

“ HỆ THỐNG HÓA THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG VÀ TƯƠNG QUAN GIỮA THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG & THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG TRONG PHÂN TÍCH ĐỊA KỸ THUẬT VÀ THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH ”

I. HỆ THỐNG HÓA THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG CỦA ĐẤT

1. Thành phần khoáng vật với nhóm hạt
2. Độ nhạy của đất sét
3. Tỷ trọng
4. Dung trọng
5. Độ ẩm của đất
6. Chỉ số dẻo, chỉ số chảy, chỉ số độ bền.
7. Thành phần hạt
8. Độ chắc của đất
9. Giới hạn co ngót và trương nở của đất
10. Đặc trưng tan rã của đất
11. Tính nén lún và cố kết của nền đất.
12. Tính biến dạng và đàn hồi của nền đất
13. Sức chống cắt của nền đất
14. Tính thấm của nước trong đất

II. TƯƠNG QUAN GIỮA CÁC THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG VÀ THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG.

1. Tương quan giữa độ chặt tương đối với các kết quả thí nghiệm SPT, CPTu, 1 trục, độ sệt B, chỉ số nén ngang K_D .
2. Tương quan giữa hệ số cố kết, hệ số thấm, chỉ số nén, chỉ số nở, hệ số nén thứ cấp, hệ số nén thể tích, hệ số quá cố kết, áp lực tiền cố kết, ... với các thí nghiệm khác.
3. Tương quan giữa mô đun đàn hồi, mô đun cắt, ... với các thí nghiệm khác của nền đất
4. Tương quan giữa sức chống cắt và các thí nghiệm khác

III. THỰC TRẠNG THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG TẠI VIỆT NAM VÀ NÂNG CAO CHẤT LƯỢNG THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG TRONG CÔNG TÁC KHẢO SÁT ĐCCT TÍNH TOÁN PHỤC VỤ CÔNG TÁC THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH.

Mục đích: “Hệ thống hóa các phương pháp thí nghiệm trong phòng qua thực tế công tác thí nghiệm, tổng hợp, tham khảo các tài liệu, hội thảo chuyên môn về khảo sát ĐCCT nói riêng và địa kỹ thuật nói chung, sự góp ý của các chuyên gia địa kỹ thuật trong và ngoài nước về xử lý số liệu trong phòng nhiều dự án cầu, đường, hầm của ngành giao thông trong nhiều năm qua áp dụng trong phân tích địa kỹ thuật và thiết kế công trình. Nhằm cung cấp cho các kỹ sư địa chất công trình các khái niệm cơ bản, các chỉ tiêu cơ lý, sự tương quan giữa các thí nghiệm trong phòng và thí nghiệm hiện trường của đất đã được thực hiện tại Việt nam và các nước trên thế giới nhằm tạo điều kiện thuận lợi cho công tác khảo sát địa chất công trình, địa kỹ thuật phục vụ thiết kế xây dựng các công trình.

I. HỆ THỐNG HÓA THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG CỦA ĐẤT

1. Thành phần khoáng vật với nhóm hạt

1.1. Thành phần khoáng vật của nhóm hạt thô

Những hạt đất có kích thước lớn hơn hạt cát được hình thành từ tác dụng phong hóa vật lý của tảng đá mẹ. Tảng đá mẹ bị vỡ vụn, mảnh đá vỡ có thành phần đơn khoáng hoặc đa khoáng và các khoáng vật này đều là khoáng vật nguyên sinh: thạch anh, fenspat, canxit, mica trắng, mica đen,...

1.2. Thành phần khoáng vật của nhóm hạt cát

Cát có nguồn gốc của mảnh đá vỡ nhưng có mức độ vỡ vụn cao hơn. Hạt cát thường do một trong những khoáng vật tạo đá nguyên sinh. Mỗi hạt có thành phần khoáng vật hoặc là thạch anh, hoặc là fenspat, hoặc là mica đen, mica trắng

1.3. Thành phần khoáng vật của nhóm hạt bụi

Nhóm hạt bụi có thành phần khoáng vật như cát mịn đã nêu ở trên. Do tỉ diện tích không lớn, do thành phần khoáng vật không ưa nước nên tính giữ nước và tính dính kết của nhóm hạt bụi nhỏ.

1.4. Thành phần khoáng vật của nhóm hạt sét

Nhóm hạt sét là nhóm hạt nhỏ nhất tạo nên đất, thành phần khoáng vật của nó rất phức tạp. Ngoài một số ít là khoáng vật nguyên sinh như thạch anh, canxit ở mức độ phân tán cao, phần lớn là khoáng vật thứ sinh được hình thành từ quá trình phong hóa hóa học các khoáng vật nguyên sinh tạo đá.

Bản chất của khoáng vật sét: khoáng vật sét được tạo ra chủ yếu từ sản phẩm phong hóa của đá chứa Fenspat và mica. Có 4 nhóm chính của khoáng vật sét là Kaolinit, ilit, monmorilon và vecmiculit:

– **Nhóm Kaolinit:** là thành phần chính của đất sét kaolin sinh ra do Fenspat octocla, khoáng vật chủ yếu của đá granit bị phong hóa.

– **Nhóm Ilit:** trong điều kiện biển, mica bị phân hủy tạo ra một nhóm khoáng vật tương tự nhau về cấu trúc. Các đất sét và đá phiến biển chứa chủ yếu nhóm khoáng vật này.

– **Nhóm Montmorillonit:** là thành phần chủ yếu của sét Bentonit. Montmorillonit thường do ilit phân hủy thêm tạo nên, nó còn được hình thành do phong hóa Fenspat plagiocla trong các trầm đọng tro núi lửa. Các ion kim loại thay đổi, làm cho sự liên kết các tầng yếu đi. Vì liên kết yếu, các phân tử nước dễ dàng thâm nhập vào giữa các lớp, tạo ra khả năng co ngót và trương nở lớn cho các khoáng vật thuộc nhóm này.

– **Nhóm Vecmiculit:** bao gồm các sản phẩm phong hóa của biotit và clorit. Cấu trúc của Vecmiculit tương tự Monmorilonit, do đó khả năng co ngót và trương nở cũng tương tự Monmorilonit, tuy có kém hơn.

Tỉ diện tích và hoạt tính của các loại khoáng vật sét rất khác nhau (VD: Nhóm Monmorilonit có tỉ diện tích và hoạt tính cao hơn rất nhiều so với nhóm Kaolinit.). Sự khác nhau về bản chất giữa các nhóm hạt sét sẽ dẫn đến tính chất vật lý và cơ học của các loại đất chứa chúng cũng rất khác nhau.

(Xem kỹ hơn tại trang 12, 13 trong “Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn – Giáo sư tiến sĩ địa kỹ thuật Phan Trường Phiệt”)

2. Độ nhạy của đất sét (St):

$$St = \frac{q_u \text{ nguyên dạng}}{q_u \text{ chế bị}}$$

$$St = \frac{\text{Cường độ kháng cắt của mẫu nguyên dạng}}{\text{Cường độ kháng cắt của mẫu không nguyên dạng}}$$

Độ nhạy của hầu hết đất sét trong khoảng từ 2÷4, than bùn từ 1.5÷10 và đất sét biển từ 16÷26 (Skempton và Northey, 1952; Bjerrum, 1954)

Độ nhạy	Phân loại
<2	Nhạy
2 – 4	Nhạy trung bình
4 – 8	Nhạy
8 – 16	Rất nhạy
16 – 32	Nhanh nhẹ
32 – 64	Nhanh trung bình
>64	Nhanh

(T136 – Foundation engineering Handbook)

3. Tỷ trọng.

Tỷ trọng của đất được xác định theo các tiêu chuẩn sau: TCVN4195:2012, T100, D854, Part 2: BS 1377.

Tỷ trọng của một số loại khoáng vật liệu sét

Khoáng vật sét	Tỷ trọng	Khoáng vật sét	Tỷ trọng
Aragonite	2.94	Illite	2.60
Attapulgite	2.61	Kaolinite	2.50-2.61
Augite	3.20-3.40	Limonite	3.40-4.00
Biotite	3.00-3.10	Magnetite	5.17
Calcite	2.70-2.72	Mica	2.80-3.20
Chlorite	2.60-3.00	Montmorilonite	2.40-2.51
Dolomite	2.85-2.90	Muscovite	2.80-2.90
Gypsum	2.30-2.34	Orthoclase	2.56-2.60
Hematite	5.10-5.20	Quart	2.60-2.80

Typical Specific Gravity of soil Solids

Loại đất	Tỷ trọng (Gs)
Quartz sand	2.6-2.65
Silty sand	2.65-2.67
Inorganic clay	2.70-2.85
Illite clay	2.64-2.84
Kaolinite clay	
Montmorilonite clay	2.20-2.74
Chlorite clay	2.60-2.90
Muscovite clay	2.70-3.10
Pulp fiber	1.54
Organic clay	Variable

Nhìn chung giá trị tỷ trọng của đất dính $G_s=2.67$, đối đất sét không hữu cơ $G_s=2.70$. Giá trị tỷ trọng cao nhất $G_s>3.0$ và thấp nhất $G_s=2.3 \div 2.4$.

Tỷ trọng của đất cao hay thấp còn tùy thuộc vào đất đó có chứa những loại khoáng vật sét nào: (VD: Đất chứa chủ yếu khoáng vật sét Kaolinite thường có màu trắng xám, có tỷ trọng $G_s=2.6 \div 2.68$; Đất chứa chủ yếu khoáng vật sét Hematit, Magnetite,...có chứa đá ong hay kết vón (Laterit đá ong hay laterit kết vón) là dạng đất phong hóa điển hình ở vùng đồi núi của Việt Nam. Đất thường có màu nâu vàng, xám đen,... có tỷ trọng rất cao thường $G_s=2.75 \div 2.90$; nếu có kết vón dạng tổ ong $G_s=2.90 \div 3.20$).

4. Dung trọng (Khối lượng thể tích)

Dung trọng của đất được xác định theo các tiêu chuẩn sau: TCVN4202:2012, D2937, D7263, Part 2: BS 1377. Có những phương pháp thí nghiệm sau để xác định dung trọng của đất:

- Phương pháp đo trực tiếp: thích hợp đối mẫu đất dính có hình dạng là: lăng trụ chữ nhật hay hình trụ
- Phương pháp dao vòng
- Phương pháp bọc sáp cân trong nước: đối với đất tự nhiên hay đất đầm nén
- Phương pháp thể chổi nước

5. Độ ẩm của đất.

Độ ẩm của đất được xác định theo các tiêu chuẩn sau: TCVN4196:2012; AASHTO 265; D2216; Part 2: BS1377. Có những phương pháp thí nghiệm sau để xác định độ ẩm của đất:

- Sấy khô mẫu đất trong tủ sấy
- Đốt bằng cồn: áp dụng trong điều kiện hiện trường
- Thẻ tích: thích hợp với loại đất rời vụn như cát, sạn
- Độ ẩm bão hòa của đá vôi (Part 2: BS1377)
- Bình ẩm kế sử dụng khí tạo ra do Các-bua canxi (AASHTO 217).



(PP đốt cồn và thẻ tích xem trong: “Bài giảng đào tạo thí nghiệm viên chuyên ngành XDGT”.

6. Chỉ số dẻo, chỉ số chảy, chỉ số độ bền.

Giới hạn chảy, giới hạn dẻo của đất được xác định theo các tiêu chuẩn sau: TCVN4197:2012; T89, T90; D4318 và Part 2: BS1377.

6.1. Chỉ số dẻo: $PI = LL - PL$



PP xuyên côn, loại bán tự động.



Phương pháp Casagrande

6.2. Chỉ số chảy (hay chỉ số sét B): $LI = \frac{W-PL}{LL-PL} = B$

- Sét nhạy: khi mà độ ẩm tự nhiên có lẽ lớn hơn giới hạn chảy.
Trong trường hợp này: $LI > 1$.
- Đất quá cô kết: Độ ẩm tự nhiên nhỏ hơn giới hạn dẻo. Trong trường hợp này: $LI < 0$.
- Mitchell, 1976 và Skempton, 1953 đưa ra quan hệ sau:

Typical Values of Liquid Limit, Plastic Limit, and Activity of Some Clay Minerals

Mineral	Liquid limit, LL	Plastic limit, PL	Activity, A
Kaolinite	35–100	20–40	0.3–0.5
Illite	60–120	35–60	0.5–1.2
Montmorillonite	100–900	50–100	1.5–7.0
Halloysite (hydrated)	50–70	40–60	0.1–0.2
Halloysite (dehydrated)	40–55	30–45	0.4–0.6
Attapulgate	150–250	100–125	0.4–1.3
Allophane	200–250	120–150	0.4–1.3

(T80 - Principles of Geotechnical Engineering – Seventh Edition – BRAJA M. DAS).

6.3. Chỉ số độ bền (Toughness): $TI = \frac{PI}{LI}$

Theo TCVN4197:2012 có 2 phương pháp để xác định giới hạn chảy là:

- Phương pháp Vaxiliev: Thả quả dọi thẳng bằng hình nón
- Phương pháp Casagrande:

Theo tiêu chuẩn của Anh BS 1377 có 2 phương pháp để xác định giới hạn chảy là:

- Thí nghiệm xuyên côn
- Theo phương pháp Casagrande

Theo tiêu chuẩn của AASHTO và ASTM: Xác định giới hạn chảy theo PP Casagrande.

Thí nghiệm xuyên côn: phù hợp hơn hẳn so với thí nghiệm theo PP Casagrande vì về bản chất nó là một thí nghiệm tĩnh phụ thuộc vào sức chống cắt của đất. Thí nghiệm này dễ thực hiện hơn và cho kết quả dễ tái thực hiện được.

Thí nghiệm theo PP Casagrande: là thí nghiệm cơ sở trong phân loại đất. Thí nghiệm này gây nên những ảnh hưởng động và dễ có sự không nhất quán giữa những người làm thí nghiệm.

(Tham khảo T 29, 30, 31: Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn – Giáo sư tiến sĩ địa kỹ thuật Phan Trường Phiệt)

Vì những lý do đó, xuyên côn là phù hợp hơn, nhưng nếu đảm bảo là thiết bị Casagrande được duy trì chính xác và quy trình thí nghiệm tuân theo nghiêm ngặt thì vẫn có thể thu được các kết quả thỏa mãn. Phương pháp Casagrande sẽ khác một chút so với khi dùng PP xuyên côn với các giá trị giới hạn chảy tới 100; nhưng trong phần lớn các trường hợp sai khác này là không đáng kể và nhỏ hơn khi dùng thiết bị Casagrande. Với giới hạn chảy >100, PP xuyên côn cho kết quả có giá trị nhỏ hơn.

