{1,25} = 0,22 \sigma'_{v0} OCR^{0,8}$	(4.10)
	$\varphi$	$\varphi = 28 + 14,6 \cdot \log K_D - 2,1 \cdot \log^2 K_D$	(4.11)
	$C_h$	$C_h = 7 / \xi / t_{flex}, \text{ cm}^2/\text{s}$	(4.12)
	$k_h$	$k_h \approx C_h \cdot \gamma_{nước} / M_h$ $M_h \approx K_0 M$	(4.13)
	$M$	$M = R_M E_D$ ; $R_M$ phải lớn hơn 0,85 $I_D \leq 0,6$ : $R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D$ $I_D \geq 3$ : $R_M = 0,5 + 2 \log K_D$ $0,6 < I_D < 3$ : $R_M = R_{M,0} + (2,5 - R_{M,0}) \log K_D$ với $R_{M,0} = 0,14 + 0,15 (I_D - 0,6)$ $K_D > 10$ : $R_M = 0,32 + 2,18 \log K_D$	(4.14)
	$k_s$	$k_s = 0,5 \left( \frac{B + 0,3}{2B} \right)^2 \frac{K_D - K_0 \sigma'_{v0}}{7,5 \text{ mm } K_0}$	(4.15)
$u^*_o$	$u^*_o = p_2 = C - Z_M + \Delta A$	(4.16)	

Tính chất cơ lý theo các tác giả khác	$K_0$ sét	Lacase và Lunne: $K_0 = 0,34 K_D^m$ ; $m = 0,44 + 0,64$	(4.18)
		Lunne: sét trẻ ( $S_u / \sigma'_{vo} < 0,5$ ): $K_0 = 0,34 K_D^{0,54}$	(4.19)
		sét già ( $S_u / \sigma'_{vo} > 0,8$ ): $K_0 = 0,68 K_D^{0,54}$	(4.20)
	OCR sét	Lunne: sét trẻ ( $S_u / \sigma'_{vo} < 0,5$ ): $OCR = 0,3 K_D^{1,17}$	(4.21)
		sét già ( $S_u / \sigma'_{vo} > 0,8$ ): $OCR = 2,7 K_D^{1,17}$	(4.22)
Mayne: $OCR = 0,51 K_D$	(4.23)		
$K_0$ cát	$\frac{40 + 23K_D + (152 - 86K_D)(1 - \sin\phi') - 717(1 - \sin\phi')^2}{192 - 717(1 - \sin\phi')}$	(4.24)	
$S_u$	$S_u = \frac{P_1 - (K_0 \sigma'_{vo} + u_o)}{N_c}$	(4.27)	
Sức chịu tải dọc cọc nén	$q_s = (0,775 - 1,1111 I_D) (p_1 - p_0)$ nếu $I_D < 0,6$ $q_s = 0,11 (p_1 - p_0)$ nếu $0,8 > I_D > 0,6$ $q_p = k_{di} p_1$ với: $k_{di} = 1,3$ nếu $E_D > 2$ MPa $k_{di} = 0,7$ nếu $E_D \leq 2$ MPa	phần 4.5.1	
Đường cong P-y của cọc chịu tải trọng ngang	Theo Robertson và cộng sự: $P = 0,5 P_u \left( \frac{y}{y_c} \right)^{0,33}$ Đất dính: $P_u = N_p S_u D$ Đất rời: $P_u = \min(\sigma'_{vo} [D (K_p - K_a) + z K_p \tan\phi' \tan\beta];$ $\sigma'_{vo} D [K_p^3 + 2 K_0 K_p^2 \tan\phi' + \tan\phi' - K_a])$ Đất dính: $y_c = \frac{23,67 S_u \sqrt{D}}{10 E_D}$ Đất rời: $y_c = \frac{4,17 \sin\phi' \sigma'_{vo} D}{2 E_D (1 - \sin\phi')}$ Theo Gabr và Borden: $P = n A P_u \tanh \left[ \frac{k_o z}{A n P_u} y \right]$ trong đó $\tanh(x) = \sinh(x) / \cosh(x)$ $\cosh(x) = (e^x + e^{-x}) / 2$	(4.29)	
		(4.34)	



