

www.mientayvn.com

Khi đọc qua tài liệu này, nếu phát hiện sai sót hoặc nội dung kém chất lượng xin hãy thông báo để chúng tôi sửa chữa hoặc thay thế bằng một tài liệu cùng chủ đề của tác giả khác. Tài liệu này bao gồm nhiều tài liệu nhỏ có cùng chủ đề bên trong nó. Phần nội dung bạn cần có thể nằm ở giữa hoặc ở cuối tài liệu này, hãy sử dụng chức năng Search để tìm chúng.

Bạn có thể tham khảo nguồn tài liệu được dịch từ tiếng Anh tại đây:

http://mientayvn.com/Tai_lieu_da_dich.html

Thông tin liên hệ:

Yahoo mail: thanhlam1910_2006@yahoo.com

Gmail: frbwrthes@gmail.com

Theo yêu cầu của khách hàng, trong một năm qua, chúng tôi đã dịch qua 16 môn học, 34 cuốn sách, 43 bài báo, 5 sổ tay (chưa tính các tài liệu từ năm 2010 trở về trước) Xem ở đây

**DỊCH VỤ
DỊCH
TIẾNG
ANH
CHUYÊN
NGÀNH
NHANH
NHẤT VÀ
CHÍNH
XÁC
NHẤT**

Chỉ sau một lần liên lạc, việc dịch được tiến hành

Giá cả: có thể giảm đến 10 nghìn/1 trang

Chất lượng: Tạo dựng niềm tin cho khách hàng bằng công nghệ 1. Bạn thấy được toàn bộ bản dịch; 2. Bạn đánh giá chất lượng. 3. Bạn quyết định thanh toán.



BÀI GIẢNG CƠ HỌC ĐẤT

CHƯƠNG 1

KHÁI QUÁT SỰ HÌNH THÀNH VÀ TÍNH CHẤT CƠ LÝ CỦA ĐẤT

1.1. SỰ HÌNH THÀNH CỦA ĐẤT

Đất thiên nhiên được tạo thành do quá trình phong hoá các loại đá gốc, trừ các trầm tích trẻ nói chung các loại đất có quá trình thành tạo hàng triệu năm ví dụ như đất sét Capori là gần 500 triệu năm. Trong thời gian tồn tại lâu dài như vậy đất không ngừng bị biến đổi : Có thể nó bị nén lún bởi những tầng đất bên trên, có thể lại bị xáo trộn lên do những biến đổi của vỏ quả đất, có thể bị ngập nước hoặc bị nước, gió, băng hà... vận chuyển từ nơi này sang nơi khác. Như vậy cần phải phân loại đất theo nguồn gốc thành tạo để dễ tiến hành nghiên cứu chúng.

1.1.1. Quá trình phong hoá

Quá trình phong hoá là quá trình phá huỷ và thay đổi thành phần, tính chất của đá gốc do ảnh hưởng của các tác dụng vật lý, hoá học và sinh học hình thành nên các loại đất có thành phần, kiến trúc, cấu tạo và tính chất cơ lý đặc trưng.

Phong hoá vật lý : đá gốc bị phá huỷ và biến đổi do các tác nhân vật lý gây ra như : động đất, thay đổi nhiệt độ giữa ngày và đêm, gió, mưa, bão... Sản phẩm thường là các hạt có kích thước lớn không đều nhau, cạnh sắc, tính vụn rời cao nhưng thành phần khoáng vật và hoá học của đá ít bị biến đổi.

Phong hoá hoá học : Đá bị phá huỷ và biến đổi triệt để nhất do tác dụng của nước, ôxy và khí cacbonic trong tự nhiên. Phong hoá hoá học gây ra sự biến đổi thành phần hoá học của các khoáng vật cấu tạo nên đá, và do hình thành các khoáng vật thứ sinh bền vững hơn trong tự nhiên. Tổ hợp các khoáng vật này tạo nên các loại đất sét có thành phần, kiến trúc, cấu tạo và tính chất khác với đá gốc ban đầu.

Phong hoá sinh học : Đá bị phá huỷ và biến đổi do các tác nhân sinh học gây ra như : rêu, nấm mốc hoặc các vi sinh vật khác. Đặc trưng cơ bản của đất là tính vụn rời hay nói cách khác là độ bền của liên kết giữa các hạt nhỏ hơn rất nhiều so với độ bền bản thân các hạt. Giữa các hạt đất có các lỗ rỗng ảnh hưởng lớn đến tính chất cơ lý của đất.

1.1.2. Các loại trầm tích đất

Sau khi đã hình thành, các sản phẩm phong hoá có thể nằm tại chỗ hoặc được vận chuyển đi theo dòng nước và không khí đến những khoảng cách khác nhau, tạo thành các trầm tích đất.

– **Tầng trầm tích (eluvi) :** là trầm tích nằm ngay tại chỗ phong hoá đá gốc nó có kích thước không đều sắc cạnh và mang nhiều tính chất của đá gốc.

– **Tầng sườn tích (deluvi) :** Các sản phẩm phong hoá bị nước mưa, hoặc tuyết cuốn trôi từ trên núi cao đến lưng chừng núi hoặc chân núi rồi lắng đọng tại đó.

Đặc điểm : Chiều dày của lớp đất tàn tích và sườn tích rất không đồng đều, thường là mặt đá gốc nghiêng làm cho lớp đất dễ mất ổn định. Các hạt đất không đều, các hạt rất nhỏ lẫn với những hạt rất to.

– **Đất bồi tích, sa tích (aluvi) :**

Là trường hợp các sản phẩm phong hoá do dòng nước mang đi, có thể đến những khoảng cách rất xa rồi mới lắng đọng lại. ở những vùng cửa sông, người ta gọi là trầm tích tam giác châu. Những vùng đồng bằng của nước ta như đồng bằng sông Hồng, đồng bằng Cửu Long ... là thuộc loại đất này.

Đặc điểm : chiều dày lớp đất tương đối đều, cỡ hạt cũng tương đối đều (vì phụ thuộc lưu tốc dòng chảy); những lớp ở giai đoạn đầu của quá trình lắng đọng thường rất rộng, xốp, chứa nhiều nước đến mức chảy nhão.

Những tầng đất bồi tích thường rất dày : ở đồng bằng Bắc bộ nước ta tầng bồi tích thường dày vài chục mét, còn ở vùng đồng bằng Nam bộ thường dày tới trên dưới trăm mét. Đáng chú ý hơn là quá trình tạo thành rất lâu dài các lớp đất có cỡ hạt và chiều dày khác nhau thường xen kẽ nhau hoặc chuyển hoá dần dần từ lớp này sang lớp khác mà không một ranh giới rõ rệt. Điều đó làm cho ta khó có thể xác định một cách chính xác sự phân bố của các lớp đất (theo mặt bằng và theo độ sâu) ngay trong phạm vi một công trình.

Ngoài ra còn những loại trầm tích khác như phong tích (do tác động của gió), băng tích (do tác động của băng tuyết), trầm tích biển (hình thành do lắng đọng các hạt đất ở biển hoặc ở cửa sông, thường là sét, sét pha, đất hữu cơ bùn và than bùn) mà ta ít gặp hơn.

1.2. CÁC THÀNH PHẦN CẤU TẠO NÊN ĐẤT

Đất được tạo ra bởi các hạt khoáng vật cứng, nhưng những hạt rắn này chỉ chiếm một phần thể tích của đất mà thôi, phần thể tích còn lại là lỗ rỗng của đất. Trong lỗ rỗng chứa nước và khí. Nếu lỗ rỗng của đất mà chứa đầy nước thì đất là no nước (bão hoà), nếu lỗ rỗng của đất không có nước mà chỉ có khí thì đất là khô. Tính chất của đất phụ thuộc tính chất của các thành phần hợp thành và sự tương tác của các thành phần ấy.

1.2.1. Hạt khoáng vật của đất

Các hạt khoáng vật có hình dạng, kích thước cấu tạo và tính chất rất khác xa nhau. Kích thước hạt có thể từ vài cm như cuội sỏi đến những hạt keo nhỏ hơn 1µm chứa trong đất sét. Người ta đưa ra các kích thước hạt sau :

- Hạt cát : đường kính lớn hơn 0,05 mm
- Hạt bụi : đường kính từ 0,05mm - 0,005mm
- Hạt sét : đường kính nhỏ hơn 0,005mm

Kích thước của các hạt khoáng có ảnh hưởng lớn đến tính chất của đất, hạt càng nhỏ thì tỷ diện tích càng lớn, số khớp nối giữa các hạt tăng lên, hạt tiếp xúc với nước cũng nhiều lên. Ví dụ những hạt sét cao lanh có tỷ diện tích 10m²/gr, trong khi đó hạt montmorilonít có tỷ diện tích 800m²/gr, tức là cứ 1gr đất chứa hạt montmorilonít có tỷ diện tích hàng trăm m² và điều đó làm cho tính chất của loại sét này khác xa với loại sét cao lanh. Ngoài kích thước thì thành phần khoáng vật cũng quyết định tính chất của đất. Ví dụ: Hạt khoáng thạch anh thì không có tác dụng với nước, còn những hạt montmorilonít thì có tác dụng mạnh với nước. Bởi vậy khi xem xét tính chất vật lý của đất cần phải xét đến thành phần khoáng vật của nó.

Dựa vào thành phần hạt (kích thước và hàm lượng). Quy phạm phân chia đất rời thành các loại như trong *bảng 1-1*.

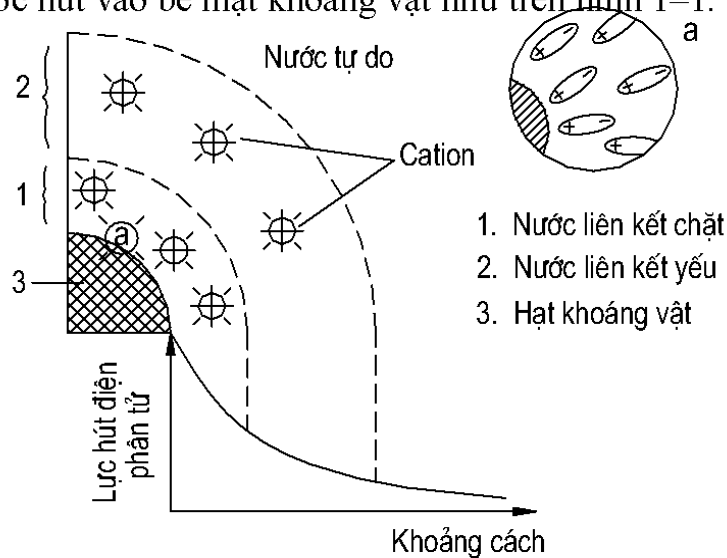
Bảng 1-1 Phân loại đất rời theo thành phần hạt

Loại đất	Phân phối hạt theo độ lớn tính bằng % khối lượng đất khô
Đất hòn lớn : - Đất dăm, đất cuội - Đất sỏi (tròn, góc)	Khối lượng hạt $d > 10\text{mm}$ chiếm trên 50% Khối lượng hạt $d > 2\text{mm}$ chiếm trên 50%
Đất cát : - Cát sỏi - Cát thô - Cát vừa - Cát nhỏ - Cát bụi	Khối lượng hạt $d > 2\text{mm}$ chiếm trên 25% Khối lượng hạt $d > 0,5\text{mm}$ chiếm trên 50% Khối lượng hạt $d > 0,25\text{mm}$ chiếm trên 50% Khối lượng hạt $d > 0,1\text{mm}$ chiếm trên 75% Khối lượng hạt $d > 0,1\text{mm}$ chiếm dưới 75%

Còn đối với đất dính thì tính chất lại phụ thuộc nhiều vào hàm lượng các hạt sét, thành phần khoáng vật và tác dụng của chúng với nước. Vì vậy để phân loại đất dính người ta dựa trên các chỉ tiêu vật lý khác sẽ đưa ra trong phần IV.

1.2.2. Nước trong đất

Hạt khoáng vật tích điện âm, còn những phân tử nước (H_2O) thì một đầu mang điện dương (Cation H^+) còn đầu kia mang điện tích âm (anion OH^-). Khi các hạt khoáng vật tiếp xúc với nước thì nhờ lực hút điện phân tử của hạt khoáng các phân tử nước hút vào bề mặt khoáng vật như trên hình 1-1.



Hình 1-1 Các loại nước trong đất

Càng gần bề mặt của hạt khoáng vật lực hút điện phân tử càng lớn, nó có giá trị lớn nhất ở trên mặt hạt khoáng vật và giảm dần khi xa bề mặt. Căn cứ vào quan hệ tương hỗ giữa nước và hạt khoáng vật mà người ta chia nước trong đất ra làm 2 dạng cơ bản sau :

a. Nước màng (còn gọi là nước liên kết) bao gồm

- Nước liên kết chặt : là màng nước nằm gần bề mặt hạt khoáng vật nhất có chiều dày mỏng từ 1-3 tầng phân tử nước. Nó hình thành vỏ mỏng bền vững bọc chặt lấy hạt khoáng nhờ những lực hút điện phân tử rất lớn. Bởi vậy bằng những

ngoại lực và áp lực thuỷ tĩnh có lớn đến hàng vạn Kpa cũng không thể tách màng nước liên kết chặt ra khỏi hạt.

- Nước liên kết yếu : là màng nước bọc ngoài nước liên kết chặt, nó chịu lực hút điện phân tử nhỏ hơn so với nước liên kết chặt nên chỉ cần những áp lực không lớn lắm (chừng khoảng 1 Mpa) là có thể tách được nó ra khỏi hạt.

b. Nước tự do

Là nước nằm giữa các hạt. Do không chịu tác dụng của lực hút điện phân tử nên nước tự do có thể chuyển dịch ở trạng thái lỏng dưới tác dụng của ngoại lực, áp lực thuỷ tĩnh và áp lực mao dẫn.

1.2.3. Khí trong đất

Trong đất luôn chứa một lượng khí gồm không khí, hơi nước và các loại hơi khác tồn tại ở các dạng như sau :

- Dạng kín : là những bong bóng khí nằm trong các lỗ rỗng giữa các hạt khoáng, tiếp xúc với những màng nước liên kết.

- Dạng tự do : là khí thông với khí quyển

- Dạng hoà tan : là khí tan trong nước lỗ rỗng

Trong ba dạng khí kể trên thì khí kín và khí hoà tan trong nước lỗ rỗng có ảnh hưởng rất lớn đến đặc điểm biến dạng của đất.

1.3. NHỮNG LIÊN KẾT CẤU TẠO TRONG ĐẤT

Cấu trúc của đất được xác định bởi sự sắp xếp các hạt và các nhóm hạt khoáng, độ rỗng cũng như mối liên kết giữa các hạt. Cấu trúc tự nhiên của đất là một yếu tố quyết định đến các tính chất cơ lý của các loại đất. Đất rời có cấu trúc hạt ở trạng thái rời, còn các loại đất dính lại có cấu trúc rất phức tạp.

Theo kết quả nghiên cứu của các nhà khoa học như Maxlov, Denhixi, ..vv.. thì trong đất dính có những dạng liên kết chính sau :

- Liên kết keo : thể hiện bởi những lực hút điện phân tử giữa các hạt khoáng vật, cũng như giữa các màng nước liên kết và các hoạt tính keo của các hạt khoáng. Độ lớn của lực hút điện phân tử phụ thuộc vào chiều dày của màng nước liên kết. Khi màng nước liên kết càng mỏng, tức là độ ẩm trong đất càng nhỏ thì liên kết keo càng lớn và liên kết thể hiện tính dẻo của đất. Khi độ ẩm trong đất tăng lên thì liên kết keo dễ bị phá huỷ và đất có khả năng mất hoàn toàn tính dẻo.

- Liên kết tinh thể : thể hiện bởi những liên kết hoá học giữa các khớp nối của các hạt khoáng vật. Liên kết này thường cứng, giòn sau khi đất bị phá huỷ kết cấu thì liên kết cũng biến mất. Độ bền của liên kết tinh thể phụ thuộc vào thành phần khoáng vật của hạt đất, ví dụ như đất có chứa thạch cao và can xi thì có liên kết yếu và dễ hoà tan, đất có chứa oxit sắt và silic thì liên kết tinh thể bền vững và khó hoà tan hơn.

Tùy thuộc vào các dạng liên kết trong đất, sự quan hệ và phân bố giữa các hạt và nhóm hạt cũng như giữa các hạt với nước và khí ở trong đất mà đất sét thường có những cấu trúc sau :

- Cấu trúc thành lớp mỏng

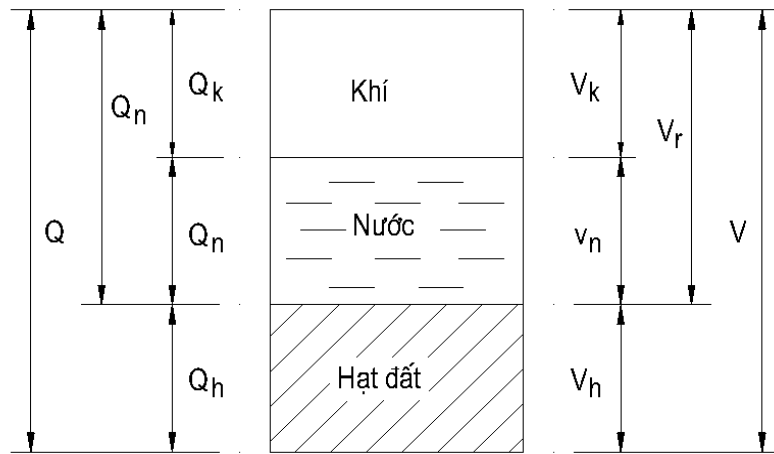
- Cấu trúc thành khối

- Các loại cấu trúc phức tạp khác

1.4. NHỮNG TÍNH CHẤT VẬT LÝ VÀ PHÂN LOẠI ĐẤT

1.4.1. Những tính chất vật lý của đất

Trong tự nhiên đất là một hợp thể phức tạp của thể rắn, thể lỏng và thể khí, khi các lỗ rỗng trong đất chứa đầy nước thì đất chỉ gồm 2 thể là thể rắn và thể lỏng. Nếu sử dụng sơ đồ hình 1–2 thì dễ dàng có khái niệm về phân lượng các thể trong đất và cũng qua đó xây dựng một số chỉ tiêu đánh giá các phân lượng đó. Bởi vì ngoài tính chất của mỗi thể khi phân lượng của các thể trong đất thay đổi cũng làm thay đổi tính chất của đất.



Hình 1 – 2 Sơ đồ ba thể của đất

Trong đó :

V_k, V_n, V_h, V_r, V là thể tích khí, nước, hạt rắn, lỗ rỗng và thể tích τ toàn bộ của mẫu đất

Q_k, Q_r, Q_h, Q là trọng lượng của phần khí, nước, hạt rắn và toàn bộ mẫu đất.

Người ta phân các chỉ tiêu vật lý của đất ra 2 nhóm : những chỉ tiêu cơ bản và những chỉ tiêu tính toán.

a. Những chỉ tiêu cơ bản

– Trọng lượng tự nhiên của đất

Ký hiệu : γ_w là trọng lượng của một đơn vị thể tích của đất ở trạng thái tự nhiên

$$\gamma_w = \frac{Q}{V} \quad (1-1)$$

γ_w thường dùng các đơn vị $N/cm^3, KN/m^3$ và được xác định trực tiếp từ mẫu đất nguyên dạng lấy từ hố khoan hay hố đào. Nó biến đổi trong phạm vi khá lớn phụ thuộc vào độ ẩm, độ rỗng của đất.

Ngoài trọng lượng riêng tự nhiên người ta còn sử dụng trọng lượng riêng no nước khi các lỗ rỗng của đất chứa đầy nước ($\gamma_{m\text{m}}$) và trọng lượng riêng đầy nổi khi đất nằm dưới mực nước ngầm ($\gamma_{\text{đn}}$)

$$\gamma_{\text{m\text{m}}} = \frac{Q_h + Q_n}{V}; \quad \gamma_{\text{đn}} = \frac{Q_h - V_n \cdot \gamma_n}{V} = \gamma_{\text{m\text{m}}} - \gamma_n.$$

– Trọng lượng riêng hạt đất

Ký hiệu : γ_h là trọng lượng của một đơn vị thể tích hạt rắn của đất :

$$\gamma_h = \frac{Q_h}{V_h} \quad (1-2)$$

γ_h cũng dùng đơn vị như γ_w , điều đáng chú ý là nó chỉ thay đổi trong phạm vi hẹp từ 26 ÷ 28 KN/m³.

– *Trọng lượng riêng khô của đất*

Ký hiệu : γ_k là trọng lượng của phần hạt rắn trong một đơn vị thể tích đất

$$\gamma_k = \frac{Q_h}{V} \quad (1-3)$$

γ_k cũng dùng đơn vị như với γ_w (N/cm³, KN/m³). Trị số γ_k thay đổi tùy theo độ chặt của đất, nó có thể xác định bằng phương pháp thí nghiệm trực tiếp, nhưng thường hay được xác định gián tiếp qua các công thức tính đổi (Bảng 1-2).

– *Tỷ trọng của hạt đất*

Ký hiệu : Δ là tỷ số giữa trọng lượng riêng hạt và trọng lượng riêng của nước

$$\Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n} \quad (1-4)$$

Trong đó : $\gamma_n = 10 \text{ KN/m}^3$ là trọng lượng riêng của nước ở nhiệt độ 4°C

– *Độ ẩm tự nhiên của đất*

Ký hiệu : W là tỷ số giữa trọng lượng nước chứa trong lỗ rỗng của đất với trọng lượng hạt rắn của đất thường tính bằng %, được xác định trực tiếp bằng thí nghiệm.

$$W = \frac{Q_n}{Q_h} \cdot 100\% \quad (1-5)$$

Các chỉ tiêu cơ bản được xác định trực tiếp từ thí nghiệm trong phòng và dùng để xác định các chỉ tiêu tính toán nên phải có độ chính xác cao

b. Những chỉ tiêu tính toán

– *Độ rỗng của đất*

Ký hiệu : n là thể tích lỗ rỗng trong một đơn vị thể tích đất .

$$n = \frac{V_r}{V} \quad (1-6)$$

Độ rỗng có thể được biểu thị bằng số thập phân hay theo phần trăm.

– *Hệ số rỗng của đất*

Ký hiệu : e là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng với thể tích hạt rắn của đất.

$$e = \frac{V_r}{V_h} \quad (1-7)$$

Độ rỗng có thể được biểu thị bằng số thập phân, từ công thức (1-6) và (1-7) có thể rút ra quan hệ giữa n và e như sau :

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (1-8)$$

– *Độ bão hoà của đất*

Ký hiệu : G là tỷ số giữa thể tích nước trong lỗ rỗng so với thể tích lỗ rỗng của đất.

$$G = \frac{V_n}{V_r} \quad (1-9)$$

Hệ số bão hoà G thường được biểu thị theo số thập phân. Hệ số này thường gần bằng 1 đối với đất sét tự nhiên nằm dưới mực nước ngầm, còn đối với đất cát quy phạm phân ra các trạng thái như sau :

Đất hơi ẩm khi $G < 0,5$

Đất ẩm khi $0,5 \leq G \leq 0,8$

Đất bão hoà $G > 0,8$

Từ sơ đồ ba thể và các công thức định nghĩa ta có thể lập ra các công thức tính đổi để xác định các chỉ tiêu vật lý của đất như trong bảng 1-2

Bảng 1-2 Các công thức tính các chỉ tiêu vật lý của đất

Chỉ tiêu cần xác định	Công thức
Hệ số rỗng	$e = \frac{\Delta \gamma_n \cdot (1 + 0,01W)}{\gamma_w} - 1$ $e = \frac{\gamma_h}{\gamma_k} - 1$ $e = \frac{n}{1 - n}$
Độ rỗng	$n = \frac{e}{e + 1}$
Độ bão hoà	$G = \frac{\Delta \gamma_w \cdot 0,01W}{\Delta \gamma_n (1 + 0,01W) - \gamma_w}$ $G = \frac{0,01W \cdot \Delta}{e}$
Trọng lượng riêng hạt	$\gamma_h = \frac{\gamma_k}{1 - n}$ $\gamma_h = \Delta \cdot \gamma_n$
Trọng lượng riêng khô	$\gamma_k = \gamma_h (1 - n)$ $\gamma_k = \frac{\gamma_w}{1 + 0,01W}$
Trọng lượng riêng đầy nổi	$\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \gamma_n}{1 + e}$ $\gamma_{dn} = \gamma_{m} - \gamma_n$

Chú ý : trong các công thức trên W tính theo % còn G, n tính theo thập phân. Sinh viên có thể tự chứng minh các công thức trên

1.4.2. Phân loại đất và đánh giá trạng thái

a. Đối với đất dính

Phân loại đất là để sơ bộ đánh giá tính chất của đất và để lựa chọn phương pháp tính toán cho phù hợp. Đối với đất rời ta đã biết cách phân loại theo bảng 1-1. Sau đây ta sẽ xem xét sự phân loại đất dính dựa vào chỉ số dẻo.

Chỉ số dẻo ký hiệu là I_d là hiệu số giữa giới hạn nhão W_{nh} và giới hạn dẻo

$$I_d = W_{nh} - W_d \quad (1-10)$$

Trong đó :

- Giới hạn nhão W_{nh} là độ ẩm giới hạn khi đất chuyển từ trạng thái dẻo sang trạng thái á nhão. Nó được xác định bằng cách nhào đất tự nhiên với nước cho đến trạng thái mà khi thả quả chùy tiêu chuẩn nặng 76 gr đầu nhọn 30° . Mũi chùy lún sâu vào đất 10mm trong 5 giây.

- Giới hạn nhão W_d là độ ẩm giới hạn khi đất chuyển từ trạng thái cứng sang trạng thái dẻo. Nó được xác định bằng độ ẩm của đất khi ta có thể lăn đất thành những giun đất có đường kính 3mm, dài 10cm mà không xuất hiện các vết nứt. Quy phạm dùng chỉ số dẻo để phân loại đất dính và nó có quan hệ với lượng chứa nhóm hạt sét trong đất theo bảng 1-3.

Để đánh giá trạng thái của đất dính người ta dùng đặc trưng độ sệt I_s (hoặc B) định nghĩa như sau :

$$I_s = \frac{W - W_d}{W_{nh} - W_d} \quad (1-11)$$

Trong đó : W là độ ẩm tự nhiên của đất . Theo quy phạm thì đất dính phụ thuộc vào I_s mà có các trạng thái sau (bảng 1-4).

Bảng 1-3 Phân loại đất dính

Loại đất	Chỉ số dẻo	Lượng chứa nhóm hạt sét %
Đất sét	>17	>30
Đất sét pha	$7 \div 17$	$30 \div 10$
Đất cát pha	< 7	$10 \div 3$

Bảng 1-4 Đánh giá trạng thái của đất dính.

Đất và trạng thái	Độ sệt I_s
Đất cát pha :	
– Rắn	$I_s < 0$
– Dẻo	$0 \leq I_s < 1$
– Chảy	$I_s > 1$
Đất sét pha và sét	
– Rắn	$I_s < 0$
– Nửa rắn	$0 \leq I_s \leq 0,25$
– Dẻo	$0,25 < I_s \leq 0,5$
– Dẻo mềm	$0,5 < I_s \leq 0,75$
– Dẻo chảy	$0,75 < I_s \leq 1$
– Chảy	$I_s > 1$

Trạng thái của đất còn có thể xác định bằng phương pháp xuyên tĩnh ở hiện trường theo lực kháng mũi xuyên vào đất. Một số số liệu về chỉ tiêu sức kháng mũi xuyên (đường kính 36mm đầu nhọn 60°) và độ sệt tương ứng được ghi trong bảng 1-5. Tuy vậy khi sử dụng các kết quả đó cũng cần phải kiểm tra lại theo chỉ tiêu độ sệt xác định qua độ ẩm.

Bảng 1-5 Xác định trạng thái của đất theo kết quả xuyên tĩnh

Sức kháng mũi xuyên (KPa)	Trạng thái của đất
10.000	Cứng
10.000 – 5.000	Nửa cứng
5.000 – 2.000	Đẻo
2.000 – 1.000	Đẻo mềm
<1.000	Đẻo chảy

b. Đối với đất cát

Độ chặt là một chỉ tiêu quan trọng để đánh giá trạng thái của đất cát : nó được xác định từ số liệu thí nghiệm trong phòng và hiện trường.

Theo tài liệu tính toán và thống kê các hệ số rỗng ở trạng thái chặt nhất và xốp nhất được xác định trong phòng thí nghiệm đối với các loại cát thạch anh thuộc các nguồn gốc khác nhau, sau đó đối chiếu với độ chặt tự nhiên của nó người ta lập bảng 1-6 phân loại độ chặt của đất cát theo hệ số rỗng.

Bảng 1-6 Tiêu chuẩn và độ chặt của đất cát

Loại cát	Độ chặt		
	Chặt	Chặt vừa	Xốp
Cát sỏi, cát to, cát vừa	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Cát nhỏ	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Cát bụi	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Ngoài ra người ta còn đưa ra chỉ tiêu độ chặt tương đối ký hiệu là D để đánh giá trạng thái của đất cát định nghĩa như sau :

$$D = \frac{e_{\text{Max}} - e}{e_{\text{Max}} - e_{\text{Min}}} \quad (1-12)$$

Trong đó :

- e_{Max} là hệ số rỗng của đất cát ở trạng thái xốp nhất được xác định trong phòng thí nghiệm bằng cách đổ nhẹ bình không có chấn động.
- e_{Min} là hệ số rỗng của đất cát ở trạng thái chặt nhất được xác định bằng cách đổ cát vào bình có rung chặt
- e là hệ số rỗng của đất cát ở trạng thái tự nhiên.

Căn cứ vào độ chặt tương đối D người ta đánh giá độ chặt của đất cát như sau :

$$D \leq \frac{1}{3} \quad \text{Đất cát xốp}$$

$$\frac{1}{3} < D \leq \frac{2}{3} \quad \text{Đất cát chặt vừa}$$

$$\frac{2}{3} < D \leq 1 \quad \text{Đất cát chặt}$$

Việc xác định độ chặt của đất bằng thí nghiệm trong phòng trong một số trường hợp nhất là khi đất nằm dưới mực nước ngầm rất khó khăn vì không lấy được mẫu đất nguyên dạng. Khi đó có thể dùng các phương pháp thí nghiệm ngay tại hiện trường để xác định độ chặt của đất cát ở thể nằm tự nhiên của nó, trong thực tế thường dùng xuyên động và xuyên tĩnh.

- Xuyên động : Đường kính mũi xuyên 51mm, cắm vào đất 30 cm dưới tác dụng của búa có trọng lượng 63,3 Kg rơi tự do chiều cao 71cm. Độ chặt của đất có quan hệ với số lần búa rơi như ở bảng 1-7

Bảng 1-7 Độ chặt theo thí nghiệm xuyên động

Số lần búa rơi (N)	Độ chặt tương đối (D)	Trạng thái của đất
1 - 4	< 0,2	Rất xốp
5 - 9	0,2 ÷ 0,33	Xốp
10 - 29	0,33 ÷ 0,66	Chặt vừa
30 - 50	0,66 ÷ 1	Chặt
> 50	> 1	Rất chặt

- Xuyên tĩnh : Đường kính mũi xuyên 36mm góc đầu xuyên 60^o được ấn tĩnh xuống đất và xác định được sức kháng mũi xuyên và độ chặt của đất cát như bảng 1-8

Bảng 1-8 Sức kháng mũi xuyên theo độ chặt của đất cát (100KPa)

Độ sâu (m)	Cát thô		Cát vừa		Cát nhỏ	
	Chặt	Chặt vừa	Chặt	Chặt vừa	Chặt	Chặt vừa
5	150	150 - 100	100	100 - 60	60	60 - 30
10	220	220 - 150	150	150 - 90	90	90 - 40

CÂU HỎI ÔN TẬP CHƯƠNG 1

1. Cấu tạo đất gồm mấy thành phần, trong đó pha khí đóng vai trò như thế nào, cách đo thể tích pha này?
2. Ảnh hưởng của chất hữu cơ trong đất. Làm thế nào để sử dụng loại đất có chất hữu cơ này?
3. Làm thế nào để phân tích kích thước của các hạt đất? Nói rõ mục đích và cách tính?
4. Định nghĩa các chỉ tiêu vật lý cơ bản của đất? Chỉ tiêu nào phải xác định qua thí nghiệm, chỉ tiêu nào xác định qua công thức liên hệ?
5. Cách phân loại đất theo tiêu chuẩn Việt Nam và USCS?
6. Các trạng thái của đất cát, chỉ tiêu đánh giá trạng thái của đất cát?
7. Các trạng thái đất dính, chỉ tiêu đánh giá trạng thái đất dính?
8. Dựa vào định nghĩa các chỉ tiêu vật lý, tự thiết lập, chứng minh các công thức liên hệ giữa các chỉ tiêu?

BÀI TẬP

1. Số liệu thí nghiệm xác định trọng lượng riêng của mẫu đất sét ướt bằng phương pháp dao vòng như sau:
Thể tích dao vòng: $V=59\text{cm}^3$, trọng lượng đất ướt trong dao vòng: $Q=116\text{g}$, trọng lượng đất sau khi sấy khô: $Q_h=102,1\text{g}$; tỷ trọng hạt của đất: $\Delta=2,8$
Hãy tính: độ ẩm W , trọng lượng riêng ướt γ_w , trọng lượng riêng khô γ_k , độ rỗng n , hệ số rỗng e , độ no nước G của mẫu đất?
2. Trọng lượng riêng của cát trên mực nước ngầm là $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$ và độ ẩm $W = 15\%$. Tỷ trọng hạt của cát là $\Delta = 2,65$. *Hãy tính:*
 - Trọng lượng riêng của cát đó khi ngập nước
 - Trọng lượng riêng no nước của cát
 - Độ ẩm của cát đó khi nằm dưới mực nước ngầm.
3. Thí nghiệm phân tích một mẫu đất cát được các chỉ tiêu cơ bản như sau:
 - Trọng lượng riêng tự nhiên: $\gamma_w = 20 \text{ KN/m}^3$,
 - Tỷ trọng hạt $\Delta = 2,65$,
 - Độ ẩm tự nhiên $W = 25\%$*Hãy xác định hệ số rỗng e , độ rỗng n , độ no nước G , trọng lượng riêng khô γ_k của mẫu đất đó?*
4. Một mẫu đất khi độ ẩm tự nhiên là $W_1 = 6\%$ thì trọng lượng riêng ướt là $\gamma_w = 17 \text{ KN/m}^3$. *Hãy xác định trọng lượng riêng ướt γ_{w2} của mẫu khi độ ẩm $W_2 = 25\%$?*
5. Một mẫu đất có các chỉ tiêu tính chất vật lý sau: tỷ trọng hạt $\Delta = 2,74$; trọng lượng riêng ướt $\gamma_w = 18,6 \text{ KN/m}^3$, độ ẩm tự nhiên $W = 8\%$, giới hạn dẻo

$W_d = 10\%$, giới hạn sệt $W_s = 18\%$. Hãy xác định hệ số rỗng e , độ rỗng n , tên và trạng thái của mẫu đất đó?

6. Xác định trạng thái của mẫu đất cát thông qua độ chặt tương đối D , biết rằng thể tích mẫu $V = 62\text{cm}^3$. Trọng lượng mẫu sau khi sấy khô $Q_k = 90\text{g}$, tỷ trọng hạt của đất cát $\Delta = 2,65$, thể tích mẫu ở trạng thái xốp nhất là 75cm^3 và ở trạng thái chặt nhất là 50cm^3 .

7. Một lớp đất sét pha có một nửa nằm trên mực nước ngầm và một nửa ở dưới mực nước ngầm. Các chỉ tiêu vật lý cơ bản của đất ở trên mực nước ngầm như sau: trọng lượng riêng ướt $\gamma_w = 18,6\text{KN/m}^3$, tỷ trọng hạt $\Delta = 2,72$, độ ẩm tự nhiên $W = 30\%$. Hãy xác định hệ số rỗng e , độ ẩm W , trọng lượng riêng đầy nổi, trọng lượng riêng no nước của phần đất dưới mực nước ngầm?