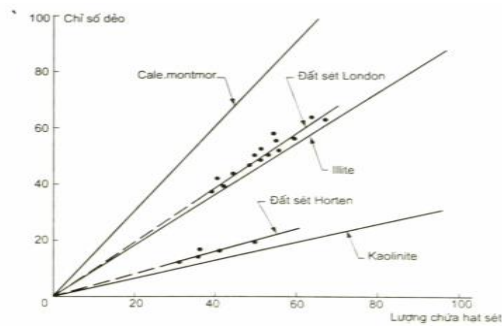
6.4. Quan hệ giữa chỉ số dẻo với lượng chứa hạt sét

- Chỉ số dẻo có quan hệ với lượng chứa nhóm hạt sét và loại khoáng vật sét của hạt sét.

Skempton đề nghị dùng mức hoạt tính biểu thị hoạt tính của đất:

$$MHT = I_p (\%) / \text{Lượng chứa } (\%) \text{ nhóm hạt sét (Với nhóm hạt sét có } \text{ĐK} < 0,002\text{mm)}$$

Mức hoạt tính của một số khoáng vật thường gặp trong đất dính (đất hạt mịn) ở bảng sau của (Skempton-1953):

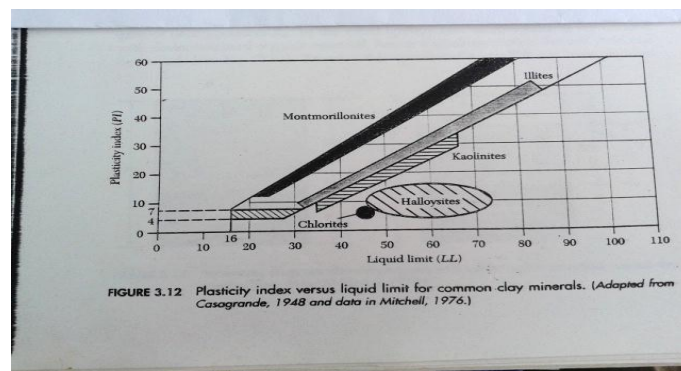


Loại khoáng vật	Mức hoạt tính
Thạch anh	0
Canxit	0,18
Kaolinit	0,33-0,46
Illite	0,9
Monmorillonit-Ca	1,5
Monmorillonit-Na	7,2

Đất sét có mức hoạt tính thấp, thường là đất sét chứa nhóm hạt sét có thành phần khoáng vật sét Kaolinit, có tính ổn định cao (tính co, nở ít). Đất sét có hoạt tính trung bình, chứa chủ yếu hạt sét illit, có tính ổn định bình thường. Đất sét có hoạt tính cao, chủ yếu chứa khoáng vật Montmorillonit, có tính ổn định thấp, tức đất có độ co nở nhiều, khi độ ẩm thay đổi. ($MHT < 0,75 \rightarrow$ Đất trơ; $0,75 < MHT < 1,25 \rightarrow$ Đất bình thường; $MHT < 1,25 \rightarrow$ Đất hoạt tính).

Kết luận: Các khoáng vật sét có mức độ hoạt tính rất khác nhau. Cho nên tính chất vật lý và cơ học của các loại đất có chứa các khoáng vật sét đó cũng rất khác nhau.

- Tham khảo thêm Chỉ số dẻo và giới hạn chảy tương ứng với các khoáng vật sét (Casagrande, 1948 và Mitchell, 1976)



Geotechnical Engineering & Soil Testing- Al-Khafaji & Andersland)

7. Thành phần hạt

Thành phần hạt của đất được xác định theo các tiêu chuẩn sau: TCVN4198:2014; T88; D422, D421; D1140; Part 2: BS1377. Có những phương pháp thí nghiệm sau để xác định thành phần hạt của đất:

- Phương pháp sàng khô
- Phương pháp sàng ướt
- Phương pháp lắng chìm dùng ống pipet
- Phương pháp lắng chìm bằng tỷ trọng kế

8. Độ chắc của đất

Khả năng chịu lực (độ bền của đất) phụ thuộc vào trạng thái vật lý – độ chắc của đất. Đối với đất hạt mịn, là độ sệt của đất, đối với đất hạt thô là độ chặt của đất. Đất càng chắc thì sức chịu tải càng lớn:

- Độ chắc của đất hạt mịn: được đánh giá bằng độ sệt tương đối B hay chỉ số chảy (TCVN4197:2012)

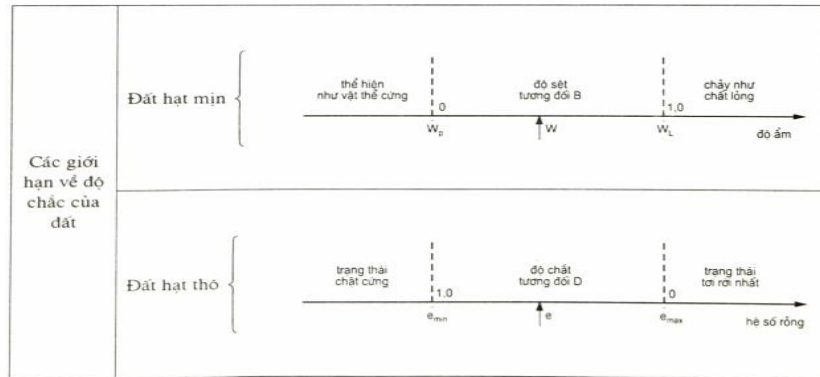
– Độ chặt của đất hạt thô:

- + Đất hạt thô có cấp phối càng tốt: có độ chặt càng lớn nên độ chắc càng lớn.
- + Đất ở trạng thái toi xốp nhất: độ chắc kém nhất nên khả năng chịu tải kém nhất.
- + Đất ở trạng thái chặt nhất thì chắc nhất và có sức chịu tải lớn nhất

Độ chặt của đất hạt thô được đánh giá định lượng bằng độ

$$D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 (\%)$$

chặt tương đối:



(Tham khảo kỹ hơn tại trang 36 - Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn – Giáo sư tiến sĩ địa kỹ thuật Phan Trường Phiệt)

9. Giới hạn co ngót và trương nở của đất

Một số loại đất sét có sự tăng hay giảm thể tích đáng kể khi độ ẩm tương ứng tăng hay giảm. Đất sét biểu hiện các đặc trưng này gọi là đất sét co ngót hay trương nở. Khả năng co ngót và giãn nở của đất liên quan với lượng hạt sét và tính dẻo của nó

9.1. Giới hạn co ngót của đất:

Sự tương quan giữa chỉ số các đặc tính của đất với thay đổi thể tích của các loại đất sét có tính dẻo cao

Tính co ngót của đất là tính giảm thể tích của đất khi bị mất nước.

Có 2 phương pháp xác định:

- Phương pháp bọc sáp: TCVN8720:2012;

$$D4943: SL = W - \left[\frac{(V-V_d)\rho W}{ms} \right]$$

- Phương pháp thủy ngân: T92; D427;

Part 2: BS1377

Chỉ số dẻo	Giới hạn co ngót(%)	Độ nở (%)	Phân loại
>35	<11	>30	Rất cao
25-41	7-12	20-30	Cao
15-28	10-16	10-20	Trung bình
<18	>15	<10	Thấp

(T113- Foundation engineering Handbook).

9.2. Giới hạn trương nở của đất:

TCVN8719:2012; T258; D4829; Part5: BS1377.

Tính trương nở của đất là tính chất tăng thể tích của đất khi bị ướt nước. Sự trương nở của đất phụ thuộc vào các yếu tố: thành phần khoáng vật, kết cấu đất, độ ẩm ban đầu, độ chặt, áp lực nén,....

Kết luận: Đất mà có thành phần chủ yếu là nhóm montmorillonits, có hoạt tính cao, có khả năng co ngót và trương nở cao hơn ngược lại có khả năng trương nở, co ngót thấp là đất mà có thành phần chủ yếu là nhóm kaolinit. Tùy theo mức độ trương nở, co ngót khác nhau mà tính chất cơ lý của đất cũng khác nhau

10. Đặc trưng tan rã của đất : được xác định theo TCVN8718:2012.

11. Tính nén lún và cố kết của nền đất.

(Tham khảo trong “Đề tài: Hệ thống hóa các đặc trưng Biến dạng – Độ bền của đất phục vụ công tác thiết kế xây dựng công trình” – Năm 2020 của Ths: Ngô Lệ Thủy)

11.1. Tính nén của nền đất

• **Chỉ số nén, chỉ số nở của đất:**

– **Chỉ số nén:** $C_c = \Delta e / \lg P_2 / P_1$ Theo kinh nghiệm của Terzaghi và Peck(1976), C_c cho đất sét không bị phá hoại được tính bằng: $C_c = 0,009(W_L - 10)$

– **Hệ số nén:** $C_c = C_c / (1 + e_0)$

– **Chỉ số nở:** $C_s = \Delta e_s / \lg P_2 / P_1$

– **Chỉ số nén thứ cấp:** $C_t = \Delta e_s / \lg t_2 / t_1$

– **Chỉ số nén lại:** $C_r = \Delta e_r / \lg P_2 / P_1$

– **Hệ số nén thứ cấp:** $C_\alpha = C_t / (1 + eE)$

– **Hệ số nén thể tích :** $m_v = a_v / (1 + e_0)$



11.2. Tính lún của nền đất

Theo các số liệu thống kê khoảng 70% các sự cố trong lĩnh vực xây dựng là do lún quá mức cho phép. Độ lún của đất nền dưới nền đất đắp và tải trọng công trình được tính bằng:

- Đối với đất hạt mịn: $S = S_u + S_c + S_s$

- Đối với đất hạt thô: $S = S_u$

Đối với đất nền bão hòa nước cần phân biệt 3 trường hợp tính lún sau:

1. Độ lún tức thời S_u : thường xảy ra nhiều ở đất không dính và đất dính không bão hòa.

2. Độ lún cố kết thâm S_c : xảy ra nhiều trong đất dính hạt nhỏ có độ bão hòa lớn hơn khoảng 80%.

3. Độ lún từ biến (hay Lún thứ cấp) S_s : chủ yếu trong trầm tích đất có độ dẻo cao hoặc đất hữu cơ.

Với đất sét:

• **Độ lún tức thời:** là nhỏ, tuy nhiên có khi không phải là nhỏ quá để có thể bỏ qua. Trong một số trường hợp chúng có thể chiếm tới 10% độ lún tổng ;

• **(E_u)** Mô đun không thoát nước thu được bằng cách thí nghiệm Oedometer (nén 1 trục) hoặc nén 3 trục trong điều kiện không thoát nước; hoặc thu được bằng các tương quan với thí nghiệm hiện trường.

• **Độ lún từ biến (Hay lún thứ cấp):** không nhỏ, nhất là đối với các đất sét yếu, rất yếu. Đôi khi, chúng có thể chiếm tới 40-50% độ lún tổng.

• **Độ lún cố kết thâm (Hay cố kết sơ cấp):** là phần chủ yếu, thường chiếm trên 90% độ lún tổng. Tuy nhiên, trong một số ít trường hợp nó chỉ chiếm khoảng 50% độ lún tổng.

Với đất cát: tính thấm quá nhanh, do đó không thể tách rời Lún tức thời và lún cố kết được. Vì vậy, $S = S_{o+c} + S_t$:

1. Lún tức thời

Độ lún tức thời xảy ra ngay sau khi tải trọng tác dụng, không ít trường hợp độ lún tức thời có trị số không nhỏ.

2. Lún cố kết thấm

Lún cố kết thấm xảy ra trong một thời gian nhất định dài hoặc ngắn tùy thuộc tính thấm nước của đất và điều kiện biên về thoát nước.

Xác định hệ số cố kết C_v bằng TN nén không nở hông

Theo định nghĩa, C_v được tính theo công thức:

$$C_v = \frac{k(1 + e_0)}{a\gamma_n}$$

3. Lún từ biến

Lún từ biến của đất nền liên quan đến các công trình như: lún kéo dài của nhà và công trình, chuyển vị tường chắn, mất ổn định các sườn dốc, lún bề mặt đất liên quan đến xây dựng và khai thác các công trình ngầm,... và có thể quan sát thấy trong khoảng thời gian cỡ tuổi thọ của công trình.

Độ lún cố kết từ biến được dự báo theo công thức sau:

$$S_{tb} = C_\alpha H \lg(t/t_{th}) / (1 + e_{th})$$

Đối với nền có nhiều lớp, độ lún do từ biến của nền đất dưới tải trọng là tổng của các độ lún từ biến của từng lớp. Thời gian kết thúc cố kết thấm t_{th} tính toán được cho từng lớp đất gây lún, khi độ cố kết thấm đạt 100% theo phương pháp tính toán độ lún cố kết thấm theo thời gian.

Thời gian cần thiết để tính toán dự báo độ lún từ biến được chọn xuất phát từ yêu cầu sử dụng công trình, thường là tuổi thọ của chúng (ví dụ cho nhà dân dụng khoảng 50-100 năm).

11.3. Tính cố kết của đất

– Nén cố kết 1 chiều theo phương pháp gia tải từng cấp (IL): TCVN4200:2012; T216; D2435 Part 5:BS1377.

– Nén cố kết 1 chiều theo phương pháp gia tải liên tục (D4186) có những PP chính sau:

- + Thí nghiệm tốc độ biến dạng là hằng số (CRS) : D4186
- + Thí nghiệm tốc độ gia tải là hằng số (CRL)
- + Thí nghiệm gradien là hằng số (CG)
- + Thí nghiệm hệ số áp lực nước lỗ rỗng là hằng số (CPR)



Giới thiệu TB CRS tại HN KHCN TEDI -2011

Thí nghiệm CRS là một phương pháp thí nghiệm nhanh, hiện đại, nên cần được áp dụng rộng rãi và nghiên cứu nhiều hơn ở Việt Nam

Việt Nam hiện nay, phương pháp thí nghiệm này chỉ mới được thực hiện tại một số công trình lớn, chưa có nghiên cứu toàn diện về CRS. Để có thể ứng dụng loại thí nghiệm này vào việc xác định các thông số cần thiết trong công tác thiết kế, thực hành xử lý nền bằng lõi thâm đứng. Do đó, cần nghiên cứu để đưa vào ứng dụng thực tiễn nhiều hơn tại Việt Nam.

– Hệ số quá cố kết OCR đối với các loại đất:

Hệ số quá cố kết OCR	OCR = P' _c / P' _o
Áp lực tiền cố kết	P' _c
Áp lực lớp phủ hiện tại	P' _o = ∑ γ' z
Độ sâu của lớp phủ	z
Khối lượng thể tích hiệu quả	γ'
Đất cố kết bình thường	OCR ~ 1 nhưng < 1.5
Đất quá cố kết nhẹ	OCR = 1.5 ÷ 4
Đất quá cố kết nặng	OCR > 4

- For aged glacial clays OCR = 1.5 – 2.0 for PI > 20% (Bjerrum, 1972).
- Normally consolidated soils can strengthen with time when loaded.
- Overconsolidated soils can have strength loss with time when unloaded (a cutting or excavation) or when high strains apply.