## PHỤ LỤC 4

**CÁCH XÂY DỰNG ĐƯỜNG CONG E-LOG(P)**

Hình 1.2 (phần 1.1.2.1) được thể hiện chi tiết hơn ở hình P1 dưới đây. Để xây dựng đường cong ② và tính các hệ số nén sơ cấp và thứ cấp ( $C_c$ ,  $C_r$ ) một cách hợp lý, thì thí nghiệm oedometer (thí nghiệm nén một trục) cần phải tiến hành dỡ tải và gia tải (đoạn cong ZY và YZ ở hình P.1) ở một cấp lớn hơn  $p_c$  (áp lực tiền cố kết) ước đoán ban đầu.

Ta cần thực hiện các bước hiệu chỉnh sau:

**Bước 1: Xác định áp lực tiền cố kết  $p_c$  (Casagrande):**

- Điểm P là điểm cong nhất trên đường cong thí nghiệm (đường ①);
- Từ P vẽ đoạn PT tiếp tuyến với đoạn đầu của đường ① (đoạn thứ cấp);
- Từ P vẽ đoạn PQ nằm ngang;
- Vẽ đoạn PR là phân giác của góc TPQ;
- Vẽ đoạn SU là tiếp tuyến (hay đoạn kéo dài) của đoạn cuối đường cong thí nghiệm ①;
- Giao điểm của đoạn SU và đoạn PR là điểm U. Hoành độ của điểm U là áp lực tiền cố kết (ứng suất cố kết trước)  $p_c$  (hay  $\sigma'_p$ ).

**Bước 2: Xây dựng đường cong ② (Schmertmann):**

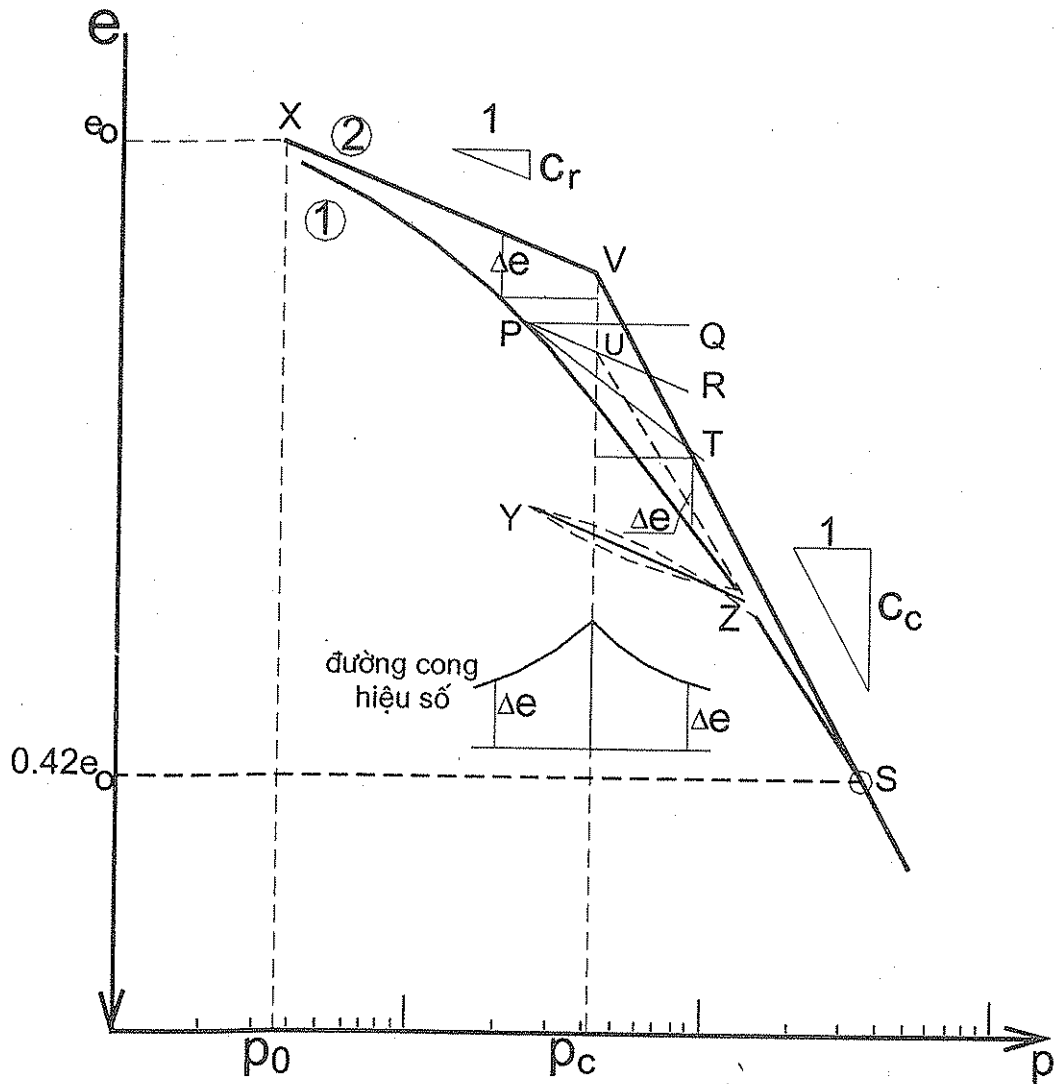
- Điểm X là điểm có tọa độ ( $p_0$ ,  $e_0$ ). Trong đó,  $p_0$  (hay  $\sigma'_{v0}$ ) là áp lực bản thân của phân tử đất đang xét tại hiện trường;  $e_0$  là hệ số rỗng ban đầu tại *hiện trường*;
- Vẽ đoạn UV thẳng đứng;
- Vẽ đoạn XV song song với đoạn YZ. Đoạn YZ là đoạn nằm giữa đường dỡ tải và gia tải;
- Đoạn UV cắt đoạn XV ở điểm V;
- Nối điểm V với điểm S. Điểm S nằm trên đường cong ① và có tung độ là  $0,42 \cdot e_0$ ;
- Đoạn XV là đoạn nén thứ cấp, độ dốc của nó là  $C_r$  (chỉ số nén thứ cấp);
- Đoạn VS là đoạn nén sơ cấp, độ dốc của nó là  $C_c$  (chỉ số nén sơ cấp).