8. Hãy tính lượng nước cần thiết để tưới cho 1m^2 đất có chiều dày $0,4\text{m}$ khi đầm chặt đất đó ở độ ẩm tốt nhất $W_{TN} = 25\%$. Biết, độ ẩm ban đầu của đất là $W = 15\%$, trọng lượng riêng ban đầu $\gamma_{w1} = 17,7\text{KN/m}^3$.

9. Một mẫu đất ở dưới mực nước ngầm có tỷ trọng hạt $\Delta = 2,72$, hệ số rỗng $e = 0,8$. Hãy tính trọng lượng riêng ướt, trọng lượng riêng đầy nổi của mẫu đất đó?

10. Một mẫu đất có tỷ trọng hạt $\Delta = 2,72$, độ ẩm 25% , hệ số rỗng $0,87$. *Hãy xác định:*

- Trọng lượng riêng ướt, độ bão hòa của đất?
- Trọng lượng riêng ướt và hệ số rỗng mới nếu mẫu đất bị nén không thoát nước cho đến khi nó vừa bão hòa?

CHƯƠNG 2 NHỮNG ĐỊNH LUẬT CƠ BẢN CỦA CƠ HỌC ĐẤT

2.1. KHÁI NIỆM

Như đã biết trong chương 1, đối tượng nghiên cứu của cơ học đất là đất tự nhiên. Đó là một vật thể rời phân tán và có cấu trúc phức tạp. Đặc điểm chủ yếu là trong đất ngoài các hạt khoáng còn có lỗ rỗng chứa nước và khí, ngoài ra giữa các hạt có liên kết với sức bền yếu hơn sức bền của hạt. Khi chịu tác dụng của ngoại lực, các hạt đất có thể dịch chuyển và trượt lên nhau, các lỗ rỗng có thể bị thu hẹp và nước lỗ rỗng thoát ra ngoài, các liên kết cấu trúc có thể bị phá huỷ... Những hiện tượng cơ học này là đặc thù của vật thể phân tán như đất mà cơ học môi trường liên tục không xét đến. Cơ học đất sẽ xem xét các quy luật cơ học đó, bao gồm 3 định luật cơ bản đó là :

Định luật nén : xem xét sự nén chặt của đất dưới tác dụng của tải trọng.

Định luật thấm : xem xét quan hệ giữa áp lực thấm với vận tốc thấm nước qua các lỗ rỗng của đất.

Định luật về ứng lực cắt giới hạn (gọi tắt là định luật cắt) : xác định quan hệ giữa áp lực và cường độ của đất khi trượt.

Bằng cách vận dụng những phương trình của cơ học lý thuyết có liên quan với những định luật cơ học của vật thể phân tán kết hợp với kết quả nghiên cứu thí nghiệm, chúng ta thiết lập được mối quan hệ giữa tải trọng ngoài với các chỉ tiêu cơ học của đất. Các chỉ tiêu cơ học xác định được trong những điều kiện chịu tải nhất định của đất sẽ là cơ sở cho các tính toán ổn định và biến dạng sẽ xét đến trong các chương tiếp theo.

2.2. HIỆN TƯỢNG NÉN CỦA ĐẤT, ĐỊNH LUẬT NÉN

2.2.1. Hiện tượng nén đất

Để tính toán nền nhà và công trình theo biến dạng cần phải xác định khả năng nén lún của đất nền. Thực tế đất có thể bị nén lún do nhiều nguyên nhân khác nhau, nhưng người ta thường gặp ba nguyên nhân sau :

- Do biến dạng nén của bản thân hạt
- Do giảm độ rỗng của đất dưới tác dụng của tải trọng
- Do thay đổi trạng thái vật lý, ví dụ : khi sấy khô đất

Trong thực tế xây dựng người ta chỉ tính toán lún cho nền theo nguyên nhân thứ 2. Sự nén chặt do giảm thể tích lỗ rỗng phụ thuộc cả vào đất (loại, trạng thái...) và cả đặc trưng tải trọng (loại, độ lớn...). Dưới tác dụng của tải trọng động ví dụ như chấn động, đầm rung thì những loại cát ít ẩm, đất dính không bão hoà nước sẽ nhanh chóng nén chặt lại. Sở dĩ như vậy là vì các đất này có các khớp nối giữa các hạt dòn, khi bị chấn động các liên kết này bị phá vỡ, các hạt nhanh chóng sắp xếp lại gần nhau và đất trở nên chặt hơn. Còn đối với cát nhỏ bão hoà nước, khi chịu tải trọng động thì sẽ xuất hiện một áp lực nước lỗ rỗng rất lớn làm đẩy nổi một bộ phận hạt đất nào đó và đến một lúc nào đó thì nó sẽ bị chảy ra tức là đất bị “ hoá lỏng ”. Điều đó cần phải được xem xét đầy đủ khi nền cát mịn bão hoà nước chịu tải trọng động trong xây dựng.

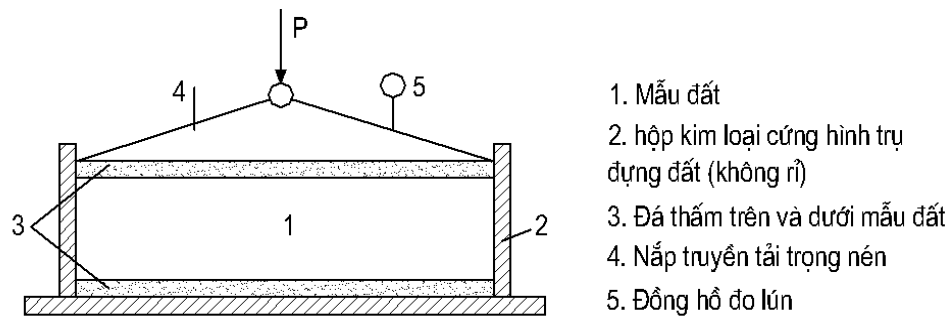
Đối với đất sét có tính dính và độ thấm nước ít mà không xảy ra hiện tượng này. Dưới tác dụng của tải trọng tĩnh thì sự nén chặt của đất phụ thuộc chặt chẽ vào độ lớn của tải trọng :

- Khi ngoại lực nhỏ hơn độ bền cấu trúc của đất, thì chưa xảy ra sự nén chặt của đất, biến dạng của đất như vật thể liên tục mang tính chất đàn hồi.
- Khi ngoại lực lớn hơn độ bền cấu trúc của đất, các liên kết cấu tạo sẽ bị phá hoại, thể tích lỗ rỗng giảm nhanh và đất bị nén chặt đáng kể.

Đối với đất có liên kết keo thì khi đất bị nén, các vỏ keo bọc quanh hạt khoáng bị ép mỏng, nước lỗ rỗng thoát ra ngoài làm cho các lỗ rỗng bị thu hẹp lại. Quá trình nén lún không xảy ra tức thời mà diễn ra trong một thời gian dài phụ thuộc vào quá trình thoát nước lỗ rỗng, tính từ biến của khung cốt đất và màng nước liên kết chặt.

2.2.2. Thí nghiệm nén đất trong phòng

Để xác định khả năng nén lún của đất trong phòng thí nghiệm ta dùng một loại máy nén oedometer :



Hình 2-1. Sơ đồ dụng cụ nén đất (Ocdometec)

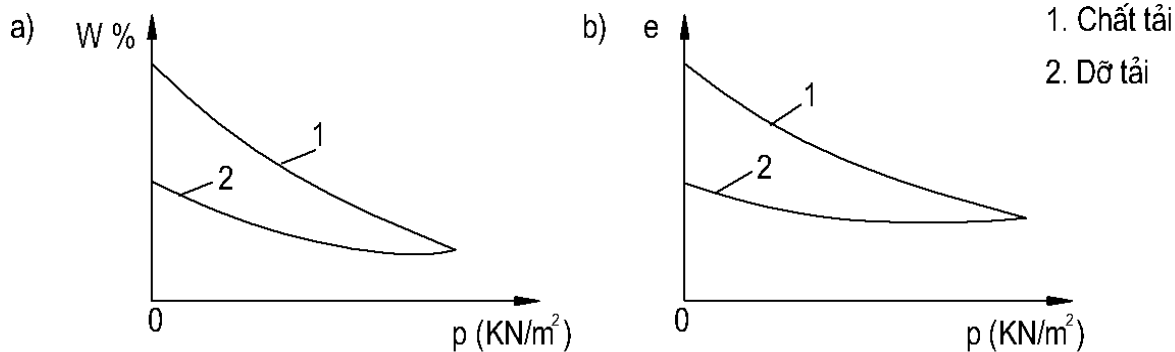
Như vậy đất trong hộp cứng khi chịu tải chỉ có khả năng nén lún một chiều mà không có nở hông. Những cấp tải trọng tác dụng lên mẫu đất thường là 25, 50, 100, 200 và 400 KN/m². Dưới 1 cấp tải trọng độ lún của đất được xác định bằng các đồng hồ đo lún có độ chính xác đến 0,01 mm theo các khoảng thời gian 5^s, 10^s, 30^s, 60^s, 5^{ph}, 10^{ph}, 30^{ph}, 60^{ph} và sau đó cứ 2^h. Khi mẫu đất đạt độ lún ổn định theo quy ước độ lún nhỏ hơn 0,01 mm sau 24h, người ta chắt cấp tải trọng tiếp theo.

Bằng thí nghiệm Terzaghi và những người khác thấy rằng : đối với đất bão hoà nước và loại đất sét không thấm nước (ít thấm nước) thì mỗi cấp tải trọng sẽ ứng với một độ ẩm nhất định như ở trên biểu đồ 2.2a.

Để xác định khả năng nén lún của mẫu đất kể cả đất rời và đất dính cần phải lập quan hệ giữa hệ số rỗng của đất và áp lực nén.

Để xác định thay đổi của hệ số rỗng theo độ lún của mẫu đất người ta dựa vào các biểu thức sau với những ký hiệu thường dùng là :

- e_0 hệ số rỗng ban đầu của đất (tính từ γ, Δ, W)
- e_i hệ số rỗng ứng với cấp tải trọng đang xét P_i
- S_i độ lún cuối cùng dưới tác dụng tải trọng P_i
- H độ cao ban đầu của mẫu đất



Hình 2-2. Quan hệ giữa độ ẩm, áp lực và hệ số rỗng

Hệ số rỗng e_i có quan hệ với thể tích lỗ rỗng và thể tích hạt cứng :

$$e_i = e_o - \frac{\Delta n_i}{m} \quad (2-1)$$

+ Δn_i là biến đổi thể tích lỗ rỗng vì nén lún không nở hông nên :

$$\Delta n_i = S_i F \quad (2-2)$$

trong đó : F là diện tích mặt cắt ngang mẫu đất.

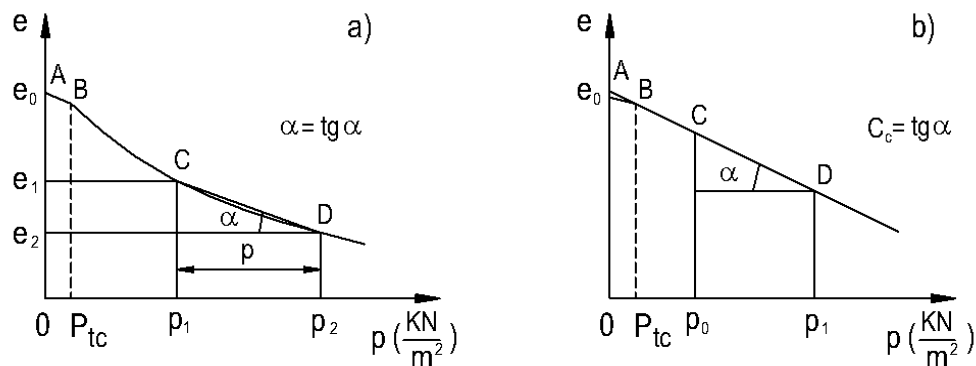
+ m là thể tích hạt cứng (pha rắn) xác định theo công thức từ chương 1 :

$$m_i = \frac{1}{1 + e_o} F \cdot h \quad (2-3)$$

Thay (2-2), (2-3), vào (2-1) ta có :

$$e_i = e_o - (1 + e_o) \frac{S_i}{h} \quad (2-4)$$

Biểu thức (2-4) dùng để thiết lập quan hệ $e \sim p$ khi có kết quả nén không nở hông và biểu thị trên các hệ tọa độ được các đường cong nén lún như hình vẽ 2-3



Hình 2-3, Đường cong nén lún

a) Tọa độ Đề các b) Tọa độ nửa logarit

Đối với đất nguyên dạng thì đường cong nén lún có thể chia ra làm 2 phần : đoạn A,B (khi áp lực nhỏ hơn độ bền cấu trúc p_{tc}) gần như đường thẳng với hệ số rỗng ít biến đổi. Đoạn thứ 2 có độ cong lớn (đoạn BC) thể hiện sự biến đổi nhiều của hệ số rỗng . Điều đó chứng tỏ rằng đất chỉ thực sự bị nén lún khi áp lực lớn hơn độ bền cấu trúc và thực tế chỉ xét đến đoạn đường cong nén lún này. Độ bền cấu trúc liên quan chặt chẽ đến áp lực nén trước trong quá trình tạo

thành của đất là một đặc trưng quan trọng được xác định trong các nghiên cứu chuyên môn và các thiết bị chính xác hơn.

Đối với thí nghiệm nén lún đất như trên hình 2-3a ta thấy đường nén không trùng với đường nở và biến dạng của đất ngoài biến dạng đàn hồi cần có biến dạng dư khá lớn. Các nghiên cứu của nhiều tác giả chỉ ra rằng : nếu nén đất nhiều lần dưới một cấp tải trọng (người ta gọi là tải trọng trùng phục) thì biến dạng dư ngày càng nhỏ và cuối cùng chỉ còn biến dạng đàn hồi.

Đối với đường cong nén lún trong hệ tọa độ Đề các : xét đoạn CD trong phạm vi biến thiên không lớn của áp lực nén (thông thường từ $100 \div 300 \text{ KN/m}^2$) đoạn cong có thể xem gần đúng là đoạn thẳng và ta có thể lập ra các hệ thức cơ bản sau :

$$e_1 - e_2 = a(p_2 - p_1) \quad (2-5)$$

Trong đó : $a = \text{tg}\alpha$ là hệ số góc của đoạn thẳng CD, nó đặc trưng cho khả năng nén lún của đất thí nghiệm là chỉ tiêu cơ học đối với đất gọi là hệ số nén lún có đơn vị m^2/KN .

Ngoài hệ số nén lún a trong tính toán độ lún người ta còn dùng hệ số nén lún tương đối ký hiệu là a_0 xác định theo biểu thức :

$$a_0 = \frac{a}{1 + e_0} \quad (2-6a)$$

Thay $1 + e_0$ từ biểu thức (2-4) và kết hợp với (2-5) ta có :

$$a_0 = \frac{S_i}{h.p_i} \quad (2-3b)$$

Ý nghĩa vật lý của hệ số a_0 là độ lún tương đối $\frac{S_i}{h}$ khi áp lực nén bằng đơn vị và

cùng đơn vị là $\frac{\text{m}^2}{\text{KN}}$

Biểu thức (2-5) còn có thể viết dưới dạng vi phân khi $p_2 - p_1 \rightarrow 0$ như sau :

$$d_e = -a.dp \quad (2-7)$$

Biểu thức (2-5) thường dùng để lập công thức tính độ lún ổn định cả nền đất, còn biểu thức (2-7) thì dùng để thành lập các phương trình cố kết dùng để tính độ lún theo thời gian. Cả hai biểu thức này thể hiện định luật nén lún của đất (có ý nghĩa tương tự như định luật Húc đối với vật thể đàn hồi) được phát biểu như sau :

“ Trong phạm vi biến thiên không lớn của áp lực nén, biến đổi thể tích lỗ rỗng của đất tỷ lệ đường thẳng với biến đổi của áp lực ”

Ngoài ra đối với đường cong nén lún trong hệ tọa độ nửa logarit $e - \ln p$ khi $p \geq p_{ct}$ là đường thẳng và phương trình đường cong nén lún như sau :

$$e_i = e_0 - C_c \ln \left(\frac{p_i}{p_0} \right) \quad (2-8)$$

- e_0, p_0 là hệ số rỗng và áp lực ban đầu lớn hơn độ bền cấu tạo
- e_i, p_i là hệ số rỗng và áp lực ở cấp tải trọng đang xét.

- C_c là hệ số $C_c = \operatorname{tg} \alpha$ được gọi là chỉ số nén không thứ nguyên cũng thể hiện khả năng nén lún của đất.

Biểu thức (2-8) cũng thường được dùng trong tính toán độ lún theo quy phạm của một số nước trên thế giới.

2.2.3. Các hệ số mô đun biến dạng, hệ số áp lực hông của đất khi nén lún

Trong quan hệ giữa ứng suất và biến dạng khi nén lún mô đun biến dạng của đất được gọi là mô đun biến dạng chung E_o . Trong lý thuyết đàn hồi và trong cơ học đất chúng ta đều có khái niệm về mô đun nén :

- Mô đun đàn hồi E_y
- Mô đun biến dạng chung E_o

Tuân theo định luật Húc đối với vật thể đàn hồi khi có nở hông mô đun đàn hồi là tỷ số giữa ứng suất p và biến dạng đàn hồi tương đối khi quan hệ p và λ theo quan hệ đường thẳng tức là :

$$E_y = \frac{p}{\lambda} \quad (2-9)$$

Đối với đất biến dạng đàn hồi tương đối có thể được tính theo các trục theo lý thuyết đàn hồi :

Theo trục Z :

$$\frac{S}{h} = \lambda_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu_o (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (2-10)$$

- λ_z là biến dạng đàn hồi tương đối theo phương trục Z bằng $\frac{S}{h}$ (h chiều cao mẫu đất, độ lún của mẫu)
- $\sigma_z, \sigma_y, \sigma_x$ là các thành phần ứng suất khi nén dưới ứng suất thẳng đứng.
- μ_p là hệ số nở hông của đất tương đương với hệ số Poisson μ của lý thuyết đàn hồi.

Khi thí nghiệm nén không nở hông thì các thành phần ứng suất σ_z, σ_x và σ_y sẽ là :

$$\sigma_z = \sigma, \sigma_x = \sigma_y = \xi_o \sigma_z \quad (2-11)$$

Trong đó : ξ_o được gọi là hệ số áp lực hông của đất được xác định bằng thí nghiệm có giá trị như sau :

- $\xi_o = 0,35 \div 0,41$ đối với đất cát
- $\xi_o = 0,50 \div 0,70$ đối với đất sét pha
- $\xi_o = 0,70 \div 0,74$ đối với đất sét

Hệ số ξ_o có liên quan chặt chẽ với hệ số nở hông μ_o ta sẽ thiết lập công thức liên hệ giữa ξ_o và μ_o xuất phát từ biểu thức :

$$\lambda_x = \frac{1}{E_o} [\sigma_x - \mu_o (\sigma_z + \sigma_y)] \quad (2-12)$$

Thay (2-11) vào (2-12) và trong điều kiện nén không nở hông $\lambda_x = 0$ ta có :

$$\xi_o - \mu_o (1 + \xi_o) = 0 \quad (2-13)$$

$$\xi_o = \frac{\mu_o}{1 - \mu_o} \quad \text{hoặc} \quad \mu_o = \frac{\xi_o}{1 + \xi_o} \quad (2-14)$$

Sau khi có ξ_0 từ biểu thức (2-14) thay (2-11) vào (2-12) ta có công thức xác định mô đun biến dạng chung :

$$E_0 = \frac{\sigma \cdot h}{S} \left(1 - \frac{2\mu_0^2}{1 - \omega_0} \right) \quad (\text{KN} / \text{m}^2) \quad (2-15)$$

Mô đun biến dạng chung được xác định theo nhánh nén của đường cong nén lún bao gồm cả phần biến dạng đàn hồi và biến dạng dư của đất.

Ngoài hệ số nén lún a , hệ số nén lún tương đối a_0 các hệ số nở hông μ_0 , hệ số áp lực hông ξ_0 và mô đun biến dạng chung E_0 của đất là các đại lượng thường dùng trong các tính toán biến dạng của đất.

2.3. HIỆN TƯỢNG THẨM CỦA ĐẤT, ĐỊNH LUẬT THẨM

2.3.1. Khái niệm về dòng thấm trong đất

Đặc điểm cơ học thứ 2 của đất là tính thấm nước. Trong đất sẽ có chuyển động của các dạng nước khác nhau như là :

- Chuyển động của hơi nước phụ thuộc vào sự thay đổi nhiệt độ
- Chuyển động của các màng nước liên kết yếu dưới tác dụng của các áp lực khác nhau .
- Chuyển động của nước mao dẫn dưới tác dụng của áp lực nước mao dẫn
- Chuyển động của nước trọng lực dưới tác dụng của áp lực thủy tĩnh.

Trong thực tế người ta chỉ xét đến chuyển động của nước trọng lực dưới tác dụng của áp lực thủy tĩnh được gọi là sự thấm trong đất, ví dụ lấy một đoạn ống tương tượng trong khối đất để xét như trên hình 2-4 thì lưu lượng nước thấm thực tế q qua phần thể tích lỗ rỗng F_r của mặt cắt A-A vuông góc với dòng chảy xác định theo biểu thức :

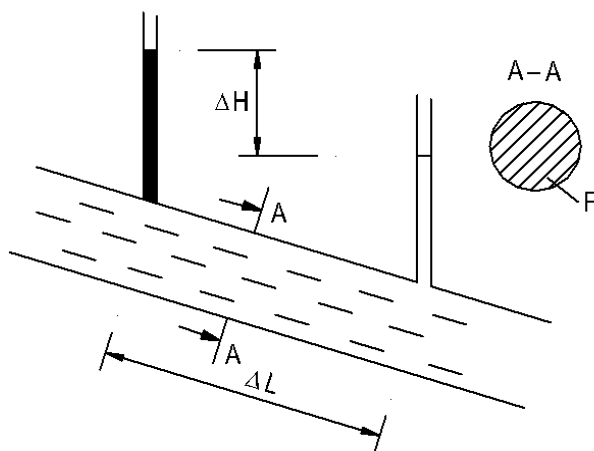
$$q = F_r \cdot u \quad (2-16a)$$

Trong đó : u là lưu tốc thấm thực tế của đất.

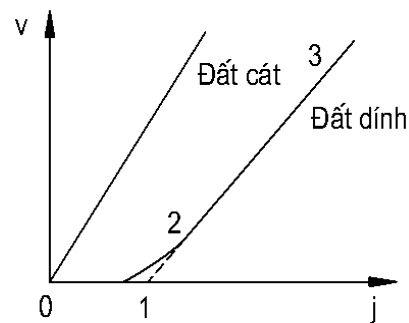
Trong thực tế người ta không dùng biểu thức (2-16a) vì F_r rất khó xác định. Do đó cần đơn giản hoá như sau : dòng thấm là một dòng chảy tương tượng chiếm đầy toàn bộ mặt cắt A-A với diện tích F có lưu lượng bằng lưu lượng dòng thấm thực tế như vậy thì :

$$q = F \cdot v \quad (2-16b)$$

Trong đó : v là vận tốc trung bình đơn vị m/s



Hình 2-4. Sơ đồ thấm nước



Hình 2-5. Quan hệ v và j

2.3.2. Định luật thấm chảy tầng

Nếu dòng nước thấm các đường dòng của nước chảy không cắt lẫn nhau thì chuyển động đó của nước trong đất gọi là thấm chảy tầng. Năm 1885 Darcy đã tiến hành nhiều thí nghiệm thấm với cát, lập biểu thức của định luật thấm chảy tầng như sau :

$$v = k.j \quad (2-17)$$

Trong đó : - v là vận tốc thấm trung bình m/s

- j là gradient thủy lực ($J = \frac{\Delta H}{\Delta L}$)

- k là hệ số thấm của đất đơn vị m/s hoặc cm/s

Như vậy theo Darcy thì tốc độ thấm nước qua một đơn vị diện tích mặt cắt v tỷ lệ đường thẳng với Gradient thủy lực.

Trong cơ học đất thì chuyển động của nước trong các lỗ rỗng khi áp lực nước lỗ rỗng tăng lên khi chịu tác dụng của ngoại lực. Có thể dẫn ra đây một số hệ số thấm đối với đất loại sét như là :

$$\text{Cát pha : } k = r.(10^{-3} \div 10^{-6}) \text{ cm/s}$$

$$\text{Sét pha : } k = r.(10^{-5} \div 10^{-8}) \text{ cm/s}$$

$$\text{Sét : } k = r.(10^{-7} \div 10^{-10}) \text{ cm/s}$$

Trị số r thường dao động trong khoảng $1 \div 9$

Đối với đất dính theo Roza và các nhà nghiên cứu khác thì hiện tượng thấm chỉ diễn ra khi gradient thủy lực lớn hơn một trị số nào đó để khắc phục được sức chống thấm của màng nước liên kết keo. Trong khi đối với đất cát quan hệ v và j là đường thẳng đi qua gốc tọa độ thì quan hệ v và j đối với đất dính có thể chia ra làm 3 đoạn như trên hình vẽ 2.5 :

- Đoạn 0 – 1 : có tốc độ thấm $v = 0$
- Đoạn 1 – 2 quan hệ v và j là một đường cong
- Đoạn 2 – 3 quan hệ v và j là một đường thẳng

Đơn giản hoá người ta coi quan hệ v và j là một đường thẳng cắt trục hoành tại $j_0 = j_0$. Nếu như vậy biểu thức của định luật thấm Darcy như sau :

$$v = k.(j - j_0) \quad (2-18)$$

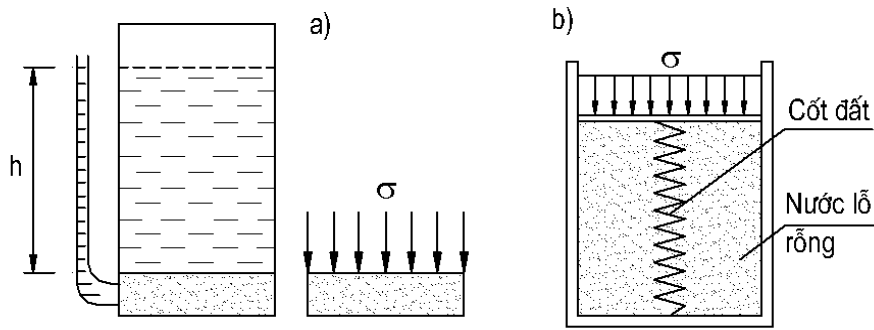
Trong cơ học đất định luật thấm chảy tầng kết hợp với định luật nén lún để nghiên cứu cố kết thấm của đất dính phục vụ cho việc tính toán lún theo thời gian, nếu dùng biểu thức (2-18) sẽ có kết quả tính toán chính xác hơn là dùng biểu thức (2-17).

2.3.3. Áp lực hiệu dụng và áp lực nước lỗ rỗng trong đất

Khi tải trọng ngoài tác dụng lên đất nó được phân ra thành hai phần : một phần truyền lên cốt đất gây ra sự nén chặt đất gọi là áp lực hiệu dụng p_z , một phần truyền lên nước lỗ rỗng gây ra sự thấm nước trong đất gọi là áp lực nước lỗ rỗng p_w . Trong quá trình cố kết thấm áp lực do tải trọng ngoài p bằng tổng số áp lực có hiệu và áp lực nước lỗ rỗng :

$$p = p_z + p_w \quad (2-19)$$

Để làm sáng tỏ khái niệm cố kết thấm của đất chúng ta sử dụng các sơ đồ trong hình vẽ (2-6)



Hình 2-6

- a. Sơ đồ truyền áp lực lên khung hạt
 b. Sơ đồ nén lún của khối đất cố kết

Trong sơ đồ a nếu lớp đất trong bình chịu trực tiếp áp lực p (chẳng hạn dùng đòn bẩy tác dụng lên mặt trên của lớp đất) đất sẽ bị nén chặt và thay đổi tính chất cơ học, ví dụ như hiện tượng kháng nén, trượt... khi đó áp lực p là áp lực có hiệu. Nếu ta không nén mà đổ nước vào bình đến độ cao $h = \frac{P}{\gamma_n}$ thì nó cũng gây

ra áp lực p trên mặt lớp đất nhưng áp lực này không làm cho đất bị nén xuống mà chỉ gây ra áp lực trong nước lỗ rỗng. Sơ đồ b là mô hình của khối đất chịu tải trọng nén lò xo thể hiện khung cốt đất, nước trong bình là nước lỗ rỗng. Khi tải trọng p tác dụng nước trong bình sẽ tiếp nhận áp lực và thoát ra ngoài. Cùng với quá trình thoát nước áp lực truyền dẫn lên lò xo và gây ra sự lún. Theo mức độ nước thoát ra ngoài mà áp lực lên lò xo tăng lên, áp lực lên nước giảm xuống, quá trình này diễn ra cho tới khi lò xo tiếp nhận toàn bộ áp lực ngoài. Quá trình trên giải thích quá trình nén lún của đất theo thời gian theo cơ chế của sự thoát nước lỗ rỗng và gọi là cố kết thấm của đất.

2.4. SỨC CHỐNG CẮT CỦA ĐẤT, ĐIỀU KIỆN BỀN

2.4.1. Đặt vấn đề

Dưới tác dụng của ngoại lực, ứng suất hiệu dụng ở một số bộ phận trong đất có thể lớn hơn sức bền của các liên kết giữa các hạt đất làm sự trượt giữa các hạt và nhóm hạt dẫn đến sự phá vỡ độ bền ở một số bộ phận của đất kéo theo sự mất ổn định của khối đất. Hiện tượng trượt trong đất hoàn toàn rời (ví dụ như đất cát sạch) chỉ diễn ra khi ứng suất lớn hơn lực nội ma sát giữa các khớp nối giữa các hạt. Còn đối với đất dính như đất sét là do có sự phá vỡ những liên kết cấu tạo và lực dính giữa các màng liên kết keo của hạt khoáng.

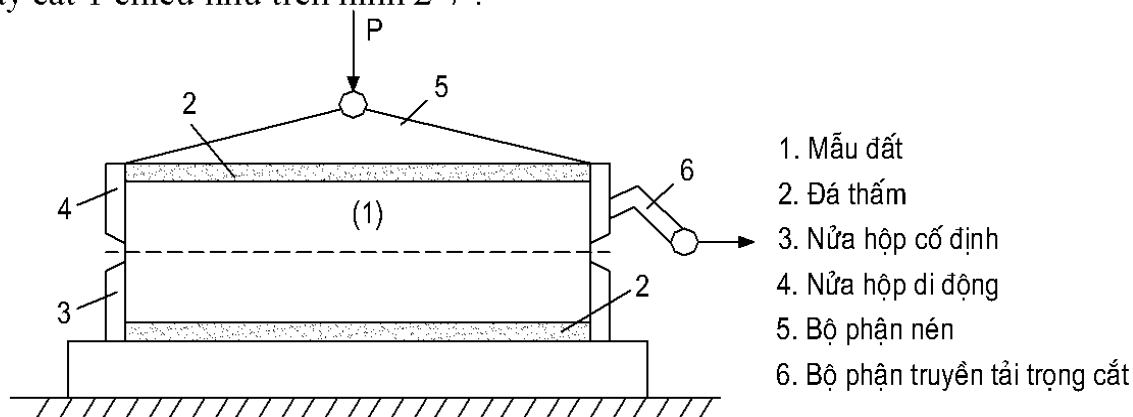
Kết quả của nhiều thí nghiệm cho thấy rằng lực kháng cắt chống lại sự trượt của những hạt khoáng vật không dính chỉ là kháng lực của lực ma sát tỷ lệ thuận với ngoại lực. Còn kháng lực của các khoáng vật mà có liên kết keo trong đất dính thì ngoài kháng lực của lực ma sát, có lực dính chống lại sự trượt, nó phụ thuộc vào mức độ nén chặt tức là sự bền vững giữa các khớp nối và diện tích tiếp xúc giữa các hạt.

Những chỉ tiêu xác định sức chống cắt của đất tùy thuộc vào áp lực và độ bền vững của các liên kết giữa các hạt. Việc xác định các chỉ tiêu này có ý nghĩa vô cùng quan trọng đối với các tính toán về sức chịu tải của nền, ổn định mái

dốc và áp lực đất lên tường chắn. Để xác định các chỉ tiêu đó có thể tiến hành thí nghiệm theo các phương pháp sau đây : phương pháp cắt trực tiếp, phương pháp nén một trục và ba trục, phương pháp cắt theo mặt trụ tròn, phương pháp xuyên...

2.4.2. Thí nghiệm cắt đất trực tiếp

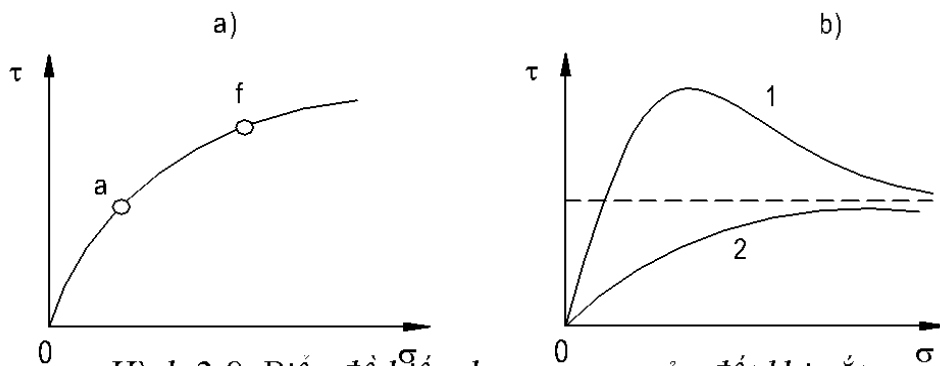
Xác định sức chống cắt của đất bằng phương pháp này được tiến hành trong máy cắt 1 chiều như trên hình 2-7 :



Hình 2-7. Sơ đồ máy cắt phẳng

Mẫu đất hình trụ tròn được nén trước hoặc không nén trước tùy theo yêu cầu của thí nghiệm. Mẫu được đặt vào máy sao cho 1 nửa được giữ cố định, còn một nửa kia có thể di động theo chiều ngang dưới tác dụng của tải trọng ngang. Tải trọng ngang có thể tăng theo từng cấp hay liên tục nhờ cách chất tải hay đổ nước vào thùng tăng tải cho tới khi xuất hiện trượt giữa hai nửa của mẫu đất. Trong quá trình tăng tải phải đo biến dạng thẳng đứng và biến dạng nằm ngang của mẫu đất. Điều đó cho phép điều chỉnh quá trình cắt và thiết lập biểu đồ như hình 2-8.

Nếu như tốc độ biến dạng thay đổi thì dạng biểu đồ như hình 2-8a. Hình 2-8b thể hiện ảnh hưởng của độ chặt ban đầu của cát đối với biến dạng của nó khi cắt khi giữ tốc độ biến dạng không đổi. Biểu đồ này cho thấy rằng : đến một trị số nhất định nào đó biến dạng ngang của đất không phụ thuộc vào độ chặt ban đầu của đất nữa. Bởi vì độ rỗng của cát chặt sẽ giảm đi, còn của cát rời sẽ tăng lên.



Hình 2-8 Biểu đồ biến dạng ngang của đất khi cắt

a) Quan hệ $\tau-\sigma$ khi tải trọng tăng lên

b) Quan hệ $\tau-\sigma$ khi tốc độ biến dạng không đổi

1- Đối với cát chặt, 2- Đối với cát rời

2.4.3. Định luật Coulomb

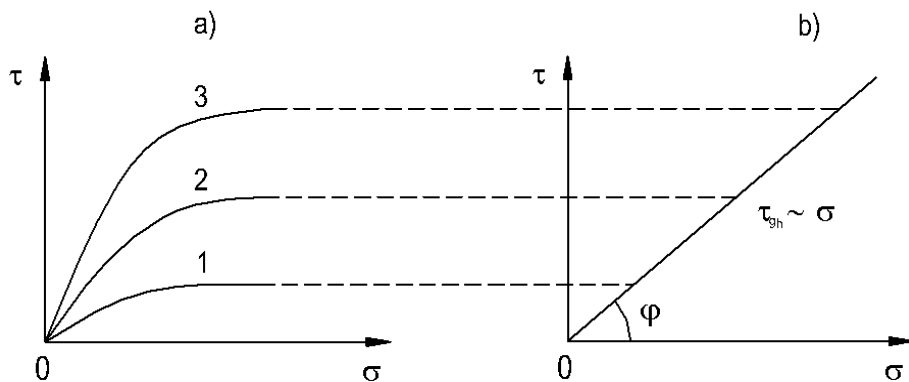
Đất cát (trừ cát to và cuội sỏi) khi chịu tác dụng tăng dần của tải trọng (thường chừng vài trăm KN/m²) thì độ chặt không thay đổi mấy. Trong thực tế sự thay đổi độ chặt của đất cát khi thí nghiệm cắt có thể bỏ qua.