(T83 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

12. Tính biến dạng và đàn hồi của đất

Trong thực tế cần xác định độ lún của nền đất hoặc móng bao gồm cả biến dạng dư và biến dạng đàn hồi. Tuy nhiên tùy từng trường hợp mà hoặc là biến dạng đàn hồi có ý nghĩa chủ yếu (khi nền đất chịu tải trọng động), hoặc là biến dạng dư có ý nghĩa chủ yếu (như tính móng cứng theo biến dạng của nền).

$$\text{✚ Mô đụn biến dạng (có nở hông)} \quad E = \beta / m_v = \beta / a_o \text{ với } \beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}$$

Mô đụn này áp dụng cho nền đất dưới móng đơn, do diện tích chịu tải a_o nền đất bị nén chặt theo chiều đứng và nở theo chiều ngang (có nở hông).

$$\text{✚ Mô đụn biến dạng không nở hông (Mô đụn nén 1 trục)}$$

$$E_s \text{ hay } M = 1/m_v = (1+e_o)/a_v$$

Mô đụn này áp dụng cho nền đất dưới móng bè, do diện tích chịu tải lớn nên ta coi nền đất dưới móng không nở hông.

$$\text{✚ Mô đụn thoát nước: } E' = (1 - \frac{2\mu'^2}{1-\mu'}) M' = \beta \cdot M'$$

✚ Mô đụn không thoát nước E_u (cho đất sét, gia tải không thoát nước) có quan hệ với mô đụn biến dạng không nở hông M sau: $E_u = M(1+\mu_u)(1-2\mu') / (1-\mu')$

$$E_u = 1.5M \left(\frac{1-2\mu'}{1-\mu'} \right)$$

Trong đó: μ_u – hệ số Poisson trong điều kiện không thoát nước, $\mu_u = 0.5$ (bằng của nước).
(T20 ÷ T22: thí nghiệm đất ở hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng.)

Mô đun đàn hồi: Trong môi trường đất hiện tượng biến dạng không chỉ diễn ra tức thời mà còn diễn ra theo thời gian (quá trình cố kết). Do đó trong phân tích biến dạng Mô đun đàn hồi có 2 dạng:

– **Mô đun đàn hồi không thoát nước E_u :** mô đun này biểu hiện là tỷ số giữa ứng suất và biến dạng của đất (Thời gian gia tải tức thì để nước trong đất không thể thoát ra, hiện tượng cố kết không xảy ra.). E_u không phải là hằng số mà thay đổi theo trị số ứng suất, theo hệ số rỗng và theo lịch sử chịu tải của đất. Vì E_u thay đổi theo ứng suất nên nó thay đổi theo chiều sâu. Đối với mục đích thiết kế, trong những phạm vi thay đổi chiều sâu tương đối nhỏ, E_u có thể coi như là hằng số đối đất sét bão hòa chịu gia tải không thoát nước. Trong các loại cát và đất dính không bão hòa, xác định E_u cần dựa vào độ sâu và những điều kiện tại điểm quan tâm. Dưới các móng bè rộng, E_u tăng theo chiều hướng tâm.

– **Mô đun đàn hồi thoát nước E' :** mô đun này sử dụng trong phân tích lún của nền móng khi tải trọng tác dụng diễn ra thời gian đủ dài để nước trong các lỗ rỗng của khối đất có thể thoát ra ngoài hết (quá trình cố kết đã xảy ra)

$$\text{Ta có: } E_u/(1+\nu) = E'/(1+\nu')$$

Tùy theo chế độ gia tải (Tĩnh hay động) ta có: Mô đun đàn hồi tĩnh hay động.

- **Mô đun đàn hồi tĩnh:** trong trạng thái chất tải là tĩnh ta có thể phân biệt các loại mô đun là: mô đun tiếp tuyến và mô đun cắt tuyến.
- **Mô đun đàn hồi động:** thể hiện trạng thái đất chịu tác dụng tải đột ngột, liên tục. Mô đun động là mô đun không thoát nước, giá trị của nó lớn khoảng gấp 3 lần mô đun đàn hồi tĩnh.

Khoảng các giá trị của Mô đun đàn hồi và hệ số Poisson

Loại đất	Mô đun đàn hồi		Hệ số Poisson	
	Mô đun đàn hồi không	Mô đun đàn hồi thoát nước E'	ν_u	ν'
Sét	4-50	2-30	0.5(sat)	0.3
Cát	-	10-100	-	0.3
Sạn sỏi chặt	-	150-500	-	0.3
Đá	500-10000		-	0.3

(T34, T35 - Cẩm nang dùng cho kỹ sư địa kỹ thuật)

❖ Mô đun biến dạng E (MPa) theo Tassios, Anagnostopoulos:

Đối với đất rời theo TCVN 9351:2012

$$E = \frac{a + c(N_{spt} + 6)}{10}$$

Trong đó:

- a là hệ số, a=40 khi SPT>15; a=0 khi SPT<15
- c là hệ số, c=3 đối với đất sét; c=3.5 đối với cát mịn; c=4.5 đối với cát trung
- c=7 đối với cát thô; c=10 đối với cát lẫn sạn sỏi; c=12 đối với sạn sỏi lẫn cát

❖ Mô đun biến dạng E (kg/cm²) chuyển đổi từ E trong phòng sang E nén tải trọng tĩnh

$$E = \frac{1+e_0}{a} \beta \cdot m_k \text{ (Theo tiêu chuẩn 20TCN74-87)}$$

❖ Trị tiêu chuẩn của mô đun biến dạng của đất sét E (MPa)

Nguồn gốc và tuổi của đất sét		Loại đất sét và các giới hạn trị tiêu chuẩn chỉ số sét		Mô đun biến dạng E ứng với hệ số rỗng e bằng										
				0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
TRÀM TÍCH KỶ THỨ TU	Bồi tích sườn tích ao hồ, bồi tích hồ	Á cát	0 ≤ I _s ≤ 0,25	-	32	24	16	10	7	-	-	-	-	-
		Á sét	0 < I _s ≤ 0,25	-	34	27	22	17	14	11	-	-	-	-
			0,25 < I _s ≤ 0,5	-	32	25	19	14	11	8	-	-	-	-
			0,5 < I _s ≤ 0,75	-	-	-	17	12	8	6	5	-	-	-
	Sét	0 < I _s ≤ 0,25	-	-	28	24	21	18	15	12	-	-	-	
		0,25 < I _s ≤ 0,5	-	-	-	21	18	15	12	9	-	-	-	
		0,5 < I _s ≤ 0,75	-	-	-	-	15	12	9	7	-	-	-	
	Băng thùy	Á cát	0 < I _s ≤ 0,75	-	33	21	17	7	-	-	-	-	-	-
		Á sét	0 < I _s ≤ 0,25	-	40	33	27	21	-	-	-	-	-	-
			0,25 < I _s ≤ 0,5	-	35	28	22	17	14	-	-	-	-	-
0,5 < I _s ≤ 0,75			-	-	-	17	13	10	7	-	-	-	-	
Băng tích	Á cát	I _s < 0,5	75	55	45	-	-	-	-	-	-	-	-	
	Á sét													
Trầm tích Jura của bậc Ocfoedi	Sét	-0,25 < I _s ≤ 0	-	-	-	-	-	-	27	25	22	-	-	
		0 < I _s ≤ 0,25	-	-	-	-	-	-	24	22	19	15	-	
		0,25 < I _s ≤ 0,5	-	-	-	-	-	-	-	-	16	12	10	

(T71 – TCVN9362-2012: Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình)

13. Thí nghiệm về sức chống cắt của nền đất

Các thí nghiệm để xác định sức chống cắt của nền đất ở trong phòng bao gồm:

13.1. Thí nghiệm cắt cánh nhỏ trong phòng (Torque vane test)

Thí nghiệm được thực hiện theo D4648, BS1377:1990

13.2. Thí nghiệm cắt trực tiếp (Thiết bị hộp cắt nhỏ)

– Thí nghiệm cắt trực tiếp được thực hiện theo các tiêu chuẩn sau: TCVN4199:1995, T236, D3080, Part 8-BS1377:1990.

– Tuú theo t–ng quan gi÷a tềc ®é truyÒn lùc nĐn vù lùc c³at, cìng ®iÒu kiÖn tho,t n–íc cũa mẾu ®Êt khi thÝ nghiÖm có các sơ đồ để xác định sức chống cắt:



+ Kh«ng nĐn tr-íc (kh«ng tho,t n-íc, kh«ng cè kÕt), ®-a c³/4t nhanh - ®-íc gãi lụ c³/4t nhanh kh«ng cè kÕt;

+ NĐn tr-íc ®Õn æn ®Pnh (tho,t n-íc, cè kÕt), rãi c³/4t chÈm - ®-íc gãi lụ c³/4t chÈm cè kÕt;

+ NĐn tr-íc ®Õn æn ®Pnh (tho,t n-íc, cè kÕt), rãi c³/4t nhanh - ®-íc gãi lụ c³/4t nhanh cè kÕt.

13.3. Thí nghiệm cắt trực tiếp (Thiết bị hộp cắt lớn)

Thí nghiệm được thực hiện theo BS1377:1990

Thí nghiệm này có thể dùng đối với mẫu không nguyên dạng, có hạt đường kính lớn được đầm chặt trong hộp cắt lớn bằng đầm hay chày.

Ưu điểm của thí nghiệm hộp cắt so với thí nghiệm nén 3 trục:

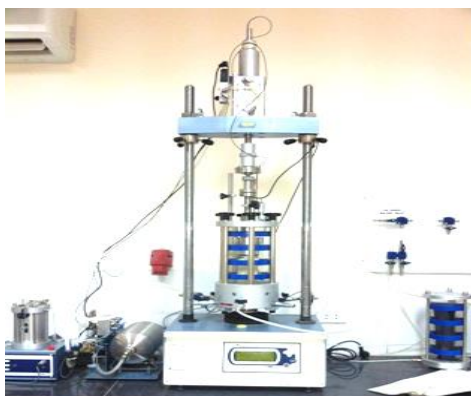
- Cả ứng suất cắt lẫn ứng suất pháp trên mặt trượt được đo trực tiếp; Các thông số của độ bền chống cắt (c' và ϕ') được xác định đối với các ứng suất trực tiếp này.
- Trong suốt thí nghiệm có khả năng duy trì một ứng suất pháp không đổi.
- Thí nghiệm dễ hơn cho đất không dính, như cát và cuội và thí nghiệm thoát nước cho loại đất như thế được tiến hành trong thời gian tương đối ngắn.
- Trong lúc thí nghiệm dễ dàng đo được sự thay đổi thể tích.

13.4. Thí nghiệm nén 1 trục có nở hông

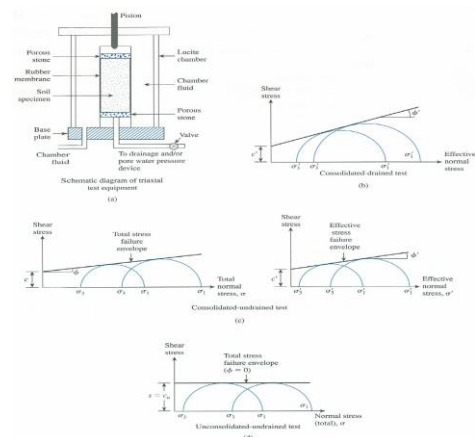
Thí nghiệm nén 1 trục có nở hông là trường hợp đặc biệt của nén 3 trục được tiến hành với áp lực bùồng bằng không . Thí nghiệm được thực hiện theo T208, D2166

13.5. Thí nghiệm nén 3 trục của nền đất.

Thí nghiệm được thực hiện theo TCVN8868-2011, D2850-D4648, T296-T297, BS1377



Hệ thống thí nghiệm 3 trục



Thí nghiệm nén 3 trục cho phép mô tả được nhiều trạng thái ứng suất như ứng xử của mẫu đất theo điều kiện trạng thái ứng suất (gia tải, dỡ tải theo các phương), cũng như ứng xử thực tế của đất nền (thoát nước hay không thoát nước). Thí nghiệm nén 3 trục là một trong những thí nghiệm đa dạng nhất trong tất cả các thí nghiệm xác định sức chống cắt của đất xét về chi tiết phức tạp, điều kiện thoát nước kiểm soát được cho tất cả các loại đất (VD: đất thấm nước tốt có thể thí nghiệm trong điều kiện không thoát nước, còn đất

có tính thấm kém có thể thí nghiệm trong điều kiện thoát nước. Trong thí nghiệm nén 3 trục việc kiểm soát áp lực nước lỗ rỗng hoàn toàn có thể thực hiện được một cách chính xác, biến đổi thể tích cũng có thể đo đạc được. Trong quá trình thí nghiệm, phương tác dụng của các thành phần ứng suất chính không đổi (khác biệt đáng kể so với phương của các thành phần ứng suất chính trên mặt cắt định sẵn trong thí nghiệm cắt trực tiếp thay đổi 14ung tục trong quá trình cắt). Mặt phá hoại không được quy định trước, mà mẫu đất bị phá hoại theo mặt trượt yếu nhất hoặc đơn giản là phình ra trong trường hợp đất mềm dẻo.

Thí nghiệm nén 3 trục là thí nghiệm tin cậy nhất để xác định các thông số sức chống cắt, đồng thời còn có thể xác định được các thông số biến dạng của đất nền:

- Sơ đồ thí nghiệm không cố kết, không thoát nước (UU- Cắt nhanh): đơn giản, nhanh, giá thành rẻ và thông dụng nhất của thí nghiệm nén 3 trục. *Kết quả sức kháng cắt xác định được là ở trạng thái ứng suất tổng.*
- Sơ đồ thí nghiệm cố kết, không thoát nước, đo áp lực nước lỗ rỗng (CU-Cắt nhanh, cố kết): Kết quả nhận được theo sơ đồ này là sức kháng cắt theo 2 trạng thái:
 - + C_{cu} và φ_{cu} : sử dụng cho thiết kế đắp đất theo giai đoạn trên nền đất yếu.
 - + c' và φ' : phân tích ổn định dài hạn.
- Sơ đồ thí nghiệm cố kết, thoát nước (CD – Cắt chậm, cố kết): *Sức kháng cắt ở trạng thái ứng suất hữu hiệu với các thông số c' và φ'*

❖ Một số nhận xét về: “Lựa chọn qui trình thí nghiệm để xác định độ bền chống cắt của đất trong thực tế”:

- *Đất thấm kém như bụi và sét:* ở trong đất ứng suất hiệu quả ngang và đứng thường không bằng nhau. Có thể tính dễ dàng ứng suất thẳng đứng nhưng không dễ xác định được ứng suất ngang → Với các trầm tích chịu gia tải bình thường hoặc hơi quá cố kết, ứng suất hiệu quả ngang thường nhỏ hơn ứng suất hiệu quả đứng. Vì thế, mặc dù thí nghiệm 3 trục có thể cho các giá trị về độ bền chống cắt của các loại đất đó, song để sử dụng chúng tốt nhất cần phải có nhiều suy xét và diễn giải.
- *Đất bão hòa có tính thấm kém:* độ bền chống cắt có thể được xác định thuận lợi cho nhiều bài toán thực tế mà không cần đến thí nghiệm 3 trục:
 - + Độ bền chống cắt có thể xác định tại hiện trường bằng TN cắt cánh.
 - + Có thể tiến hành thí nghiệm 3 trục, với áp lực bùồng gần bằng áp lực lớp phủ hiệu quả tại hiện trường, nhưng không được để xảy ra cố kết dưới áp lực bùồng.
 - + Dùng thí nghiệm 3 trục hay nén có nở hông; có thể cho kết quả thích hợp với giai đoạn thi công và ngay sau đó, nhưng theo thời gian các kết quả có thể trở nên ngày càng kém an toàn. Vì thế, để đánh giá sự ổn định lâu dài của mái dốc đào trong đất sét cứng, thí nghiệm là không thích hợp.
 - + *Trầm tích chịu gia tải bình thường:* có thể cố kết dưới trọng lượng của khối đắp và chịu ứng suất cắt do móng hay các tải trọng khác → Thường tiến hành bằng thí nghiệm nén 1 trục có nở hông hay cắt cánh. Độ bền chống cắt không thoát nước C được tính theo ứng suất hiệu quả sẽ đạt tới khi trầm tích cố kết.
- *Đất sét quá cố kết:* đối với các vật liệu cứng, có tính dẻo thấp (chỉ số dẻo < 40) → Có thể dùng các kết quả thí nghiệm nén 3 trục một cách tin tưởng.