**Bước 3: Chính xác thêm các thông số (Schmertmann):**

- Vẽ đường cong hiệu số giữa đường ② và đường ①;
- Nếu đường cong này không có dạng đối xứng qua  $p_c$  thì ta cần xe dịch  $p_c$  qua

phải hoặc trái một chút. Như vậy,  $C_r$  sẽ giữ nguyên giá trị, còn  $C_c$  sẽ khác đi (do đoạn SV khác đi). Đường cong có dạng đối xứng qua  $p_c$  này còn gọi là đường hình chuông (bell shape).

Bước 3 này có thể không cần thiết vì kết quả của bước 1 và bước 2 kể trên đã khá tỉ mỉ và chính xác.



Hình P1. Cách xây dựng đường cong  $e$ - $\log(p)$

## PHỤ LỤC 5

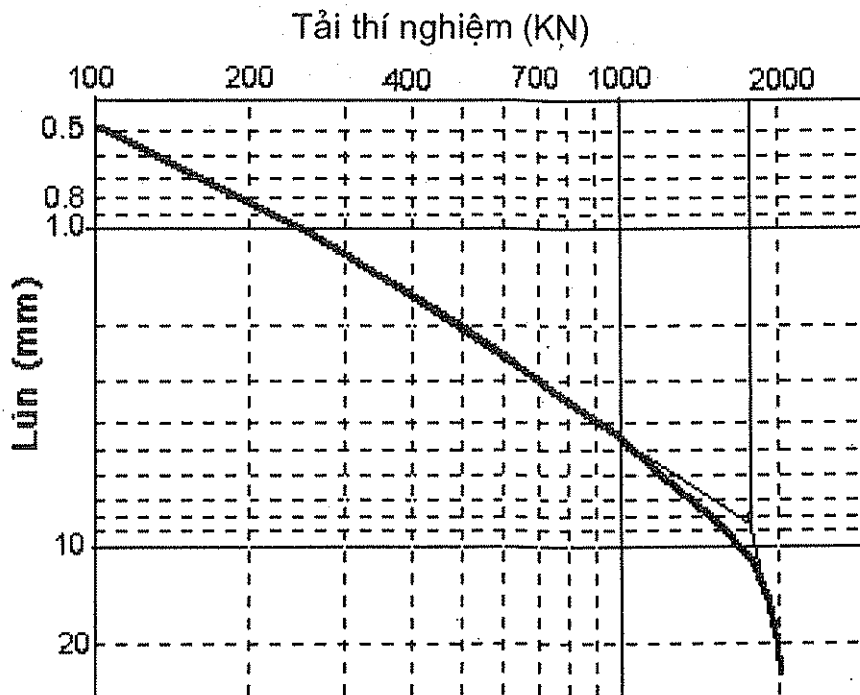
## THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH CỌC