Trong thí nghiệm cắt người ta dùng ít nhất 3 mẫu đất (cùng loại và trạng thái cắt) được nén với 3 cấp tải trọng nén khác nhau σ' , σ'' và σ''' dựa vào kết quả thí nghiệm xây dựng các biểu đồ như trên hình vẽ 2-9

Kết quả nhiều thí nghiệm đều cho thấy rằng, biểu đồ ứng suất cắt giới hạn đối với đất cát là đường thẳng xuất phát từ gốc tọa độ và làm với trục hoành (trục ứng suất pháp) một góc φ

Dựa vào biểu đồ ứng suất cắt giới hạn ta có công thức ứng suất cắt giới hạn theo ứng suất nén σ :

$$\tau_{gh} = \sigma \cdot \text{tg } \varphi \quad (2-20)$$



Hình 2-9. Biểu đồ ứng suất cắt giới hạn của đất cát
a. Biểu đồ biến dạng khi cắt b. Biểu đồ ứng suất cắt giới hạn

Vì ứng suất cắt giới hạn là ứng suất của ma sát nên góc φ được gọi là góc ma sát trong của đất, còn $f = \text{tg } \varphi$ gọi là hệ số ma sát trong.

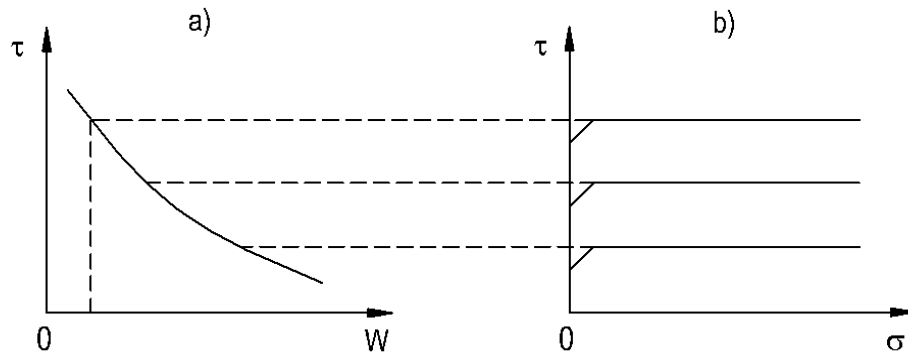
Biểu thức (2-20) được Coulomb thiết lập năm 1773 biểu thị định luật về sức chống cắt của đất rời gọi là định luật Coulomb phát biểu như sau :

“ Ứng lực cắt giới hạn của đất rời là ứng lực của sức ma sát tỷ lệ thuận với ứng suất chính ”

Đối với đất dính thì ứng lực cắt giới hạn còn phụ thuộc vào liên kết giữa các hạt và liên kết giữa hạt với nước người ta gọi là phụ thuộc vào “lực dính” của đất. Như vậy ứng lực cắt giới hạn sẽ phụ thuộc vào độ chặt và độ ẩm của đất, vào sự thoát nước lỗ rỗng của đất. Vì vậy khi thí nghiệm cắt đất dính người ta tiến hành theo hai phương pháp :

- Thí nghiệm theo “ hệ kín “ tức là không kèm theo hiện tượng nén thoát nước, sao cho trong quá trình thí nghiệm độ chặt và độ ẩm của đất không thay đổi, muốn thế phải thực hiện “cắt nhanh“

Hình 2-10 là biểu đồ kết quả thí nghiệm của đất dính khi “cắt nhanh”

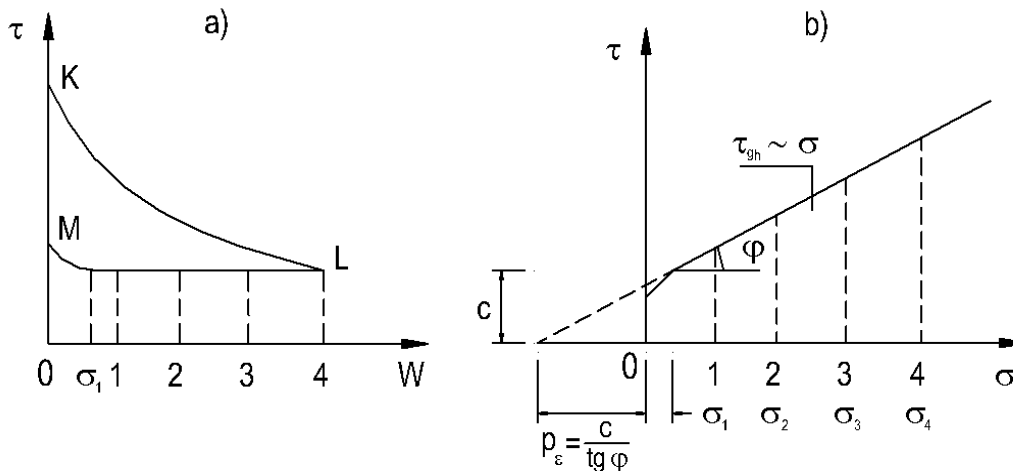


Hình 2-10 Biểu đồ ứng suất cắt giới hạn
 a. Quan hệ ứng suất cắt giới hạn với độ ẩm
 b. Quan hệ ứng suất cắt giới hạn và ứng suất pháp

Hình 2-10a là quan hệ giữa ứng suất cắt giới hạn với độ ẩm của đất dính. Với độ ẩm không đổi ứng suất cắt giới hạn trong thực tế sẽ không phụ thuộc vào ứng suất nén σ .

- Thí nghiệm theo “ hệ nở ” tức là để cho mẫu đất được thoát nước đảm bảo có kết hoàn toàn muốn vậy thì phải tiến hành “ cắt chậm ”.

Để có những mẫu đất dính có cùng một độ chặt nhất định (tức là có cùng một hệ số rỗng) người ta dùng nhánh dỡ tải (nhánh nở) của đường cong trong thí nghiệm nén (hình 2-11a) để lấy những giá trị của hệ số rỗng với $\sigma > \sigma_0$. Muốn vậy mới đầu nén đất với những cấp tải trọng tương đối lớn cho đến khi lún ổn định sau đó dỡ tải cho đến giá trị nào đó (lớn hơn σ_0) để cho mẫu đất nở hoàn toàn và ổn định sau đó chỉ dùng các mẫu đất đó tiến hành thí nghiệm với các cấp áp lực $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ và σ_4 . Biểu diễn kết quả dưới dạng đồ thị như trên hình 2-11b.



Hình 2-11 Biểu đồ ứng suất cắt giới hạn trong điều kiện “ hệ nở ” có nén thoát nước

- a. Đường cong nén lún (KL nhánh nén, LM nhánh rời)
- b. Biểu đồ cắt (quan hệ $\tau_{gh} \sim \sigma$)

Kết quả của nhiều thí nghiệm chứng tỏ rằng : biểu đồ cắt của đất dính trong phạm vi lớn của áp lực nén là một đường thẳng. Biểu thức quan hệ giữa τ_{gh} và σ như sau :

$$\tau_{gh} = \sigma \cdot \text{tg}\varphi + c \quad (2-21)$$

Trong đó : hệ số $\text{tg}\varphi$ như trong công thức (2-20) đối với đất rời, thông số c gọi là lực dính.

Biểu thức (2-21) thể hiện định luật về sức chống cắt của đất dính là định luật Coulomb đối với đất dính phát biểu như sau :

” Ứng lực cắt giới hạn của đất dính (khi đã kết thúc giai đoạn nén cố kết) có quan hệ đường thẳng chủ yếu phụ thuộc vào ứng lực nén ”

Đối với đất dính bão hoà nước khi chưa kết thúc nén cố kết (tức là chưa nén chặt hoàn toàn dưới cấp tải trọng tương ứng) thì ứng suất chính không truyền toàn bộ lên khung cốt đất mà như đã biết trong mục 2, chỉ có phần ứng suất có hiệu $\sigma' = \sigma - u$ (u là ứng suất trung hoà) tác dụng lên khung cốt đất :

$$\tau_{gh} = f(\sigma - u) + c \quad (2-22)$$

Trong đó

- u là ứng suất trung hoà (hay là áp lực nước lỗ rỗng) ở trạng thái cố kết tương ứng.
- c là giá trị của lực dính hiệu dụng

Theo giáo sư Maxlov lực dính này gồm 2 phần :

$$c = c_c + c_w \quad (2-23)$$

Trong đó

- c_c là lực dính kết cấu cứng (thể hiện độ bền của liên kết Ciment - tinh thể) nó không được phục hồi khi bị phá hoại
- c_w lực dính dẻo (thể hiện liên kết keo) có khả năng hồi phục khi bị phá hoại.

Từ biểu đồ 2-10b kéo dài để cắt trục hoành tại O' giá trị đoạn OO' là P_e được gọi là “áp lực dính” có trị số :

$$P_e = \frac{c}{\text{tg}\varphi} \quad (2-24)$$

Biểu thức (2-24) thường được sử dụng trong các bài toán lý thuyết cân bằng giới hạn khi xét đến ảnh hưởng của lực dính đến ổn định của khối đất và áp lực đất lên vật chắn

2.4.4. Điều kiện cân bằng giới hạn của đất

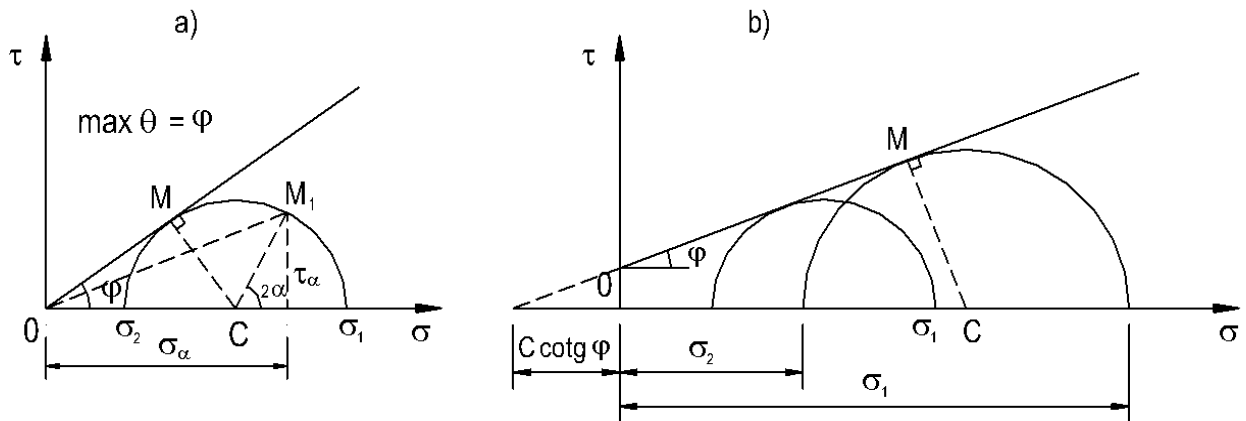
Định luật Coulomb có thể dùng cho những trạng thái ứng suất phức tạp hơn nếu coi biểu đồ cắt như là đường bao của các vòng tròn Mohr như ở lý thuyết bền Mohr trong môn học sức bền vật liệu.

Rõ ràng điều kiện cân bằng của đất xảy ra khi ứng suất cắt nhỏ hơn giá trị giới hạn của nó được tính theo biểu thức (2-20) và (2-21) tức là :

$$\tau \leq \tau_{gh} = \sigma \text{tg}\varphi \quad \text{đối với đất rời}$$

$$\tau \leq \tau_{gh} = \sigma \text{tg}\varphi + c \quad \text{đối với đất dính}$$

Giá trị τ_{gh} tương ứng với những thực nghiệm trên đường thẳng giới hạn biểu đồ cắt người ta gọi là đường Coulomb đồng thời nằm trên đường tròn ứng suất Mohr. Các biểu đồ ứng suất giới hạn như trên hình 2-12a đối với đất rời và 2-12b đối với đất dính.



Hình 2-12. Biểu đồ ứng suất giới hạn của đất khi cắt
a. Đối với đất rời, b. Đối với đất dính

Khi biết giá trị của các ứng suất chính σ_1 và σ_2 ($\sigma_1 > \sigma_2$) dựa vào biểu đồ hình 2-12 ta có các kết quả quan trọng sau :

Đối với đất rời :

$$\sin\varphi = \frac{CM}{OC} \quad (2-25a)$$

Trong đó :

$$CM = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}; \quad OC = \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \quad (2-25b)$$

nên :
$$\sin\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \quad (2-25c)$$

Đối với đất rời :

$$\sin\varphi = \frac{CM}{O'C} \quad (2-26a)$$

$$CM = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}; \quad O'C = c \cdot \cot\varphi + \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad (2-26b)$$

$$O'C = \frac{2c \cdot \cot\varphi + \sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

nên :
$$\sin\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2c \cdot \cot\varphi + \sigma_1 + \sigma_2} \quad (2-26c)$$

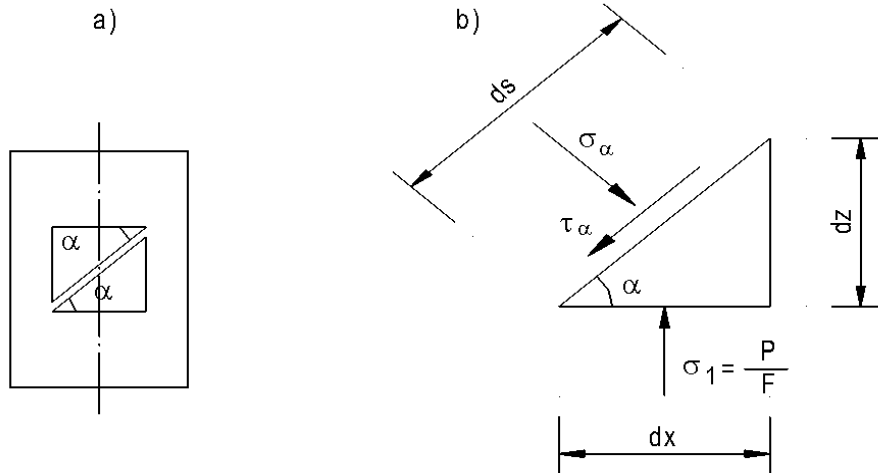
Các biểu thức (2-25) và (2-26) là những biểu thức thể hiện điều kiện cân bằng giới hạn của đất rời và đất dính dùng để tính toán tải trọng giới hạn lên nền, ổn định mái dốc và áp lực lên tường chắn.

2.4.5. Thí nghiệm cắt đất khi nén 1 chiều và 3 chiều

a. Thí nghiệm nén 1 chiều

Thí nghiệm nén 1 chiều (không hạn chế nở hông) chỉ có thể tiến hành với những loại đất sét ở trạng thái dẻo và cứng vì như vậy mới chế bị được mẫu đất. Người tiến hành thí nghiệm với những mẫu đất hình trụ tròn có chiều cao bằng 1,5 – 2 lần đường kính. Tải trọng được tăng lên cho đến khi chưa xuất hiện sự phá hoại “dòn” của mẫu đất hoặc chưa xuất hiện biến dạng đột biến của mẫu đất. Thừa nhận ứng suất phân bố đều trên mặt cắt ngang ta có giá trị của tải trọng phá hoại trên một đơn vị diện tích mặt cắt là $\sigma_1 = \frac{P}{F}$ (trong đó : P là tải trọng nén, F là diện tích mặt cắt bằng cắt ngang mẫu đất)

Nếu lấy một phân tố đất khi trượt tách ra 2 nửa và xét cân bằng của 1 nửa phân tố như trên hình 2-13.



Hình 2-13. Thí nghiệm nén 1 chiều cho đất sét

Từ hình 2-13b ta có :

$$\tau_{\alpha} \cdot ds \cdot 1 - \sigma_1 \cdot dx \cdot \sin \alpha \cdot 1 = 0 \quad (2-27a)$$

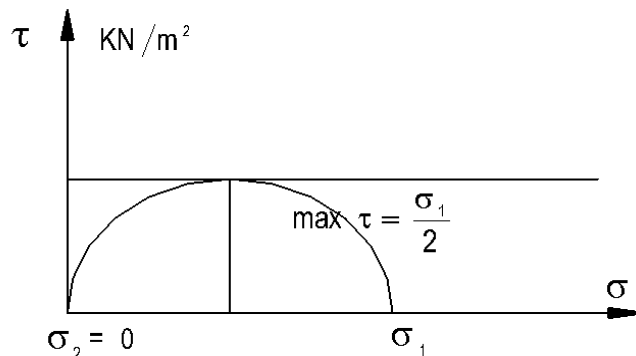
Từ đó ta có :

$$\tau_{\alpha} = \sigma_1 \cdot \frac{dx}{ds} = \sigma_1 \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \quad (2-27b)$$

Giả thiết rằng ứng suất cắt chỉ là ứng suất cắt của lực dính (bỏ qua ma sát). Ta có ứng suất lớn nhất khi $\sin \alpha = 1$ và :

$$\max \tau = \frac{\sigma_1}{2} = C \quad (2-27c)$$

Biểu đồ ứng suất giới hạn trong trường hợp này như trên hình 2-14 :

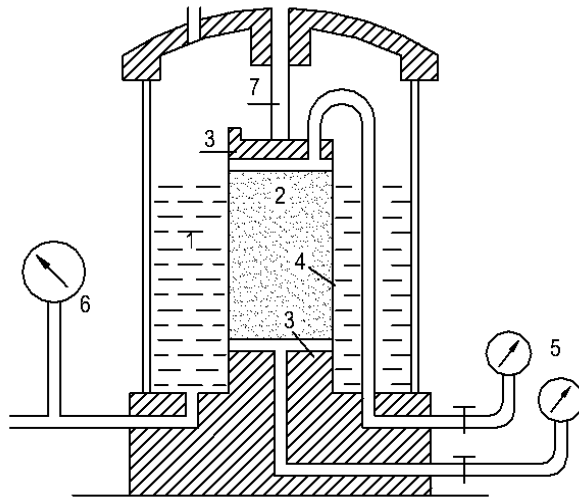


Hình 2-14. Vòng Mohr ứng suất giới hạn khi nén 1 chiều

b. Thí nghiệm nén ba trục

Thí nghiệm nén cắt một chiều gây ra trong mẫu đất thí nghiệm trạng thái ứng suất không phù hợp với điều kiện thực tế của nền đất. Bởi vậy người ta còn thí nghiệm đất bằng máy nén ba trục, nó cho phép mẫu đất chịu áp lực hông cần thiết, điều đó phù hợp với điều kiện làm việc thực tế của đất.

Sơ đồ máy nén ba trục được trình bày trên hình 2-15.



1. Buồng máy
2. Mẫu đất
3. Đá thấm
4. Màng cao su mỏng
5. Thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng
6. Máy đo áp lực hông
7. Trục áp lực hông

Hình 2-15. Sơ đồ máy nén 3

Máy gồm buồng máy chứa đất chất lỏng (thường là nước cất) được nối các ống dẫn áp lực hông. Trên mặt và dưới đáy mẫu được đặt hai tấm tròn có lỗ thấm hoặc không thấm (tùy thuộc vào yêu cầu thí nghiệm có thoát nước không). Mẫu đất đặt trong màng cao su mỏng. Mẫu đất được nén thẳng đứng nhờ trục truyền tải thẳng đứng. Trong suốt thời gian thí nghiệm áp lực lỗ rỗng của mẫu đất được đo bằng 2 áp lực kế. Biến dạng thẳng đứng của mẫu đất được đo bằng đồng hồ đo lún, còn sự thay đổi thể tích mẫu đất được đo bằng ống thủy ngân có khắc độ. Thí nghiệm nén đất trên máy nén 3 trục được tiến hành như sau :

Mẫu đất được đặt vào máy nén, sau đó cho nối các ống dẫn áp lực hông $\sigma_1 = \sigma_3$. Sau khi biến dạng do áp lực hông đã ổn định thì cho áp lực thẳng đứng tác dụng lên mẫu và tăng dần cho đến khi mẫu đất bị phá hoại ứng với ứng suất thẳng đứng σ , áp lực lỗ rỗng là u .

- Các ứng suất hiệu dụng tác dụng lên mẫu là :

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \sigma_1 - u \\ \sigma'_2 &= \sigma_{21} - u \\ \sigma'_3 &= \sigma_{31} - u\end{aligned}\tag{2-28a}$$

- Biến dạng tương đối theo phương thẳng đứng λ_z :

$$\lambda_z = \frac{S_i}{h}\tag{2-28b}$$

Trong đó : S_i Độ lún của mẫu đất dưới áp lực tương ứng
 h chiều cao ban đầu của mẫu đất

- Biến dạng tương đối của thể tích mẫu đất :

$$\theta = \frac{\Delta V}{V} \quad (2-28c)$$

Trong đó : ΔV biến đổi thể tích mẫu đất
 V thể tích ban đầu mẫu đất

Thí nghiệm nhiều mẫu đất với các σ'_1/σ'_2 khác nhau ta xây dựng biểu đồ quan hệ σ'_1/σ'_2 và λ_z như hình 2-16

Từ các kết quả thí nghiệm trên chúng ta có thể xác định các chỉ tiêu biến dạng, chỉ tiêu sức chống cắt của đất. Cách xác định một số chỉ tiêu cơ bản nêu ra dưới đây.

– Mô đun biến dạng chung .

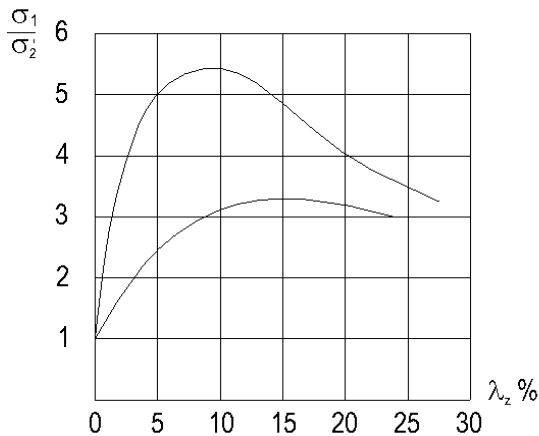
$$E_0 = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\lambda_z} \quad (2-28)$$

– Mô đun biến dạng thể tích :

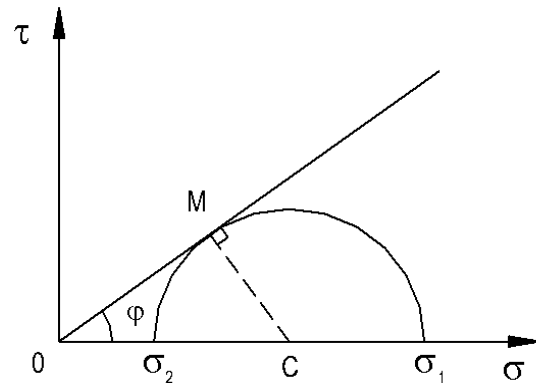
$$E_u = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\theta} \quad (2-29)$$

– Hệ số biến dạng hông :

$$\mu_0 = \frac{E_u - E_0}{2E_u} \quad (2-30)$$



Hình 2-16. Quan hệ $\sigma_1/\sigma_2 \sim \lambda_z$
 1. Đất chặt, 2. Đất rời

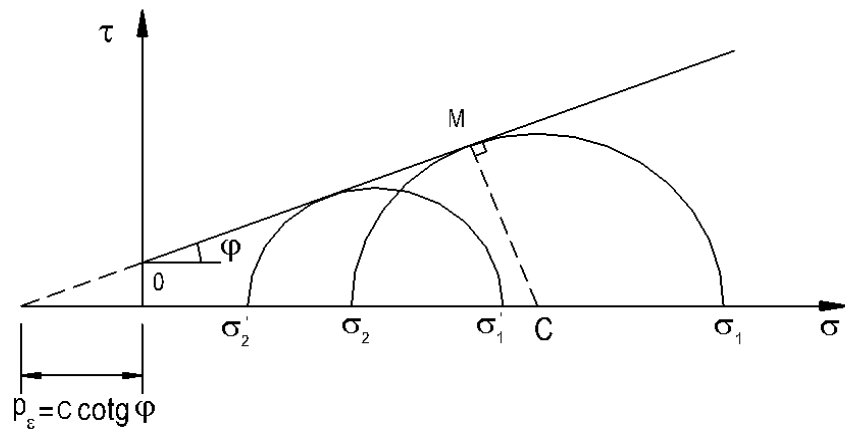


Hình 2-17. Xác định góc ma sát trong φ của đất rời theo thí nghiệm nén 3 trục

– Sức chống cắt

+ Đối với đất rời : với một mẫu đất ta xây dựng vòng Mohr ứng suất giới hạn như trên hình 2-17 và dễ dàng xác định góc ma sát trong φ .

+ Đối với đất dính : cần thí nghiệm ít nhất với 2 mẫu đất với $\sigma_2 = \sigma_3$ và $\sigma'_2 = \sigma'_3$ và những áp lực thẳng đứng σ_1 và σ'_1 . Từ đó có thể vẽ được vòng Mohr ứng suất giới hạn và biểu đồ cắt sẽ là thẳng tiếp tuyến với hai vòng tròn Mohr từ đó xác định được góc ma sát trong φ và lực dính đơn vị C của đất dính như hình 2-18 .



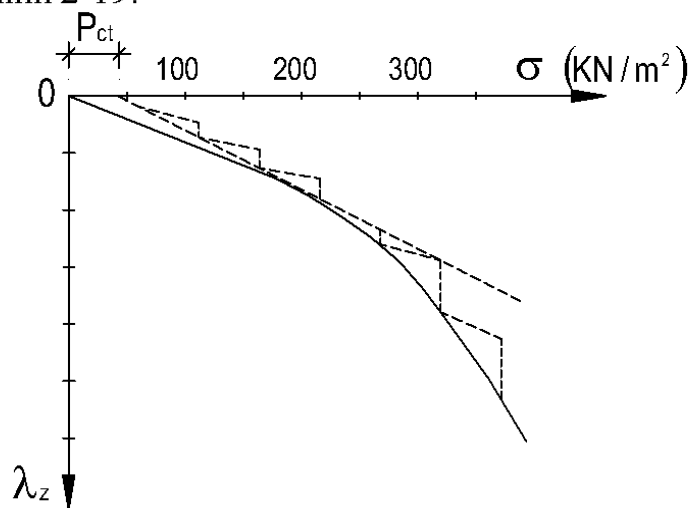
Hình 2-18. Xác định sức chống cắt của đất dính theo kết quả của thí nghiệm nén 3 trục

2.5. BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT, NGUYÊN LÝ BIẾN DẠNG TUYẾN TÍNH

2.5.1. Quan hệ chung giữa ứng suất và biến dạng

Chúng ta sẽ nghiên cứu trường hợp chung giữa ứng suất thẳng đứng σ và biến dạng tương đối ϵ đối với đất một cách tổng thể. Đối với đất rời khi chịu tải thì xuất hiện ngay sự phá vỡ lực dính (thực ra lực dính của đất rời là quá nhỏ) và sự chuyển vị tương đối giữa các hạt và biến dạng là biến dạng dư. Đối với đất dính thì các liên kết cấu trúc, liên kết cứng và liên kết keo dính ảnh hưởng trực tiếp đến tính chất biến dạng của đất. Khi đất có liên kết cứng mà ngoại lực không đủ làm phá vỡ các liên kết đó thì đất sẽ biến dạng đàn hồi, còn các liên kết keo dính thì sẽ bị phá hoại dưới những tải trọng không lớn lắm và đó cũng là nguyên nhân làm cho đất có phần biến dạng dư (biến dạng hằn).

Trong trường hợp chung nhất như nhiều công trình nghiên cứu đã cho thấy rằng :quan hệ giữa ứng suất và biến dạng đối với đất không phải là quan hệ tuyến tính như hình 2-19.



Hình 2-19. Quan hệ giữa biến dạng tương đối λ_z và ứng suất σ đối với đất khi tải trọng tăng lên.

Quan hệ chung đó thể hiện bởi phương trình sau :

$$\lambda_z = \alpha_c \cdot \sigma_c + \alpha_n \cdot (\sigma_n - \sigma_c)^m \quad (2-31)$$

Trong đó :

- α_c và α_n là những hệ số xác định bằng thực nghiệm
- σ_c ứng suất mà không lớn hơn độ bền cấu trúc của đất $\sigma_c \leq p_{tc}$
- $\sigma_n - \sigma_c = \sigma$ là ứng suất chính tác dụng lên đất làm cho đất biến dạng
- m thông số không tuyến tính, xác định bằng thí nghiệm
- α_c là đại lượng tỷ lệ nghịch của mô đun đàn hồi của đất

$$\alpha_c = \frac{1}{E}$$

- α_n là hệ số phụ thuộc nhiều yếu tố với những giá trị ứng suất ổn định có thể xem xét

$$\alpha_n = \frac{\beta}{E_o^r(z)}$$

Trong đó : r số mũ xác định bằng thí nghiệm $r \leq 1$, $\beta = 1 - \frac{2\mu_o^2}{1 - \mu}$

Khi nghiên cứu biến dạng của đất dưới tác dụng của ngoại lực lớn hơn độ bền cấu trúc thì phương trình 2-19 có thể viết ở dạng sau :

$$\lambda_z = \alpha_{cn} \cdot \sigma^m \quad (2-32)$$

Trong đó

- α_{cn} là một hệ số chung của α_c và α_n trong trường hợp đơn giản nhất $\alpha_{cn} = \frac{\beta}{E_o}$

Công thức (2-32) đã xét đến trường hợp đơn giản của tải trọng tuy thế vì nó vẫn thể hiện quan hệ không tuyến tính giữa ứng suất và tải trọng còn phức tạp khi sử dụng trong thực tế, bởi vậy cần phải đến nguyên lý biến dạng tuyến tính của đất.

2.5.2. Nguyên lý biến dạng tuyến tính

Khi phạm vi biến đổi của ngoại lực không lớn lắm (từ 100 ÷ 300 KN/m²) còn đối với đất cứng và nửa cứng (từ 500 ÷ 700 KN/m²) thì quan hệ giữa ứng suất và biến dạng trong thực tế có thể coi là quan hệ đường thẳng (đường chầm chầm hình 2-19). Thừa nhận điều đó chúng ta chấp nhận sai số nhỏ có thể chấp nhận được trong thực tế mà tính toán sẽ đơn giản đi rất nhiều. Khi đó giá trị của m trong biểu thức (2-32) sẽ có giá trị bằng 1, điều đó có thể chấp nhận khi tải trọng nhỏ hơn giới hạn tỷ lệ. Quan hệ giữa biến dạng tương đối và ứng suất theo nguyên lý biến dạng tuyến tính sẽ là :

$$\lambda = \alpha_{cn} \cdot \sigma \quad (2-33)$$

Biểu thức (2-33) là biểu thức của nguyên lý biến dạng tuyến tính của đất phát biểu như sau :

“ Khi biến đổi của áp lực không lớn lắm, thì có thể coi đất cũng biến dạng như các vật thể biến dạng tuyến tính khác, tức là có thể thừa nhận rằng : quan hệ giữa những biến dạng chung và ứng suất đối với đất là tuyến tính ”

Nguyên lý biến dạng tuyến tính được áp dụng cho trường hợp một tầng đất chịu nén dưới tải trọng phân bố đều phù hợp với định luật nén. Theo công thức (2-6b) ta có :

$$a_o = \frac{S_i}{h \cdot p_i} \quad \text{vì} \quad \lambda_z = \frac{S_i}{h} \quad \text{nên} \quad \lambda_z = a_o \cdot p_i \quad (2-34)$$

Trong trường hợp đang xét ta có $\sigma = p$ và $\alpha_{cn} = \beta/E_o$

Từ biểu thức (2-33) và (2-34) ta có liên hệ giữa mô đun biến dạng chung E_o của đất và hệ số nén tương đối a_o như sau :

$$E_o = \beta/a_o \quad (2-35)$$

Dựa trên nguyên lý biến dạng tuyến tính và bài toán nén đất một chiều người ta xây dựng các phương pháp tính toán ứng suất và biến dạng của nền đất.

CÂU HỎI ÔN TẬP

1. Trình bày các nguyên nhân chính gây nên hiện tượng nén của đất ? So sánh tính nén lún của đất sét và đất dính?
2. Định nghĩa độ rỗng, hệ số rỗng của đất? Giá trị các hệ số này cho ta dự báo đặc điểm gì của đất?
3. Trình bày thí nghiệm đất bằng máy nén một trục Oedometer? (Thí nghiệm nén, đường cong nén và nhận xét đường cong nén)
4. Cách xác định hệ số nén lún từ đường cong nén lún và nêu định luật nén? Nêu những đặc trưng cơ học về biến dạng thường dùng trong cơ học đất. Làm cách nào để cải thiện giá trị của chúng có lợi cho việc xây dựng công trình?
5. Các khái niệm về dòng thấm trong đất? Trình bày định luật thấm chảy tầng Darcy? Trong cơ học đất định luật thấm kết hợp với định luật nén để nghiên cứu và tính toán gì?
6. Thế nào là áp lực tổng cộng, áp lực hiệu dụng, áp lực nước lỗ rỗng ? Trình bày mô hình cố kết thấm và nêu định nghĩa cố kết thấm? Tăng nhanh tốc độ cố kết của nền có tác dụng gì?
7. Trình bày các nguyên nhân gây ra phá hoại cắt trong đất bằng thí nghiệm bàn nén?(Thí nghiệm nén một trục cho phép nở hông)
8. Trình bày nội dung thí nghiệm cắt đất trực tiếp bằng máy cắt ứng biến? (Sơ đồ cắt, định luật cắt đối với đất rời và đất dính). Nêu những điểm không hợp lý của định luật Coloumb?

BÀI TẬP

1. Một mẫu đất có trọng lượng riêng $\gamma_w = 18 \text{ KN/cm}^3$, tỷ trọng hạt $\Delta = 2,7$, độ ẩm tự nhiên $W = 12\%$, hệ số poisson $\mu = 0,3$. Khi thí nghiệm nén không nở hông trong phòng được kết quả sau:

Áp lực nén $\sigma(N/cm^2)$	10	20	30	40
Hệ số rỗng e	0,650	0,625	0,613	0,608

Hãy vẽ đường cong nén $e = f(\sigma)$ và xác định hệ số nén lún tương đối a_0 , mô đun tổng biến dạng E_0 của đất?

2. Kết quả thí nghiệm nén mẫu đất có diện tích dao vòng $F=50\text{cm}^2$, chiều cao $h=2,54\text{cm}$ bằng máy nén một trục như sau:

Áp lực nén $\sigma(N/cm^2)$	0	10	20	30	40
Chỉ số đọc đồng hồ đo lún (0,01mm)	0	124	171	210	235

Nén xong, đem mẫu đất sấy khô cân được 1,885N và xác định được trọng lượng riêng hạt của đất là $\gamma_n = 26,5 \text{ KN/m}^3$. Vẽ đường cong nén của đất?

3. Cũng với mẫu đất trong bài tập 2, thí nghiệm theo các cấp và đo độ lún như bảng sau:

Áp lực nén $\sigma (daN/cm^2)$	0,25	0,5	1,0	2,0	0,4
Chỉ số đọc đồng hồ đo lún (0,01mm)	0	124	171	210	235

Vẽ đường cong nén lún trên đồ thị $e = \log \sigma$?

4. Xác định hệ số nén lún a, môđun biến dạng của lớp đất trong khoảng áp lực nén $7,5 - 15 (N/cm^2)$ theo kết quả thí nghiệm nén trong phòng của bài tập 2?