- Đất bão hòa có độ thấm trung bình: thí nghiệm 3 trục cho độ bền chống cắt thiên về an toàn, nén 1 trục có nở hông

Consistency	Unconfined Compressive Strength – q_u	
	Kg/cm ²	KN/m ²
Very soft	<0.25	<25
Soft	0.25-0.5	25-50
Medium	0.5-1.0	50-100
Stiff	1.0-2.0	100-200
Very stiff	2.0-4.0	200-400
Hard	>4.0	>400

(T349 – Geotechnical Engineering & Soil Testing – Al-Khafaji & Andersland)

❖ **Nguồn gốc sai số trong thí nghiệm ba trục:**

- Thí nghiệm không thoát nước: Xáo động trong khi lấy và chuẩn bị mẫu; Các bọt không khí bị giữ lại giữa đất và màng cao su hoặc dầu mỡ; Màng cao su quá dày hoặc bị thủng; Sự kín nước tại đầu mũi kém, có bọt không khí trong đường nước lỗ rỗng; Ứng suất hông tác động qua đầu mũi (Phải bôi trơn để ngăn cản điều đó); Đất không bão hòa (Có chứa không khí chịu nén)
- Thí nghiệm thoát nước: Tốc độ đặt tải quá nhanh làm cho áp lực nước lỗ rỗng dư không giữ bằng không được; Bịt kín không hiệu quả trong hệ thống thay đổi thể tích; Tổn thất tải trọng trong pittông gia tải dọc trục do làm trơn kém; Sự đo không nhạy lúc biến dạng còn nhỏ là do độ cứng của đất lúc đầu cao

Kết luận: Thí nghiệm độ bền chống cắt được dùng rộng rãi nhất là thí nghiệm nén 3 trục.

❖ **Representative values for angle of internal friction ϕ**

Soil	Type of test*		
	Unconsolidated-undrained, UU	Consolidated-undrained, CU	Consolidated-drained, CD
Gravel			
Medium size	40-55°		40-55°
Sandy	35-50°		35-50°
Sand			
Loose dry	28-34°		
Loose saturated	28-34°		
Dense dry	35-46°		43-50°
Dense saturated	1-2° less than dense dry		43-50°
Silt or silty sand			
Loose	20-22°		27-30°
Dense	25-30°		30-35°
Clay	0° if saturated	3-20°	20-42°

*See a laboratory manual on soil testing for a complete description of these tests, e.g., Bowles (1992)

Notes:

1. Use larger values as y increases.
2. Use larger values for more angular particles.
3. Use larger values for well-graded sand and gravel mixtures (GW, SW).
4. Average values for gravels, 35-38°; sands, 32-34°.
5. Silt or silty sand 20-30°.

(T 108 - Foundation analysis and design – Joseph E. Bowles)

✚ Áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất hiệu quả:

– *Áp lực nước lỗ rỗng u*: là áp lực gây ra trong chất lỏng chứa đầy lỗ rỗng. Chất lỏng trong lỗ rỗng có thể truyền ứng suất pháp nhưng không truyền được ứng suất tiếp, vì thế nên *không tạo được sức chống cắt*. Áp lực nước lỗ rỗng đôi khi được gọi là áp lực trung tính.

– *Ứng suất hiệu quả σ'* : là ứng suất truyền cho kết cấu đất qua chỗ tiếp xúc giữa các hạt. Ứng suất hiệu quả điều khiển biến dạng, làm thay đổi thể tích và sức chống cắt của đất và ứng suất pháp và ứng suất tiếp truyền qua được chỗ tiếp xúc hạt với hạt.

+ Terzaghi (1943) chỉ ra rằng: với đất bão hòa, ứng suất hiệu quả có thể xác định theo sự chênh lệch giữa ứng suất tổng và áp lực nước lỗ rỗng: $\sigma' = \sigma - u$ (1)

✚ Ứng suất hiệu quả không phải là ứng suất tiếp xúc thực giữa hạt với hạt, mà là *ứng suất trung bình* giữa các hạt trên một diện tích phẳng bên trong khối đất.

✚ Biểu thức trên có độ tin cậy cao khi: hạt đất không chịu nén và diện tiếp xúc giữa các hạt nhỏ.

+ Ứng suất hiệu quả tĩnh của lớp phủ tại độ sâu đã cho: $\sigma'_z = \sigma_z - u_z$

Effective strength of cohesive soils

Type	Soils description/state	Effective cohesion(kPa)	Friction angle(degrees)
Cohesive	Soft-organic	5-10	10-20
	Soft-Non organic	10-20	15-25
	Stiff	20-50	20-30
	Hard	50-100	25-30

(T82 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Typical friction angle of granular soils.

Type	Description/state	Friction angle(degrees)
Conhesionless	Soft sedimentary(chalk, shale, siltstone, coal)	30-40
Compacted	Hard sedimentary(conglomerate, sandstone)	35-45
Broken rock	Metamorphic	35-45
	Igneous	40-50
Conhesionless Gravels	Very loose/loose	30-34
	Medium dense	34-39
	Dense	39-44
Conhesionless Sands	Very dense	44-49
	Very loose/loose	27-32
	Medium dense	32-37
Conhesionless Sands	Dense	37-42
	Very dense	42-47
	Losse	27-30
	Uniformly graded	27-30
Conhesionless Sands	Well graded	30-32
	Dense	37-40
	Uniformly graded	37-40
	Well graded	40-42

(T82 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

❖ **Trị tiêu chuẩn của lực dính cho đơn vị c^{tc} (kPa), góc ma sát trong φ^{tc} (°) và mô đun biến dạng E (kPa) của đất cát (không phụ thuộc vào nguồn gốc, tuổi và độ ẩm)**

Loại đất cát	Ký hiệu các đặc trưng	Đặc trưng của đất ứng với hệ số rỗng e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Cát lẫn sỏi và cát thô	c^{tc}	2	1	-	-
	φ^{tc}	43	40	38	-
	E	50 000	40 000	30 000	-
Cát thô vừa	c^{tc}	3	2	-	-
	φ^{tc}	40	35	38	-
	E	50 000	40 000	30 000	-
Cát mịn	c^{tc}	6	4	2	-
	φ^{tc}	38	36	32	28
	E	40 000	38 000	28 000	18 000
Cát bụi	c^{tc}	8	6	4	2
	φ^{tc}	36	34	30	26
	E	39 000	28 000	18 000	11 000

❖ **Trị t/c của lực dính cho đơn vị c^{tc} (kPa) và góc ma sát trong φ^{tc} (°) của đất sét trầm tích kỷ thứ tư**

Loại đất sét và giới hạn trị tiêu chuẩn của chỉ số sét		Ký hiệu các đặc trưng của đất	Đặc trưng của đất ứng với hệ số rỗng e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Á cát	$0 \leq I_s \leq 0,25$	c^{tc}	15	11	8	-	-	-	-
		φ^{tc}	30	29	27	-	-	-	-
	$0,25 < I_s \leq 0,75$	c^{tc}	13	0,	0,	8	-	-	-
		φ^{tc}	26	26	24	21	-	-	-
Á sét	$0 < I_s \leq 0,25$	c^{tc}	47	37	31	25	22	19	-
		φ^{tc}	26	25	24	23	22	20	-
	$0,25 < I_s \leq 0,5$	c^{tc}	39	34	28	23	18	15	-
		φ^{tc}	24	23	22	21	19	17	-
	$0,5 < I_s \leq 0,75$	c^{tc}	-	-	25	20	16	14	12
		φ^{tc}	-	-	19	18	16	14	12
Sét	$0 < I_s \leq 0,25$	c^{tc}	-	81	68	54	47	41	36
		φ^{tc}	-	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_s \leq 0,5$	c^{tc}	-	-	57	50	43	37	32
		φ^{tc}	-	-	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_s \leq 0,75$	c^{tc}	-	-	45	41	36	33	29
		φ^{tc}	-	-	15	14	12	10	7

(T70 – TCVN9362-2012: Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình)

14. Tính thấm của nước trong đất (Permeability)

Tính thấm (hay tính dẫn thủy lực) là khả năng của đất cho nước đi qua. Hệ số thấm K là vận tốc thấm khi gradient thủy lực bằng đơn vị. Giá trị K được dùng để đo sức cản của đất với dòng thấm và chịu ảnh hưởng của một số yếu tố sau:

- Độ rỗng của đất
- Sự phân bố thành phần hạt

- Hình dạng và định hướng của hạt đất
- Độ bão hòa/có mặt không khí
- Loại cation và bề dày lớp hấp phụ hút bám với khoáng vật sét.
- Độ nhớt của nước dưới đất, nó biến đổi theo nhiệt độ.

Giá trị K biến đổi trong phạm vi rộng, từ 1000m/s cho cuội rất thô, tới gần bằng 0 với đất sét. Trong đất rời, k biến đổi tỷ lệ nghịch với giá trị bề mặt riêng. Phạm vi giá trị K trung bình và khả năng thoát nước cho các loại đất khác nhau ở trong bảng sau:

PHẠM VI CÁC GIÁ TRỊ K

10 ²		
10 ¹	Cuội sạch	Thoát nước rất tốt
10 ⁻¹		
10 ⁻²		
10 ⁻³	Cát sạch, cát và cuội hỗn hợp	Thoát nước tốt
10 ⁻⁴		Đất sét phong hóa và nứt nẻ
10 ⁻⁵	Cát rất mịn	
10 ⁻⁶	Bụi và cát bụi	Thoát nước kém
10 ⁻⁷		
10 ⁻⁸	Bụi sét (>20 % sét) Đất sét không nứt nẻ	Thực tế không thấm nước
10 ⁻⁹		

Permeability based on soils classification.

Soil type	Description	USC symbol	Permeability, m/s
Gravel	Well graded	GW	10-3 to 10-1
	Poorly graded	GP	10-2 to 10
	Silty	GM	10-7 to 10-5
	Clayed	GC	10-8 to 10-6
Sand	Well graded	SW	10-5 to 10-3
	Poorly graded	SP	10-4 to 10-2
	Silty	SM	10-7 to 10-5
	Clayed	SC	10-8 to 10-6
Inorganic silts	Low plasticity	ML	10-9 to 10-7
	High plasticity	MH	10-9to 10-7
Inorganic clays	Low plasticity	CL	10-9 to 10-7
	High plasticity	CH	10-10to 10-8
Organic	With silts/clays of low plasticity	OL	10-8 to 10-6
	With silts/clays of high plasticity	OH	10-7 to 10-5
Peat	Highly organic soils	Pt	10-6 to 10-4

(T93 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Nói chung: khá khó khăn để có được mẫu nguyên dạng để mô phỏng được ở trong phòng thí nghiệm điều kiện dòng thấm và ứng suất thực ngoài trời lại càng khó khăn hơn.

Sự khác biệt chủ yếu giữa điều kiện thí nghiệm trong phòng và ngoài trời là:

- Dung trọng và độ rỗng thay đổi
- Lớp nền và hướng dòng thấm thay đổi
- Mẫu nhỏ, hạn chế khả năng mô phỏng điều kiện dị hướng
- Áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất hiệu quả biến đổi

Thí nghiệm thấm ở trong phòng:

Vì những lý do như ở trên, bất cứ lúc nào có khả năng và thích hợp là phải tiến hành thí nghiệm trong phòng nhiều hơn thí nghiệm ngoài trời. Giá trị k có phạm vi rộng, nên tùy theo loại đất mà chọn phương pháp và thiết bị thí nghiệm khác nhau. Hiện nay các phương pháp thí nghiệm phổ biến nhất là:

✚ **Tính thấm theo phương pháp cột nước không đổi:** thích hợp cho cuội và cát có $K > 10^{-4}$ m/s. Cho kết quả tin cậy với các vật liệu thấm cao như: sỏi và cát sạch. Các tiêu chuẩn được áp dụng là: TCVN8723:2012; T215; D2434/D4511; Part 5: BS1377.

$$K = Q \cdot L / A \cdot h \cdot t \text{ (mm/s)} \text{ (Xem trong T154 – Cơ học đất của WHITLOW).}$$

Nhìn chung, thí nghiệm cột nước cố định cho kết quả chính xác hơn, áp lực nước thấp hơn giá trị có thể làm đất bị nứt vỡ hay xáo động; thường cho kết quả tin cậy với các vật liệu thấm cao: như sỏi và cát sạch.

Kết quả: Thí nghiệm thấm cho vật liệu không dính (cát, sỏi...) thường sai lệch do không có khả năng nhận được các mẫu đại biểu của vật liệu thấm và do không thể đặt chúng vào thấm kế mà không bị phá hoại. Không chỉ khó có được các mẫu nguyên dạng mà thậm chí còn khó các mẫu đại diện, vì hầu hết trầm tích dạng hạt rất thất thường.

✚ **Tính thấm theo phương pháp cột nước thay đổi:** thích hợp cho cát mịn, bụi và đất sét có K nằm giữa 10^{-4} và 10^{-7} m/s. Thích hợp hơn cho vật liệu tính thấm kém, vì kích thước của thiết bị có thể được điều chỉnh sao cho việc đo cột nước và thời gian với độ chính xác cao trong một phạm vi rộng các giá trị của hệ số thấm, nên thường dùng cho đất dính các loại. Các tiêu chuẩn được áp dụng là: TCVN8723:2012; Part 5: BS1377.



$$K = \frac{2.3a \cdot L \cdot \lg \left(\frac{h_1}{h_2} \right)}{A \cdot (t_2 - t_1)} \text{ (mm/s)}$$

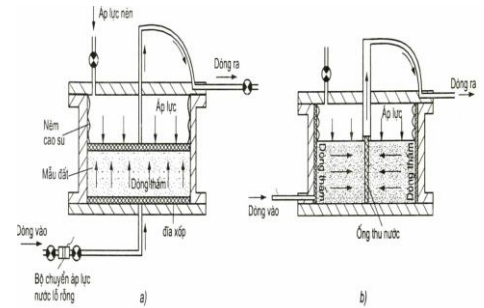
(Xem trong T157 – Cơ học đất của WHITLOW).