Thí nghiệm nén tĩnh cọc nhằm xác định, kiểm tra sức chịu tải của cọc. Quy trình nén tĩnh cọc đã được trình bày chi tiết trong nhiều giáo trình. Do đó, ở đây, chúng tôi chỉ trình bày hai phương pháp diễn dịch (tức là phương pháp xác định sức chịu tải) của cọc được dùng rất phổ biến ở các nước phát triển.

Hình P.2 minh họa phương pháp DeBeer: Ta vẽ kết quả nén tĩnh trên đồ thị log-log. Nếu trên đồ thị có hai đoạn gần thẳng rõ ràng như hình vẽ, thì giao của hai đoạn tương ứng với sức chịu tải huy động  $P_{hd}$ .

Trong ví dụ trên hình P.2,  $P_{hd} \approx 190$  tấn, tại đó,  $\Delta \approx 8,5$  mm.

Phương pháp DeBeer có nhược điểm là, không phải bao giờ ta cũng có hai đoạn thẳng rõ ràng như hình P.2, do đó, khó xác định  $P_{hd}$ .



Hình P.2. Phương pháp DeBeer

Hình P.3 minh họa phương pháp Davisson. Các bước xác định  $P_{hd}$  như sau:

- Vẽ kết quả nén tĩnh trên đồ thị thường;
- Đường "đàn hồi" là đường có phương trình sau:  $P = \frac{EF}{L} \Delta$ ;

- F là tiết diện cọc ( $m^2$ ), E là môđun đàn hồi của cọc ( $kN/m^2$ ), L là chiều dài cọc (mm);
- Đường Davisson là đường song song với đường "đàn hồi", khoảng cách giữa hai đường là:

$$3,8 + \frac{B}{120} \text{ (mm)} \quad \text{nếu là đường kính cọc } B \leq 600 \text{ mm};$$

$$\frac{B}{30} \text{ (mm)} \quad \text{nếu đường kính cọc } B > 600 \text{ mm};$$