5. Trong thí nghiệm nén cố kết cho một mẫu đất sét, mỗi cấp áp lực được duy trì trong 24 giờ, sau cấp áp lực cuối tiến hành dỡ tải cho áp lực về 0. Độ ẩm lúc đó là $W=28\%$; tỷ trọng hạt của đất là $\Delta = 2,7$. Kết quả ghi trong bảng sau:

Áp lực nén $\sigma (KN/m^2)$	0	50	100	200	400	800	0
Chiều dày mẫu sau 24 giờ (mm)	19,8	19,39	19,24	18,97	18,68	18,45	19,02

a) Tính hệ số rỗng ở cuối mỗi cấp tải trọng và vẽ đường cong $e = f(\sigma)$.

b) Vẽ đường cong $e = f(\log \sigma)$ từ đó tính chỉ số nén C_c và xác định áp lực cố kết trước.

c) Tính hệ số nén lún a với các khoảng tải trọng.

6. Thí nghiệm cắt đất trực tiếp một mẫu đất sét được kết quả sau đây:

Áp lực nén $\sigma (Kg/cm^2)$	1	2	3
Sức chống cắt $\tau (Kg/cm^2)$	0,81	1,17	1,48

Độ ẩm tự nhiên của đất là $W=21\%$. Hãy xác định góc ma sát trong và lực dính của đất?

7. Kết quả thí nghiệm cắt đất trực tiếp trên máy cắt ứng biến cho trong bảng sau:

Áp lực nén $\sigma (N/cm^2)$	10	20	30
Chỉ số đọc đồng hồ vòng ứng biến (0,01mm)	5	8	11

Biết diện tích mẫu đất là $F=32cm^2$, hệ số cứng của vòng ứng biến là $C=50,54.10^3 N/cm$. Vẽ đường biểu diễn sức chống cắt của đất (đường Coulomb) và xác định các tham số chống cắt của đất ấy.

8. Thí nghiệm đầm chặt đất bằng cối đầm thu được kết quả sau:

Độ ẩm W (%)	4	6	8	10	12	14
Khối lượng thể tích g/cm^3	1,79	1,89	2,10	2,12	2,06	2,00

Biết tỷ trọng hạt của đất $\Delta = 2,69$. Hãy vẽ đường cong quan hệ giữa dung trọng khô và độ ẩm của đất. Xác định dung trọng khô max và độ ẩm tốt nhất?

CHƯƠNG 3

XÁC ĐỊNH ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT

3.1 KHÁI NIỆM

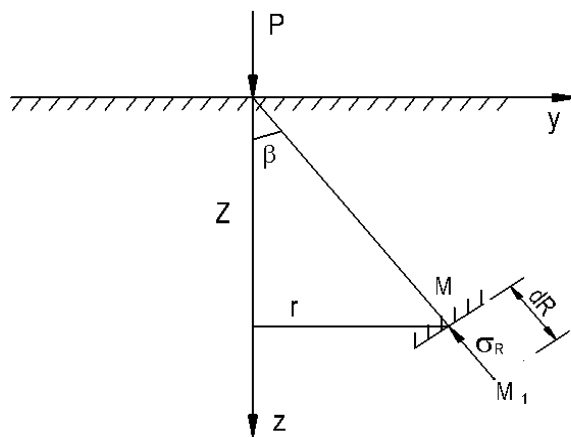
Vấn đề xác định ứng suất trong đất có ý nghĩa rất quan trọng đối với việc xác định độ bền, ổn định và biến dạng của đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài và trọng lượng bản thân đất. Khi giải quyết vấn đề này, đến nay trong cơ học đất người ta vẫn sử dụng lý thuyết biến dạng tuyến tính. Để xác định ứng suất theo lý thuyết này những phương trình và quan hệ trong thuyết đàn hồi đều có thể sử dụng được đối với đất vì nó xây dựng trên quan hệ tuyến tính giữa ứng suất biến dạng. Muốn vậy thì nền đất được thiết kế không ở trong trạng thái ứng suất giới hạn và tải trọng tác dụng phải nằm trong giới hạn tỷ lệ, vì rằng ở trạng thái ứng suất giới hạn quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của đất sẽ không còn là qua hệ đường thẳng nữa. Khi vùng cân bằng giới hạn phát triển lớn, ví dụ khi nén đất chịu những tải trọng rất lớn của công trình thì việc sử dụng những tính toán của lý thuyết biến dạng tuyến tính sẽ không hợp lý nữa.

Những điều kiện phụ thêm để có thể sử dụng quy luật phân bố ứng suất của các vật thể biến dạng tuyến tính có thể sử dụng quy luật phân bố ứng suất của các vật thể biến dạng tuyến tính là phải không có sự phân bố lại những thành phần trong đất, tức là nguyên lý biến dạng tuyến tính chỉ thích hợp với giai đoạn ban đầu (khi trạng thái của đất chưa bị phá hoại) và giai đoạn kết thúc (ở trạng thái ổn định tĩnh học của đất và để xác định ứng suất trong khung cốt đất)

3.2. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT, TRƯỜNG HỢP BÀI TOÁN KHÔNG GIAN

3.2.1. Bài toán cơ bản - tác dụng của lực thẳng đứng

Chúng ta xem xét tác dụng của lực tập trung thẳng đứng P trên bề mặt bán không gian của khối đất (Như trên hình 3-1).



Hình 3-1. Sơ đồ tác dụng của lực tập trung

Lấy 1 điểm M trong nền đất có tọa độ (β, R) . Qua M dựng mặt phẳng vuông góc với bán kính R và xác định trị số ứng suất σ_R tác dụng lên nó. Nếu điểm M càng xa điểm đặt của lực thì chuyển vị của nó càng nhỏ, khi R cố định thì nó phụ thuộc vào góc β , có thể viết được biểu thức sau :

$$S = K_1 \cdot \frac{\cos \beta}{R} \quad (3-1)$$

Với K là hệ số tỷ lệ, S chuyển vị của điểm M

Tương tự xét điểm M_1 nằm trên bán kính đó cách M đoạn dR , chuyển vị của điểm M_1 sẽ là:

$$S = K_1 \frac{\cos \beta}{R + dR} \quad (3-2)$$

Lúc đó biến dạng tương đối của đoạn dR là :

$$\lambda_R = \frac{S - S_1}{dR} = \left(\frac{1}{R} - \frac{1}{R + dR} \right) \frac{K_1 \cos \beta}{dR} = \frac{K_1 \cos \beta}{R(R + dR)}$$

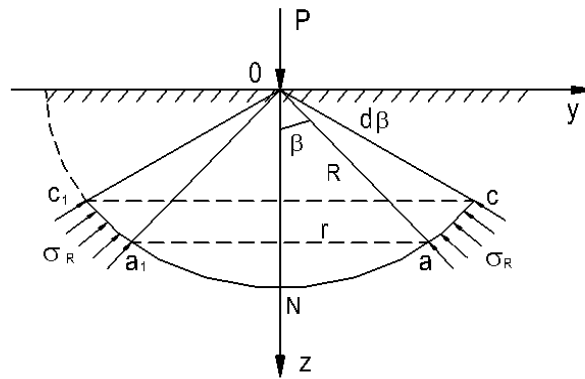
Bỏ qua vi phân dR ta có : $\lambda_R = \frac{K_1 \cos \beta}{R^2}$ (3-3)

Vì công nhận quan hệ ứng suất và biến dạng là tuyến tính nên :

$$\sigma_R = K_2 \cdot K_1 \cdot \frac{\cos \beta}{R^2} = \frac{\alpha \cos \beta}{R^2} \quad (3-4)$$

Trong đó $\alpha = K_1 \cdot K_2$ là hệ số tỷ lệ.

Để xác định hệ số α ta xét cân bằng của bán cầu tâm là điểm đặt lực P như hình 3-2.



Hình 3-2. Sơ đồ ứng suất pháp dưới tác dụng của lực tập trung.

Điều kiện cân bằng sẽ là : tổng hình chiếu của tất cả các lực trên trục thẳng đứng phải bằng không, tức là :

$$P - \int_0^{\pi/2} \sigma_R \cdot \cos \beta \cdot dF = 0 \quad (3-5)$$

ở đây dF là diện tích mặt cầu vành khăn :

$$dF = 2\pi(R \sin \beta)R d\beta \quad (3-6)$$

Thay trị số σ_R từ biểu thức (3-4) và dF từ biểu thức (3-6) vào (3-5) và biến đổi ta được :

$$P = 2\pi\alpha \int_0^{\pi/2} \cos^2 \beta \sin \beta d\beta = 2\pi\alpha \int_0^{\pi/2} \cos^2 \beta d(\cos \beta) = \frac{2}{3} \pi\alpha \quad (3-7)$$

Tính α từ biểu thức (3-7) : $\alpha = \frac{3P}{2\pi}$

Như vậy ứng suất theo phương bán kính trên mặt phẳng vuông góc với nó sẽ là :

$$\sigma_R = \frac{3P}{2\pi R^2} \cos \beta \quad (3-8)$$

Chiều ứng suất pháp σ_R lên mặt phẳng song song với mặt phẳng giới hạn như trên hình 3-3a và gọi nó là σ'_R .

$$\sigma'_R = \sigma_R \cos \beta \quad \text{vì} \quad \cos \beta = \frac{z}{R} \quad \text{nên} \quad \sigma'_R = \frac{3Pz^2}{2\pi R^4} \quad (3-9)$$

Chiều σ_R lên phương của 3 trục tọa độ ta có (Hình 3-3b)

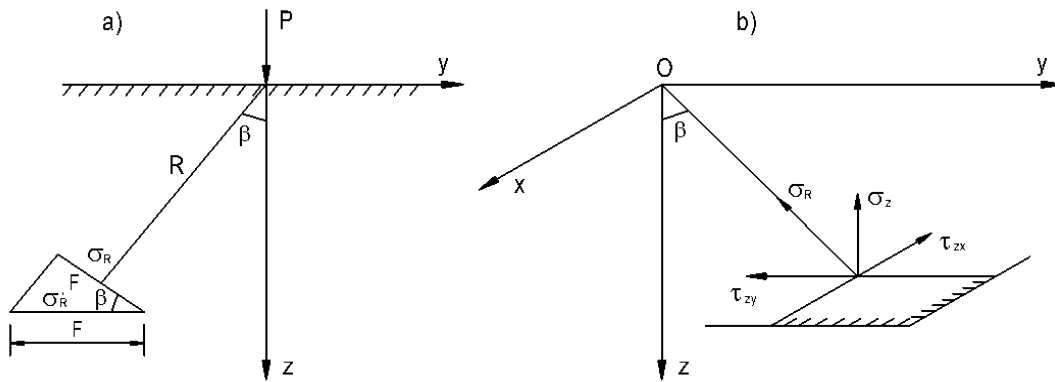
$$\sigma_R = \sigma'_R \cos(\sigma'; z)$$

$$\tau_{zy} = \sigma'_R \cos(\sigma'; y)$$

$$\tau_{zx} = \sigma'_R \cos(\sigma'; x)$$

Vì $\cos(\sigma'_R; z) = \frac{z}{R}$; $\cos(\sigma'_R; y) = \frac{y}{R}$ và $\cos(\sigma'_R; x) = \frac{x}{R}$ nên ta có các thành phần ứng suất :

$$\begin{aligned} \sigma_R &= \frac{3Pz^3}{2\pi R^5} \\ \tau_{zy} &= \frac{3Pyz^2}{2\pi R^5} \\ \tau_{zx} &= \frac{3Pxz^2}{2\pi R^5} \end{aligned} \quad (3-10)$$



Hình 3-3. Những thành phần ứng suất tác dụng lên mặt nằm ngang

Chúng ta thấy rằng : ứng suất pháp σ_R và ứng suất tiếp τ_{zy} và τ_{zx} trên các mặt phẳng song song với mặt phẳng giới hạn không phụ thuộc vào các hệ số biến dạng ($E_0; \mu_0$) của bán không gian . Còn các biểu thức $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ là phụ thuộc vào các hệ số biến dạng và phức tạp hơn. Chúng ta chỉ dẫn ra công thức tính tổng ứng suất θ tại một điểm trong bán không gian và công thức tính chuyển vị của một điểm trên mặt bán không gian ($z=0, R=r$) là các công thức thường dùng trong các chương sau.

Tổng ứng suất chính :

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \frac{P}{\pi} (1 + \mu_0) \frac{z}{R^3} \quad (3-11)$$

Chuyển vị thẳng đứng

$$W_z = \frac{P}{\pi CR} \quad (3-12)$$

Trong đó : $C = \frac{E_0}{1 - \mu_0^2}$ gọi là hệ số biến dạng tuyến tính

E_0 là mô đun tổng biến dạng

μ_0 là hệ số biến dạng hông (tương tự như hệ số Poisson)

Trong tính toán độ lún ứng suất σ_z có ý nghĩa quan trọng, để thuận tiện cho việc tính ứng suất này người ta biến đổi công thức và lập bảng để tính toán :

Thay $R = \sqrt{z^2 + r^2} = z \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$ vào biểu thức tính σ_z ta có :

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}} \cdot z^2}$$

Đặt : $K = \frac{3P}{2\pi \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}}$ ta có : $\sigma_z = K \cdot \frac{P}{z^2}$ (3-13)

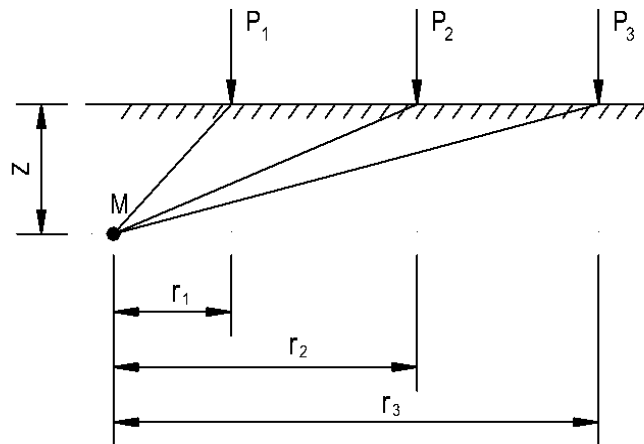
Ứng suất σ_z là ứng suất nén thẳng đứng người ta lập thành bảng để tra hệ số K khi biết tỷ số r/z (bảng III.1), trong đó r là khoảng cách nằm ngang, z là khoảng cách thẳng đứng từ điểm đặt lực đến điểm cần tính ứng suất .

Nếu như trên bề mặt tác dụng một số lực tập trung P_1, P_2, P_3 (hình 3-4) thì ứng suất nén σ_z tại điểm M có thể xác định theo nguyên lý cộng tác dụng:

$$\sigma_z = K_1 \cdot \frac{P_1}{z^2} + K_2 \cdot \frac{P_2}{z^2} + K_3 \cdot \frac{P_3}{z^2}$$

Trong đó : K_1, K_2, K_3 là hệ số phụ thuộc vào $\frac{r_1}{z}, \frac{r_2}{z}$ và $\frac{r_3}{z}$ tra từ bảng III.1

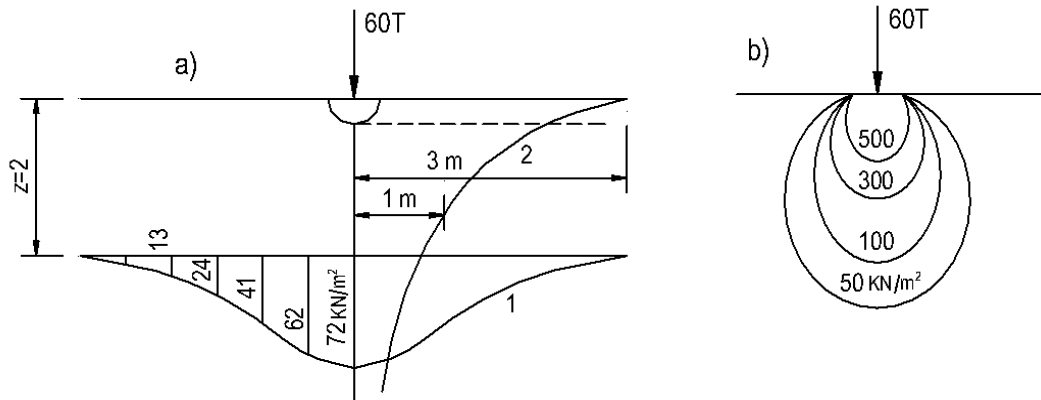
Mặc dù trên thực tế không có trường hợp thuần túy : tải trọng tập trung tác dụng, nhưng các kết quả do Bussinet nêu ra trên đây là bài toán cơ bản dùng để tính toán ứng suất trong đất dưới các tải trọng thực tế.



Hình 3-4. Sơ đồ tác dụng của một số lực tập trung

Để có được hình ảnh về sự phân bố ứng suất trong nền dưới tác dụng của lực tập trung thẳng đứng ta xét thí dụ sau :

Thí dụ 1: Cho tác dụng trên mặt đất một lực tập trung $P=60T$ xác định ứng suất nén thẳng đứng tại M có $z=2m$, $r=1m$ (như hình 3-5)



Hình 3-5. Sơ đồ tính toán thí dụ 1

Bài giải

Đối với điểm M ta có $\frac{r}{z} = \frac{1}{2} = 0,5$ theo bảng III.1 có : $K=0,2733$

áp dụng công thức $\sigma_z = K \cdot \frac{P}{z^2} = 0,2733 \cdot \frac{60 \cdot 10}{2^2} = 41 \text{ kN/m}^2$

Tương tự có thể xác định các biểu đồ ứng suất cho các trường hợp khác như ở trên hình 3-5

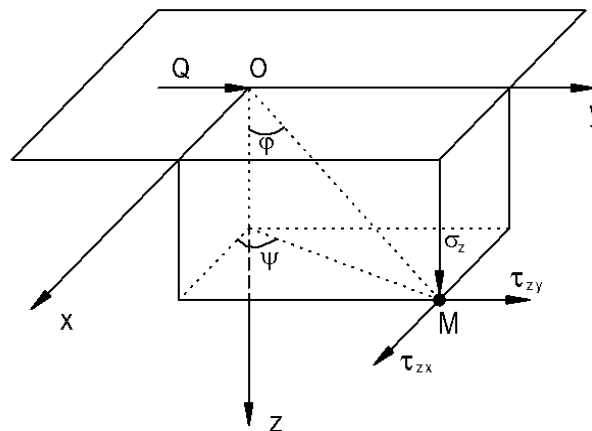
Đường 1 : σ_z khi $z=2$ và r biến thiên

Đường 2 : σ_z khi $r=0$ và z biến thiên

Đường 3 : các đường đẳng ứng suất σ_z

3.2.2. Tác dụng của lực tập trung nằm ngang

Khi có lực tập trung nằm ngang Q đặt trên bề mặt song song với mặt phẳng bán không gian giới hạn Cerutti (năm 1858) đã lập được công thức tại điểm M có toạ độ x, y, z (như hình vẽ 3-6).



Hình 3-6. Sơ đồ tác dụng tải trọng ngang Q

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \frac{3Q}{2\pi R^5} xz^2 \\ \tau_{zx} &= \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^2 \psi \sin^2 \varphi \cos^3 \varphi \\ \tau_{zy} &= \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos \psi \sin \psi \sin^2 \varphi \cos^3 \varphi\end{aligned}\quad (3-14)$$

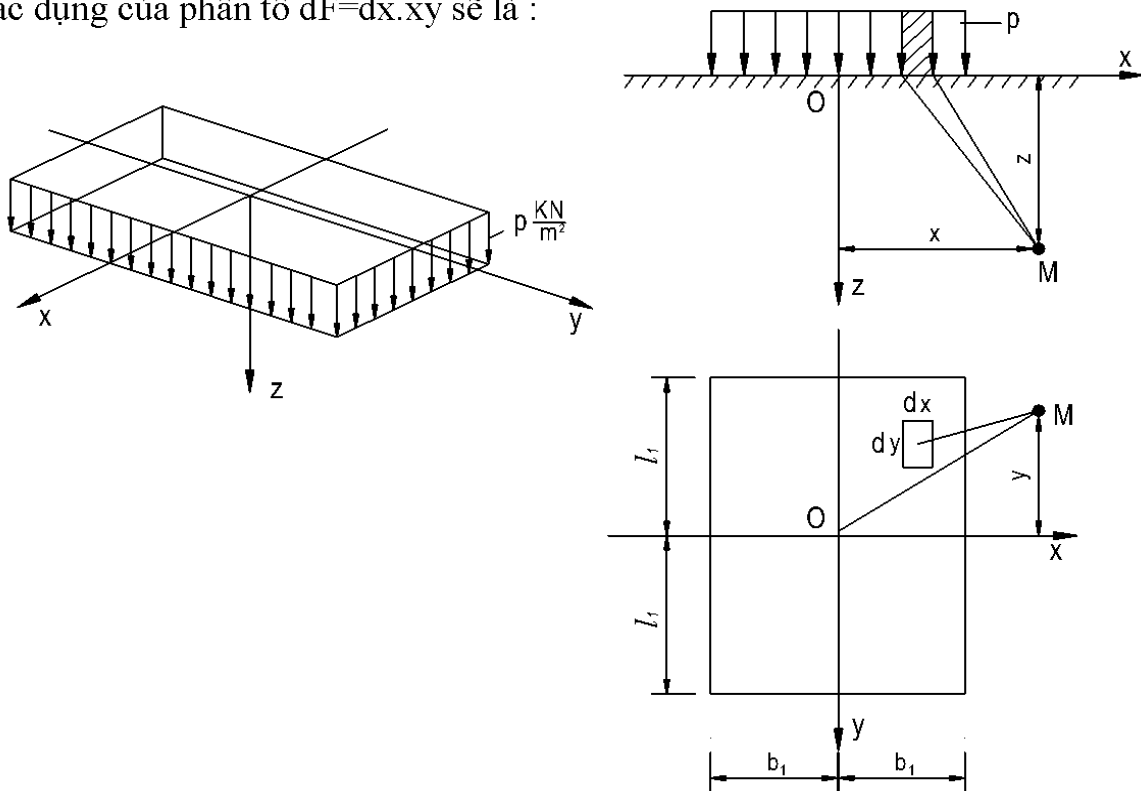
$$\text{Còn tổng ứng suất chính } \theta = \frac{Q}{\pi} (1 + \mu_0) \frac{x}{R^3} \quad (3-15)$$

Khi đã tính toán được các thành phần ứng suất do lực thẳng đứng P và nằm ngang Q thì có thể dễ dàng xác định được các ứng suất do tải trọng nghiêng gây ra.

3.2.3. Phân bố ứng suất trong trường hợp tải trọng cục bộ phân bố đều

Hiện nay những tính toán chính xác trong trường hợp này chỉ có thể thực hiện được khi tải trọng phân bố đều theo diện tích tải hình chữ nhật (hình 3-7)

Tiến hành chia diện tích chịu tải, lấy một phân tố dF thì có thể coi như tổng tải trọng trên diện tích dF là lực tập trung có trị số pdF. Theo công thức (3-11) trị số ứng suất pháp thẳng đứng σ_z tại điểm M bất kỳ thuộc bán không gian dưới tác dụng của phân tố dF=dx.y sẽ là :



Hình 3-7. Sơ đồ tải trọng phân bố đều diện tích tải hình chữ nhật

$$d\sigma_z = \frac{3z^2 p dx dy}{2\pi R^5} \quad (3-16)$$

Lấy tích phân biểu thức (a) trên toàn diện tích chịu tải hình chữ nhật ta có :

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \int_{-b_1}^{b_1} \int_{-l_1}^{l_1} \frac{z^3 p dx dy}{R^5} \quad (3-17)$$

Egorov và một số người khác đã tiến hành tính tích phân (3-17) tính được trị số σ_z dưới các điểm đặc biệt của diện chịu tải. Theo lời giải thích đó ứng suất thẳng đứng tại điểm M có độ sâu Z dưới tâm O của diện tích chịu tải :

$$\sigma_{z_o} = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{l_1 b_1 z}{D} \cdot \frac{l_1^2 + b_1^2 + 2z^2}{D^2 z^2 + l_1^2 b_1^2} + \arcsin \left(\frac{l_1 b_1}{\sqrt{l_1^2 + z^2} \cdot \sqrt{b_1^2 + z^2}} \right) \right] \quad (3-18)$$

Còn ứng suất nén tại điểm bất kỳ nằm trên đường thẳng đứng đi qua điểm góc C của diện chịu tải.

$$\sigma_{z_c} = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{l b z}{D} \cdot \frac{l^2 + b^2 + 2z^2}{D^2 z^2 + l^2 b^2} + \arcsin \left(\frac{l b}{\sqrt{l^2 + z^2} \cdot \sqrt{b^2 + z^2}} \right) \right] \quad (3-19)$$

Trong công thức (3-18) và (3-19) :

- p cường độ của tải trọng phân bố đều
- z chiều sâu của điểm tính ứng suất
- $D = l_1^2 + b_1^2 + z^2$

Giá trị của ứng suất nén dưới các điểm góc của tải trọng phân bố đều hình chữ nhật cho phép xác định được nhanh chóng ứng suất nén dưới bất kỳ điểm nào của bán không gian. Để lập bảng cho tính toán, công thức 3-18 được biến đổi thành (3-20)

$$\sigma_{z_o} = K_o \cdot p \quad (3-20)$$

Còn ứng suất dưới điểm góc :

$$\sigma_{z_c} = K_c \cdot p \quad (3-21)$$

So sánh công thức (3-9) và công thức (3-10) có thể rút ra kết luận sau : ứng suất nén σ_z dưới điểm góc của tải trọng phân bố ứng suất hình chữ nhật tại điểm có độ sâu Z bằng $\frac{1}{4}$ ứng suất σ_z dưới tâm của diện chịu tải tại độ sâu $\frac{Z}{2}$ tức là :

$$\sigma_{z_c(z)} = \frac{1}{4} \sigma_{z_o} \left(\frac{z}{2} \right) \quad (3-22)$$

Công thức (3-22) cho phép lập một bảng chung để xác định K_o và K_c (Bảng III.2) trong đó khi xác định ứng suất tại điểm có độ sâu z thì :

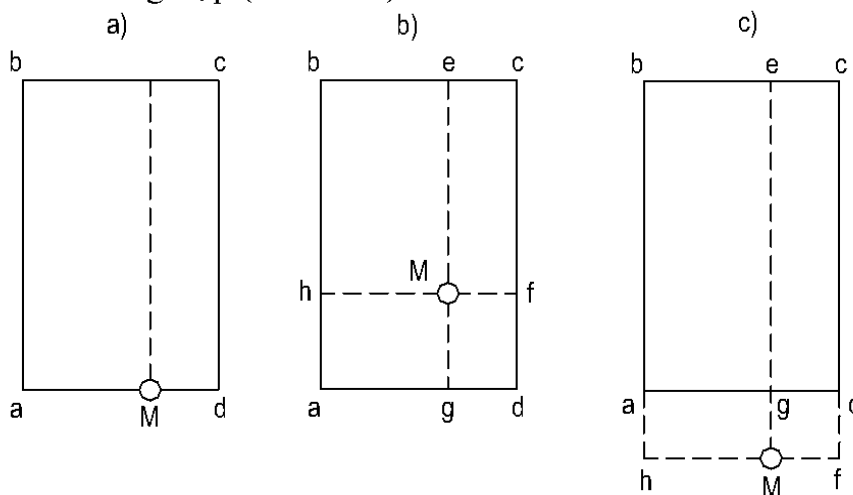
$$K_o = f \left(\beta = \frac{2z}{b}; \alpha = \frac{1}{b} \right) \quad (3-23)$$

$$K_c = \frac{1}{4} f \left(\beta = \frac{z}{b}; \alpha = \frac{1}{b} \right) \quad (3-24)$$

”Phương pháp điểm góc” để xác định ứng suất nén σ_z khi diện chịu tải được phân ra các hình chữ nhật nhỏ như trong các trường hợp sau :

- 1- Điểm M nằm ngay trên một cạnh của diện tích chịu tải hình chữ nhật
- 2- Điểm M nằm trong diện chịu tải
- 3- Điểm M nằm ngoài diện chịu tải.

Các sơ đồ cho 3 trường hợp (Hình 3-8)



Hình 3-8. Sơ đồ sử dụng phương pháp điểm góc tính ứng suất

Trong trường hợp thứ nhất (3-8a)

$$\sigma_z = [K_c (ahcM) + K_c (Mecd)]p$$

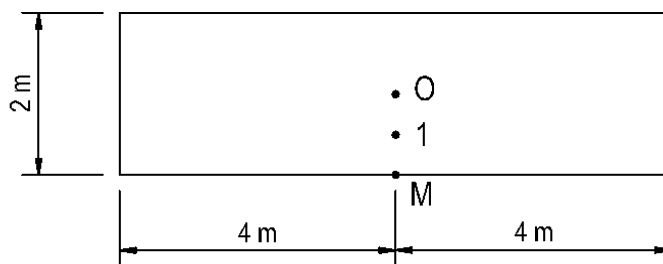
Trường hợp 2 :

$$\sigma_z = [K_c (ahMg) + K_c (hbeM) + K_c (eMfc) + K_c (Mfdg)]p$$

Trường hợp 3 :

$$\sigma_z = [K_c (hbeM) + K_c (Mecf) - K_c (hagM) - K_c (Mgdf)]p$$

Thí dụ 2 Xác định trị số của ứng suất nén σ_z dưới trung tâm và dưới điểm giữa cạnh dài, diện tích chịu tải hình chữ nhật $2 \times 8\text{m}$ (Hình 3-8') nằm ở chiều sâu 2m , tải trọng phân bố đều $p = 300 \text{ KN/m}^2$



Hình 3-8'. Sơ đồ tính thí dụ

Bài giải

Đối với điểm dưới trung tâm O

$$\beta = \frac{2Z}{b} = \frac{2 \times 2}{2} = 2; \quad \alpha = \frac{1}{b} = \frac{8}{2} = 4$$

Tra bảng III.2 có : $K_o = 0,54 \Rightarrow \sigma_{z_o} = 0,54 \times 300 \text{ KN/m}^2 = 162 \text{ KN/m}^2$

Đối với điểm dưới điểm M, chia diện chịu tải ra 2 hình chữ nhật $2 \times 4 \text{ m}$:

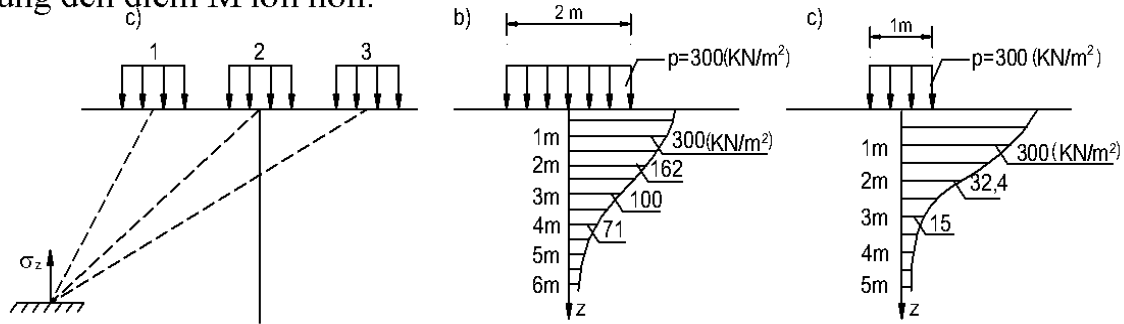
$$\text{Ta có : } Z = 2\text{m}; \quad \beta = \frac{Z}{b} = \frac{2}{2} = 1; \quad \alpha = \frac{1}{b} = \frac{4}{2} = 2$$

Tra bảng III.2 và áp dụng công thức 3-24 :

$$K_c = \frac{1}{4} \frac{0,879 + 0,729}{2} = 0,2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{z(M)} = 2 \times 0,2 \times 300 = 120 \text{ KN/m}^2$$

3.2.3. Ảnh hưởng của diện tích tải trọng đến sự phân bố ứng suất

Những tính toán ứng suất cho thấy rằng : diện tích phân bố của tải trọng càng lớn thì sự giảm ứng suất theo chiều sâu càng chậm. Ví dụ như trên hình 3-9a nếu ngoài hình 1 còn có tải trọng phân bố đều trên cả hình 2 và hình 3 thì ứng suất nén σ_z tại điểm M sẽ tăng lên. Nhưng mức độ tăng của σ_z do tải trọng 2 và 3 gây nên tại điểm M sẽ nhỏ hơn là do tải trọng 1 gây nên vì khoảng cách giữa chúng đến điểm M lớn hơn.



Hình 3-9. Thí dụ về ảnh hưởng của độ lớn diện tích tải trọng đến sự phân bố ứng suất theo chiều

Còn trong thí dụ 2 vừa trình bày trên đây : ứng suất nén dưới trung tâm diện tích chịu tải tại độ sâu $z=2\text{m}$ với diện tích tải trọng hình chữ nhật $2 \times 8 \text{ m}^2$ và cường độ tải trọng $p=300 \text{ KN/m}^2$ là : $\sigma_{z0}=162 \text{ KN/m}^2$. Nếu tải trọng với cùng cường độ chỉ tác dụng trên diện tích $1 \times 1 \text{ m}^2$ thì ứng suất đó sẽ là :

$$z = 2\text{m} \quad \Rightarrow \quad \beta = \frac{2Z}{b} = \frac{2.2}{1} = 4; \quad \alpha = \frac{1}{b} = \frac{1}{1} = 1; \quad K_o = 0,108$$

$$\sigma_{z0} = 0,108.300 = 32,4 \text{ KN/m}^2$$

Hình 3-9b : là biểu đồ ứng suất nén σ_{z0} thay đổi theo chiều sâu đối với diện tích tải trọng $2 \times 8 \text{ m}^2$ và $1 \times 1 \text{ m}^2$.

Thí dụ này rất có ý nghĩa trong thực tế, trong thiết kế nền móng chúng ta không những quan tâm đến cường độ phân bố của tải trọng mà còn phải chú ý đến kích thước đáy móng. Điều đó có ý nghĩa đặc biệt khi trong nền có lớp đất yếu (ví dụ như tầng bùn ở độ sâu 3m). Khi kích thước đáy móng là $2 \times 8 \text{ m}^2$ ứng suất gây ra tại mặt tầng bùn là 100 KN/m^2 lớn hơn khả năng chịu tải của tầng bùn gây ra sự mất ổn định nền móng, còn nếu đáy móng kích thước $1 \times 1 \text{ m}^2$ thì ứng suất nén chỉ là 15 KN/m^2 và không gây ra sự mất ổn định đó.

3.2.4. Phương pháp tổng cộng các phân tố

Đối với những diện tích chịu tải bất kỳ (ví dụ như hình cong, hình đa giác...) thì phương pháp điểm góc đối với diện tích chịu tải hình chữ nhật không dùng được. Khi đó ta dùng phương pháp tổng cộng các lớp phân tố sẽ trình bày sau đây.

Chia diện tích chịu tải trọng ra nhiều diện tích nhỏ, sao cho tải trọng tác dụng trên các phân tố được chia ra có thể coi như là những lực tập trung đặt tại trọng

tâm của các phân tố đó. Khi đó ứng suất nén thẳng đứng σ_z tại điểm M ở độ sâu z được xác định theo nguyên lý cộng tác dụng .

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n K_i \frac{P_i}{z^2} \quad (3-25)$$

Trong đó:

- K_i là hệ số phân bố ứng suất của phân tố thứ i xác định theo bảng III.1 phụ thuộc vào tỷ số r_i/z , r_i là khoảng cách từ điểm đang xét đến trọng tâm phân tố trên mặt bằng.
- P_i tải trọng tác dụng lên phân tố thứ i bằng cường độ tải trọng nhân với diện tích của phân tố.
- z là độ sâu điểm cần tính ứng suất.
- n số các phân tố được chia ra

Việc so sánh kết quả tính ứng suất theo công thức (3-25) với các kết quả của phương pháp chính xác cho thấy rằng : khi diện tích chịu tải được chia ra có chiều dài l_o nhỏ thua một nửa khoảng cách từ trung tâm của phân tố đó đến điểm đang xét (R_o) thì sai số chừng 6%. Còn khi :

$$\frac{l_o}{R_o} \leq \frac{1}{3} \text{ thì sai số không vượt quá 3\%}$$

$$\frac{l_o}{R_o} \leq \frac{1}{4} \text{ thì sai số không vượt quá 2\%}$$

Cần phải nói thêm rằng : phương pháp tổng cộng các phân tố không dùng để xác định các ứng suất chính khác và trong nhiều trường hợp (ví dụ khi tính toán ảnh hưởng về độ lún của những móng lân cận) thì cần tính thêm các ứng suất ngang nữa.