Hệ số thấm = cột áp thay đổi và không đổi.

✚ Thí nghiệm thấm của đất trên máy nén ba trục: ASTM D5084

Thí nghiệm hộp thấm Rowe:

thích hợp cho đất có tính thấm rất kém; xác định được tính thấm theo cả phương đứng (sơ đồ a) và phương ngang (sơ đồ b) với độ tin cậy cao. Đó là loại thí nghiệm cột nước không đổi, mô phỏng gần sát các giá trị như hệ số rỗng, áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất hiệu quả của đất ở hiện trường.



- Hệ số thấm theo phương đứng tính theo CT sau:

$$k_v = \frac{QL}{A \cdot \Delta h \cdot t}$$

- Hệ số thấm theo phương ngang tính theo CT sau:

$$k_h = \frac{q}{2\pi L} \cdot \frac{\ln\left(\frac{R}{r}\right)}{(h_1 - h_2)}$$

(Xem kỹ hơn trong T81, T82 Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn – Giáo sư tiến sĩ địa kỹ thuật Phan Trường Phiệt)

❖ Kết luận:

- *Tính thấm của mẫu đất sét:* tốt nhất nên xác định gián tiếp theo tài liệu nhận được khi tiến hành thí nghiệm cố kết.

- *Tính thấm của trầm tích phân lớp:* nhiều trầm tích gồm nhiều lớp hoặc thấu kính vật liệu khác nhau về cỡ hạt và tính thấm. Hệ số thấm trung bình của các trầm tích đó khác nhau nhiều theo phương ngang và phương thẳng đứng. Tỷ số các hệ số thấm trung bình theo phương ngang và phương đứng đối với hầu hết các trầm tích tự nhiên: nằm trong phạm vi giữa 1 hoặc 2 tới khoảng 10.

II. TƯƠNG QUAN GIỮA CÁC THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG VÀ THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG

1. Tương quan giữa độ chặt tương đối với các kết quả thí nghiệm SPT, CPTu, trực, độ sệt B, chỉ số nén ngang K_D

Độ chặt của cát và cường độ của sét từ giá trị SPT

Relative density of Sand		Strength of Clay		
Penetration Resistance - N (Blow/305mm)	Relative Density	Penetration Resistance N (Blow/305mm)	Unconfined Compress Strength (KN/m ²)	Consistency (B)
0-4	Rất rời	<2	<24	Very soft
4-10	Rời	2-4	24-48	Soft
10-30	Chặt vừa	4-8	48-96	Medium
30-50	Chặt	15-30	96-192	Stiff
>50	Rất chặt	>30	>388	Hard

(Terzaghi and Peck, 1948 - T328 - Geotechnical Engineering & Soil Testing - Al-Khafaji & Andersland)

✚ Cường độ của cát từ thí nghiệm xuyên côn

Relative density Dr(%)		Cone resistance, qc (MPa)	Type Ø°
V.loose	Dr < 15	< 2.5	< 30°
Loose	Dr = 15-35	2.5 - 5.0	30-35°
Med dense	Dr = 35-65	5.0 - 10	30-35°
Dense	Dr = 65-85	10 - 20	40-45°
V.Dense	Dr > 85	> 20	> 45°

(T63 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

✚ Soils strength of sand from dilatometer testing

Description	Strength		K _D
V.loose	Dr < 15%	Ø < 30°	< 1.5
Loose	Dr = 15-35%	Ø = 30°-35°	1.5-2.5
Med dense	Dr = 35-65%	Ø = 35°-40°	2.5-4.5
Dense	Dr = 65-85%	Ø = 40°-45°	4.5-9.0
V.Dense	Dr > 85%	Ø > 45°	> 9.0

(T64 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

2. Tương quan giữa hệ số cố kết, hệ số thấm, chỉ số nén, chỉ số nở, hệ số nén thứ cấp, hệ số nén thể tích, hệ số quá cố kết, áp lực tiền cố kết, ... với các thí nghiệm khác.

✚ Tương quan giữa hệ số cố kết với hệ số thấm, hệ số nén thể tích

Thông số	Sự tương quan
Coefficient of vertical consolidation	$C_v = k / (m_v \cdot \gamma_w)$
Coefficient of permeability	K
Unit weight of water	γ_w
Coefficient of compressibility	m_v
Coefficient of horizontal consolidation	$C_h = 2 \text{ to } 10 C_v$
Coefficient of vertical permeability	k_v
Coefficient of horizontal permeability	$k_h = 2 \text{ to } 10 k_v$

(T96 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Theo tiêu chuẩn 22TCN260-2000: Hệ số cố kết theo phương ngang C_h (cm²/sec) cũng có thể được xác định thông qua thí nghiệm nén lún không nở hông đối với các mẫu nguyên dạng lấy theo phương nằm ngang theo TCVN 4200-86. Nếu vùng đất yếu cố kết gồm nhiều lớp đất có C_h khác nhau thì trị số dùng để tính toán là trị số C_h trung bình gia quyền theo bề dày các lớp khác nhau đó. Ở giai đoạn lập dự án khả thi, cho phép tạm dùng quan hệ sau để xác định trị số C_h đưa vào tính toán: $C_h = (2 \div 5) C_v$

✚ Giá trị hệ số cố kết với giới hạn chảy (NAVFAC, 1988)

Liquid limit	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Hệ số cố kết, C_v m²/yr									
Undisturbed-Virgin compression	120	50	20	10	5	3	1.5	1.0	0.9
Undisturbed-Recompression	20	10	5	3	2	1	0.8	0.6	0.5
Remoulded	4	2	1.5	1.0	0.6	0.4	0.35	0.3	0.25

Ghi chú: - LL > 50% còn phải phụ thuộc vào Sét/ Bụi có tính dẻo cao.

- LL > 50% còn phải phụ thuộc vào Sét/ Bụi có tính dẻo thấp.
(T97 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

✚ Chỉ số nén: C_c

Theo Geotechnical Properties of Soils - T35, T36 ta có sự tương quan như sau:

- Skempton (1944): $C_c = 0.009(LL-10)$
- Rendon-Herrero (1983): $C_c = 0.141G_s^{1.2} \left(\frac{1+e_0}{G_s} \right)^{2.38}$
- Nagaraj và Murty (1985): $C_c = 0.2343 \left[\frac{LL(\%)}{100} \right] G_s$
- Park và Koumoto (2004): $C_c = \frac{no}{371.747 - 4.275no}$
- Wroth và Wood (1978): $C_c = 0.5G_s \left(\frac{PI(\%)}{100} \right)$ (Nếu $G_s=2.7$)
- Kulhawy và Mayne, (1990): $C_c = \frac{PI(\%)}{74}$ (1)
- Theo Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn – T105 ta có: $a = 0.435C_c/p$ ($p = \sqrt{p_1 p_2}$)

✚ Chỉ số nở: C_s

- Theo Geotechnical Properties of Soils - T36 ta có: $C_s = \frac{e_3 - e_4}{\log \left(\frac{\sigma_4'}{\sigma_3'} \right)}$
- Theo Nagaraj và Murthy (1985) – (Theo Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn – T122), có $C_s = 0.0463(W_{ch}/100)\Delta$

Hầu hết các trường hợp, giá trị $C_s = 1/4 \div 1/5 C_c$

Đối với đất sét quá cố kết, thì việc xác định C_s là quan trọng và cần thiết của quá trình lún cố kết. (Theo Geotechnical Properties of Soils-T37) ta có:

- Theo Kulhawy và Mayne (1990): $C_s = \frac{PI(\%)}{370}$ (2)

Từ (1) và (2) ta có: $C_s \sim 1/5 C_c$

✚ Hệ số nén thứ cấp: C_a

Correlation equations for soil compressibility/consolidation

Compression index, C _c	Comments	Source/Reference
$C_c = 0.009(w_L - 10)$ ($\pm 30\%$ error)	Clays of moderate S_f	Terzaghi and Peck (1967)
$C_c = 0.31(e_0 + 0.003w_L + 0.0004w_N - 0.34)$	678 data points	Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0.141G_s (\gamma_{sat} / \gamma_{dry})^{2.4}$	All clays	Rendon-Herrero (1983)
$C_c = 0.0093W_N$	109 data points	Koppula (1981)
$C_c = -0.0997 + 0.009w_L + 0.0014Ip +$		

$+0.0036W_N + 0.1165e_o + 0.0025C_p$ $C_c = 0.329[W_N G_s - 0.027W_p + 0.0133/I_p (1.192 + C_p/I_p)]$ $C_c = 0.046 + 0.0104/I_p$ $C_c = 0.00234W_L G_s$	109 data points All inorganic clays Best for $I_p < 50\%$ All inorganic clays	Koppula (1981) Carrier (1985) Nakase et al. (1988) Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985, 1986)
$C_c = 1.15(e_o - 0.35)$ $C_c = 0.009W_N + 0.005W$ $C_c = -0.156 + 0.411e_o + 0.00058W_L$	All clays All clays 72 data points	Nishida (1956) Koppula (1986) Al-Khafaji and Andersland (1992)

Recompression index, C_r

$C_r = 0.000463W_L G_s$ $C_r = 0.00194(I_p - 4.6)$ $= 0.05 \text{ to } 0.1 C_c$	Best for $I_p < 50\%$ In desperation	Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985) Nakase et al. (1988)
---	---	---

Secondary compression index, C_a

$C_a = 0.00168 + 0.00033I_p$ $= 0.0001W_N$ $C_a = 0.032C_c$ $= 0.06 \text{ to } 0.07C_c$ $= 0.015 \text{ to } 0.03C_c$	$0.025 < C_a < 0.1$ Peats and organic soil Sandy clays	Nakase et al. (1988) NAFAC DM7.1 p. 7.1-237 Mesri and Godlewski (1977) Mesri (1986) Mesri et al. (1990)
--	--	---

- Notes:
1. Use W_L , W_p , W_N , I_p as percent, not decimal.
 2. One may compute the in situ void ratio as $e_o = W_N G_s$ if $S \rightarrow 100$ percent.
 3. C_p = percent clay (usually material finer than 0.002 mm).
 4. Equations that use e_o , W_N and W_L are for both normally and overconsolidated soils.

(T 89 - Foundation analysis and design – Joseph E. Bowles)

✚ Hệ số nén thể tích : m_v

Hệ số nén thể tích (after Carter, 1983)

Loại sét	Cường độ	Tính nén	Hệ số nén thể tích $m_v (10^{-3} \text{ kPa}^{-1})$	Constrained Modulus, $1/m_v$ (MPa)
Sét tầng, đá bùn phong hóa quá cố kết nặng	Cứng	Rất thấp	<0.05	>20
Sét tầng, sét đỏ nhiệt đới, quá cố kết trung bình	Rất cứng	Thấp	0.05 ÷ 0.1	10 ÷ 20
Trầm tích hồ, sét mac nơ đã bị phong hóa, các loại sét cố kết từ ít	Cứng vừa	Trung bình	0.1 ÷ 0.3	3.3 ÷ 10
Sét bồi tích cố kết bình thường (Trầm tích ở cửa sông, bãi bồi và sét nhạy.	Mềm	Cao	0.3 ÷ 1.0 (Không nhạy) 0.5 ÷ 2.0 (Đất hữu cơ, nhạy)	0.7 ÷ 3.3
Sét và bùn bồi tích lẫn nhiều hữu cơ.	Rất mềm	Rất cao	>1.5	<0.7

(T128 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Hệ số nén thể tích nhận được từ giá trị N - SPT (Stroud và Butler, 1975)

Chỉ số dẻo (%)	Hệ số chuyển đổi (f_2)	$m_v(10^{-3}kPa^{-1}) ; m_v = 1/(f_2N)$				
		N = 10	20	30	40	50
10	800	0.12	0.06	0.04	0.03	0.02
20	525	0.19	0.09	0.06	0.05	0.04
30	475	0.21	0.10	0.07	0.05	0.04
40	450	0.22	0.11	0.07	0.06	0.04

(T129 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

✚ Hệ số quá cố kết OCR:

Đối với đất sét quá cố kết:

- Tương quan với thí nghiệm field vane và cone penetrometer
- Tương quan với thí nghiệm flat dilatometer

For the field vane test:

$$OCR = 22(s_u/p'_o)_{fv}(I_p)^{-0.48}$$

$$OCR = \frac{(s_u/p'_o)_{fv}}{0.08 + 0.55I_p}$$

For the cone penetrometer test:

$$S = \frac{s_u}{p'_o} = \frac{(q_c - p_o)}{p'_o} \cdot \frac{1}{N_k}$$

$$S_1 = 0.11 + 0.0037I_p \quad [\text{see Eq. (2-60)}]$$

For the flat dilatometer test:

$$OCR = 0.24K_D^{1.32}$$

(Xem kỹ hơn trang 43, 44 - Foundation analysis and design – Joseph E. Bowles)

Overconsolidation from dilatometer testing using the above relationship.

- $K_D = 1.5$ đối với trầm tích cát tự nhiên (Cố kết bình thường)
- $K_D = 2$ đối với sét (Cố kết bình thường)
- $OCR = (0.5 K_D)^{56}$ (Kulhawy and Mayne, 1990).
- Bảng sau chỉ đối với sét nhạy.

KD =	1.5-3.0	2.5-6	3-8	5-10	8-20	12-35	20-50
OCR=	1	2	3	5	10	20	30

Ghi chú: - Chỉ đối với đất sét còn nguyên dạng.

- Đối với sét bị nứt nẻ: $OCR = 25 \div 80$ với $K_D = 7 \div 20$.

(T85 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Sự tương quan giữa hệ số quá cố kết OCR với thí nghiệm CPTu

Từ năm 1978 đã có nhiều tài liệu của nhiều tác giả nghiên cứu và đề xuất phương pháp xác định hệ số quá cố kết OCR từ kết quả thí nghiệm CPTu. Kuhaway và Mayne (1990) đã đưa ra công thức tính OCR như sau:

$$OCR = K \frac{U_2 - U_o}{\sigma'_{vo}}$$

(U_2, U_o : áp lực nước lỗ rỗng và áp lực thủy tĩnh; K : hệ số kinh nghiệm)

Tương quan giữa OCR, σ'_p và CPTu

(CPTu Tests – Các trang 6-8, 6-11, 6-12)

- Bartlett và Alcorn năm 2004 đã đưa ra:

$$\sigma'_p / \sigma_{vo} = 0.311955 \left(q_t / \sigma_{vo} \right)^{0.6818076}$$

- Mayne và Kemper năm 1988 đã đưa ra:

$$OCR = 0.37 \left[(q_c - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo} \right]$$

- Sugawara và Kemper năm 1988 đã đưa ra quan hệ đối với đất sét ở Nhật:

$$OCR = (q_t - \sigma_{vo}) / k\sigma_{vo} \quad (2.5 < k < 5)$$

- Mayne và Bachus năm 1989 đã đưa ra:

$$OCR = 0.38 \left[(\Delta u / \sigma'_{vo}) - 1 \right]^{1.33}$$

Hệ số quá cố kết từ hệ số cường độ không thoát nước

The friction angle of the soil influences the OCR of the soil.