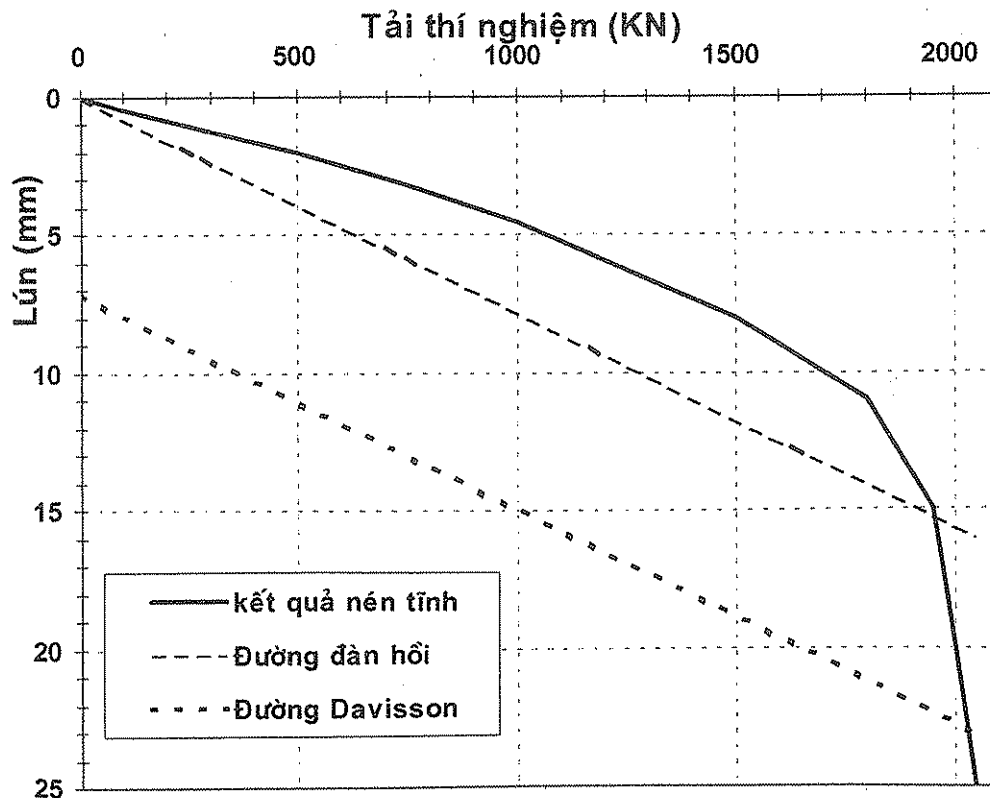
- Giao điểm của đường Davisson với đường kết quả nén tĩnh là sức chịu tải huy động  $P_{hd}$ .

Trên hình vẽ,  $P_{hd} \approx 201$  tấn, tại đó,  $\Delta \approx 23$  mm.

Phương pháp Davisson dễ dùng, phù hợp với cả quy trình nén tĩnh nhanh và chậm. Một hạn chế nhỏ của phương pháp này là nó không phù hợp với cọc chống (cọc không có ma sát bên).

Trong cả hai phương pháp trên, sức chịu tải cho phép sẽ là:

$$[P] = 0,5 P_{hd} \quad (P.1)$$



Hình P.3. Phương pháp Davisson

**Phân tích ưu điểm của phương pháp Davisson:**

Ta xét ví dụ trên hình P.3, ngoài ra ta còn biết cọc dài 30 m, tiết diện  $0,40 \times 0,40 = 0,16 \text{ m}^2$ . Thân cọc đặt vào đất tốt. Mũi cọc đặt vào lớp đất cát, thí nghiệm SPT cho thấy  $N_{60} \approx 40$ . Theo cách tính Schmertmann SPT thì  $q_p = 306 N_{60} = 12240 \text{ kPa}$ ;

$$\Rightarrow Q_p = 12240 \times 0,16 = 1960 \text{ KN} = 196 \text{ tấn};$$

Khi thí nghiệm nén tĩnh, khi lực ép từ kích xuống là 150 tấn, người ta đo được độ lún (ổn định tại cấp tải này) là 8 mm ①;

Giả sử cọc là hỗn hợp ma sát + chống, và biến dạng đàn hồi của cọc tại cấp tải trọng này là:

$$\Delta z \approx 0,67 \frac{P}{EA_c} L = 0,67 \frac{1500 \text{ kN}}{2,4 \times 10^7 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,16 \text{ m}^2} \cdot 30000 \text{ mm} \approx 8 \text{ mm} \text{ ②}$$

**Theo cách tính phổ biến ở nước ta hiện nay:**

Sức chịu tải cực hạn là tải trọng nén tĩnh mà tại đó độ lún bằng  $\xi$  [S].

trong đó  $\xi = 0,1 \div 0,2$ ;

$$[S] = 40 \div 80 \text{ mm (độ lún cho phép của công trình)};$$

Như cách tính ở ví dụ này thì  $Q_u = 150 \text{ tấn}$  (vì  $8 \text{ mm} = \xi$  [S]);

Tuy nhiên, dựa vào các con số 8 mm ① và 8 mm ②, ta thấy rằng, mũi cọc không chuyển vị, hoặc chuyển vị rất ít. Do đó, 150 tấn này hầu như chỉ bao gồm sức kháng bên, còn sức kháng mũi chưa thể huy động đáng kể (mà  $Q_p$  dự báo là 196 tấn). Do đó, 150 tấn này không thể gọi là  $Q_u$  như cách tính của Việt Nam.