Thí dụ 3 Xác định trị số ứng suất nén σ_z trên mặt phẳng nằm ngang tại điểm nằm trên đường thẳng đứng qua tâm của phân tố chữ nhật tại độ sâu $z = 2m$ tải trọng phân bố đều $p = 300KN/m^2$ (Hình vẽ 3-10)

Bài giải

1- Chia diện chịu tải ra làm 3 phần như hình sẽ mặt bằng

2- Tính các P_i

Đối với phân tố chữ nhật ta có thể sử dụng công thức (3-20) để tìm σ_o . Chỉ riêng các phân tố tam giác

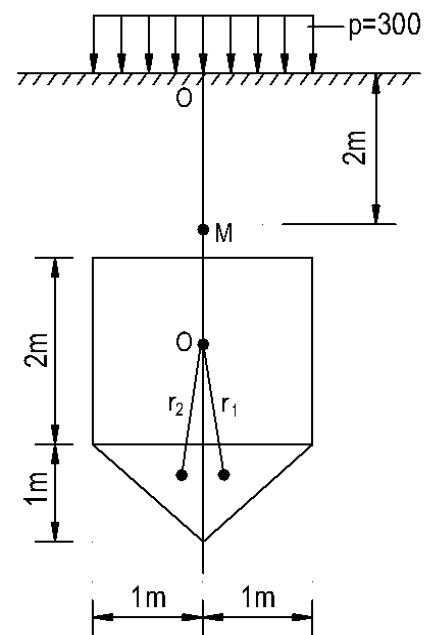
$$P_{\Delta} = p \times S_{\Delta} = 300 \times \frac{1.1}{2} = 150 \text{ KN}$$

3- Xác định r_i của 2 phân tố tam giác

$$r_1 = r_2 = \sqrt{(1,33)^2 + (0,33)^2} = 1,37$$

4- Xác định các hệ số K

Đối với phân tố hình chữ nhật (dùng bảng III.2)



Hình 3-10. Sơ đồ tính thí dụ 3

$$\beta = \frac{2Z}{b} = \frac{2 \times 2}{2} = 2; \quad \alpha = \frac{1}{b} = 1 \Rightarrow K_0 = 0,336$$

Đối với 2 phân tử hình tam giác (dùng bảng III.1)

$$\frac{r_1}{Z} = \frac{r_2}{Z} = \frac{1,37}{2} = 0,685 \Rightarrow K_{1,2} = 0,1850$$

5- Ứng suất cần tìm

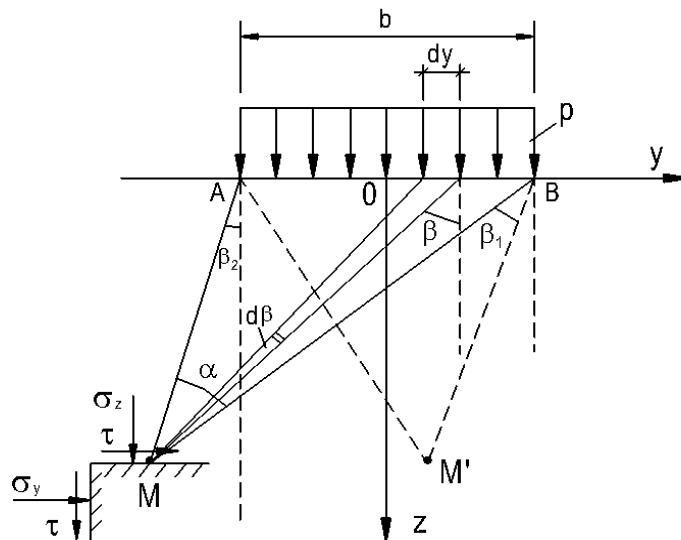
$$\sigma_z = 0,336 \cdot 300 + 2 \cdot 0,185 \cdot \frac{150}{2^2} = 100,8 + 13,875 = 114,675 \text{ KN/m}^2$$

3.3. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG TRƯỜNG HỢP BÀI TOÁN PHẪNG

Ở những công trình kéo dài ví dụ như móng băng dưới cột, dưới tường, tường chắn, đê đập, nền đường...thì ở bất kỳ điểm nào (trừ phần rìa công trình dài khoảng 2-3 lần chiều rộng) phân bố ứng suất trên các tiết diện thẳng góc với trục kéo dài là như nhau. Trong trường hợp này ta có bài toán phẳng và các thành phần σ_z , σ_y và τ trong mặt phẳng thẳng góc với trục kéo dài ZOY không phụ thuộc vào các hệ số biến dạng (mô đun đàn hồi tổng biến dạng, mô đun biến dạng ngang) sau đây ta dẫn ra các phương pháp tính ứng suất thường dùng.

3.3.1. Tác dụng của tải trọng phân bố đều

Đối với trường hợp tải trọng phân bố đều có cường độ là $p \text{ KN/m}^2$ vô hạn theo phương trục x vuông góc với mặt phẳng đang xét ZOY như trên hình vẽ 3-11.



Hình 3-11. Tác dụng của tải trọng phân bố đều trong bài toán

Sử dụng kết quả tính ứng suất dưới tải trọng đường thẳng theo trục x ta có :

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{2p}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} \cos^2 \beta d\beta = \frac{P}{\pi} \left(\beta_1 \pm \beta_2 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - \frac{1}{2} \sin(\pm 2\beta_2) \right) \\ \sigma_y &= \frac{2p}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} \sin^2 \beta d\beta = \frac{P}{\pi} \left(\beta_1 \pm \beta_2 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 + \frac{1}{2} \sin(\pm 2\beta_2) \right) \\ \tau &= \frac{2p}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} \sin \beta \cos \beta d\beta = \frac{P}{2\pi} (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1) \end{aligned} \quad (3-26)$$

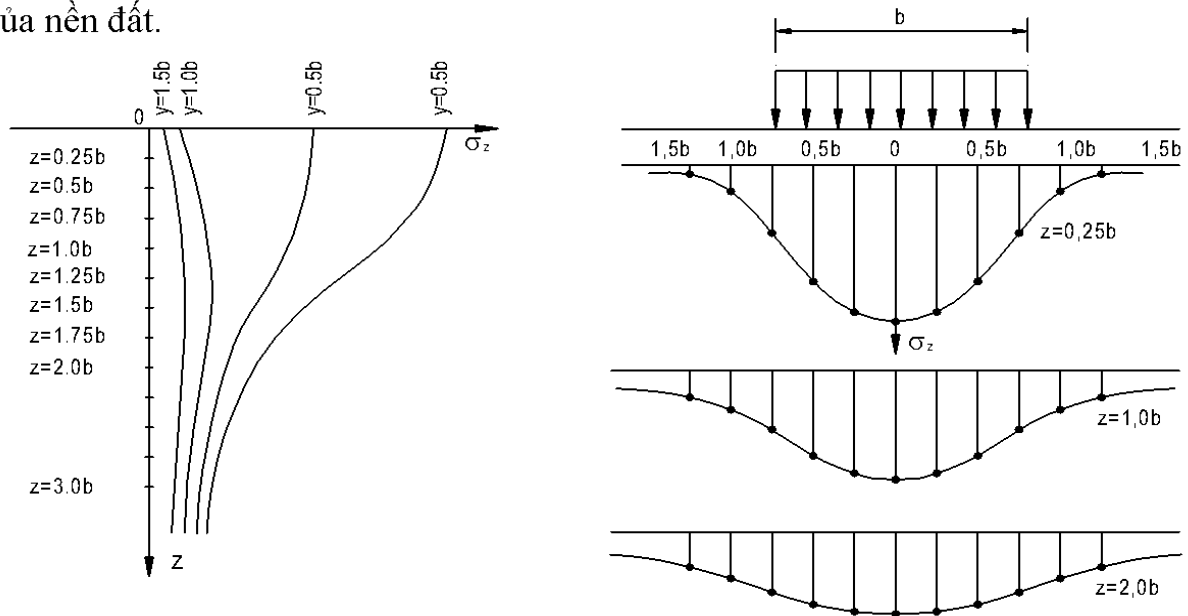
Dấu “+” trước β_2 đối với điểm M nằm ngoài băng tải trọng, còn dấu “-” là khi điểm M nằm trong băng tải trọng (ví dụ tại vị trí M'). Biểu thức (3-26) đã được lập bảng để tính ứng suất như sau :

$$\begin{aligned}\sigma_z &= K_z \cdot p \\ \sigma_y &= K_y \cdot p \\ \tau_z &= K_{yz} \cdot p\end{aligned}\tag{3-27}$$

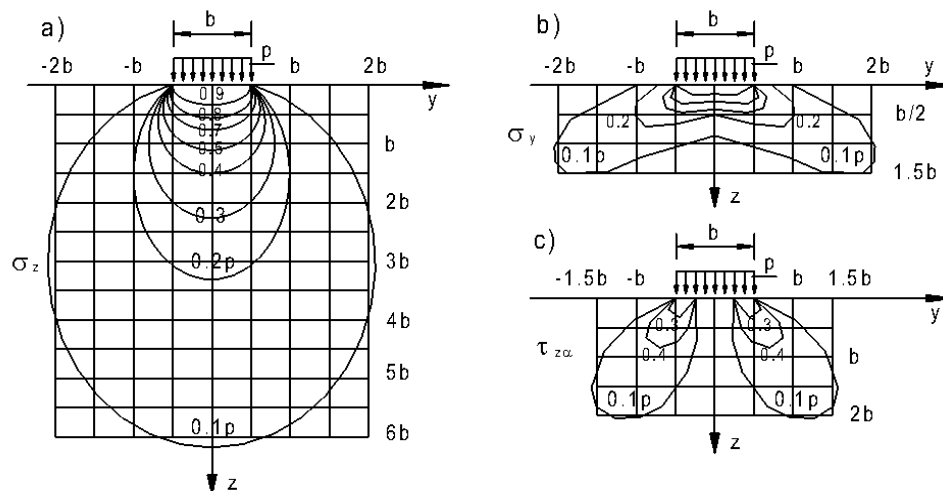
Trong đó : K_z, K_y và K_{yz} phụ thuộc $\frac{Z}{b}$ và $\frac{y}{b}$ tra Bảng III.3.

Sử dụng công thức (3-27) cho phép tính giá trị ứng suất trong đất từ đó vẽ các biểu đồ ứng suất và các đường đẳng ứng suất.

Hình 3-12 cho thấy biểu đồ ứng suất nén σ_z đối với các tiết diện ngang và dọc của nền đất.



Hình 3-12. Biểu đồ phân bố ứng suất nén σ_z
a. Theo chiều sâu b. Theo chiều rộng



Hình 3-13. a. Các đường đẳng ứng suất σ_z
b. Các đường đẳng ứng suất σ_y , c. Các đường đẳng ứng suất τ

Hình 3-13 là đường cong đẳng ứng suất (là đường nối các điểm có cùng trị số ứng suất ở trong nền).

Từ hình 3-12 và 3-13 chúng ta thấy rằng :

- Nếu chỉ chú ý đến áp lực lớn hơn $0,1p$ thì độ sâu ảnh hưởng của ứng suất nén trong trường hợp bài toán phẳng là $6b$ còn đối với bài toán không gian thì độ sâu này nhỏ hơn (là $0,4b$ đối với tải trọng phân bố trên hình vuông).
- Vùng phân bố ứng suất ngang σ_y kéo dài ra ngoài mép băng chịu tải.
- Ứng suất cắt lớn nhất đến $0,3p$ xuất hiện ở mép đáy móng và theo trục tải trọng ứng suất cắt bằng không.

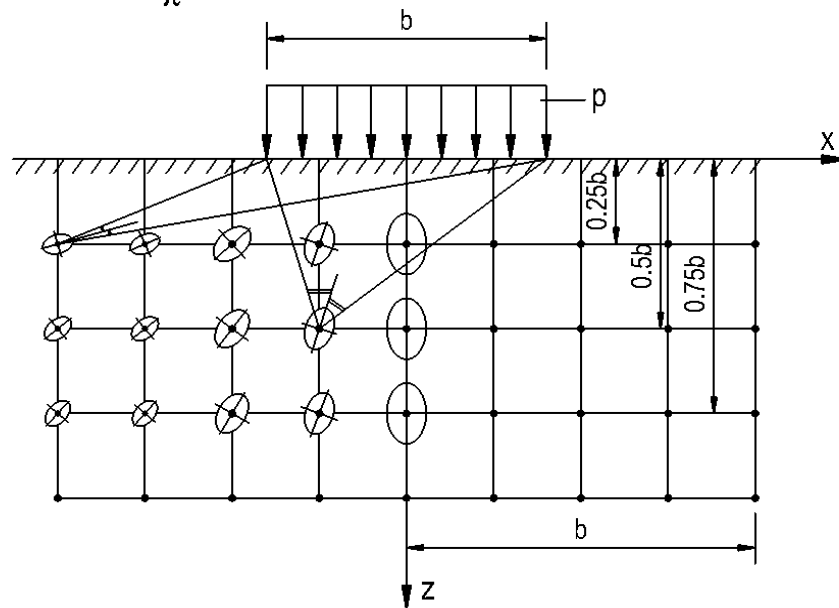
3.3.2. Những ứng suất chính

Đối với những điểm nằm trên trục thẳng đứng đi qua điểm giữa của băng tải trọng thì các góc $\beta_1 = \beta_2$ và theo công thức (3-26) ta có :

$$\tau = \frac{P}{2\pi} (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1) = 0$$

Tức là đối với những điểm này ứng suất σ_z và σ_y sẽ là những ứng suất chính (σ_1 và σ_2) vì ứng suất tiếp $\tau = 0$. Còn đối với các điểm khác thuộc nền đất, người ta còn chứng minh được rằng : tại mỗi điểm, phương của ứng suất chính thứ nhất trùng với đường phân giác của góc nhìn α của điểm đó, còn phương của ứng suất chính thứ 2 vuông góc với phân giác đó, còn trị số của các ứng suất thì phụ thuộc vào góc nhìn α như sau :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{P}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) \\ \sigma_2 &= \frac{P}{\pi} (\alpha - \sin \alpha) \end{aligned} \tag{3-28}$$



Hình 3-14. Elíp ứng suất dưới tải trọng hình băng

Từ công thức (3-28) có thể xây dựng các elíp ứng suất dưới tải trọng hình băng phân bố đều (Hình 3-14), nó cho ta hình ảnh của trạng thái ứng suất trong nền.

3.3.3. Tải trọng phân bố theo quy luật tam giác

Một trong các dạng tải trọng phân bố không đều của bài toán phẳng là phân bố theo quy luật hình tam giác. ở đây chỉ dẫn ra những công thức đơn giản để tính những ứng suất nén thẳng đứng σ_z tác dụng lên những mặt phẳng ngang song song với mặt phẳng giới hạn (hình 3-15).

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left(\frac{2y}{b} \alpha - \sin 2\delta \right) \quad (3-29)$$

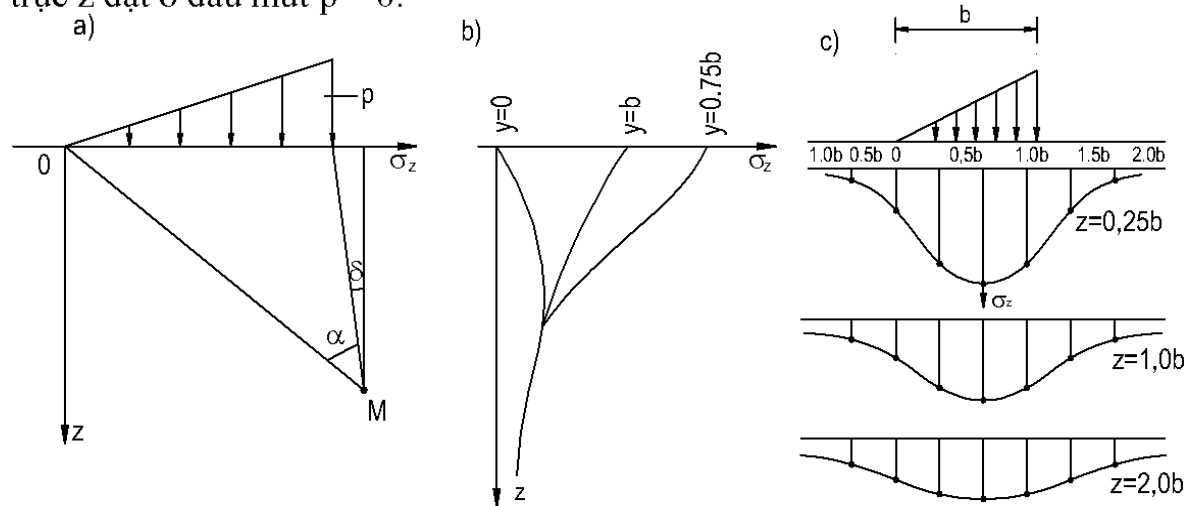
Trong đó : α là góc nhìn tính bằng Radian; δ góc tạo thành bởi cạnh góc nhìn với phương thẳng đứng.

Công thức (3-29) có thể viết :

$$\sigma_z = K.p \quad (3-30)$$

Trong đó : K là hệ số phân bố ứng suất phụ thuộc $\frac{Z}{b}$ và $\frac{y}{b}$

Cần chú ý khi tải trọng phân bố đều thì bài toán đối xứng gốc toạ độ thường được đặt ở giữa và khi tính toán không cần phân biệt dấu của toạ độ y . Nhưng khi chỉ tải trọng phân bố theo quy luật tam giác thì cần chú ý đến dấu của y vì bài toán không đối xứng. Khi lập bảng người ta cũng có thể đặt trục z ở nút $p = 0$, cũng có thể đặt ở giữa băng tải trọng, bảng III.4 để tra K ứng với trường hợp trục z đặt ở đâu nút $p = 0$.



Hình 3-15. Ứng suất tải trọng hình băng phân bố theo quy luật tam giác

Hình 3-15 b,c biểu diễn các biểu đồ ứng suất trên tiết diện thẳng đứng và nằm ngang ở trong nền, từ đó chúng ta thấy rằng ứng suất nén thẳng đứng cực đại sẽ nằm trên đường thẳng đứng đi qua gần trọng tâm của tải trọng tam giác.

3.3.4. Tác dụng của tải trọng bất kỳ biến đổi theo quy luật đường thẳng

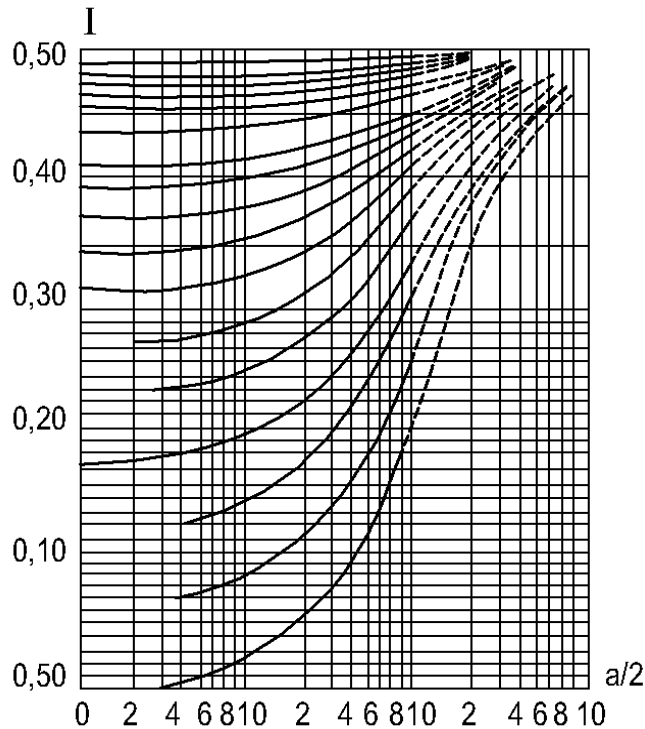
Trường hợp quan trọng là tải trọng hình băng có tiết diện hình tam giác, hình thang dưới đây chỉ nêu ra phương pháp dùng biểu đồ Atteber để tìm ứng suất nén σ_z :

$$\sigma_z = I_p \quad (3-31)$$

trong đó - $I = f\left(\frac{a}{z}; \frac{b}{z}\right)$ xác định dựa trên biểu đồ hình 3-16

- a là chiều dài của phần tải trọng tam giác; b là chiều dài của phần tải trọng chữ nhật
- z là chiều sâu điểm đang xét

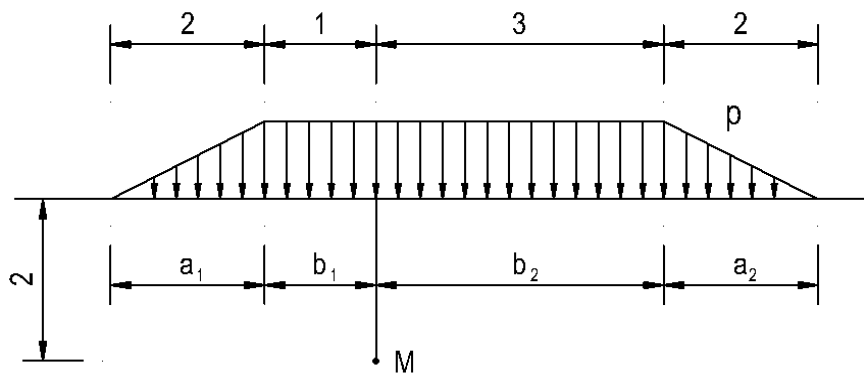
Giá trị của I được xác định như là tổng đại số của các hệ số tương ứng với các phần tải trọng bên trái và bên phải so với trục thẳng đứng đi qua điểm đang xét.



Hình 3-16. Biểu đồ để xác định ứng suất dưới tác dụng của tải trọng biến đổi theo quy luật đường thẳng.

Chúng ta làm sáng tỏ những điều trình bày trên bằng thí dụ 4

Thí dụ 4 Xác định ứng suất σ_z đối với điểm M_1 như trên hình 3-17.



Hình 3-17. Sơ đồ tính toán thí dụ 4

Dưới tác dụng của phần tải trọng bên trái . Ta có :

$$\frac{a_1}{z} = \frac{2}{2} = 1; \quad \frac{b_1}{z} = \frac{1}{2} = 0,5 \quad \text{tra biểu đồ hình 3-16} \Rightarrow I_t = 0,397$$

Dưới tác dụng của phần tải trọng bên phải.

$$\frac{a_2}{z} = \frac{2}{2} = 1; \quad \frac{b_2}{z} = \frac{3}{2} = 1,5 \quad \text{tra biểu đồ hình 3-16} \Rightarrow I_t = 0,478$$

Vậy ứng suất : $\sigma_z = (I_t + I_p)p = 0,875p$

Cần phải nhấn mạnh rằng : sử dụng bài toán phẳng tải trọng phân bố đều và phân bố quy luật tam giác có thể tính ứng suất cho trường hợp phân bố theo quy luật phân bố hình thang bằng cách phân ra tải trọng phân bố đều và hình tam giác.

3.4. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT THEO ĐÁY MÓNG (BÀI TOÁN TIẾP XÚC)

3.4.1. Khái niệm

Những quy luật phân bố ứng suất trên đây ứng với trường hợp tải trọng đặt ngay trên mặt đất, nhưng trong thực tế tải trọng thường tác dụng lên nền đất thông qua móng công trình. Trong thực tế các móng lại có độ cứng nhất định và vì thế tải trọng tác dụng lên nền đất được phân phối lại thành ứng suất tiếp xúc dưới đáy móng. ứng suất tiếp xúc là lực tác dụng qua lại giữa công trình và nền , một mặt xem nó là tải trọng công trình tác dụng lên nền trong các tính toán ứng suất và biến dạng của nền, mặt khác lại xem nó là phản lực nền dùng để tính móng hay công trình.

3.4.2. Các công thức tính ứng suất tiếp xúc

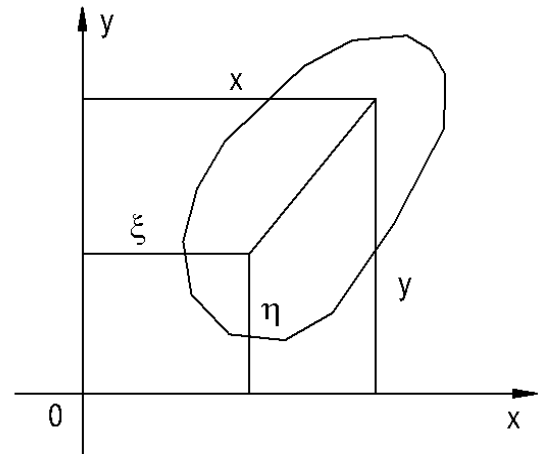
Phương trình cơ bản để giải bài toán này là công thức tính chuyển vị thẳng đứng của bán không gian biến dạng tuyến tính dưới tác dụng của lực tập trung công thức (3-12) :

$$W_z = \frac{P}{\pi CR}$$

trong đó

$$C = \frac{E_0}{1 - \mu_0^2}$$

Đối với những diện tích tải trọng bất kỳ dùng những ký hiệu như hình 3-18 ta có chuyển vị W_z dưới móng có diện tích bất kỳ.



Hình 3-18. Sơ đồ diện tích tải trọng hình dạng bất kỳ

$$W_z = \frac{1}{\pi C} \iint_F \frac{p(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} \quad (3-32)$$

Trong đó : F diện tích tải trọng (móng)

Nếu móng là tuyệt đối cứng thì tất cả những điểm thuộc diện tích đáy móng sẽ chỉ có cùng một biến dạng thẳng đứng dưới tác dụng của tải trọng đúng tâm tức là : $W_z = \text{const}$

$$W_z = \frac{1}{\pi C} \iint_F \frac{p(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} = \text{const} \quad (3-33)$$

Từ điều kiện (3-33) người ta tính toán được ứng suất tiếp xúc đối với các trường hợp.

a – Đối với móng tròn tuyệt đối cứng chịu tải trọng đúng tâm

$$P_{x,y} = \frac{p_m}{2\sqrt{1 - \frac{\rho^2}{r^2}}} \quad (3-34)$$

trong đó $P_{x,y}$ là ứng suất đáy móng tại điểm có tọa độ (x,y)
 r là bán kính móng tròn

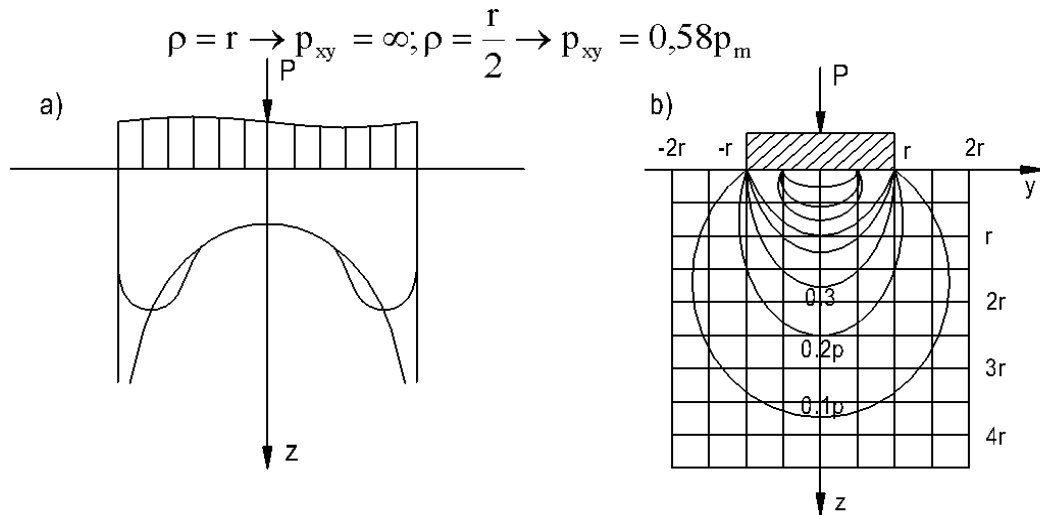
p_m là áp lực trung bình trên móng $p_m = P/\pi r^2$

ρ khoảng cách từ tâm móng đến điểm đang xét $\rho < r$

Từ công thức (3-34). Khi $\rho = 0$ ứng với điểm ở tâm móng :

$$p_{x,y} = 0,5p_m$$

và khi $\rho = r$ ứng với điểm mép móng và điểm $\rho = \frac{r}{2}$ ta có :



Hình 3-19. Sự phân bố ứng suất dưới đáy móng tròn tuyệt đối cứng
 a. ứng suất tiếp xúc b. Đường đẳng ứng suất σ_z

Như vậy theo lý thuyết ứng suất tiếp xúc đạt trị số vô cùng lớn ở mép móng (hình 3-19a). Điều đó là không phù hợp với thực tế bởi vì khi chịu một ứng suất lớn trong đất xuất hiện biến dạng cấu trúc không hồi phục và việc sử dụng lý thuyết đàn hồi để tính ứng suất tiếp xúc là không phù hợp nữa.

Ứng suất trong nền dưới đáy móng cứng khác với dưới đáy móng mềm. Đặc biệt là đối với vùng gần đáy móng (hình 3-19b). Theo hình vẽ chúng ta có thấy sự tập trung ứng suất ở mép móng.

b – Móng tròn tuyệt đối cứng chịu tải lệch tâm

$$P_{x,y} = \frac{\left(3\frac{ey}{r^2} + 1\right)P}{2\pi r \sqrt{r^2 - x^2 - y^2}} \quad (3-35)$$

trong đó P là tải trọng trên toàn bộ móng

r bán kính móng tròn

x,y tọa độ điểm đang xét

e độ lệch tâm

c – Móng băng chịu tải trọng đúng tâm

$$P_{x,y} = \frac{2P_m}{\pi \sqrt{1 - \left(\frac{y}{b_1}\right)^2}} \quad (3-36)$$

trong đó

- y là khoảng cách theo chiều ngang từ trung tâm móng đến điểm đang xét

- b_1 là một nửa chiều rộng móng $p_m = \frac{P}{2b_1}$

d- Móng băng chịu tải lệch tâm

V/A-Gaxtev đưa ra công thức sau để xác định ứng suất tiếp xúc dưới móng băng chịu tải lệch tâm có tải trọng hông.

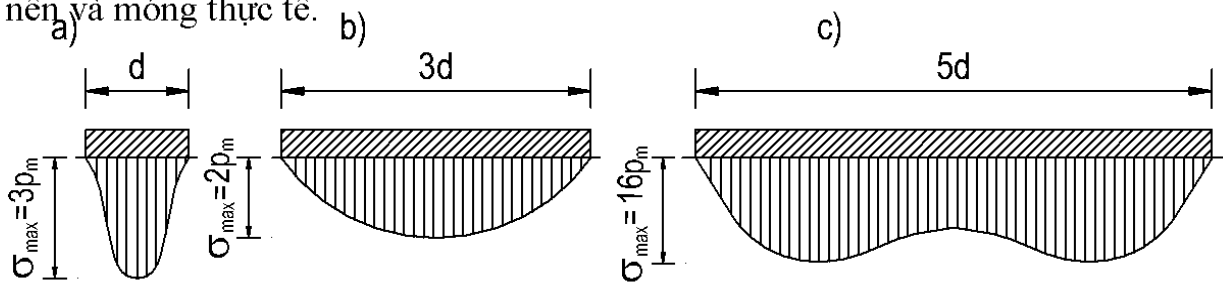
$$p_{x,y} = \frac{p_m}{\pi \sqrt{b_1^2 - y^2}} \left(1 + \frac{2ey}{b_1^2} - \frac{2qb_1}{p_m} \right) + q \quad (3-37)$$

trong đó y, b_1 như trong công thức (3-36)

e là độ lệch tâm theo phương ngang của tải trọng

q là cường độ tải trọng hông

Trên đây chúng ta đã dẫn ra một số công thức tính toán ứng suất tiếp xúc dưới đáy móng cứng, được lập ra trên cơ sở sử dụng lý thuyết đàn hồi đối với đất. Tuy nhiên phải nhấn mạnh rằng sự phân bố ứng suất tiếp xúc không chỉ phụ thuộc vào kích thước và hình dạng móng mà còn phụ thuộc vào độ cứng của móng, tính chất của đất nền và đặc trưng của tải trọng. Vì vậy không thể coi việc tính toán theo các công thức đưa ra là hoàn toàn đúng đắn mà cần xét đến đất nền^{a)} và móng thực tế.



a. Dạng hình

b. Dạng parabol

c. Dạng yên ngựa

Hình 3-20. Các dạng biểu đồ ứng suất tiếp xúc từ thực nghiệm

Trên hình 3-20 a,b,c đưa ra các biểu đồ ứng suất tiến hành với các bàn nén tròn có kích thước khác nhau với các áp lực trung bình p_m như nhau trên cùng loại đất.

3.5. ẢNH HƯỞNG CỦA TÍNH KHÔNG ĐỒNG NHẤT ĐẾN SỰ PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT

Không những độ cứng của móng có ảnh hưởng đến sự phân bố ứng suất trong đất mà tính không đồng đều và dị hướng của đất dưới móng cũng ảnh hưởng rất lớn đến trạng thái ứng suất của đất. Đối với những công trình có diện tích mặt bằng lớn; khi chiều dày của tầng đất dưới đáy móng bằng hoặc nhỏ

chiều rộng của móng còn dưới đó là tầng đá thì tầng đá này sẽ có ảnh hưởng đến sự phân bố ứng suất và sự phân bố ứng suất tiếp xúc.

Phân bố ứng suất của tải trọng hình băng phân bố đều trên nền đất có chiều dày giới hạn h do Viện nghiên cứu nền Maxcova tiến hành được đưa ra trong bảng dưới đây:

$\frac{z}{h}$	Chiều dày tầng chịu nén		
	$h = b_1$	$h = 2b_1$	$h = 5b_1$
1.0	1	1	1
0.8	1,009	0,99	0,82
0.6	1,020	0,92	0,57
0.4	1,024	0,84	0,44
0.2	1,023	0,78	0,37
0	1,022	0,76	0,36

Đại lượng của những ứng suất nén cực đại (tính theo phần của p) trong tầng đất nằm trên tầng không nén dưới móng hình băng.

Từ những số liệu cho trong bảng có thể thiết lập các biểu đồ phân bố ứng suất nén theo trục của tải trọng hình băng ứng với chiều dày tầng chịu nén (hình 3-21)

Từ những biểu đồ ứng suất chúng ta thấy rằng sự có mặt của những tầng đá cứng sẽ gây nên hiện tượng tập trung ứng suất khi chiều dày tầng chịu nén tăng lên thì sự tập trung ứng suất giảm đi. Khi đất nền không đồng nhất cụ thể là khi mô đun biến dạng giảm theo chiều sâu thì ứng suất nén trong chiều dày tầng chịu nén nhỏ đi.

Sự phân bố những ứng suất tiếp xúc dưới đáy móng trên nền đất có chiều dày giới hạn cũng theo các tính toán của Viện nghiên cứu nền đối với các móng cứng và Viện thiết kế công trình thủy điện Maxcova đối với các móng mềm là khác với trường hợp nền đồng nhất.

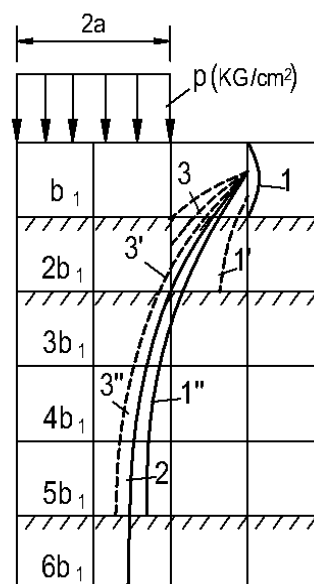
3.6. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT DO TRỌNG LƯỢNG BẢN THÂN ĐẤT

Chúng ta đã xét trong chương này ứng suất trong đất do tác dụng của tải trọng ngoài ở các dạng khác nhau tác dụng trên nền đất. Để có được ứng suất toàn phần tác dụng lên đất cần phải tính toán đến ứng suất do trọng lượng bản thân của đất gây ra.