Sensitive CH clays are likely to have a lower friction angle.

CL sandy clays are likely to have the 30 degree friction angles.

Clayey sands are likely to have the higher friction angles.

Over consolidation from undrained strength ratio (after Mayne et al., 2001).

C_u / σ'_v	0.2	0.22	0.3	0.4	0.5	0.7	1.0	1.25	1.5	2.0
Friction angle	Over consolidation ratio (OCR)									
20°	1.5	1.7	2.3	3.1	3.8	5	8	10	11	15
30°	1.0	1.0	1.4	1.9	2.4	3.3	5	6	7	10
40°	1.0	1.0	1.0	1.4	1.7	2.4	3.5	4	5	7

Applies for unstructured and uncemented clays.

Value of 0.22 highlighted in the table as this is the most common value typically adopted

Hệ số cường độ không thoát nước phụ thuộc vào độ quá cố kết (After Ladd et al., 1977)

Hệ số quá cố kết OCR	C_u / σ'_v		
	Sét OH	Sét CH	Sét/Bụi CL
1	0.25 ÷ 0.35	0.2 ÷ 0.3	0.15 ÷ 0.20
2	0.45 ÷ 0.35	0.4 ÷ 0.5	0.25 ÷ 0.35
4	0.8 ÷ 0.9	0.7 ÷ 0.8	0.4 ÷ 0.6
8	1.2 ÷ 1.5	0.9 ÷ 1.2	0.7 ÷ 1.0
10	1.5 ÷ 1.7	1.3 ÷ 1.5	0.8 ÷ 1.2

(T86 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Trương quan giữa OCR và S_u (VST)

Chandler 1988 : $S_{u, vv} / p_o = S_1(OCR)^m$ (Normally consolidated clays $m \sim 0.95$, $S_1 \sim 0.25$)

Dự báo hệ số OCR từ kết quả thí nghiệm cắt cánh:

(T 194- Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng)

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

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

Mayne và Mitchell (1988) cho rằng:

- Thông thường: $\alpha_{VST} \sim 3.22 \div 3.54$
- Tổng quát: $\alpha_{VST} \sim 22PI^{-0.48}$

Dự báo hệ số OCR và K_o của đất sét dựa trên kết quả PMT

(Xem trong T186 - Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng)

Over consolidation from dilatometer testing using the above relationship.

$K_D =$	1.5-3.0	2.5-6	3-8	5-10	8-20	12-35	20-50
OCR =	1	2	3	5	10	20	30

- For intact clays only
 - For fissured clays $OCR = 25$ to 80 with $K_D = 7$ to 20
- (T85 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

+ Tương quan giữa áp lực tiền cố kết với các thí nghiệm khác

- Stas and Kulhawy (1984) correlated the preconsolidation pressure with liquidity index in the following form:

$$\frac{\sigma'_c}{p_a} = 10^{(1.11 - 1.62 LI)}$$

- Giá trị áp lực tiền cố kết từ CPTu.

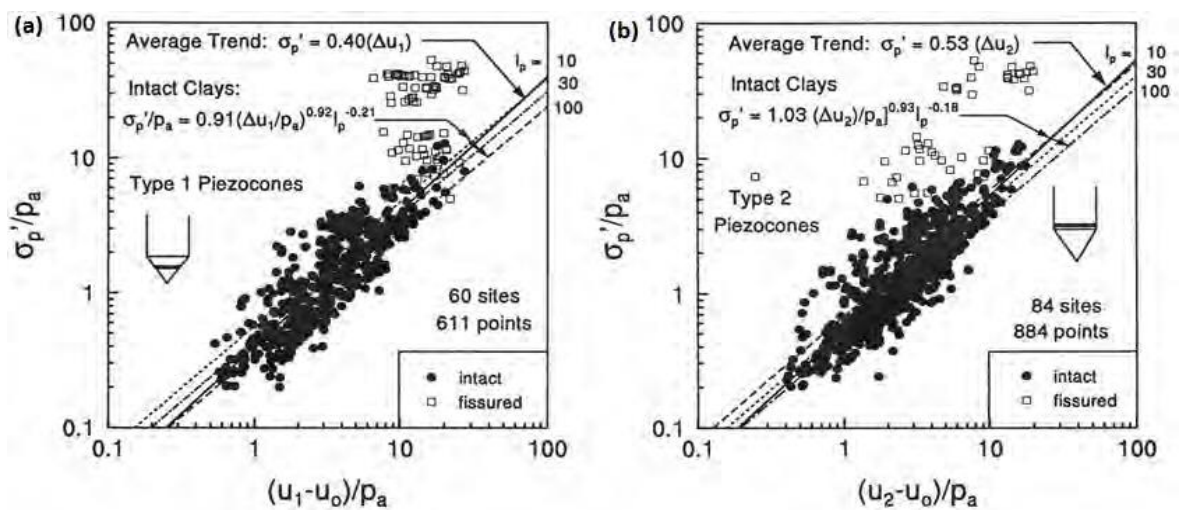


Figure 6-24 Transformations from measured CPTU pore pressure to preconsolidation stress for clays: (a) Type 1 piezocones, and (b) Type 2 piezocones (from Mayne, 2007).

(U.S. Department of Transportation, Publication No. FHWA NHI-16-072 April 2017. Geotechnical Engineering Circular No.5; Geotechnical Site Characterization)

- Áp lực tiền cố kết từ thí nghiệm xuyên côn

Áp lực tiền cố kết từ sức chống đầu mũi xuyên (Theo Mayne et al., 2002).

Net cone stress	$q_t - P'_o$	kPa	100	200	500	1000	1500	3000	5000
Preconsolidation pressure	P'_c	kPa	33	67	167	333	500	1000	1667
Excess pore water pressure	Δu	kPa	67	133	333	667	1000	2000	3333

(T83 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Ghi chú:

- Chỉ đối với đất sét còn nguyên dạng.
- Đối với sét bị nứt nẻ: $P'_c = 2000 \div 6000$ với $\Delta u = 600 \div 3000$ kPa.
- Giá trị này chỉ đúng với TN CPTu. Không thích hợp với TN CPT.

- Áp lực tiền cố kết từ Dilatometer

Áp lực tiền cố kết từ sức chống đầu mũi xuyên

(Theo Mayne et al., 2002).(T84 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Overconsolidation Concept

Net contact pressure	$P'_o - u_o$	kPa	100	200	500	1000	1500	3000	5000
Preconsolidation pressure	P'_c	kPa	50	100	250	500	750	1500	2500

Ghi chú: - Chỉ đối với đất sét còn nguyên dạng.

- Đối với sét bị nứt nẻ: $P'_c = 1000 \div 5000$ với $P_o - u_o = 600 \div 4000$ kPa.

- Áp lực tiền cố kết – Chỉ số dẻo với VST

Trang 6-33 - (U.S.Department of Transportation, Publication No. FHWA NHI-16-072 April 2017. Geotechnical Engineering Circular No.5; Geotechnical Site Characterization).

Áp lực tiền cố kết được ước tính là :

$$\sigma'_p = \alpha_{FV} S_{u-FV}$$

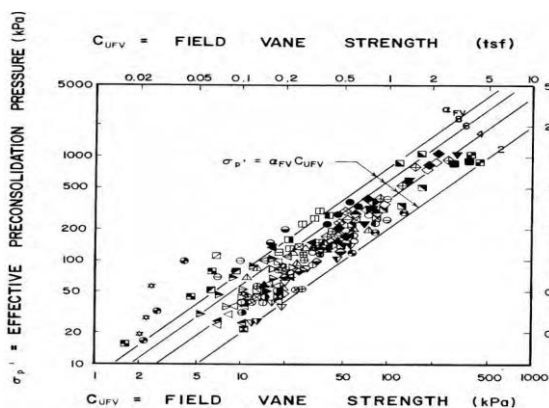


Figure 6-26 Transformation from field vane shear

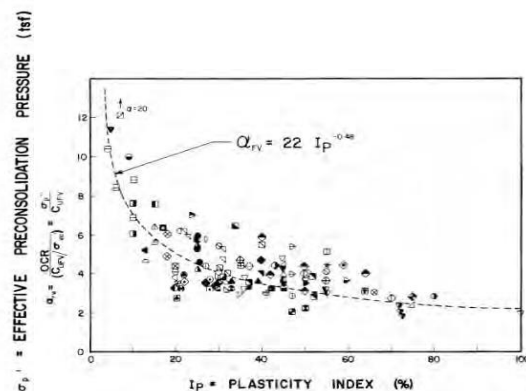


Figure 6-27 Relationship between α_{FV} and plasticity index (from Mayne

strength to preconsolidation stress (from Mayne and Mitchell 1989)

DMT Dissipation Tests:

(Trang 6-39 ÷ 6-42 - U.S.Department of Transportation, Publication No. FHWA NHI-16-072 April 2017. Geotechnical Engineering Circular No.5; Geotechnical Site Characterization).

- Hệ số cố kết ngang: $C_h = \frac{5 \text{ to } 10 \text{ cm}^2}{T_{flex}}$
- Rating of consolidation speed based on T_{flex} (Marchetti and Totani, 1989).

	$T_{flex} \text{ (min)}$	<u>Rating</u>
$C_{hDMT} = \frac{(25)(7.5mm)^2}{t_{50}} = \frac{14.06mm^2}{t_{50}}$	< 10	Very fast
	10 to 30	Fast
	30 to 80	Medium
	80 to 200	Slow
	> 200	Very slow

3. Tương quan giữa mô đun đàn hồi, mô đun cắt,... với các thí nghiệm khác của nền đất

✚ Mọi quan hệ giữa mô đun đàn hồi và mô đun nén 1 trục

$$E' = E_o \frac{(1+v')(1-2v')}{(1-v')}$$

Với $v=0.3$ ta có $E'=0.74E_o$ (Trong đó: E' : mô đun đàn hồi thoát nước ; E_o : mô đun nén 1 trục)

✚ Mô đun cắt liên hệ với mô đun đàn hồi:

$$G = E / 2(1+v)$$

Mô đun cắt là cơ sở của lý thuyết nén ngang Menard.

(T34, T35- Cẩm nang dành cho kỹ sư địa kỹ thuật)

✚ Mô đun đàn hồi

Hiện nay thường dùng các phương pháp: nén không thoát nước bằng máy ba trục (lấy bằng mô đun tiếp tuyến ban đầu). Các thí nghiệm xuyên hiện trường, nếu không có điều kiện thí nghiệm thì tham khảo trị số cho trong bảng sau:

Nhiều thí nghiệm khảo sát nhận thấy mô đun đàn hồi E_e có quan hệ thống kê với trị số N của thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT.

- Đối với cát

- Nếu dùng thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn Theo Schmertman (1970) có:

$$E_e \text{ (kN/m}^2\text{)} = 766.N \text{ (trị số } N \text{ của SPT).}$$

- Nếu dùng thí nghiệm xuyên côn tĩnh (CPT) thì trị số E , xác định theo trị số kháng xuyên tĩnh q_c theo Schmertman và Hartman (1978) có:

Kích thước móng LxB	Cát	
	Nén bình thường (NC)	Nén quá (OC)
L/B = 1	$E_e = 2.5 q_c$	$E_e = 5 q_c$
Chú ý: E_e và q_c có cùng đơn vị kN/m^2		

• Đối với đất dính

Đối với đất hạt mịn, dùng môđun biến dạng không thoát nước E_u thay cho E , để tính độ lún tức thời: theo Schmertman và Hartman (1978). Trị số E có quan hệ với lực dính không thoát nước c_u

	Đất nén bình thường (NC)	Đất nén quá (OC)
$c_u = (q_c - \sigma_{zd})/N_k$ (σ_{zd} =ứng suất bản thân tính đến độ sâu thí)	$N_k = 15 \div 21$ $E_c = (250 \div 500) C_u$	$N_k = 24 \div 30$ $E_c = (750 \div 1000) C_u$
Chú ý: N_k là hệ số của côn ; E_u và C_u có cùng đơn vị kN/m^2		

• Các trị số mô đun đàn hồi tham khảo dùng để tính lún tức thời E_c

Loại đất	E_c (E_u)
Cát xốp	10.35-24.15
Cát chặt vừa	17.25-27.6
Cát chặt	34.5-55.2
Á cát	10.35-17.25
Cát lẫn sỏi	69-172.5
Đất sét mềm	4.1-20.7
Đất sét cứng vừa	20.7-41.4
Đất sét cứng	41.4-96.6
Số liệu lấy theo Braja M.Das. Principles of Foundation Engineering, Third Edition-1995	

🚧 **Những thông số biến dạng từ kết quả CPT (Fugro, 1996; Meigh, 1987)**

Thông số	Tương quan	Chú giải
Hệ số nén thể tích m_v	$m_v = 1/(\alpha q_c)$	Đối đất quá cố kết nhẹ và trung bình
		$\alpha = 5$ - Loại đất : CH, MH, ML
		$\alpha = 6$ - Loại đất : CL, OL.
		$\alpha = 1.5$ - Loại đất : OH với độ ẩm >100%, với đất sét quá cố
		$\alpha = 4$ - Loại đất: CH, MH, CL, ML
		$\alpha = 2$ - Loại đất: ML, CL với $q_c > 2MPa$
Constrained modulus, M	$M = 3 q_c$	$M = 1/ m_v$
Modun đàn hồi (Young's)	$E = 2.5 q_c$	
	$E = 3.5 q_c$	

(T129 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

✚ Đánh giá mô đun biến dạng của sét dựa trên kết quả CPT

Mayne 1988 sử dụng ECPT và kiến nghị tương quan sau: $M = 8,25 (q_t - \sigma_o)$

Mô đun biến dạng không nở hông M

Q_c	Đất	$A = M/q_c$	Q_c	Đất	$A = M/q_c$
<7	Sét có độ dẻo thấp (CL)	3÷8	<7	Bùn và sét chứa hữu cơ (Pt, OH)	
7÷20		2÷5		50 < W < 100	1,5÷4
>20		1÷2,5		100 < W < 200	1÷1,5
>20	Bụi có độ dẻo thấp (ML)	3÷6		W > 200	0,4÷1
<20		1÷3	20-30	Đá phấn	2 ÷ 4
<20	Đất dính độ dẻo cao (MH, CH)	2÷6	<50	Cát	2
<12	Bụi chứa hữu cơ (OL)	2÷8	>100		1.5

(T64, 65 – Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng)

✚ Typical values for Young's modulus of various materials(after Gordon, 1978)

Classification	Material	Young's modulus, Edh (MPa)
Soils	Soft clays	5
	Stiff clays, loose sand	20
	Dense sand	50
Rock	Extremely wethered, soft	50
	Distinctly weathered, soft	200
	Slightly weathered, fresh, hard	50.000