**Theo cách tính Davisson:**

Khi tải trọng thí nghiệm là  $P_{hd} = 201 \text{ tấn}$  thì chuyển vị ở đo được (ở đầu trên cọc) là:

$$\frac{P_{hd}}{EA_c} L + 3,8 + \frac{B}{120} \text{ mm} = \frac{2010}{2,4 \cdot 10^7 \cdot 0,16} \cdot 30000 + 3,8 + \frac{400}{120} \approx 23 \text{ mm};$$

Biến dạng đàn hồi tại của bản thân cọc dự báo là:

$$0,67 \frac{P_{hd}}{EA_c} L = 10,5 \text{ mm};$$

Như vậy, chuyển vị ở mũi cọc (đầu dưới của cọc) là  $23 - 10,5 = 12,5 \text{ mm}$ . Dưới các chuyển vị như vậy (tham khảo hình 1.16, phần 1.3.1), cả sức kháng mũi và sức kháng bên đều đã được huy động đáng kể. Do đó, cách tính này rất hợp lý.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. G. SANGLERAT, M. PETIT-MAIRE, F. BARDOT, P.SAVASTA. AMAP'sols static penetration in dense sandy gravel, sandstone and hard claystone. "Revue Francaise de Géotechnique" - France, 1999.
2. P.K ROBERTSON. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal - Canada, 1990.
3. JEAN-LOUIS RIAUND, JEROME MIRAN. The cone penetration test. Federal Highway Administration, USA, 1992.
4. P.K ROBERTSON, R.G. CAMPANELLA. Guidelines for using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for geotechnical design. PenDOT, USA, 1988.
5. F. KULHAWY, P. MAYNE. Manual on estimating soil properties for foundation design. Electric Power Research Institute, USA, 1990.
6. MARCHETTI, S. The Flat Dilatometer. 18<sup>th</sup> CGT - Conferenze Geotecnica Torino, 2001.
7. FHWA. The Flat Dilatometer. Washington, D.C, USA, 1992.
8. ROCKTEST. PMT (Pencil and TEXAM) manual. Rocktest, Newyork, USA, 1998.
9. HANDY GEOTECHNICAL INSTRUMENTS.  $K_0$  Stepped Blade. Iowa, USA, 1997.
10. HANDY GEOTECHNICAL INSTRUMENTS. Borehole Shear Test. Iowa, USA, 1997.
11. F. KULHAWY, C. TRAUTMANN. Estimation of In-situ Uncertainty. Cornell University, USA, 1996.
12. VŨ CÔNG NGŨ, NGUYỄN VĂN DŨNG. Cơ học đất. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 2001.
13. R. WHITLOW. Cơ học Đất (dịch). Nhà xuất bản Giáo dục, Hà Nội, 1996.