Từ mặt đất nằm ngang ứng suất do trọng lượng bản thân gây nên sẽ tăng dần theo chiều sâu :

$$\sigma_z = \int_0^z \gamma_z dz; \quad \sigma_z = \sigma_y = \xi_0 \cdot \sigma_x \quad (3-38)$$

trong đó γ_z trọng lượng riêng của đất tại độ sâu z



Hình 3-21. Những biểu đồ phân bố ứng suất dưới trung tâm của tải trọng phân bố đều

ξ_0 là hệ số áp lực hông của đất.

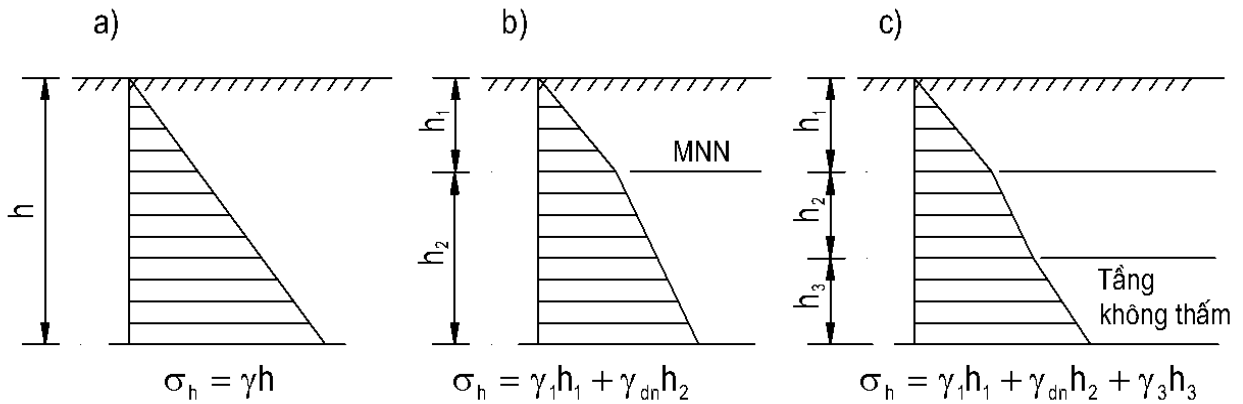
Chú ý rằng : Trọng lượng bản thân không gây ra ứng suất tiếp trong đất, còn công thức (3-38) chỉ xác định ứng suất σ_z , σ_y khi bề mặt đất nằm ngang. Khi mặt đất không nằm ngang thì cần phải xác định σ_z , σ_y theo phương pháp thí nghiệm chuyên môn.

Khi trọng lượng riêng không đổi theo chiều sâu ($\gamma = \text{const}$)

$$\sigma_z = \gamma \cdot Z \quad (3-39)$$

Đối với đất hoàn toàn bão hoà nước nằm dưới mực nước ngầm thì khi tính ứng suất do trọng lượng bản thân phải dùng trị số trọng lượng riêng đầy nổi $\gamma_{\text{đn}}$.

$$\sigma_z = \gamma_{\text{đn}} \cdot Z \quad (3-40)$$



Hình 3-22. Biểu đồ ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây ra

Khi nền có nhiều lớp thì ứng suất nén sẽ là :

$$\sigma_z = \sum_1^n \gamma_i h_i \quad (3-41)$$

trong đó γ_i , h_i là trọng lượng riêng chiều dày lớp đất thứ i

Hình 3-22 : để minh hoạ cách tính ứng suất do trọng lượng bản thân đất.

CÂU HỎI ÔN TẬP

1. Trong thực tế xây dựng có những loại ứng suất nào xuất hiện trong đất? Để xác định ứng suất trong đất ta chấp nhận những giả thiết cơ bản gì? Thế nào là trường hợp bài toán không gian, trường hợp bài toán phẳng? Cho ví dụ.
2. Giải bài toán Buxinet tính ứng suất trong nền dưới tác dụng của lực tập trung thẳng đứng và hệ quả của nó?
3. Phương pháp đồ thị biểu diễn ứng suất trong nền đất?(Xây dựng biểu đồ ứng suất theo phương thẳng đứng, ngang, các đường đẳng ứng suất và ý nghĩa của chúng). So sánh biểu đồ ứng suất trong trường hợp bài toán phẳng và bài toán không gian ?
4. Tính ứng suất trong nền dưới tác dụng lực tập trung nằm ngang và lực tập trung xiên góc trên mặt đất?
5. Phân bố ứng suất trong trường hợp tải trọng phân bố đều hình chữ nhật? Phương pháp điểm góc xác định ứng suất tại một điểm bất kỳ trong nền? (Tính toán và vẽ biểu đồ ứng suất thành thạo)
6. Phân bố ứng suất trong nền trong trường hợp tải trọng phân bố đều hình băng? Xác định các giá trị ứng suất chính về độ lớn và phương trong trường hợp này?
7. Tính ứng suất trong nền dưới tác dụng của tải trọng phân bố dạng phức tạp?
8. Phân bố ứng suất tiếp xúc dưới đáy móng? (trường hợp bài toán lực tác dụng phân bố đều hình chữ nhật)
9. Sự phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân của đất? Khi bơm hạ mực nước ngầm ứng suất thay đổi như thế nào? vì sao?

BÀI TẬP

1. Trên mặt đất có lực tập trung $P=800\text{KN}$ tác dụng thẳng góc với mặt đất. Tính và vẽ biểu đồ ứng suất σ_z do P gây ra tại các điểm A,B,C,D trên đường tác dụng của lực ở độ sâu $z_A=2\text{m}$, $z_B=4\text{m}$, $z_C=6\text{m}$, $z_D=8\text{m}$ và tại các điểm E,F,G,H trên đường nằm ngang vuông góc với đường tác dụng tại B và có các tọa độ $x_E=-4\text{m}$, $x_F=-2\text{m}$, $x_H=2\text{m}$, $x_H=4\text{m}$.
2. Cho 3 lực tập trung $P_1=500\text{KN}$, $P_2=600\text{KN}$, $P_3=800\text{KN}$ tác dụng thẳng góc với mặt đất tại các điểm A,B,C tạo thành 1 tam giác đều có cạnh 4m. Tính ứng suất do các lực trên gây ra tại các điểm nằm trên trục A và điểm nằm trên trục O (trọng tâm tam giác) ở độ sâu $z=2\text{m}$.
3. Móng hình chữ nhật có kích thước 1,5x2,4m, chịu tải trọng phân bố đều $p=120\text{Kpa}$, chia móng thành 9 phần, mỗi phần 0,5x0,8m và xem như là một lực tập trung P_i . Áp dụng công thức Boussinesq tính ứng suất tại điểm M ở độ sâu 1m trong các trường hợp sau:
 - a) Điểm M nằm ở tâm móng
 - b) Điểm M nằm ở góc móng
 - c) Điểm M nằm trên trung điểm cạnh dài của móng

4. Móng tương tự bài tập 3. Áp dụng phương pháp điểm góc tính ứng suất tại điểm M trong các trường hợp như bài tập 3.

5. Một móng hình chữ nhật kích thước $lxb=4x2m$. Áp lực đáy móng phân bố đều có cường độ $p=200KN/m^2$.

a) Tính ứng suất gây lún σ_{z_0} tại các điểm A, B, C, D trên trục đi qua tâm móng

b) Tính ứng suất gây lún σ_{z_c} tại các điểm E, F, G, H trên trục đi qua góc móng ở độ sâu: $z_{A,E} = 0,5m$, $z_{B,F} = 1,0m$, $z_{C,G} = 1,5m$, $z_{D,H} = 2,0m$. Vẽ biểu đồ ứng suất từ các kết quả tính được.

6. Hai công trình A, B đứng cạnh nhau, móng công trình A có kích thước $lxb=30x10m$, ứng suất dưới đáy móng phân bố đều cường độ $p_1=200KN/m^2$, móng công trình B có kích thước $lxb=20x10m$, ứng suất dưới đáy móng phân bố đều $p_2=250KN/m^2$. Khoảng cách giữa hai tâm móng $O_1O_2=13m$. Tính ứng suất tại M nằm dưới tâm móng B và ứng suất tại điểm N nằm dưới trung điểm bề dài móng B ở độ sâu 5m.

7. Móng băng rộng $b=3m$, chịu tải trọng $p=125Kpa$, chiều sâu đặt móng $h_m=1m$, nền có $\gamma = 19,5KN/m^3$ và $c=12Kpa$, $\varphi = 20^\circ$. Đánh giá trạng thái ổn định của điểm M dưới đáy móng 1,7m nằm trên trục đi qua mép móng.

8. Móng băng rộng $b=4m$, chịu tải trọng $p=300Kpa$, chiều sâu đặt móng $h_m=1m$, nền có $\gamma = 19,5KN/m^3$. Xác định ứng suất $\sigma_z, \sigma_x, \tau_{zx}$ tại điểm M (1,4)m trong nền.

9. Vẽ biểu đồ ứng suất bản thân của nền gồm các lớp đất sau:

Lớp đất	$\gamma_w (KN/m^3)$	Chiều dày (m)
1	17	3
2	18	5
3	19	8

Biết mực nước ngầm ở độ sâu 6 m.

CHƯƠNG 4

LÝ THUYẾT VỀ TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT GIỚI HẠN CỦA ĐẤT VÀ ỨNG DỤNG CỦA NÓ

4.1. KHÁI NIỆM

Trạng thái ứng suất giới hạn của đất tại điểm đang xét là trạng thái ứng suất mà chỉ cần tăng thêm một tải trọng rất nhỏ, thì trạng thái cân bằng của đất sẽ bị phá vỡ và làm cho đất mất trạng thái ổn định. Khi trong khối đất tải trọng vượt quá tải trọng giới hạn thì sẽ xuất hiện mặt trượt, đứt gãy hoặc lún sập và độ bền giữa các hạt và nhóm hạt trong khối đất bị phá vỡ. Trạng thái ứng suất như vậy là hoàn toàn không cho phép khi dùng đất làm nền công trình, môi trường và vật liệu xây dựng. Muốn vậy thì khi thiết kế phải tính toán được tải trọng cho phép lớn nhất tác dụng lên khối đất mà ứng với nó thì khối đất hãy còn ở trạng thái cân bằng nghĩa là chưa bị mất ổn định hay chưa phá hoại theo độ bền của nó.

Những vấn đề về độ bền, ổn định của nền công trình, của mái dốc và áp lực đất lên vật chắn là những phần quan trọng của lý thuyết cân bằng giới hạn của cơ học đất. Khởi đầu của lý thuyết này là những công trình nghiên cứu của Coulomb và Prandtl. Sau đó vào những năm 1940-1950 các nhà bác học Xô Viết như Xokolovskii, Berezantsev... đã có những đóng góp cho việc giải các phương trình vi phân cân bằng giới hạn. Các kết quả đó đã tạo điều kiện cho việc giải các bài toán về sức chịu tải, độ bền ổn định của nền công trình, mái dốc và áp lực đất lên tường chắn mà chúng ta sẽ xét đến trong chương này.

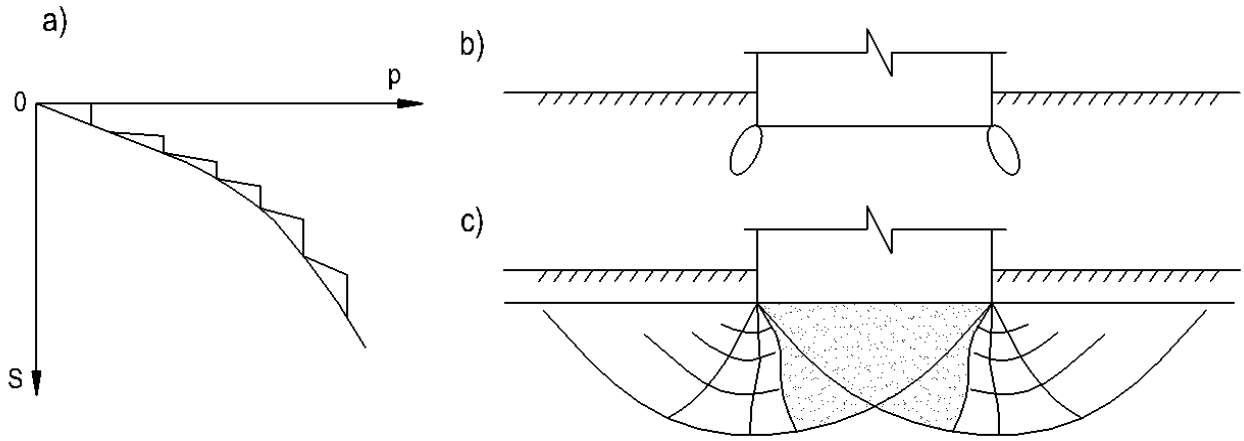
4.2. CÁC PHA TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT CỦA ĐẤT

4.2.1. Những quá trình cơ học trong đất

Chúng ta sẽ nghiên cứu những quá trình cơ học xảy ra trong đất dưới tác dụng của tải trọng cục bộ với độ lớn tăng dần ví dụ như khi thí nghiệm bàn nén có kích thước nhất định và tải trọng tác dụng lên nó tăng dần. Trong trường hợp này, những quá trình cơ học sẽ phức tạp hơn nhiều so với đất chịu nén một chiều trong máy nén. Trong máy nén mẫu đất chỉ nén lún mà không có khả năng nở hông, mẫu đất chịu tác dụng của ứng suất pháp. Còn dưới tác dụng của tải trọng lên bàn nén thì nền đất không những xuất hiện những ứng suất pháp mà còn cả những ứng suất tiếp (ứng suất cắt). Mà ứng suất tiếp đó khi đạt tới những giá trị nhất định thì gây ra hiện tượng trượt cục bộ. Vì thế khi chịu tác dụng của tải trọng cục bộ thì biến dạng nén tắt dần và các biến dạng cắt tăng dần mà dưới một cường độ ngoại lực nhất định dẫn đến hiện tượng chảy dẻo, phỏng trời, lún sập...

Hình 4-1a là đường cong biến dạng của đất dưới tác dụng cục bộ trên mặt đất tăng lên từng cấp một.

Nếu như cường độ tải trọng nhỏ, đất còn giữ được tính dính thì đoạn đầu của đường cong biến dạng gần như là đường thẳng (đoạn bc) khi độ bền cấu trúc của đất chưa bị phá vỡ thì đất chỉ biến dạng đàn hồi và độ lún của mặt nền sẽ được phục hồi hoàn toàn khi dỡ tải.



Hình 4-1. Quan hệ giữa biến dạng và áp lực
 a. Đường cong biến dạng khi gia tải dần từng cấp
 b. Kết thúc giai đoạn nén và chuyển sang giai đoạn cắt
 c. Đường trượt và nêm cứng khi vùng cân bằng giới hạn

Ở những cấp độ tải trọng tiếp theo (hoặc là ngay ở cấp tải trọng đầu tiên) nếu độ bền cấu trúc đã bị phá vỡ thì sẽ xuất hiện sự nén lại của đất dưới tải trọng tức là sự giảm thiểu hệ số rỗng của đất ở một bộ phận dưới bề mặt chịu tải. Những kết quả thí nghiệm trực tiếp cho thấy rằng : tồn tại một số trị số nhất định của tải trọng ứng với các quá trình cơ học khác nhau diễn ra trong đất.

4.2.2. Các pha của trạng thái ứng suất

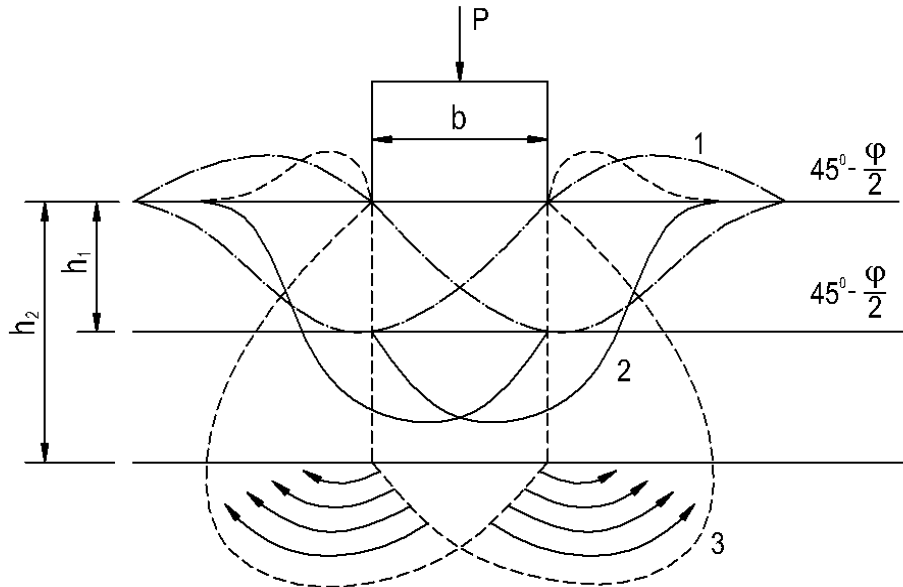
Pha đầu tiên của trạng thái ứng suất của đất được gọi là “pha nén”, trong pha này có thể cho rằng quan hệ giữa ứng suất và biến dạng là quan hệ tuyến tính. Khi tải trọng tăng lên thì xuất hiện vùng biến dạng dẻo ở mép móng, ở đó ứng suất cắt ở trạng thái cân bằng giới hạn. Khi tải trọng tiếp tục tăng lên thì bắt đầu pha thứ hai của trạng thái ứng suất được gọi là “pha trượt”, quan hệ ứng suất trong pha này luôn luôn không tuyến tính. ở cuối “pha nén” đầu “pha trượt” ở ngay dưới mặt nén (hay đáy móng) hình thành nhân cứng hình nêm nó ép phôi đất ra xung quanh và đẩy trôi lên mặt đất gọi là “pha đất trôi”. Trong pha này ứng suất và biến dạng có thể được xác định theo lý thuyết cân bằng giới hạn

4.2.3. Những mặt trượt

Khi nền đất ở trạng thái cân bằng giới hạn tùy thuộc vào chiều sâu đặt móng và độ chặt của đất mà hình thành mặt trượt ở các dạng khác nhau. Chúng ta xét dạng mặt trượt của các trường hợp sau : (hình 4-3)

1- Móng nông : (khi $\frac{h}{b} < \frac{1}{2}$) khi tải trọng lớn hơn sức chịu tải của nền đất thì đất bị đẩy trôi lên mặt (đường 1)

2- Móng đặt sâu trung bình (khi $\frac{h}{b} = \frac{1}{2} \div 2$) thì mặt trượt trong nền có dạng chữ S và đất cũng bị đẩy trôi lên trên mặt (đường 2)



Hình 4-2. Những mặt trượt

1. Mặt trượt móng nông
2. Mặt trượt móng sâu trung bình
3. Mặt trượt móng sâu

3- Móng sâu (khi $\frac{h}{b} = 2 \div 4$) thì đất không bị đẩy trôi lên mặt, vùng giới hạn cắt phát triển đến mặt đáy móng làm biến dạng khối đất xung quanh móng (đường 3)

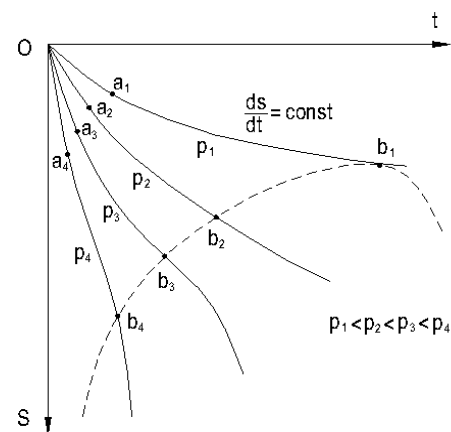
4- Móng đặt rất sâu (khi $\frac{h}{b} > 4$) thì vùng biến dạng cắt không phát triển đến mặt móng mà xuất hiện hiện tượng lún sập của nền tức là móng bị lún đột ngột với một đại lượng đáng kể và thường không cho phép trong thiết kế nền móng.

Bây giờ chúng ta xét đến quan hệ biến dạng của đất theo thời gian trong pha trượt. Trên bất kỳ đường cong nào (hình 4-3). Biến dạng của pha trượt cũng có thể chia làm 3 đoạn :

- Đoạn 1: (oa_1 ; oa_2 ; oa_3 và oa_4) ứng với hiện tượng từ biến không có hoặc không xác định.

- Đoạn 2: (a_1b_1 ; a_2b_2 ; a_3b_3 và a_4b_4) tốc độ biến dạng là $\frac{ds}{dt} = \text{const}$ có hiện tượng từ biến dạng chảy dẻo.

- Đoạn 3: (b_1c_1 ; b_2c_2 ; b_3c_3 và b_4c_4) tốc độ biến dạng $\frac{ds}{dt} = \infty$ đất bị chảy nhão.



Hình 4-3. Biến dạng của đất thay đổi theo thời gian trong

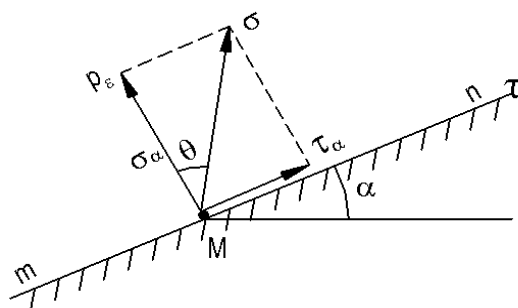
Biểu đồ cũng cho ta thấy rằng khi ngoại lực càng lớn thì tốc độ chảy dẻo càng nhanh. Nếu ta nối các điểm b_1 , b_2 , b_3 và b_4 tương ứng với thời gian xuất hiện sự dẻo nhanh thì chúng ta sẽ được đường cong “độ bền lâu dài”. Dùng

đường cong này có thể xác định được áp lực tối thiểu mà với áp lực đó thì sự chảy dẻo của đất sẽ giảm và tắt dần (sau khi độ bền cấu tạo của đất được phục hồi) áp lực đó được gọi là “độ bền lâu dài” của đất.

4.3. PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN CÂN BẰNG GIỚI HẠN CỦA ĐẤT

4.3.1. Góc nghiêng lớn nhất

Dưới tác dụng của tải trọng cục bộ trên mặt đất tại một điểm M bất kỳ của đất trên mặt mn nghiêng một góc α với mặt phẳng nằm ngang sẽ xuất hiện đồng thời những ứng suất pháp và ứng suất tiếp. Ngoài ra đối với đất dính còn phải kể đến ảnh hưởng lực dính $P_\varepsilon = \frac{c}{\text{tg}\varphi}$ còn đối với đất cát thì $P_\varepsilon = 0$. Tổng quát trên mặt mn có các ứng suất pháp $\sigma_\alpha + P_\varepsilon$ và ứng suất tiếp τ_α , ứng suất toàn phần σ nghiêng một góc θ với ứng suất pháp (Hình 4-4)



Hình 4-4. Sơ đồ ứng suất tại 1 điểm

Khi góc α thay đổi thì giá trị những thành phần ứng suất cũng sẽ biến đổi và khi ứng suất tiếp đạt tới giá trị nhất định nào đó so với ứng suất pháp thì xảy ra hiện tượng trượt. Như vậy điều kiện cân bằng giới hạn tại điểm đang xét là :

$$\tau_\alpha \leq f(\sigma_\alpha + P_\varepsilon) \text{ hoặc } \frac{\tau_\alpha}{\sigma_\alpha + P_\varepsilon} \leq f \quad (4-1)$$

Từ hình vẽ 4-4 ta có : $\frac{\tau_\alpha}{\sigma_\alpha + P_\varepsilon} = \text{tg}\theta$

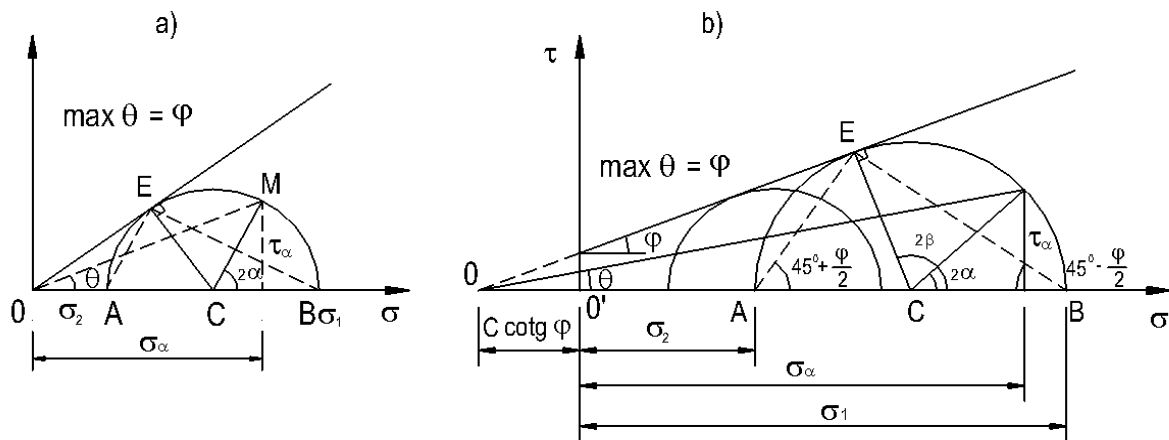
Trong đó góc θ là góc nghiêng của ứng suất toàn phần. Khi góc α thay đổi góc nghiêng θ thay đổi. Góc nghiêng lớn nhất θ_{max} khi đất đạt trạng thái cân bằng giới hạn là khi $\theta_{\text{max}} = \varphi$ (trong đó φ là góc ma sát trong của đất).

4.3.2. Những điều kiện cân bằng giới hạn

a. Đối với đất rời

Theo hình vẽ 4-6a ta có giá trị của góc nghiêng θ_{max} khi đường bao OE tiếp xúc với vòng tròn ứng suất. Như kết quả của mục IV-4 chương 2 (công thức 2-25) ta có liên hệ giữa các ứng suất pháp chính

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \sin \varphi \quad (4-2a)$$



Hình 4-6. Biểu đồ ứng suất cắt

a. Đối với đất rời b. Đối với đất dính

trong đó - σ_1, σ_2 là những ứng suất chính tại điểm đang xét.

- φ là góc ma sát trong của đất

Điều kiện (4-2a) là điều kiện cân bằng giới hạn đối với đất rời, biến đổi lượng giác biểu thức này ta được :

$$\sigma_2 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \text{ hoặc } \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ \pm \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4-2b)$$

Công thức 4-2b được áp dụng rộng rãi khi tính áp lực đất lên tường chắn, dấu “+” trong công thức là ứng với áp lực đất bị động còn dấu “-” là ứng với áp lực đất chủ động.

Đối với bài toán phẳng người ta thường biểu diễn các ứng suất chính qua các thành phần ứng suất σ_z, σ_y và τ_{yz} khi đó điều kiện cân bằng (4-2a) trở thành :

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}{(\sigma_y + \sigma_z)^2} = \sin^2 \varphi \quad (4-2c)$$

b. Đối với đất dính

Theo hình 4-6b sử dụng kết quả từ mục IV-4 chương 2 (công thức 2-26) ta có

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2P_\varepsilon} = \sin \varphi \quad (4-3a)$$

Do đó
$$\sigma_1 - \sigma_2 = 2 \sin \varphi \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + P_\varepsilon \right) \quad (4-3b)$$

Thay $P_\varepsilon = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$ và biến đổi ta được :

$$\sigma_1 + \sigma_2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ \pm \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \operatorname{ctg} \left(45^\circ \pm \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4-3c)$$

Đối với bài toán phẳng tương tự như đối với đất rời, với đất dính ta có điều kiện cân bằng giới hạn biểu diễn qua σ_z, σ_y và τ_{yz} như sau :

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi \quad (4-3d)$$

Vòng tròn ứng suất giới hạn cho phép xác định phương của những mặt trượt. Ta nối OE tiếp xúc với đường tròn đường kính $AB = \sigma_1 - \sigma_2$ thì đoạn thẳng AE chỉ phương của mặt trượt.

Từ hình vẽ 4-6 ta có :

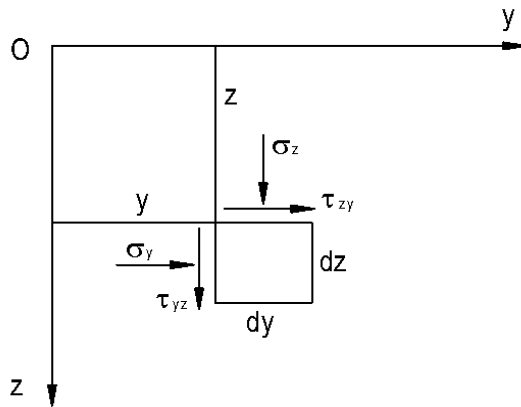
$$BCE = 2\beta = 90^\circ + \varphi \text{ do đó } \beta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

Vậy tại mỗi điểm trong khối đất đạt trạng thái cân bằng giới hạn thì có một mặt trượt đi qua phương của mặt trượt nghiêng một góc $\pm \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ với phương của ứng suất chính nhỏ nhất σ_2 hoặc nghiêng một góc $\pm \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ với phương của ứng suất chính lớn nhất σ_1

4.3.3. Những phương trình cân bằng giới hạn

a. Bài toán phẳng

Trong trường hợp chung của trạng thái giới hạn đối với bài toán phẳng người ta xét sự cân bằng của phân tố đất hình vuông trong hệ tọa độ vuông góc yOz , chiều dương của Oz hướng theo chiều tác dụng của trọng lượng. Phân tố đất có cạnh dy và dz chịu tác dụng của các ứng suất $\sigma_z, \sigma_y, \tau_{yz}$ và trọng lượng bản thân (hình 4-7)



Hình 4-7. Sơ đồ ứng suất tác dụng trong bài toán phẳng

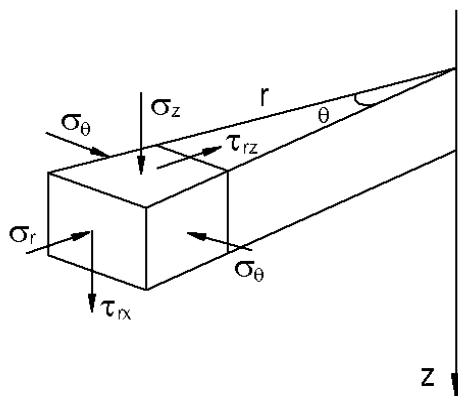
Trạng thái cân bằng của phân tố đất được biểu thị bởi phương trình vi phân cân bằng tĩnh và một phương trình vi phân cân bằng giới hạn được F.Kotter đưa ra sau đây:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} &= \gamma \\ \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} &= 0 \\ \frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c \cdot \cot \varphi)^2} &= \sin^2 \varphi \end{aligned} \right\} \quad (4-4)$$

Hệ phương trình vi phân cân bằng giới hạn (4-4) đã được Xocolovxki giải vào năm 1942. Kết quả của nó được sử dụng rộng rãi trong tính toán sức chịu tải của nền, ổn định của mái dốc và áp lực đất lên vật chắn.

b. Bài toán không gian

Bài toán không gian chỉ có hệ phương trình vi phân cân bằng đối với bài toán đối xứng trục. Đối với bài toán này người ta dùng hệ tọa độ hình trụ tròn (r, θ) với các ký hiệu của các thành phần ứng suất như trên hình 4-8.



Hình 4-8. Sơ đồ ứng suất trong trường hợp không gian đối xứng trục

Hệ phương trình vi phân cân bằng trong trường hợp này như sau :

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\tau_{rz}}{r} &= \gamma \\ \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} &= 0 \\ \frac{(\sigma_r - \sigma_z)^2 + 4 \cdot \tau_{rz}^2}{(\sigma_z + \sigma_r + 2c \cdot \cot \varphi)^2} &= \sin^2 \varphi \end{aligned} \right\} \quad (4-5a)$$

Ngoài ra do đối xứng trục nên những ứng suất tiếp theo các mặt kinh tuyến bằng không và σ_θ là ứng suất chính

$$\sigma_\theta = \sigma_2 = \sigma_3 \quad (4-5b)$$

Phương trình (4-5a) bổ sung vào hệ phương trình (4-5b) để biến chúng thành hệ phương trình tĩnh học xác định. Hệ phương trình này do giáo sư Berezantsev lập ra và giải cho bài toán không gian của lý thuyết cân bằng giới hạn.

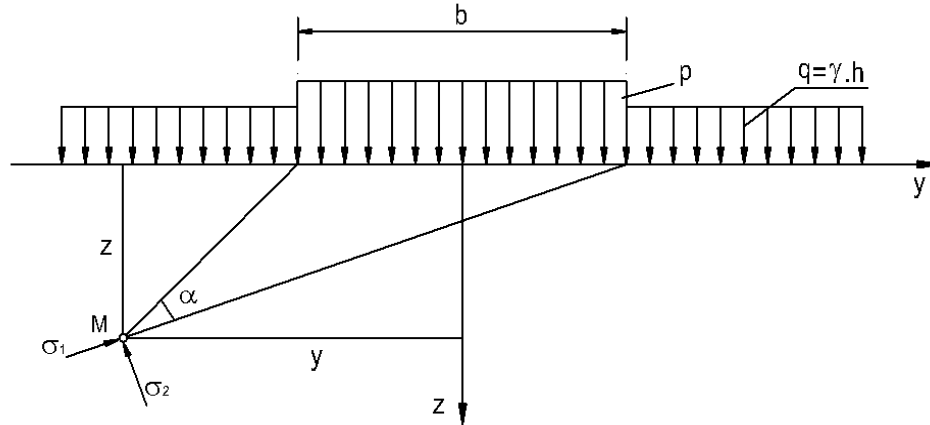
4. 4 TẢI TRỌNG TỐI HẠN TÁC DỤNG LÊN NỀN

Khi xét biến dạng của nền đất dưới tác dụng của tải trọng cục bộ trên mặt đất ta thấy khi tải trọng tăng lên nền đất trải qua các giai đoạn nén chặt, hình thành vùng biến dạng dẻo rồi đến chỗ nền đất bị phá hoại. Từ quan hệ giữa biến dạng và tải trọng ta có hai giá trị giới hạn của tải trọng :

- Tải trọng giới hạn thứ nhất P_{gh}^I ứng suất với lúc nền đất kết thúc giai đoạn nén chặt và xuất hiện vùng biến dạng dẻo ở mép móng. Đại lượng của tải trọng giới hạn thứ nhất được gọi là tải trọng tới hạn ban đầu và nó là an toàn với nền móng công trình.

- Tải trọng giới hạn thứ hai ứng với khi dưới đáy móng hình thành những vùng cân bằng giới hạn đất được tận dụng tối đa khả năng chịu tải của nó. Đại lượng của tải trọng giới hạn thứ hai P_{gh}^{II} chính là tải trọng phá hoại của nền đất khi tính toán cường độ và ổn định của nền đất.

Để xác định tải trọng tới hạn lên nền chúng ta xét trường hợp tải trọng phân bố đều trên băng có chiều rộng b , tải trọng hông $q = \gamma \cdot h$ (γ là trọng lượng riêng của đất, h là chiều sâu đặt móng) như trên hình 4-9.



Hình 4-9. Sơ đồ tác dụng của tải trọng hình băng

Tại điểm M độ sâu Z ứng suất thẳng đứng σ_{zd} do trọng lượng bản thân đất gây nên bằng :

$$\sigma_{zd} = \gamma (h+z) \quad (4-6)$$

và ứng suất nằm ngang do trọng lượng bản thân đất gây ra là :

$$\sigma_{xd} = \xi \cdot \sigma_{zd}$$

(4-7)

Trong đó : ξ_0 là hệ số áp lực hông của đất vì có sự xuất hiện biến dạng dẻo nên giả thiết :

$$\xi_0 = 1 \text{ và } \sigma_{xd} = \sigma_{zd} = \gamma (h+z) \quad (4-8)$$

Vì σ_{zd} và σ_{xd} là ứng suất chính cho nên trên bất kỳ phương nào ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây ra đều bằng $\gamma(h+z)$. Đây là giả thiết về sự phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân theo quy luật thuỷ tĩnh.