(T127 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

✚ Elastic parameters of various soils

Type	Strength of soils	Elastic modulus, E(MPa)	
		Short term	long term
Gravel	Loose	25 - 50	
	Medium	50 - 100	
	Dense	100 - 200	
Medium to coarse Sand	Very loose	<5	
	Loose	3 - 10	
Sand	Medium dense	8 - 30	
	Dense	25 - 50	
	Very Dense	40 - 100	
	Fine sand	Loose	5 - 10
Silt	Medium	10 - 25	
	Dense	25 - 50	
	Soft	< 10	< 8
	Stiff	10-20	8-15
	Hard	>20	>15

Clay	Very soft	< 3	< 2
	Soft	2-7	1 - 5
	Firm	5-12	4 - 8
	Stiff	10-25	7 - 20
	Very stiff	20-50	15 - 35
	Hard	40-80	30 - 60

(T127 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

✚ Value range for the static stress-strain modulus E_s for selected soils

Soil		E_s , MPa
Clay	Very soft	2-15
	Soft	5-25
	Medium	15-50
	Hard	50-100
	Sandy	25-250
Loess		15-60
Sand	Silty	5-20
	Loose	10-25
	Dense	50-81
Sand and gravel		
	Loose	50-150
	Dense	100-200
Shale		150-5000
Silt		2-20

(T125 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

✚ The following empirical correlations may be used to estimate E_s for cohesive soils:

- Normally consolidated sensitive clay: $E_s = (200 \text{ to } 500) \times s_u$
- Normally consolidated insensitive and lightly overconsolidated clay: $E_s = (750 \text{ to } 1200) \times s_u$
- Heavily overconsolidated clay: $E_s = (1500 \text{ to } 2000) \times s_u$

(T127 - Foundation analysis and design – Joseph E. Bowles)

✚ Preliminary soil modulus from cone penetration tests

Relative density	Cone resistance, q_c (MPa)	Typical drained elastic modulus E' , MPa
V.loose	<2.5	<10
Loose	2.5-5.0	10-20
Med dense	5.0-10.0	20-30
Dense	10.0-20.0	30-60
V.dense	>20.0	>60

(T129 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

✚ Mô đun của đất sét từ giá trị SPT

E' thoát nước và E_u không thoát nước từ giá trị SPT (CIRIA, 1995)

Vật liệu	E'/N (MPa)	E_u/N (MPa)
Sét	0.6-0.7	1.0-1.2
	0.9 (với $q/q_{ult} = 0.4-0.1$)	6.3-10.4 (với ứng suất nhỏ $q/q_{ult} < 0.1$)
Đá yếu		0.5-2.0 đối với $N=60$

- $E_u/N=1$ is appropriate for footings.
- For rafts, where smaller movements occur $E_u/N=2$.
- For very small strain movements for friction piles $E_u/N=3$.

(T130- Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

✚ Mô đun của đất từ giá trị SPT và chỉ số dẻo (Industrial floors and pavements Guidelines, 1999)

E_s/N	Vật liệu
3.5	Đất ít dính và Cát, sỏi, cuội
2.5	PI thấp (<12%)
1.5	PI trung bình (12%<PI<22%)
1.0	PI cao (22%<PI<32%)
0.5	PI rất cao (PI>32%)

- Áp dụng đối với nền cứng
- Không dùng đối với sét mềm yếu

(T131- Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

✚ Variation of the undrained modulus with overconsolidation ratio

OCR=Overconsolidation ratio	Soil plasticity	E_u/C_u
< 2	PI < 30%	600-1500
2 - 4		400-1400
4 - 6		300-1000
6 - 10		200-600
< 2	PI = 30 – 50 %	300-600
2 - 4		200-500
4 - 10		100-400
< 2	PI > 50 %	100-300
2 - 10		50-250

(T130 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

✚ Drained modulus of clays based on strength and plasticity index

Soil plasticity index	E'/C_u
10-30	270
20-30	200
30-40	150
40-50	130

(T130 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

✚ Equations for stress-strain modulus E_s by several test methods

Soil	SPT	CPT
Sand (normally consolidated)	$E_s = 500(N+15)$ $= 7000$ $= 6000N$	$E_s = (2 \text{ to } 4)q_c$ $= 8000$
Sand (saturated)	$E_s = 250(N+15)$	$E_s = Fxq_c$ $(e = 1.0 ; F = 3.5)$ $(e = 0.6 ; F = 7.0)$
Sands, all (norm. Consol.)	$E_s = (2600 \text{ to } 2900)N$	
Sand (overconsolidated)	$E_s = 40000 + 1050N$	$E_s = (6 \text{ to } 30)q_c$
Gravelly sand	$E_s = 1200(N+6)$ $= 600(N+6) ; N \leq 15$ $= 600(N+6) + 2000 ; N > 15$	
Clayey sand	$E_s = 320(N+15)$	$E_s = (3 \text{ to } 6)q_c$
Silts, sandy silt, or clayey silt	$E_s = 300(N+6)$ If $q_c < 2500$ kPa use $2500 < q_c < 5000$ use	$E_s = (1 \text{ to } 2)q_c$ $E_s = 2.5q_c$ $E_s = 4q_c + 5000$
Where		$E'_s = \text{constrained modulus} = 1/mv = \frac{E_s(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)}$
Soft clay or clayey silt		$E_s = (3 \text{ to } 8)q_c$

(T 316 - Foundation analysis and design – Joseph E. Bowles)

✚ Equations for stress-strain modulus E_s by several test methods (continued)

E_s in kPa for SPT and units of q_c for CPT; divide kPa by 50 to obtain ksf. The Af values should be estimated as $N55$ and not $N70$.

Soil

Use the undrained shear strength s_u in units of s_u

Clay and silt	$I_p > 30$ or <i>organic</i>	$E_s = (100 \text{ to } 500)s_u$
Silty or sandy clay	$I_p < 30$ or <i>stiff</i>	$E_s = (500 \text{ to } 1500)s_u$

Again, $E_{s,OCR} \sim E_{s,nc} \sqrt{OCR}$ Use smaller s_u -coefficient for highly plastic clay.

Of general application in clays is

$$E_s = Ks_u \text{ (units of } s_u) \quad (a)$$

where K is defined as

$$K = 4200 - 142.54I_p + 1.73 I_p^2 - 0.007 I_p^3 \quad (b)$$

and I_p = plasticity index in **percent**. Use $20\% \leq I_p \leq 100\%$ and round K to the nearest multiple of 10

Another equation of general application is

$$E_s = 9400 - 8900 I_p + 11600 I_c - 8800 I_p^2 \text{ (kPa)}$$

(Xem kỹ hơn tại T 317 - Foundation analysis and design – Joseph E. Bowles)

✚ Dự báo Mô đun biến dạng của đất dựa trên kết quả PMT

(Xem trong T186 - Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng)

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

(T163, T164 - Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng – Vũ Công Ngừ).

4. Tương quan giữa sức chống cắt và các thí nghiệm khác

✚ Sự tương quan giữa sức chống cắt không thoát nước từ thí nghiệm cắt trực tiếp – Su (DST) với thí nghiệm sức chống cắt không thoát nước 3 trục (sơ đồ UU)- Su (UU) và sức chống cắt không thoát nước từ thí nghiệm CPTu – Su (CPTu)

Theo tác giả Nguyễn Đình Tứ, Bùi Tân Hiếu – Lựa chọn thông số sức chống cắt không thoát nước Su theo kết quả thí nghiệm CPTu và UU cho đất yếu khu đô thị mới nhà bè GS METROCITY (Tạp chí Địa kỹ thuật – 2010).

$$\frac{Su (DST)}{Su (UU)} \sim 1,3$$

$$\frac{Su (CPT)}{Su (DST)} \sim 1,07$$

$$\frac{Su (CPTu)}{Su (UU)} \sim 1,39$$

Ba tương quan sau chỉ có thể tham khảo với độ tin cậy nhất định cho đất yếu nói chung.

✚ Sự tương quan giữa góc ma sát trong ϕ và dung trọng

In general, the CD or slow test gives the greater internal friction angle ϕ , while the UU or quick test provides the minimum value of ϕ .

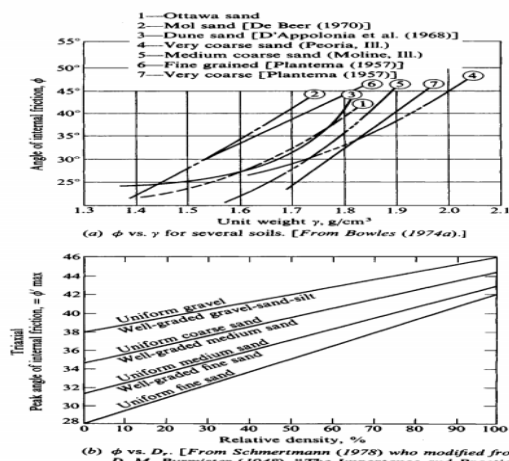
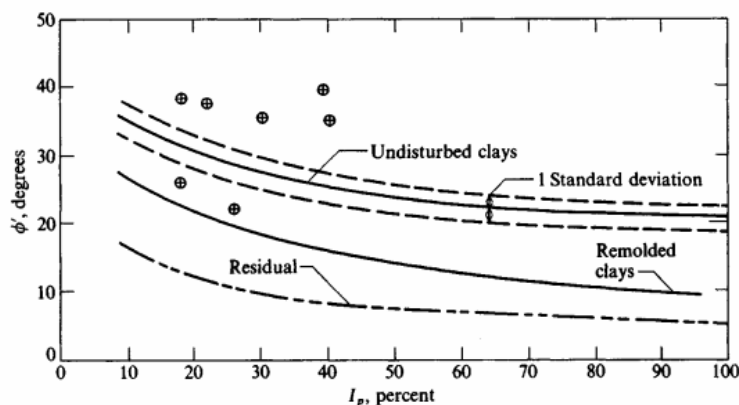


Figure 2-30 Relationships between angle of internal friction ϕ and unit weight γ or relative density D_r .

✚ Sự tương quan giữa ϕ' and chỉ số dẻo I_p đối với đất sét cổ kết bình thường
(Ladd et al. (1977), Bjerrum và Simons (1960), Kanja và Wolle (1977), Olsen et al.



1. Bjerrum and Simons (1960) provided Eq. (2-59) as a best fit to curves given in Figs. 7 and 8 of their work:

$$s_u/p'_o = 0.45(I_P)^{1/2} \quad I_P > 0.5 \quad (2-59)$$

This equation has a scatter in the range of ± 25 percent. Using the liquidity index [see Eq. (2-14)] they derived an approximation of

$$s_u/p'_o = 0.18(I_L)^{1/2} \quad I_L > 0.5 \quad (2-59a)$$

In both of these equations, use the plasticity index and liquidity index as *decimal entries*. Equation (2-59a) has an estimated scatter of ± 30 percent.

2. A linear equation²¹ for the s_u/p'_o ratio for nc clays was presented earlier in curve form by Skempton and Henkel (1953, Figs. 8 and 9) which can be approximated from the plots as

$$s_u/p'_o = 0.11 + 0.0037I_P \quad (2-60)$$

In this equation use I_P in *percent* and *not decimal*.

3. Karlsson and Viberg (1967) suggest

$$s_u/p'_o = 0.5w_L \quad w_L > 0.20 \quad (2-61)$$

where the liquid limit w_L is a *decimal value*. This equation has a scatter of about ± 30 percent.

(T 108, 109 - Foundation analysis and design – Joseph E. Bowles)

✚ Correlation for Undrained Shear Strength, C_u

Tác giả	Trương quan	Chú giải
Skempton (1957)	$\frac{C_{u(VST)}}{\sigma_{o'}} = 0.11 + 0.00037 (PI)$ <ul style="list-style-type: none"> - PI: Chỉ số dẻo (%) - $C_{u(VST)}$: Sức kháng cắt không thoát nước của VST - $\sigma_{o'}$: Áp lực hiệu quả lớp phủ 	Đôi đất sét có kết bình thường
Chandler (1988)	$\frac{C_{u(VST)}}{\sigma_c} = 0.11 + 0.00037 (PI)$ $\sigma_c: \text{Áp lực tiền cố kết}$	Có thể dùng đối với đất sét quá cố kết; Độ chính xác $\pm 25\%$; Không có giá trị đối với đất sét nhạy và nứt nẻ.
Jamiolkowski, et al. (1985)	$\frac{C_u}{\sigma_c} = 0.23 \pm 0.04$	Đôi đất sét quá cố kết nhẹ.
Mesri (1989)	$\frac{C_u}{\sigma_{o'}} = 0.22$	
Bjerrum và Simons (1960)	$\frac{C_u}{\sigma_{o'}} = 0.45 (PI\%/100)^{0.5}$ $\frac{C_u}{\sigma_{o'}} = 0.118 (LI)^{0.15}$	Đôi đất sét có kết bình thường và $PI > 50\%$ Đôi đất sét có kết bình thường và chỉ số chảy $LI > 0.5$
Ladd, et al. (1977)	$\frac{(C_u/\sigma_{o'})_{\text{Đất quá cố kết}}}{(C_u/\sigma_{o'})_{\text{Đất có kết bình thường}}} = OCR^{0.8}$	$OCR = \text{Hệ số quá cố kết} = \sigma_c/\sigma_{o'}$

(T57 – Geotechnical properties of soils)

✚ Preliminary estimate of bearing capacity

Material	Description	Strength		Presumed bearing vaue(kPa)
Clay	V.Soft	0-12kPa		<25
	Soft	12-25kPa		25-50
	Firm	25-50kPa		50-100
	Stiff	50-100kPa		100-200
	V.Stiff	100-200kPa		200-400
	Hard	>200kPa		>400
Sand*	V.loose	Dr<15%	$\phi < 0^\circ$	<50
	Loose	Dr=15-35%	$\phi < 30-35^\circ$	50-100
	Med dense	Dr=35-65%	$\phi < 35-40^\circ$	100-300
	Dense	Dr=35-65%	$\phi < 35-40^\circ$	100-300
	V.Dense	Dr=85%	$\phi < 45^\circ$	>500

(T266 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

✚ Những thông số của sét từ thí nghiệm xuyên côn

Parameter	Relationship	Comments
Undrained strength(Cu-kPa)	$C_u = q_c/N_k$ $C_u = \Delta u/N_u$	Cone factor (N_k) = 17-20 17-18 for normally consolidated clays 20 for over-consolidated clays Cone factor (N_u)= 2-8
Undrained strength(Cu-kPa) Corrected for overburden	$C_u = (q_c - P_o')/N_k'$	Cone factor (N_k')= 15-19 15-16 for normally consolidated clays 18-19 for over consolidated clays
Coefficient of horizontal Consolidation (C_h -sq m/year)	$C_h = 300/t_{50}$	t_{50} – minutes (time for 50% dissipation)
Coefficient of vertical Consolidation (C_v -sq m/year)	$C_h = 2 C_v$	Value may vary from 1 to 10

(T60 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

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

(T167, T168 - Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng – Vũ Công Ngữ).