## TỪ MỤC

cơ học đất.....	16, 32, 109, 196, 213
cổ kết thường.....	12, 24, 26, 28, 29, 32, 35, 61, 62, 63, 65, 70, 73, 79, 86, 90, 115, 121, 123, 160, 161, 163, 164, 166, 176, 187, 199
chỉ số dẻo.....	13, 26, 27, 34, 116, 194
chỉ số nén.....	12, 19, 23, 66, 159, 198, 205
chuẩn hoá.....	3, 12, 13, 47, 51, 52, 54, 56, 57, 67, 105, 109, 111, 112, 113, 179, 180
Davisson.....	207, 208, 209
DeBeer.....	79, 123, 200, 207, 208
FHWA.....	124, 213
giới hạn chảy.....	12, 195
giới hạn dẻo.....	13
$G_{max}$ .....	12, 65, 116, 164, 198, 200, 202
hữu hiệu.....	12, 20, 25, 30, 51, 70, 112, 113, 124, 133, 164, 167, 172, 202
Hara.....	119, 120, 202
Highway.....	213
hiệu chỉnh.....	12, 13, 19, 21, 50, 51, 58, 76, 77, 80, 119, 120, 122, 124, 126, 127, 129, 130, 133, 136, 137, 138, 145, 147, 150, 151, 152, 158, 163, 184, 185, 187, 194, 201, 205
hệ số đồng nhất.....	12, 113
hệ số đường cong.....	12
hệ số cổ kết.....	12, 22, 159, 162
hệ số hiệu chỉnh độ sâu.....	12, 51, 122
hệ số nén ngang.....	12, 23, 24, 28, 159, 186, 198
Jean-louis.....	213
không nở hông.....	12, 19, 20, 22, 61, 62, 63, 64, 116, 158, 159, 163, 167, 203
kháng chấn.....	12, 25, 74, 116, 120, 164, 169, 176
Kulhawy.....	27, 28, 29, 30, 31, 52, 53, 58, 66, 67, 69, 70, 87, 92, 93, 113, 117, 118, 142, 167, 175, 186, 187, 195, 200, 213
lực dính.....	13, 24, 25, 163
môđun.....	12, 16, 18, 19, 22, 23, 31, 62, 65, 78, 93, 95, 115, 116, 134, 157, 158, 159, 163, 164, 167, 172, 176, 186, 196, 197, 198, 208
ma sát.....	12, 24, 25, 30, 33, 34, 37, 70, 71, 80, 81, 82, 84, 85, 86, 94, 101, 111, 119, 126, 127, 133, 134, 136, 142, 159, 167, 172, 175, 193, 195, 198, 208
Marchetti.....	66, 70, 72, 145, 155, 164, 165, 167, 168, 169, 203, 213
Meyerhof.....	58, 70, 76, 77, 79, 91, 94, 95, 118, 126, 127, 202
năng lượng.....	3, 12, 109, 110, 111, 112, 120, 133, 202
nén ngang.....	12, 16, 23, 24, 28, 29, 66, 106, 145, 157, 159, 167, 176, 179, 186, 188, 195, 203
nở hông.....	12, 19, 20, 22, 27, 61, 62, 63, 64, 95, 116, 158, 159, 163, 167, 203

nhảy cảm.....	13, 24, 28, 31, 36, 52, 56, 57, 61, 73, 114, 119, 131, 164, 165, 168, 194, 198, 203
nước lỗ rỗng.....	3, 12, 13, 41, 45, 47, 49, 50, 51, 57, 70, 73, 90, 105, 106, 155, 156, 158, 159, 162, 163, 186, 203
Peck.....	28, 109, 112, 113, 118, 119, 124, 134, 139, 201, 202
penetration.....	213
phân loại đất.....	17, 50, 54, 56, 61, 89, 90, 91, 106, 131, 133, 159, 160, 203
Poisson.....	12, 20, 22, 23, 27, 93, 139, 198
quá cố kết.....	12, 13, 16, 19, 21, 24, 27, 28, 29, 30, 32, 34, 36, 54, 57, 58, 61, 66, 70, 73, 78, 79, 86, 91, 114, 117, 121, 123, 131, 157, 159, 160, 162, 163, 164, 166, 167, 176, 186, 187, 194, 198, 199
remolded.....	24, 193
resistance.....	127
Robertson.....	51, 56, 57, 58, 59, 61, 62, 63, 65, 67, 68, 70, 71, 74, 89, 90, 131, 156, 169, 171, 172, 199, 200, 204, 213
Sanglerat.....	64, 65, 78, 93, 199
Sanlerat.....	213
Schmertmann.....	23, 28, 31, 33, 38, 39, 53, 55, 59, 73, 75, 76, 77, 78, 84, 85, 86, 92, 93, 94, 96, 97, 98, 100, 118, 119, 124, 126, 127, 128, 129, 133, 135, 139, 156, 164, 167, 168, 176, 200, 201, 202, 205, 209
Terzaghi.....	28, 76, 94, 95, 109, 113, 119, 200, 202
từ biến.....	12, 18, 23, 65, 78, 93, 95, 97, 98, 185, 186, 199
tức thời.....	13, 18, 19, 22, 23, 24, 62, 95, 116, 163, 198
trạng thái ứng suất.....	107, 116, 143, 176
Vũ Công Ngữ.....	115, 116
Whitlow.....	19, 196, 213
xáo động.....	13, 15, 21, 24, 187, 193, 197