Từ kết quả xác định trị số ứng suất chính dưới tải trọng hình băng kể cả do trọng lượng bản thân đất gây ra, ta có ứng suất chính tại điểm M như sau :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p - \gamma h}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) + \gamma (h + z) \\ \sigma_2 &= \frac{p - \gamma h}{\pi} (\alpha - \sin \alpha) + \gamma (h + z) \end{aligned} \right\} \quad (4-9)$$

Thay σ_1, σ_2 ở biểu thức (4-9) vào điều kiện cân bằng giới hạn (4-3b) ta được :

$$\frac{p - \gamma h}{\pi} \sin \alpha - \sin \varphi \left(\frac{p - \gamma h}{\pi} \alpha - \gamma h + \gamma z \right) = c \cdot \cos \varphi \quad (4-10)$$

Hoặc

$$Z = \frac{p - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} - \alpha \right) - h - \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \quad (4-11)$$

Phương trình (4-11) cho trị số độ sâu Z của điểm M bất kỳ nằm trong vùng biến dạng dẻo là hàm số góc nhìn α . Muốn tìm chiều sâu lớn nhất của vùng biến dạng dẻo Z_{\max} thì phải tìm cực đại của hàm Z theo biến α .

$$\frac{dz}{d\alpha} = \frac{p - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0 \quad \text{Tìm được : } \alpha = \frac{\pi}{2} - \varphi$$

Thay vào ta có :

$$Z_{\max} = \frac{p - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - h - \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \quad (4-12)$$

Giải biểu thức này tìm được tải trọng tương ứng theo $Z_{\max} = 0$ tức là khi vùng biến dạng dẻo mới bắt đầu xuất hiện ở hai mép móng. Cho $Z_{\max} = 0$ từ công thức 4-12 ta có :

$$p_0 = \frac{\pi(\gamma h + c \cot g \varphi)}{\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h \quad (4-13)$$

Tải trọng p_0 tính theo biểu thức (4-13) là tải trọng rất an toàn vì vùng biến dạng dẻo mới bắt đầu xuất hiện, bởi vậy có một số phương pháp xác định tải trọng tới hạn với những phạm vi biến dạng dẻo đã phát triển. Kinh nghiệm thực tế cho thấy có thể lấy Z_{\max} lớn hơn mà không ảnh hưởng đối với sự làm việc của nền đất, trong đó quy phạm thiết kế nền nhà và công trình quy định lấy :

$$Z_{\max} = \frac{b}{4}$$

Trong công thức (4-12) thay $Z_{\max} = \frac{b}{4}$ tính được $P_{Z_{\max}}$ tương ứng mà quy phạm gọi là áp lực tiêu chuẩn lên nền R^{tc} :

$$P^{tc} = \frac{\pi \gamma}{\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \left(\frac{b}{4} + h + \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \right) + \gamma h \quad (4-14)$$

Công thức (4-14) được biến đổi dưới dạng có các hệ số phụ thuộc vào góc ma sát trong có đưa thêm vào các hệ số tính toán được quy phạm nền nhà và công trình quy định dùng để kiểm tra áp lực ở đáy móng.

4.5. TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG GIỚI HẠN LÊN NỀN THEO LÝ THUYẾT CÂN BẰNG GIỚI HẠN

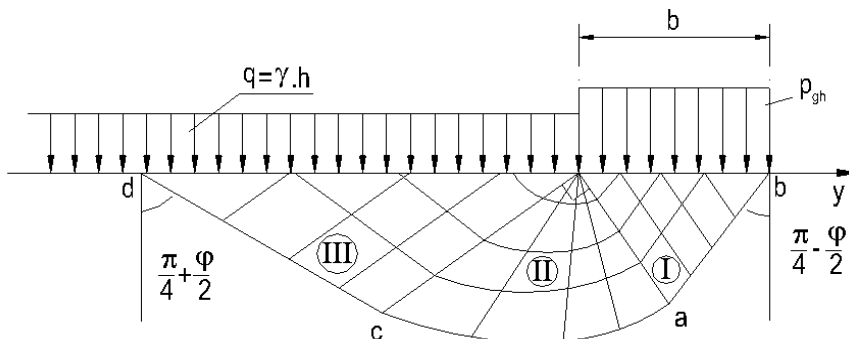
Như đã xét ở trên tải trọng giới hạn thứ hai p_{gh}^{\parallel} mới chính là tải trọng giới hạn của nền đất sẽ bị trượt theo một mặt trượt nào đó, dẫn tới hiện tượng đất trôi (khi móng đặt nông) hoặc trượt ngầm, lún đột ngột (khi móng đặt sâu).

Để tính toán tải trọng giới hạn người ta sử dụng các phương trình vi phân cân bằng giới hạn đưa ra trong mục III.

Năm 1920, L.Prandtl đã giải hệ phương trình vi phân của bài toán phẳng với điều kiện coi đất là không có trọng lượng tức $\gamma = 0$. Tải trọng thẳng đứng giới hạn theo lời giải của L.Prandtl như sau :

$$p_{gh} = (q + c \cdot \cot \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - c \cdot \cot \varphi \quad (4-15)$$

Theo lời giải của L.Prandtl đường trượt có dạng như trên hình 4-10



Hình 10. Sơ đồ lưới đường trượt theo lời giải của L.Prandtl

Vùng trượt được chia làm 3 phần :

Trong phần I : hai họ đường trượt là những đoạn thẳng làm với đường thẳng đứng một góc bằng $\pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

Trong phần II : họ đường trượt thứ nhất là những đường xoắn logarit có điểm cực tại mép móng và xác định theo phương trình :

$$r = r_0 e^{\theta \operatorname{tg} \varphi}$$

còn họ đường trượt thứ 2 là những đoạn thẳng xuất phát từ cực.

Trong phần III : hai họ đường trượt là những đoạn thẳng làm với đường thẳng đứng một góc bằng $\pm \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$

Năm 1942 V.V. Xokolovxki đã đưa ra lời giải hệ phương trình vi phân cân bằng giới hạn cho bài toán phẳng có xét đến trọng lượng của đất. Và năm 1952 V.B. Berexantxev đã phát triển phương pháp của Xokolovxki cho trường hợp bài toán không gian. Ngoài ra còn K. Terzaghi, Conquot-Kerisel, Skempton... cũng đã có những cống hiến có giá trị cho việc phát triển lý thuyết cân bằng giới hạn. Sau đây ta sẽ xét đến các phương pháp thường dùng để tính toán sức chịu tải của nền.

4.5.1. Phương pháp Xokolovxki

Xokolovxki đã giải bài toán phẳng với các trường hợp khác nhau và lập thành bảng biểu để tiện sử dụng. Biểu thức Xokolovxki chỉ dùng được cho các móng đặt nông ($\frac{h}{b} < 0,5$) vì lúc đó có thể thay lớp đất trong phạm vi độ sâu đặt

móng h bằng tải trọng bên $q = \gamma \cdot h$. Sau đây là các trường hợp thường gặp :

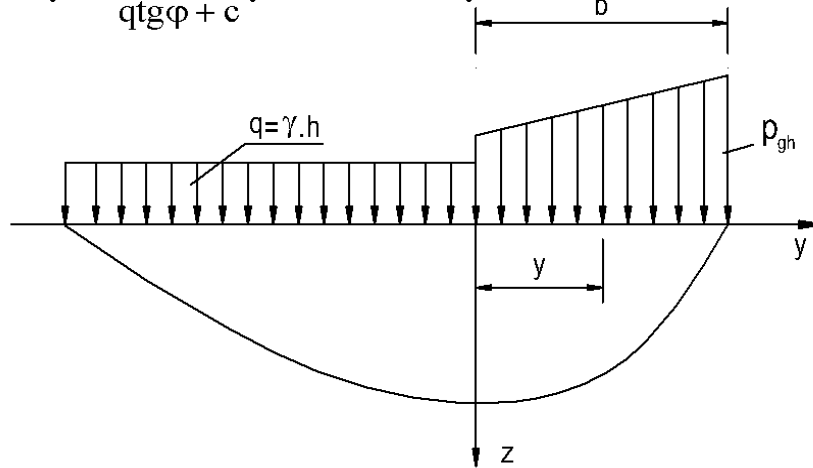
a. Nền đất chịu tải trọng thẳng đứng lệch tâm (hình 4-11).

Khi đó tung độ của tải trọng giới hạn tính theo biểu thức :

$$p_{gh} = p_T (c + q \operatorname{tg} \varphi) + q \quad (4-16)$$

- Trong đó - C là lực dính đơn vị, φ là góc ma sát trong của đất.
 - P_T là hệ số không thứ nguyên cho trong bảng phụ thuộc vào :

$$p_T = \frac{\gamma}{\text{qtg}\varphi + c} y \quad \text{với } 0 \leq y \leq b$$



Hình 4-11. Trường hợp tải trọng thẳng đứng lệch tâm

Từ công thức 4-16, ta suy ra một số trường hợp đặc biệt sau :

- Khi móng đặt trên mặt đất dính ($h = 0, c \neq 0$)

$$p_{gh} = p_T \cdot c \quad (4-17)$$

Trong đó $p_T = \frac{\gamma}{c} y$

- Khi móng nông đặt trên đất cát ($h \neq 0, c = 0$)

$$p_{gh} = q(p_T \text{tg}\varphi + 1) \quad (4-18)$$

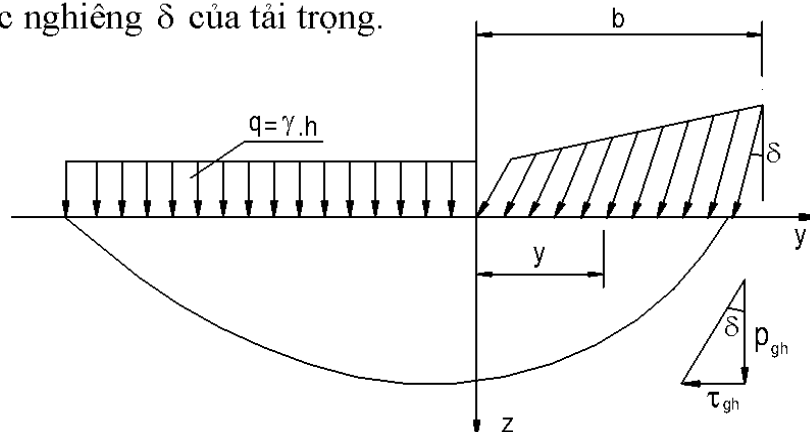
Trong đó $p_T = \frac{\gamma}{\text{qtg}\varphi} \cdot y$

b. Nền đất chịu tải trọng nghiêng lệch tâm (khi có cả tải trọng thẳng đứng và tải trọng nằm ngang)

- Thành phần thẳng đứng của tải trọng giới hạn trong trường hợp này được xác định theo công thức :

$$p_{gh} = N_\gamma \cdot \gamma \cdot y + N_q \cdot q + N_c \cdot c \quad (4-19)$$

Trong đó N_γ, N_q, N_c là các hệ số sức chịu tải tra bảng IV.2 phụ thuộc góc ma sát trong φ và góc nghiêng δ của tải trọng.



Hình 4-12. Trường hợp tải trọng nghiêng lệch tâm

- Thành phần nằm ngang τ_{gh} của tải trọng giới hạn :

$$\tau_{gh} = p_{gh} \cdot \text{tg}\delta \quad (4-19)$$

Biểu đồ tải trọng tính theo biểu thức (4-19) có dạng hình thang với các giá trị p_{gh} tại $y=0$ và p_{gh} tại $y = b$:

$$p_{gh,0} = N_q \cdot q + N_c \cdot c \quad (4-20)$$

$$p_{gh,b} = p_{gh,0} + N_\gamma \cdot \gamma \cdot b$$

Từ biểu đồ phân bố p_{gh} có thể rút ra tổng hợp lực giới hạn :

$$P_{gh} = \frac{1}{2} (p_{gh,0} + p_{gh,b}) \cdot b \quad (4-21)$$

$$T_{gh} = p_{gh} \cdot \text{tg}\delta$$

Còn độ lệch tâm của P_{gh} xác định theo biểu thức :

$$e_{gh} = \frac{b}{3} \left(\frac{3N_q \cdot \gamma \cdot h + 3N_c \cdot c + 2N_\gamma \cdot \gamma \cdot b}{2N_q \cdot \gamma \cdot h + 2N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma \cdot b} - \frac{3}{2} \right) \quad (4-22)$$

4.5.2. Phương pháp của Berenzantxev

Điểm tiến bộ trong phương pháp này là xét đến sự ổn tồn tại của nêi đất dưới đáy móng. Nội dung của phương pháp Berenzantxev là dựa trên các phương pháp của Xolovxki để tính toán xác định các đường trượt, mặt khác dựa trên thực nghiệm mô hình để đơn giản hóa đường trượt xác định bằng tính toán. Trong sơ đồ tính toán của Berenzantxev xét tới nêi đất là tam giác vuông cân và xét cân bằng của các đoạn và nêi đất để tìm tải trọng giới hạn . Sau đây là kết quả cho các trường hợp .

a. Trường hợp bài toán phẳng

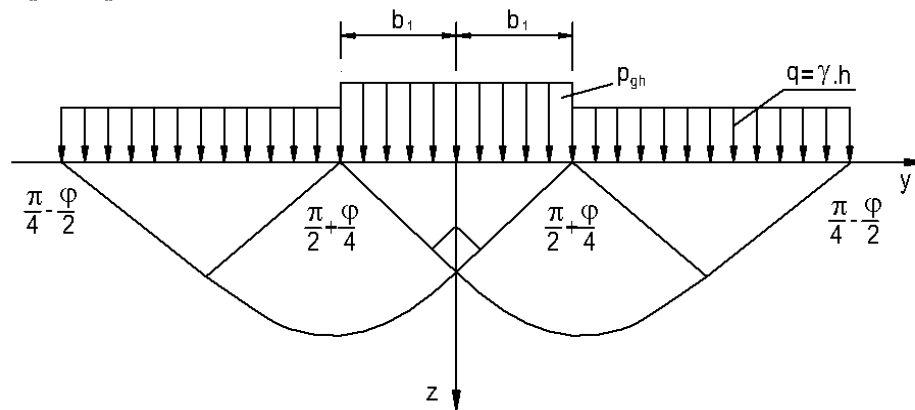
- Đối với móng đặt nông mặt trượt có dạng như hình (4-13)

Tải trọng giới hạn phân bố đều theo công thức :

$$p_{gh} = N_{\gamma_n} \cdot \gamma \cdot b_1 + N_{q_n} \cdot q + N_{c_n} \cdot c \quad (4-24)$$

Trong đó

- $N_{\gamma_n}, N_{q_n}, N_{c_n}$ là hệ số sức chịu tải phụ thuộc vào góc ma sát trong φ bảng IV.3.



Hình 4-13. Bài toán phẳng móng nông $h/b < 0,5$

- Đối với móng chôn sâu vừa ($\frac{h}{b} = 0,5 \div 2$). Tải trọng giới hạn của nền cát lấy theo công thức :

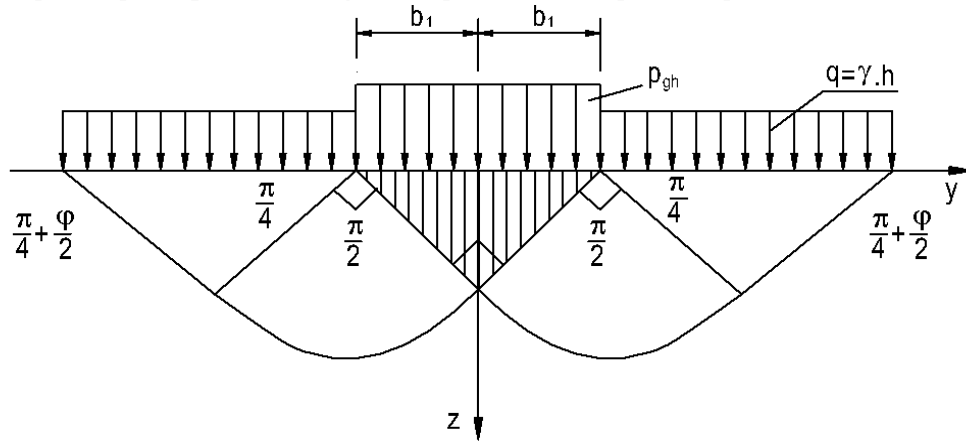
$$p_{gh} = A_n \cdot \gamma \cdot b_1 \quad (4-25)$$

Trong đó

- A_n là hệ số sức chịu tải phụ thuộc vào góc ma sát trong φ tra bảng IV.3.

b. Bài toán không gian đối xứng trục

- Đối với móng nông hình tròn đường kính $2 \cdot b_1$, nếu cắt móng bằng mặt phẳng thẳng đứng đi qua tâm đáy móng thì có dạng đường trượt như hình 4-14.



Hình 4-14. Bài toán móng tròn, đất nông

Tải trọng giới hạn trung bình trong trường hợp này

$$p_{gh} = N_{\gamma_k} \cdot \gamma \cdot b_1 + N_{q_k} \cdot q + N_{c_k} \cdot c \quad (4-26)$$

Trong đó $N_{\gamma_k}, N_{q_k}, N_{c_k}$ là hệ số sức chịu tải phụ thuộc vào góc ma sát trong φ bảng IV.4.

- Đối với móng tròn chôn sâu vừa tải trọng giới hạn của nền đất cát tính theo công thức.

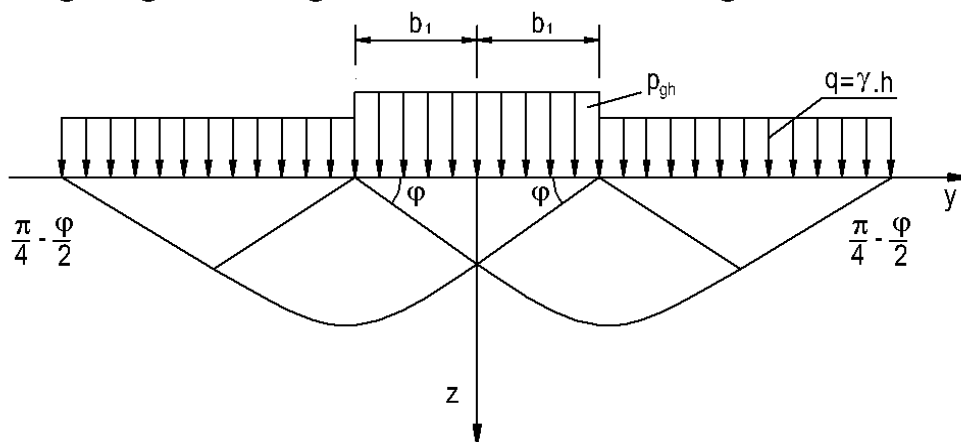
$$p_{gh} = A_k \cdot \gamma \cdot b_1 \quad (4-27)$$

Trong đó : A_n là hệ số sức chịu tải phụ thuộc vào góc ma sát trong đã lập thành biểu đồ

4.5.3. Phương pháp của Terzaghi

a. Trường hợp bài toán phẳng

Đối với móng băng chiều rộng $2b_1$ chôn sâu h dưới đường trượt như hình 4-15.



Hình 4-15. Bài toán phẳng, móng nông theo Terzaghi

Tải trọng giới hạn xác định theo công thức :

$$p_{gh} = N'_\gamma \cdot \gamma \cdot b_1 + N'_q \cdot q + N'_c \cdot c \quad (4-28)$$

Trong đó : N'_γ, N'_q, N'_c là những hệ số sức chịu tải phụ thuộc vào góc ma sát trong tra theo biểu đồ.

b. Trường hợp bài toán không gian

Điều chỉnh theo kinh nghiệm Terzaghi nêu ra các công thức tính tải trọng giới hạn :

- Đối với móng vuông cạnh b.

$$p_{gh} = 0,4N'_\gamma \cdot \gamma \cdot b + N'_q \cdot q + 1,3N'_c \cdot c \quad (4-29)$$

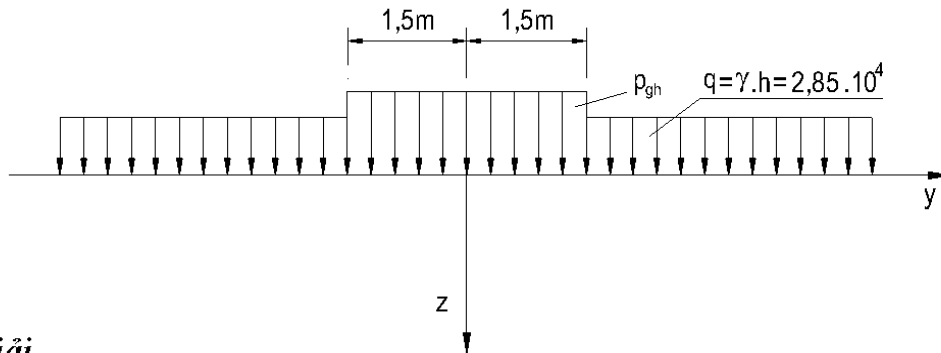
- Đối với móng tròn bán kính b_1

$$p_{gh} = 0,6N'_\gamma \cdot \gamma \cdot b + N'_q \cdot q + 1,3N'_c \cdot c \quad (4-30)$$

Thí dụ 5

Xác định tải trọng tới hạn lên nền dưới móng băng có chiều sâu $h = 1,5m$; chiều rộng đáy móng $b = 3m$, góc ma sát trong đất sét pha $\varphi = 25^\circ$, lực dính đơn vị $c = 20 \text{ KN/m}^2$, trọng lượng riêng $\gamma = 1,9 \text{ g/cm}^3$.

Đổi đơn vị : $\varphi = 25^\circ = 25 \cdot \frac{\pi}{180} = 0,434 \text{ rad}$, $\gamma = 1,9 \text{ g/cm}^3 = 1,9 \frac{10^{-5}}{10^{-5}} = 1,9 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$



Bài giải

Tải trọng tới hạn an toàn có thể tính theo công thức của Pururevski :

$$p_{gh} = \frac{\pi(\gamma h + c \cdot \cot g\varphi)}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h = \frac{3,14(1,9 \cdot 10^4 \cdot 1,5 + 20 \cdot 2,145)}{2,145 + 0,434 - 1,571} + 1,9 \cdot 10^4 \cdot 1,5$$

$$p_{gh} = 250 \text{ KN / m}^2$$

Thí dụ 6 Xác định tải trọng giới hạn p_{gh} cho nền ở thí dụ 5.

Bài giải

Xác định tải trọng giới hạn thẳng đứng theo công thức của Xokolovski tại $y = 0$ và $y = b$.

$$p_{gh,0} = N_q \cdot q + N_c \cdot c$$

$$p_{gh,b} = p_{gh,0} + N_\gamma \cdot \gamma \cdot b$$

Trong đó : $q = \gamma \cdot h$, từ $\varphi = 25^\circ$ tra bảng IV.2 ta có :

$$N_q = 10,70; N_c = 20,70; N_\gamma = 6,92$$

$$p_{gh,0} = 10,7 \cdot 1,9 \cdot 10^4 \cdot 1,5 + 20,7 \cdot 20 = 719 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{gh,b} = 6,92 \cdot 1,9 \cdot 10^4 \cdot 2 + 719 = 1113 \text{KN/m}^2$$

Tải trọng giới hạn trung bình là :

$$p_{gh} = \frac{1}{2} (p_{gh,0} + p_{gh,b}) = \frac{719 + 1113}{2} = 916 \text{KN/m}^2$$

Thí dụ 7 Xác định tải trọng giới hạn cho thí dụ 5 nhưng xét đến sự xuất hiện nê-m cứng dưới đáy móng.

Bài giải

Sử dụng công thức của Berezantsev cho bài toán phẳng móng nông (công thức 4-24)

$$p_{gh} = N_{\gamma_n} \cdot \gamma \cdot b + N_{q_n} \cdot q + N_{c_n} \cdot c$$

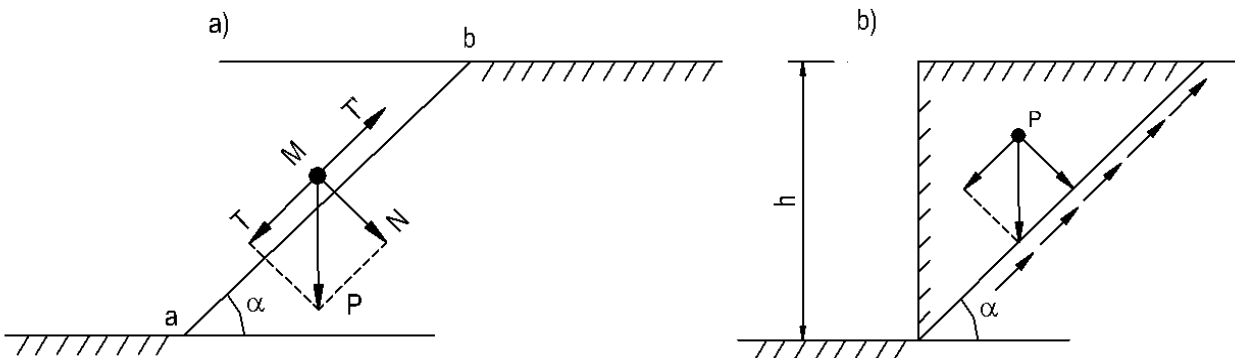
Khi $\varphi = 25^\circ$ tra bảng IV.4 ta có : $N_{\gamma_n} = 11,7$; $N_{q_n} = 11$ và $N_{c_n} = 21,5$

$$p_{gh} = 11,7 \cdot 1,9 \cdot 10^4 \cdot 3 + 11 \cdot 1,9 \cdot 10^4 \cdot 1,5 + 21,5 \cdot 20 = 528,04 \text{KN/m}^2$$

4.6. ỔN ĐỊNH CỦA MÁI DỐC

4.6.1. Ổn định của mái dốc đất rời

Chúng ta xét mái dốc như trên hình vẽ 4-16 có hạt cứng tự do M. Hạt có trọng lượng P phân thành 2 thành phần : Thành phần pháp tuyến N và tiếp tuyến T với mặt nghiêng ab. Lực T' giữ cho điểm M không trượt theo mái dốc a,b. Trị số của lực T' = f.N trong đó f là hệ số ma sát trên mặt dốc ab.



Hình 4-16. Bài toán cơ bản

a. Đối với đất rời b. Đối với đất dính

Phương trình cân bằng của hạt cứng M sẽ là :

$$P \cdot \sin \alpha - f \cdot P \cdot \cos \alpha = 0$$

do đó : $f = \operatorname{tg} \alpha$

Mặt khác hệ số ma sát $f = \operatorname{tg} \varphi$ (φ là góc ma sát trong của đất rời). Từ đó điều kiện cân bằng của hạt cứng M cũng như điều kiện cân bằng của mái dốc đất rời là $\alpha \leq \varphi$.

4.6.2. Ổn định mái dốc đất lý tưởng

Chúng ta xem xét điều kiện cân bằng của đất dính lý tưởng. Thừa nhận một cách gần đúng là sự mất cân bằng ở một chiều cao nhất định h xảy ra theo mặt nghiêng ac làm với mặt nằm ngang một góc α như trên hình 4-16b.

Lập phương trình cân bằng khối trượt abc ta có :

- Trọng lượng của khối trượt abc :

$$P = \frac{\gamma h^2}{2} \cot g\alpha \quad (4-31)$$

Lực P được phân thành 2 thành phần : thành phần tiếp tuyến ra gây trượt khối đất

$$T = \frac{\gamma h^2}{2} \cot g\alpha \cdot \sin \alpha = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cos \alpha \quad (4-32)$$

- Lực chống trượt là lực dính trên mặt trượt ac.

Vì ở điểm c bên trên của khối trượt abc có lực dính bằng 0. Còn điểm a có lực dính c nên ta có thể đơn giản hóa coi lực dính trên toàn bộ mặt trượt ac có chiều dài $\frac{h}{\sin \alpha}$ là $\frac{c}{2}$ và lực chống trượt T' sẽ là :

$$T' = \frac{c}{2} \frac{h}{\sin \alpha} \quad (4-33)$$

Cân bằng (4-32) và (4-33) ta có điều kiện ổn định mái dốc đất dính lý tưởng :

$$\frac{\gamma h^2}{2} \cos \alpha = \frac{c}{2} \frac{h}{\sin \alpha} \quad (4-34)$$

$$\text{Từ đó ta có : } c = \frac{1}{2} \gamma \cdot h \cdot \sin 2\alpha \quad (4-35)$$

Xét biểu thức (4-35) ta thấy lực dính tối đa đạt được khi $\sin 2\alpha = 1$ và $c = \frac{\gamma h}{2}$ và

chiều cao thẳng đứng của mái dốc sẽ là : $h_{90} = \frac{2c}{\gamma}$

Đây là chiều cao thẳng đứng lớn nhất của đất dính lý tưởng, nếu khi $h > h_{90}$ thì sẽ xảy ra hiện tượng trượt của khối đất abc.

4.6.3. Ổn định của mái dốc đối với đất có cả φ , c

Trên đây chúng ta xét 2 bài toán cơ bản đối với đất rời và đất dính lý tưởng. Khi xét đến yêu cầu phải xét đến ổn định của mái dốc của đất có cả góc ma sát trong φ và lực dính c thì cần phải nghiên cứu bài toán cơ bản sau :

1. *Xác định giá trị cực đại của áp lực trên bề mặt nằm ngang của khối đất mà khi đó mái đất còn ở trạng thái ổn định.*
2. *Xác định hình thái ổn định của mái dốc với độ dốc giới hạn.*

Chúng ta sẽ dẫn ra kết quả các lời giải chính xác của Xokolovxki đối với hai bài toán nêu trên :

a. Bài toán thứ nhất

Lời giải thu được trên cơ sở giải những phương trình vi phân cân bằng giới hạn với những giá trị khác nhau của góc ma sát trong φ và góc nghiêng α của mái dốc (Hình 4-7). Đại lượng của áp lực giới hạn sẽ là :

$$p_{gh} = \bar{\sigma}_z c + P_\varepsilon \quad (4-36)$$

trong đó

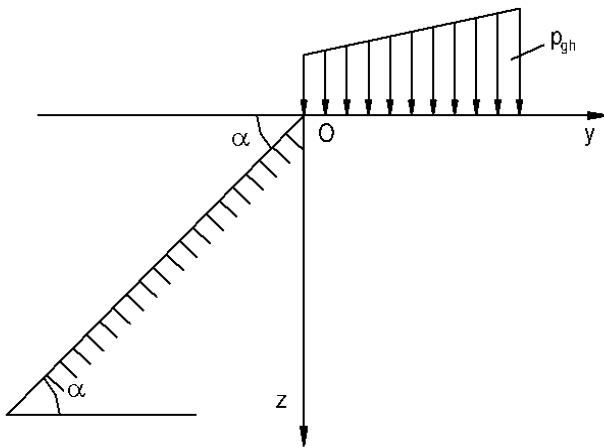
- $\bar{\sigma}_z$ là giá trị tuyệt đối (không dấu) của áp lực giới hạn. Tra bảng 20 phụ thuộc vào toạ độ $\bar{y} = y \cdot \frac{\gamma}{c}$; φ và α
- $P_\varepsilon = c \cdot \cot \varphi$ là áp lực dính.

b. Bài toán thứ hai

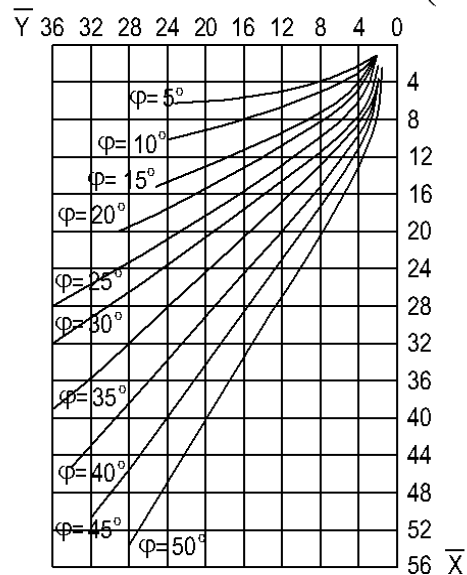
Hình dáng của mái dốc ổn định giới hạn đối với trường hợp khi mà đất có cả lực dính và góc ma sát trong thu được do kết quả giải các phương trình vi phân cân bằng giới hạn trên biểu đồ : (Hình 4-18)

Hình dạng của mái dốc ổn định được xây dựng từ mép trên của nó, bề mặt nằm ngang của mái dốc ổn định có thể mang tải trọng xác định theo công thức :

$$p_o = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \tag{4-37}$$



Hình 4-17. Xác định áp lực giới hạn trên bề mặt của mái dốc phẳng



Hình 4-18. Xác định áp lực giới hạn trên bề mặt của mái dốc phẳng

Nếu như tải trọng đó là áp lực của tầng đất có chiều cao h thì ta có :

$$h = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{\gamma \cdot (1 - \sin \varphi)} \tag{4-38}$$

4.6.4. Phương pháp mặt trượt trụ tròn đối với ổn định của mái dốc

Theo kết quả qua trắc thực tế người ta thấy rằng : hình dáng mặt trượt của các mái dốc từ đất dính gần với mặt trụ tròn, tương ứng với tâm trượt O và bán kính trượt R như trên hình 4-19.

Để thành lập những phương trình Mômen đối với tâm trượt O người ta chia khối trượt ra nhiều phân khối bằng các mặt phẳng thẳng đứng và cho rằng trọng lượng của mỗi phân khối là P_i đặt tại điểm cắt nhau của phương trọng lực P_i với mặt trượt.

Trọng lượng của phân khối được chia ra thành 2 thành phần. Thành phần pháp tuyến $N_i = P_i \cdot \cos \alpha_i$ và thành phần tiếp tuyến $T_i = P_i \cdot \sin \alpha_i$. Thành phần pháp tuyến N_i gây ra các lực ma sát chống lại sự trượt :

$$T_i = n_i \cdot \text{tg} \varphi = P_i \cdot \text{sin} \alpha_i \cdot \text{tg} \varphi_i$$

Lấy mô men các lực chống trượt đối với tâm O ta có :

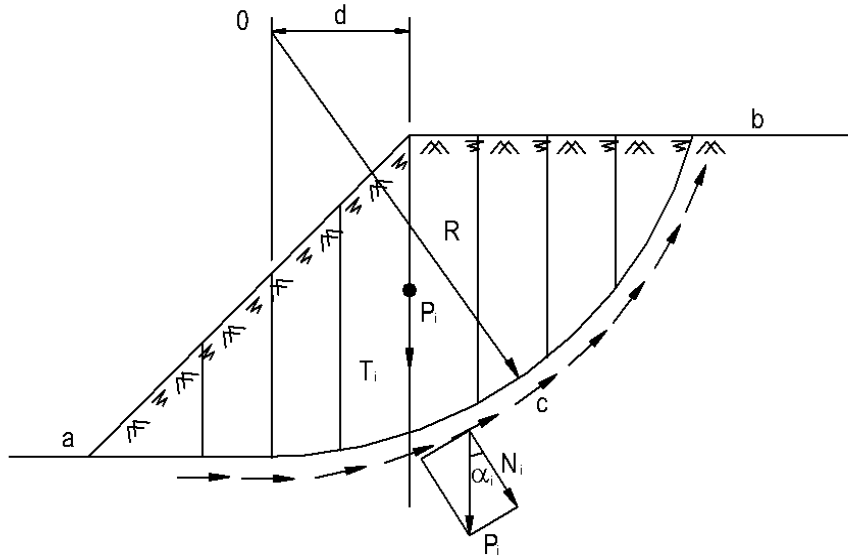
$$M_{\text{chốngtrượt}} = \sum (P_i \cos \alpha_i \cdot \text{tg}\varphi_i + c_i l_i) \cdot R$$

Và mô men của các lực gây trượt là :

$$M_{\text{gâytrượt}} = \sum P_i \sin \alpha_i \cdot R$$

Gọi hệ số ổn định mái dốc là tỷ số giữa mô men chống trượt và mô men gây trượt là η ta có:

$$\eta = \frac{M_{\text{chốngtrượt}}}{M_{\text{gâytrượt}}} = \frac{\sum (P_i \cos \alpha_i \cdot \text{tg}\varphi_i + c_i l_i)}{\sum P_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (4-39a)$$



Hình 4-19. Sơ đồ ổn định của mái dốc

Chú ý rằng : khi mặt trượt nằm về 2 phía của đường thẳng đứng OA như hình vẽ (4-20) thì các thành phần tiếp tuyến $T_i = P_i \cdot \sin \alpha_i$ của các phân khối bên phải OA là gây trượt còn các phân khối bên trái OA là chống trượt. Trong công thức (4-39a) sẽ có thêm $\sum P_i \sin \alpha_i$ của các phân khối bên trái OA ở tử số và ở mẫu số $\sum P_i \sin \alpha_i$ của các phân khối bên trái OA như sau :

$$\eta = \frac{M_{\text{chốngtrượt}}}{M_{\text{gâytrượt}}} = \frac{\sum (P_i \cos \alpha_i \cdot \text{tg}\varphi_i + c_i l_i) + \sum P_i \cdot \sin \alpha_i}{\sum P_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (4-39b)$$

Để tìm được cung trượt nguy hiểm với hệ số ổn định η là nhỏ nhất cần phải tính toán với nhiều cung trượt khác nhau. Từ kinh nghiệm tính toán và quan trắc thực tế người ta đưa ra trình tự để tìm cung trượt nguy hiểm nhất ứng với η_{\min} như trên hình 4-20.