- Đánh giá góc ma sát trong của đất cát dựa vào kết quả DMT
- Đánh giá sức kháng cắt S_u của đất sét dựa vào kết quả DMT

6. Tương quan giữa tính thấm của nước trong đất và các thí nghiệm khác

✚ Đánh giá tính thấm của đất dựa trên kết quả CPT

(T61– Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng)

Hệ số thấm K ; tỷ số q_T/N_{60}

Tên đất	Tỷ số q_T/N_{60} (CPT so với SPT)	Hệ số thấm K(cm/s)
Đất hạt mịn, nhạy cảm	2	10^{-5}
Hữu cơ, bùn	1	10^{-5}
Sét, sét lẫn ít bụi	1.5	10^{-7}
Bụi, bụi lẫn sét, sét nhiều bụi	2	10^{-6}
Cát lẫn bụi	3	10^{-4}
Cát	4.5	10^{-2}
Cát tới sỏi cát	6	10^{-1}
Cát/á cát rất cứng (quá cố kết)	2	10^{-5}
Đất hạt mịn rất cứng(quá cố kết)	1	10^{-6}

✚ Tương quan giữa hệ số cố kết ngang với sức kháng cắt không thoát nước S_u

Teh và Houlsby (1991) cho rằng giá trị C_h phụ thuộc rất nhiều vào chỉ số độ cứng I_R của đất và đưa ra công thức sau:

$$C_h = \frac{R^2 \cdot T^* \cdot (I_R)^{1/2}}{t_{50}}$$

(R: bán kính mũi côn; T*: nhân tố thời gian phụ thuộc độ cố kết U và loại

mũi côn, với $U=50\%$ thì $T^*=0,245$; $I_R = E/3S_u$; E = mô đun Young $XĐ = TN$ cố kết trong phòng; S_u : sức kháng cắt không thoát nước của đất.

(Xem kỹ hơn trong “ Tuyển tập các báo cáo khoa học hội nghị khoa học công nghệ TEDI – 2010 – Nghiên cứu XD một số tham số địa kỹ thuật của đất yếu đồng bằng Nam bộ bằng PP thí nghiệm xuyên tĩnh điện có đo áp lực nước lỗ rỗng CPTu của Đặng Công Thuận và các thành viên khác)

III. THỰC TRẠNG THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG TẠI VIỆT NAM VÀ NÂNG CAO CHẤT LƯỢNG THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG TRONG KHẢO SÁT ĐCCT TÍNH TOÁN PHỤC VỤ CÔNG TÁC THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH.

III.1. Điều tra địa chất công trình

Điều tra địa chất công trình đầu tiên cần thu thập, tổng hợp những tài liệu đã nghiên cứu và khảo sát trước đây trong khu vực để có những nét khái quát cũng như có được những

thông tin ban đầu để vạch ra phương án khảo sát, điều tra địa chất công trình cho khu vực.

Dựa vào địa hình, địa mạo, vết lộ tự nhiên, nhân tạo để sơ bộ xác định được phạm vi phân bố của vùng đất yếu cả về diện phân bố, chiều sâu phân bố và độ dốc ngang đáy lớp đất yếu dưới cùng để xem xét các phương án cho tuyến vòng tránh hoặc cho tuyến cắt qua đất yếu ở chỗ ít bất lợi nhất. Cũng cần điều tra xác định nguồn gây âm, khả năng thoát nước, cũng như vị trí và khả năng khai thác các mỏ đất dùng để đắp nền đường.

III.2. Công tác thí nghiệm trong phòng trong khảo sát địa chất công trình

– Công tác khảo sát địa chất công trình, địa kỹ thuật phục vụ cho công tác thiết kế công trình nói chung là các công tác hết sức quan trọng, bao gồm:

- * Thu thập, tổng hợp tài liệu khảo sát trong khu vực ở giai đoạn trước đây;
- * Thực hiện công tác khảo sát nền tại hiện trường bao gồm:
 - + Công tác khoan, đào thăm dò,
 - + Thực hiện các thí nghiệm hiện trường, công tác lấy mẫu;
 - + Công tác thí nghiệm trong phòng;
- * Tổng hợp, chỉnh lý các tài liệu khảo sát, đánh giá và báo cáo kết quả khảo sát nền đất.

– Công tác thí nghiệm trong phòng đặc biệt rất quan trọng là một trong những khâu không thể thiếu được trong công tác khảo sát địa chất công trình (ĐCCT), địa kỹ thuật nhằm cung cấp đầy đủ, chính xác các thông số của nền đất, sử dụng để thiết kế các công trình cầu, đường, hầm, ... Các thông số đó là các chỉ tiêu về đất như: Dung trọng thiên nhiên; góc ma sát trong; lực dính kết; hệ số thấm; hệ số cố kết; sức kháng cắt; hệ số rỗng tự nhiên, ... Các dự án lớn về cầu, đường, ... thường chú trọng thí nghiệm các chỉ tiêu đặc biệt như: thí nghiệm 3 trục sơ đồ UU, CU, thí nghiệm nén 1 trục nở hông, nén cố kết (áp lực tiền cố kết P_c , chỉ số nén lún và C_c , chỉ số nén lại C_r), hệ số rỗng, ...

– Độ tin cậy của thí nghiệm trong phòng phụ thuộc vào nhiều yếu tố: công tác lấy mẫu, tay nghề của thí nghiệm viên, thiết bị thí nghiệm, việc tuân thủ các quy trình, quy phạm thí nghiệm hiện hành của nhà nước, ...;

– So với các thí nghiệm hiện trường thì thí nghiệm trong phòng với ưu điểm giá thành rẻ, dễ thực hiện. Hiện nay một số thí nghiệm đã ở dạng tự động, các số liệu đọc ghi và phân tích bằng các phần mềm xử lý, trực tiếp cho các kết quả thí nghiệm, đỡ tốn thời gian và nhân lực cho công tác thí nghiệm, nhưng để vận hành các thí nghiệm đó một cách trơn tru cho số liệu chính xác đòi hỏi người thí nghiệm viên phải có tay nghề và có trình độ cao.

– Khối lượng công tác thí nghiệm mẫu trong phòng phải đầy đủ đảm bảo các lớp đất đều có số liệu đáng tin cậy sau khi xử lý bằng phương pháp xác suất thống kê để cung cấp thông tin cho thiết kế các công trình.

– Trong những năm gần đây, công tác thí nghiệm trong phòng vẫn chưa được chú trọng đúng mức một phần do nguồn kinh phí hạn hẹp (Không kể các công trình tham gia

hợp tác với nước ngoài), mặt khác còn do nhiều nguyên nhân khác nhau nên việc cung cấp các thông tin phục vụ cho công tác khảo sát ĐCCT nói riêng và địa kỹ thuật nói chung còn chưa được đầy đủ và chính xác để phục vụ thiết kế các công trình.

III.3. Thực trạng công tác thí nghiệm trong phòng tại Việt nam

– Trước khi tiến hành thí nghiệm phải tiến hành kiểm tra năng lực và chất lượng của phòng thí nghiệm: một số phòng thí nghiệm không có đủ năng lực (Năng lực về cả con người và thiết bị) vẫn tham gia thí nghiệm một số chỉ tiêu thí nghiệm nên dẫn đến kết quả thí nghiệm không chính xác.

– Thí nghiệm trong phòng phải được thực hiện bằng các thiết bị có độ chính xác cao, nhưng hiện nay một số phòng thí nghiệm máy móc, thiết bị đã lỗi thời nhưng vẫn tiến hành thí nghiệm.

– Khâu lấy mẫu đem đi thí nghiệm và khâu chỉnh lý, tổng hợp số liệu thí nghiệm trong phòng: một số phòng thí nghiệm mới mở do chuyên môn, nghiệp vụ còn yếu nên đã để xảy ra nhiều sai sót đáng kể.

– Trình độ chuyên môn của đội ngũ kỹ sư, kỹ thuật viên nói chung còn hạn chế, chỉ có thể thực hiện các thí nghiệm thông thường. Các thí nghiệm đặc biệt (nén cố kết, nén 3 trục,...) là những thí nghiệm đắt tiền, phức tạp đòi hỏi đội ngũ kỹ sư, kỹ thuật viên phải có kinh nghiệm, hiểu biết sâu về lý thuyết, kỹ năng thực hiện và tuân thủ chặt chẽ quy trình thí nghiệm mới có thể đưa ra được kết quả phù hợp và tin cậy. Hiện nay có rất ít phòng thí nghiệm có thể thực hiện tốt các thí nghiệm này, vì vậy thời gian qua kết quả thí nghiệm trong phòng của các dự án còn nhiều vấn đề phải quan tâm (VD: Cùng một mẫu đất mang về thí nghiệm, nhưng kết quả thí nghiệm nén 3 trục giữa các phòng thí nghiệm lại khác nhau.

– Một số kỹ sư ĐCCT thiếu sự am hiểu cần thiết và chuyên sâu về lĩnh vực thí nghiệm, trong quá trình sử dụng số liệu để làm báo cáo ĐCCT thì thiếu khả năng phân tích, đánh giá đặc biệt là kết quả của các thí nghiệm đặc biệt (nén cố kết, nén 3 trục,...).

– Một số phòng thí nghiệm đã thực hiện nhiều công việc vượt quá năng lực về con người và chuyên môn của mình (Thiết bị không đảm bảo yêu cầu kỹ thuật; đội ngũ kỹ sư, kỹ thuật viên không đủ trình độ chuyên môn; nhận số lượng thí nghiệm rất lớn trong thời gian ngắn,...). Nguyên nhân chủ yếu là do các đơn vị chỉ quan tâm đến giá cả mà không quan tâm đến vấn đề chất lượng của công tác thí nghiệm.

III.4. Nâng cao chất lượng thí nghiệm trong phòng trong phân tích địa kỹ thuật để thiết kế xây dựng công trình

Để đảm bảo chất lượng công tác khảo sát ĐCCT thì ngoài các thí nghiệm hiện trường, lập báo cáo khảo sát ĐCCT, thì thí nghiệm trong phòng là một khâu không thể thiếu được. Phòng thí nghiệm phải có các chuyên gia là kỹ sư địa chất công trình có nhiều kinh nghiệm trong lĩnh vực thí nghiệm cơ học đất để chỉ đạo và giám sát toàn bộ công tác thí nghiệm trong phòng. Các nhân viên kỹ thuật của phòng thí nghiệm và được đào tạo và có kỹ năng, kinh nghiệm đối với từng loại thí nghiệm mà họ thực hiện theo đúng hướng dẫn trong các tiêu chuẩn nhà nước ban hành.

Trong quá trình thực hiện các thí nghiệm trong phòng cần phải tuân thủ đầy đủ và chặt chẽ các bước theo đúng nhiệm vụ và phương án khảo sát, hệ thống các quy trình, tiêu chuẩn áp dụng.

Công tác khoan lấy mẫu cần phải được chú trọng vì nếu mẫu lấy về thí nghiệm không đại diện hay mất tính nguyên dạng thì các kết quả thí nghiệm đều bị sai lệch và không đúng với yêu cầu đề ra.

Đối với các công trình có nền đất yếu, thì các giải pháp xử lý nền rất quan trọng đòi hỏi các thí nghiệm trong phòng phải tương đối chính xác cung cấp đủ các thông số về tính chất của đất nền, căn cứ vào từng giai đoạn cụ thể nên tiến hành các thí nghiệm thích hợp nhằm cung cấp các thông tin đầy đủ và phản ánh chính xác nhất có thể điều kiện của các lớp đất yếu trong khu vực xây dựng công trình.

Trường hợp sau khi thí nghiệm đã thực hiện, phát hiện thấy kết quả không phù hợp với thực tế, cần phải có nhận xét trong báo cáo kết quả thí nghiệm. Kết quả thí nghiệm trong phòng phải được kiểm tra và KCS bởi các chuyên gia là các kỹ sư ĐCCT lâu năm và có nhiều kinh nghiệm.

Máy móc, thiết bị thí nghiệm trong phòng lỗi thời cần phải được thay thế mua mới

Tăng cường công tác đào tạo chuyên môn nghiệp vụ cho đội ngũ kỹ sư, kỹ thuật viên để đáp ứng yêu cầu kỹ thuật ngày càng cao và phức tạp khi thực hiện các dự án lớn như đường cao tốc, cầu lớn và các công trình hầm,...

Tài liệu tham khảo

1. Hanbook of Geotechnical Investigation and Design Tables
2. Foundation analysis and design – Joseph E.Bowles.
3. Foudation engineering hand book - Robert Day.
4. Geotechnical Properties of Soils.
5. Principles of Geotechnical Engeneering – Seventh Edition – BRAJA M. DAS.
6. Geotechnical Engineering & Soil Testing - Al-Khafaji & Andersland)
7. Principles of Geotechnical Engineering - Seventh Edition – BRAJA M.DAS.
8. Cẩm nang dùng cho kỹ sư địa kỹ thuật – Trần Văn Việt.
9. Cơ học đất của R.WHITLOW – Bản dịch tiếng Việt
10. Kỹ thuật nền móng – Bản dịch tiếng Việt
(Foundation Engineering – Ralph B.Peck-Walter EHanson Thomas H.Thornburn)
11. Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn – Giáo sư tiến sỹ địa kỹ thuật Phan Trường Phiệt – Nhà xuất bản Xây dựng - Hà Nội 2005.
12. Các phương pháp thí nghiệm đất xây dựng – Tiêu chuẩn Anh – BS 1377:1990
13. Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng.
14. Vỏ phong hóa và trầm tích đệ tứ Việt Nam, Hà Nội năm 2000.
15. Tuyển tập các báo cáo khoa học hội nghị khoa học công nghệ TEDI – 2010 – Nghiên cứu XD một số tham số địa kỹ thuật của đất yếu đồng bằng Nam bộ bằng PP thí nghiệm xuyên tĩnh điện có đo áp lực nước lỗ rỗng CPTu của *Ths. Đặng Công Thuận* và các thành viên khác...).
16. Tuyển tập các báo cáo tham luận Hội nghị nâng cao chất lượng sản phẩm và dịch vụ tư vấn Tổng công ty TVTK GTVT giai đoạn 2011-2012 – Chất lượng công tác khảo sát địa chất công trình – Thực trạng và giải pháp – *Ths. Đặng Công Thuận*
17. Tạp chí Địa kỹ thuật – 2010, theo tác giả *Nguyễn Đình Tú, Bùi Tân Hiếu* – Lựa chọn thông số sức chống cắt không thoát nước Su theo kết quả thí nghiệm CPTu và UU cho đất yếu khu đô thị mới nhà bè GS METROCITY.
18. Hệ thống hóa các đặc trưng Biến dạng – Độ bền của đất phục vụ công tác thiết kế xây dựng công trình– Sáng kiến hợp lý hóa sản xuất – *ThS. Ngô Lệ Thủy* năm 2020.
19. Một số phương pháp thí nghiệm hiện trường ứng dụng trong phân tích địa kỹ thuật và thiết kế công trình – Sáng kiến hợp lý hóa sản xuất – *ThS. Ngô Lệ Thủy* năm 2019.