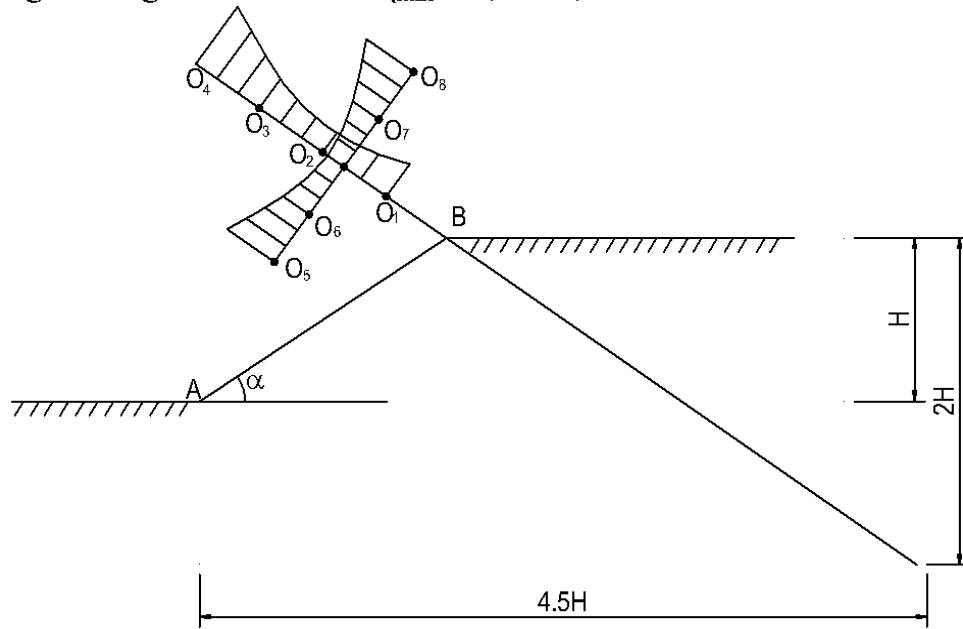
- Xác định điểm C cách mặt nằm ngang mái dốc là $2H$, và cách điểm A là $4,5H$.
- Trên đường thẳng CB, lấy các tâm trượt O_1, O_2, O_3 và O_4 tìm được các hệ số an toàn

η_1, η_2, η_3 và η_4 ứng với các cung trượt đi qua A. Sau đó vẽ biểu đồ η theo phương CB xác định vị trí có η nhỏ nhất.

- Trên đường thẳng vuông góc với CB đi qua điểm có η nhỏ nhất lấy các tâm trượt

O_5, O_6, O_7, O_8 tìm được các hệ số an toàn, tương ứng η_5, η_6, η_7 và η_8 ứng với các cung trượt qua A. Sau đó vẽ biểu đồ η theo phương vuông góc này và tìm được trị số η_{\min} .

Thông thường hệ số an toàn $\eta_{\min} = 1,2 \div 1,5$ thì mái dốc ổn định và kinh tế.

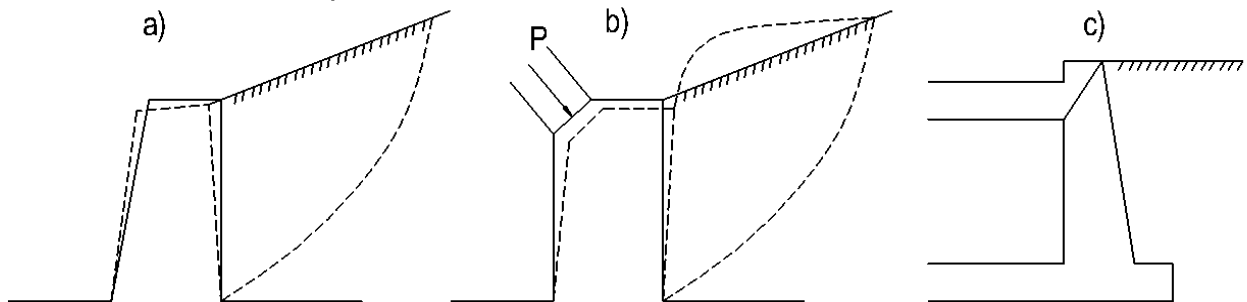


Hình 4-20. Xác định cung trượt nguy hiểm nhất

4.7. ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN

4.7.1. Các cơ sở lý thuyết áp lực đất

Các cơ sở lý thuyết đầu tiên của lý thuyết áp lực đất lên tường chắn được Coulomb đưa ra từ cuối thế kỷ 18. Về sau này lý thuyết cân bằng giới hạn đạt được những thành tựu to lớn thì vấn đề áp lực đất lên vật chắn được giải quyết chính xác và hoàn thiện hơn.



Hình 4-21. Các trường hợp của áp lực đất

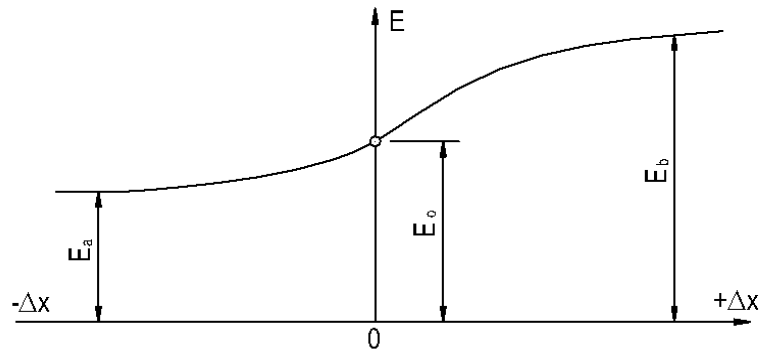
Sự làm việc của đất sau tường chắn được chia ra các trường hợp sau :

- Khi tường chắn bị chuyển vị rời xa khối đất được chắn thì vùng đất nằm ngay sau tường chắn sẽ ở vào trạng thái ứng suất giới hạn và trượt theo cung AC (hình 4-21a). Khối đất ABC sinh ra áp lực đất chủ động tác dụng lên tường.

- Nếu tường chắn dưới tác dụng của ngoại lực mà chuyển vị phía đất (hình 4-21b) thì khối đất chịu trạng thái ứng suất giới hạn hình thành mặt trượt và đất bị trôi lên mặt. áp lực đất trong trường hợp này được gọi là áp lực đất bị động.

- Khi tường đứng yên, khối đất sau tường ở trạng thái cân bằng bền nghĩa là ứng suất tại mọi điểm chưa đạt đến trạng thái cân bằng giới hạn. áp lực đất lên tường trong hợp này gọi là áp lực đất ngưng (4-21c).

Terzaghi đã tiến hành thí nghiệm mô hình với tường cao 2m18 đất đắp sau tường là cát hạt vừa. Khi thí nghiệm cho tường chuyển dịch về phía đất đắp sau tường và ra xa đất đắp, xác định được qua hệ các loại áp lực đất như hình 4-22



Hình 4-22. Quan hệ các loại áp lực

Như đã biết trong lý thuyết cân bằng giới hạn khi đất sau tường ở trạng thái ứng suất giới hạn xuất hiện hai họ đường trượt. Khi mặt tường nhả thì hướng của chúng nghiêng một góc $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ với phương ứng suất chính σ_1 . Theo các lời giải của Xokolovxki hai họ đường trượt sẽ là những đường cong.

Trong lời giải của Coulomb thì đã coi các họ đường trượt là những đường thẳng bởi vậy kết quả tìm được thường mắc phải sai số, đặc biệt là đối với trường hợp xác định áp lực đất bị động. Tuy vậy cho đến nay lý luận về áp lực đất của Coulomb vẫn được coi là cơ sở của lý luận cân bằng giới hạn. Bởi vì lý luận này chứa đựng nội dung rất cơ bản, phương pháp tính toán đơn giản, kết quả tính toán đủ chính xác cho bài toán thực tế.

Lý luận áp lực đất của Coulomb dựa trên hai giả thiết cơ bản sau :

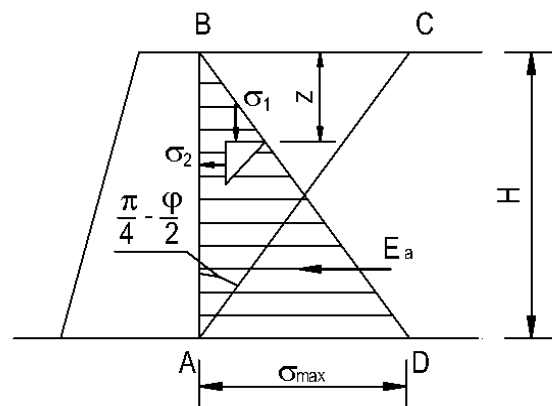
- Tường chắn tuyệt đối cứng
- Đất đắp sau tường ở trạng thái cân bằng giới hạn chủ động hay bị động, bị trượt theo các mặt trượt phẳng gây nên áp lực chủ động và bị động lên tường.

Có thể nói rằng lý luận về áp lực đất lên tường chắn là một bộ phận lớn và phức tạp của môn học Cơ học đất. Sau đây chúng ta chỉ xét đến các bài toán cơ bản nhất của lý luận áp lực đất của Coulomb.

4.7.2. Phương pháp giải tích xác định áp lực đất

a. Đối với đất rời

Nếu tường cứng, lưng tường nhả, bỏ qua ma sát giữa đất và tường, mặt đất nằm ngang (hình 4-23) thì tại mặt phẳng



Hình 4-22. áp lực lên tường chắn của khối đất rời

nằm ngang có độ sâu Z sẽ chịu ứng suất nén (ứng suất chính).

$$\sigma_1 = \gamma \cdot Z \quad (4-40a)$$

trong đó

- γ là trọng lượng thể tích của đất.

Áp lực hông lên tường chắn được xác định theo điều kiện cân bằng giới hạn chủ động của khối đất sau tường.

$$\sigma_2 = \sigma_1 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4-40b)$$

Thay (4-40a) vào (4-40b) ta có : $\sigma_2 = \gamma \cdot Z \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ (4-41a)

Biểu đồ áp lực sau tường là biểu đồ tam giác như hình 4-22 khi $Z = 0 \Rightarrow \sigma_2 = 0$, khi $Z = H \Rightarrow \sigma_2$ có trị số lớn nhất.

$$\sigma_{\max} = \gamma \cdot H \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4-41b)$$

Tương tự trong trường hợp áp lực bị động ta có :

$$\sigma_{2b} = \gamma \cdot Z \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4-42)$$

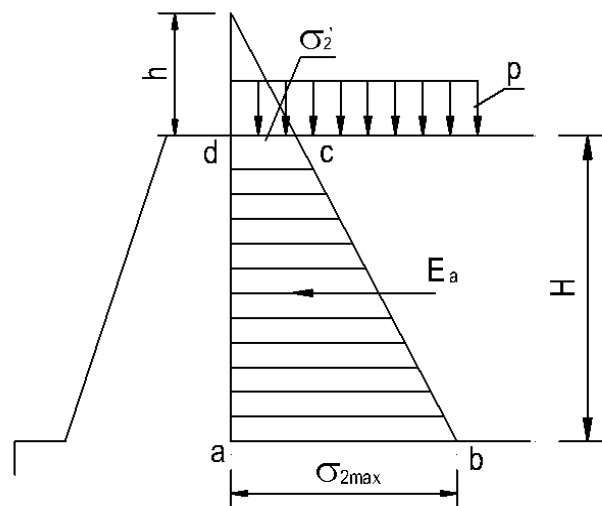
Từ đó chúng ta xác định được áp lực đất chủ động lên tường chắn bằng diện tích của biểu đồ tam giác.

$$E_a = \frac{\sigma_{2\max} \cdot H}{2} \quad \text{hay} \quad E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4-43a)$$

Còn áp lực bị động là :

$$E_b = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4-44b)$$

Điểm đặt của E_a và E_b sẽ đặt tại chiều sâu bằng $\frac{2}{3}H$. Trong trường hợp trên mặt đất có tải trọng phân bố đều liên tục q (Hình 4-23) để xác định E_a ta làm như sau :



Hình 4-23. áp lực đất khi có tải trọng phân bố đều trên mặt đất

1. Thay tải trọng phân bố q bằng một lớp đất giả có chiều cao

$$h = \frac{q}{\gamma}$$

trong đó q tải trọng phân bố KN/m^2

γ trọng lượng riêng của đất KN/m^3

2. Tường tượng kéo dài lưng tường chắn đến chiều cao h , điểm b' trên hình vẽ.

Từ đó có thể xác định được trị số áp lực :

$$\sigma'_2 = \gamma h \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4-44a)$$

$$\sigma_2 = \gamma(H-h) \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

3. Xác định áp lực chủ động E_a bằng diện tích biểu đồ áp lực hình thang $abcd$ theo công thức :

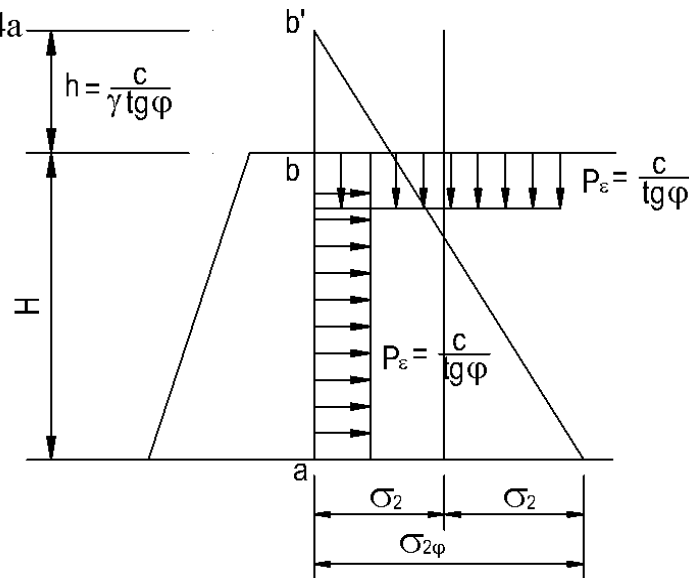
$$E_a = \frac{\sigma'_2 + \sigma_2}{2} \cdot H \quad (4-44b)$$

Thay σ'_2 và σ_2 từ (4-44a) vào (4-44b) ta có :

$$E_a = \frac{\gamma}{2} (H^2 + 2Hh) \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4-45)$$

b. Đối với đất dính

Chúng ta sẽ xét trường hợp tường chắn trên đây khi đất sau tường là đất dính. Ta thay thế tác dụng của lực dính bằng áp lực dính $P_\varepsilon = \frac{c}{\text{tg}\varphi}$ đều từ phía như trên hình 2-24a



Hình 4-24. Áp lực đất dính lên tường chắn

Thay tác dụng của áp lực dính ở trên mặt bằng lớp đất giả có chiều cao

$h = \frac{c}{\gamma \cdot \text{tg}\varphi}$ và xét đến tác dụng ngược lại của áp lực dính trên lưng tường ta có :

$$\sigma_2 = \gamma(H+h)\text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right) - P_\varepsilon \quad (4-46a)$$

Thay : $P_\varepsilon = \frac{c}{\text{tg}\Phi}$ và $h = \frac{c}{\gamma.\text{tg}\Phi}$ vào (b₁) ta được :

$$\sigma_2 = \gamma\left(H + \frac{c}{\gamma.\text{tg}\Phi}\right)\text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right) - \frac{c}{\text{tg}\Phi} \quad (4-46b)$$

Biến đổi biểu thức này người ta tìm được :

$$\sigma_2 = \gamma H \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right) - 2.c.\text{tg}\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right) \quad (4-47a)$$

Biểu thức (4-47a) có thể viết dưới dạng :

$$\sigma_2 = \sigma_{2\Phi} - \sigma_{2c} \quad (4-47b)$$

trong đó $\sigma_{2\Phi} = \gamma.H.\text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right)$ và $\sigma_{2c} = 2.c.\text{tg}\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right)$

Như vậy so với đất rời : đối với đất dính sẽ giảm áp lực lên tường một đại lượng không đổi σ_{2c} . Từ biểu đồ áp lực hình (4-24b) thì biểu đồ có 2 dấu : dấu âm ở bên trên, dấu dương ở dưới. Nếu trong công thức (4-47a) cho $\sigma_2 = 0$ thì tìm được chiều sâu h_c tại đó tường không chịu áp lực đất.

$$\gamma.h_c.\text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right) = 2c.\text{tg}\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right) \quad (4-47c)$$

Từ đó
$$h_c = \frac{2c}{\gamma.\text{tg}\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right)} \quad (4-48a)$$

Áp lực đất chủ động E_a trong trường hợp này sẽ là diện tích biểu đồ tam giác đáy σ_2 , chiều cao $H - h_c$.

$$E_a = \frac{\sigma_2(H - h_c)}{2} \quad (4-48b)$$

Thay các giá trị của σ_2 và h_c vào c_3 ta có :

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right) - 2cH.\text{tg}\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right) + \frac{2c^2}{\gamma} \quad (4-49)$$

Cũng lập luận như trên ta có giá trị của áp lực hông trong trường hợp bị động như sau :

$$\sigma_{2b} = \gamma H.\text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right) + 2c.\text{tg}\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right) \quad (4-50a)$$

hay là :
$$\sigma_{2b} = \sigma_{2b\Phi} + \sigma_{2bc} \quad (4-50b)$$

Áp lực đất bị động E_b là diện tích biểu đồ hình thang

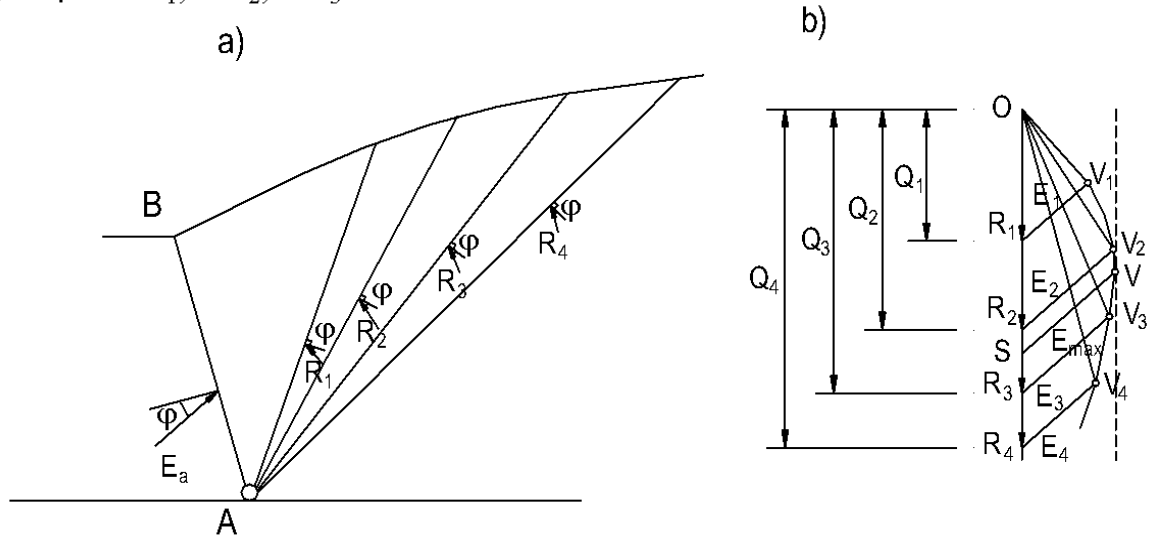
$$E_b = \frac{H(\sigma_{2b} + \sigma_{2bc})}{2} \quad (4-51a)$$

Hay là :
$$E_b = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + 2cH \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4-51b)$$

4.7.3. Phương pháp đồ giải xác định áp lực đất

Chúng ta sẽ xét đến phương pháp đồ giải của Coulomb, xây dựng trên cơ sở giả thiết mặt trượt là mặt phẳng và có thể xác định áp lực đất trong trường hợp đất sau lưng tường có độ dốc bất kỳ và lưng tường có độ dốc.

Qua mép dưới A của tường chắn (Hình 4-25) chúng ta vẽ một số mặt trượt giả định AC_1, AC_2, AC_3, \dots



Hình 4-25. Xác định áp lực đất theo phương pháp đồ giải

Đối với một khối sứt ví dụ ABC_1 xây dựng tam giác lực theo tỷ lệ :

Lực Q_1 là trọng lượng của khối đất ABC_1 có điểm xuất phát là O. Cũng từ O vẽ đường song song với hướng của phản lực R_1 phần đất còn lại tác dụng lên khối sứt, phản lực này làm với pháp tuyến của mặt trượt AC_1 một góc φ . Từ mút của lực Q_1 kẻ đường song song với phản lực E_1 của tường chắn phản lực này làm với pháp tuyến của mặt tường một góc φ_0 là góc ma sát giữa tường và đất. Dựa vào điều kiện tam giác lực khép kín ta tìm được độ lớn của các lực R_1 và E_1 . Một cách tương tự tìm được các lực R_2, R_3, R_4 và E_2, E_3, E_4 của các khối trượt. Từ đó ta cũng tìm được giá trị phản lực lớn nhất E_{max} , bằng cách tìm giao điểm của đường thẳng song song với φ tiếp xúc với đường cong V_1, V_2, V_3 và V_4 như trên hình 4-25b (Đoạn SV). Vị trí của mặt trượt tương ứng với trị số áp lực đó xác định nhờ tìm phương của phản lực tương ứng OV.

Thí dụ 8 Xác định áp lực đất chủ động E_a và vẽ biểu đồ áp lực đất lên tường chắn. Tường chắn có chiều cao $H = 6,5m$, đất đắp là cát nhỏ có góc ma sát trong $\varphi = 26^\circ$; lực dính $c = 0$. Trọng lượng riêng của cát nhỏ $\gamma = 1,71 T/m^3$

Bài giải

1. áp lực đất chủ động khi đất đắp là đất rời

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Thay $\gamma = 1,71 T/m^3 = 17,1 KN/m^3$ và $\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{26}{2} \right) = 0,39$

Ta có : $E_o = \frac{1}{2} \cdot 17,1 \cdot (6,5)^2 \cdot 0,39 = 14 \text{KN} / \text{m}$

2. Để xây dựng biểu đồ áp lực tác dụng lên lưng tường ta sử dụng công thức :

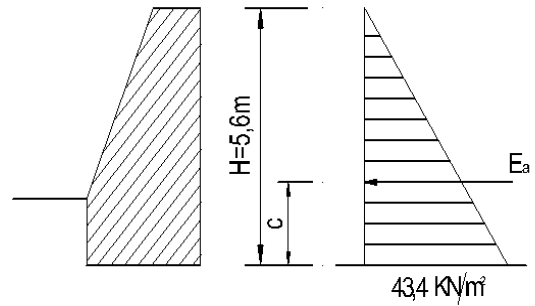
$$\sigma_2 = \gamma_z \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Vì đất sau tường đồng nhất biểu đồ tam giác điểm cực đại ở chân tường :

$$\sigma_{2\text{max}} = \gamma H \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 17,1 \cdot 6,5 \cdot 0,39 = 43,4 \text{KN} / \text{m}^2$$

Ta có biểu đồ như hình vẽ, điểm đặt của áp lực chủ động ở trọng tâm biểu đồ tam giác

$$c = \frac{H}{3} = \frac{6,5}{3} = 2,17 \text{m}.$$



4.8. ÁP LỰC ĐẤT LÊN ỐNG NGẦM

4.8.1. Khái niệm

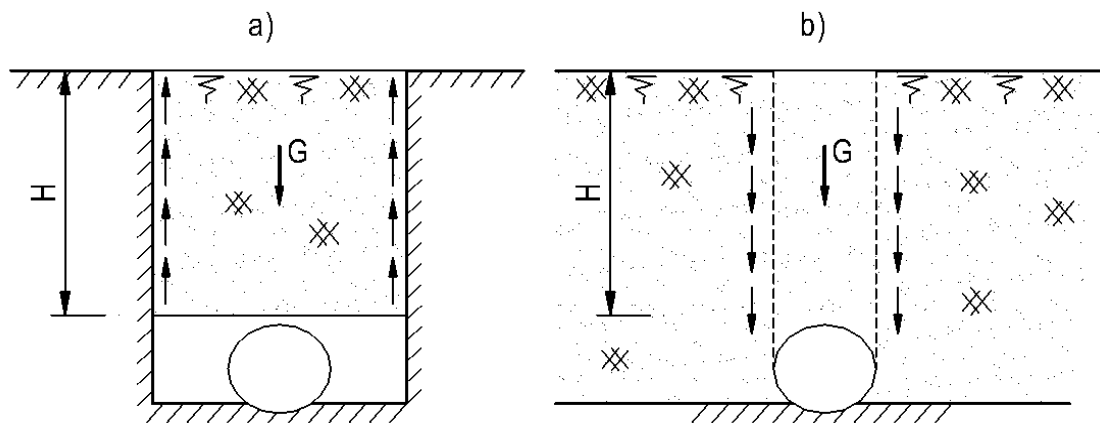
Trong thực tế thường gặp, chúng ta thường phải thiết kế các loại ống chôn trong đất sau đây :

- Ống dẫn nước đặt dưới nền đường
- Ống dẫn nước đặt trong đê đập, kênh dẫn
- Ống cấp thoát nước ở các khu dân cư

Việc tính toán áp lực của đất đắp đối với ống chôn ngầm khá phức tạp, áp lực này chịu ảnh hưởng của nhiều nhân tố như tính chất của đất, độ cứng của ống chôn, phương pháp chôn và độ sâu đặt ống trong nền.

Về phương pháp chôn ống có thể chia ra hai loại, nhằm mục đích tính toán áp lực thẳng đứng tác dụng lên đỉnh ống và áp lực nằm ngang tác dụng lên hai bên hông ống chôn. Đó là :

1. Đào một rãnh sâu trong nền rồi đặt ống, sau đó đắp đất lên ống (hình 4-26a). Vì thành rãnh sâu là đất nguyên dạng, có độ chặt lớn hơn đất mới đắp thì khi đất mới đắp bị lún sẽ có ma sát giữa thành rãnh và đất đắp làm giảm áp lực thẳng đứng lên đỉnh ống chôn.



Hình 4-26. Các sơ đồ chôn ống
a-ống chôn trong hào; b-ống chôn nổi

2. Đặt ống ngay trên mặt nền (hình 4-26b). Khi đó đất trên đỉnh ống lún ít hơn đất hai bên và ma sát giữa hai bộ phận này của đất làm tăng áp lực thẳng đứng lên ống chôn.

Vì chiều dài của ống chôn thường rất lớn nên khi tính toán người ta thường cắt ra 1m để xét và đây là bài toán phẳng.

4.8.2. Tính toán áp lực đất thẳng đứng

a. Trường hợp ống chôn trong hào

Xét cân bằng giới hạn cho giải phân tố chiều dày dz ở trên ống chôn như hình 4-27 dưới tác dụng của các lực :

- Trọng lượng dải phân tố :

$$dG_z = \gamma \cdot dz \cdot B \cdot 1 \quad (4-52a)$$

- Tải trọng thẳng đứng ở trên phân tố :

$$P_t = p_z \cdot B \cdot 1 \quad (4-52b)$$

- Tải trọng thẳng đứng ở mặt dưới phân tố

$$P_d = (p_z + dp_z) \cdot B \cdot 1 \quad (4-52c)$$

- Lực ma sát hai bên thành đối với phân tố dz :

$$T = 2\tau_o \cdot dz \cdot 1 = 2(p_x \cdot \text{tg}\varphi_o + c) \cdot dz \cdot 1 = 2(\xi_o p_z \text{tg}\varphi_o + c) \cdot dz \cdot 1 \quad (4-52d)$$

trong đó ξ_o - Hệ số áp lực hông

c - Lực dính đơn vị của đất đắp

$\text{tg}\varphi_o$ - Hệ số ma sát giữa đất đắp và thành hào.

Phương trình cân bằng của phân tố dz sẽ là :

$$\gamma dz \cdot B \cdot 1 + p_z \cdot B \cdot 1 - (p_z + dp_z) \cdot B \cdot 1 - 2(\xi_o p_z \text{tg}\varphi_o + c) dz - 1 = 0 \quad (4-52e)$$

Từ đó rút ra :

$$dz = \frac{dp_z}{\left(\gamma - \frac{2c}{B}\right) - \frac{2\xi_o \text{tg}\varphi_o p_z}{B}} \quad (4-52f)$$

Lấy tích phân biểu thức (4-52f) với điều kiện biên tại $z = 0 \Rightarrow p_z = q$. Người ta lập được công thức áp lực thẳng đứng lên đỉnh ống (Khi $z = H$) :

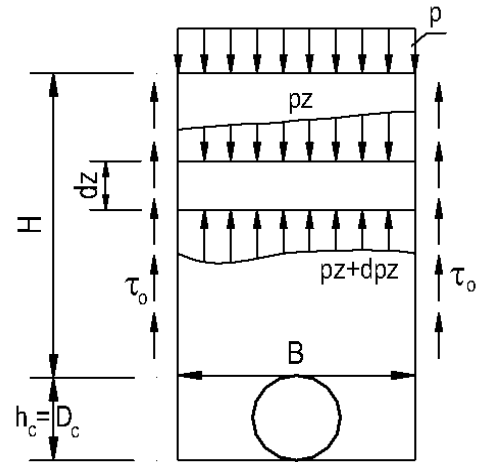
$$p_z = \frac{1 - \frac{2c}{\gamma B}}{2\xi_o \cdot \text{tg}\varphi_o} \gamma B \left[1 - \left(1 - \frac{2\xi_o \text{tg}\varphi_o}{\gamma B} q \right) \exp\left(-\frac{2H}{B} \xi_o \text{tg}\varphi_o \right) \right] \quad (4-53)$$

Tải trọng thẳng đứng tác dụng lên đỉnh ống chôn là :

$$G_h = p_z - B = K_h \cdot \gamma \cdot B \cdot H \quad \text{KN/m} \quad (4-54)$$

trong đó

$$K_h = \frac{1 - \frac{2c}{\gamma B}}{2\xi_o \text{tg}\varphi_o} \frac{B}{H} \left[1 - \left(1 - \frac{2\xi_o \text{tg}\varphi_o}{\gamma B} q \right) \exp\left(-\frac{2H}{B} \xi_o \text{tg}\varphi_o \right) \right] \quad (4-55)$$



Hình 4-27. Sơ đồ xác định áp lực thẳng đứng lên đỉnh ống chôn trong

Khi không có tải trọng trên đỉnh đất đắp ($q = 0$) và đất rời ($c = 0$) biểu thức K_h sẽ đơn giản như sau :

$$K_h = \frac{1}{2\xi_0 \operatorname{tg}\varphi_0} \frac{B}{H} \left[1 - \exp\left(-\frac{2H}{B} \xi_0 \operatorname{tg}\varphi_0\right) \right] \quad (4-56)$$

Trong trường hợp này K_h thường được lập thành đồ thị phụ thuộc vào tỷ số $\frac{H}{B}$ và loại đất khác nhau.

b. Trường hợp ống chôn nổi

Trị số áp lực thẳng đứng tác dụng lên ống chôn nổi phụ thuộc lớn vào điều kiện biến dạng của đất đắp trên đỉnh ống, hai bên ống, đất nền ống và cả bản thân ống. Trong trường hợp này có sự chênh lệch lún của đất đắp trên đỉnh ống và hai bên ống. Chênh lệch lớn nhất là ở độ sâu đỉnh ống $H = Z$ và giảm dần lên phía trên. Tại độ sâu $H - H_c$ thì có sự cân bằng lún giữa 2 phần như hình vẽ 4-28.

Như vậy chỉ xuất hiện ma sát τ_0 trên đoạn aa' và bb' .

Tương tự như mục trên ta xét cân bằng giữa phân tử dz dưới tác dụng của các lực :

- Trọng lượng bản thân của giải :

$$dG_n = \gamma \cdot dz \cdot D_c \cdot 1 \quad (4-57a)$$

- Áp lực thẳng đứng tác dụng mặt trên giải :

$$p_i = p_z \cdot D_c \cdot 1 \quad (4-57b)$$

- Áp lực thẳng đứng tác dụng mặt dưới giải :

$$P_d = (p_z + dp_z) \cdot D_c \cdot 1 \quad (4-57c)$$

- Lực ma sát 2 bên hông giải :

$$T = 2\tau_0 \cdot dz \cdot 1 = 2(\xi_0 p_z \cdot \operatorname{tg}\varphi + c) dz \cdot 1 \quad (4-57d)$$

Khi giải ở trạng thái cân bằng ta có :

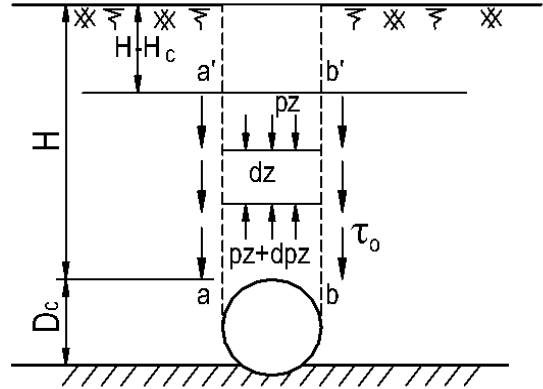
$$\gamma dz \cdot D_c \cdot 1 + p_z \cdot D_c \cdot 1 + 2(\xi_0 p_z \cdot \operatorname{tg}\varphi + c) dz \cdot 1 - (p_z + dp_z) D_c \cdot 1 = 0 \quad (4-57e)$$

$$\text{Từ đó rút ra : } dz = \frac{dp_z}{\left(\gamma + \frac{2c}{D_c}\right) + \frac{2\xi_0 \operatorname{tg}\varphi \cdot p_z}{D_c}} \quad (4-57f)$$

Tích phân biểu thức (4-57f) với điều kiện khi $z = 0$; $p_z = q = \gamma(H - h_c)$. Người ta rút ra biểu thức tính áp lực thẳng đứng cho 2 trường hợp :

- Khi $H > H_c$: $p_z = K_n \cdot \gamma \cdot H_c$ (4-58)

trong đó



Hình 4-28. Sơ đồ xác định áp lực thẳng đứng lên đỉnh ống chôn nổi

$$K_n = \frac{1 + \frac{2c}{\gamma D_c}}{2\xi_0 \operatorname{tg}\varphi} \cdot \frac{D_c}{H_c} \left[-1 + \left(1 + \frac{2\xi_0 \operatorname{tg}\varphi}{\gamma D_c} \cdot q \right) \exp\left(\frac{2H_c}{D_c} \xi_0 \operatorname{tg}\varphi \right) \right] \quad (4-59)$$

– Khi $H_c > H$ thì coi $H - H_c = 0$ tức là $q = 0$ và :

$$p_z = K'_n \cdot \gamma \cdot H_c \quad (4-60)$$

trong đó

$$K'_n = \frac{1 + \frac{2c}{\gamma D_c}}{2\xi_0 \operatorname{tg}\varphi} \cdot \frac{D_c}{H_c} \left[\exp\left(\frac{2H_c}{D_c} \xi_0 \operatorname{tg}\varphi \right) - 1 \right] \quad (4-61)$$

Tải trọng thẳng đứng tác dụng lên đỉnh ống chôn nổi

$$G_n = p_z \cdot D_c \quad (4-62)$$

K_n và K'_n trong biểu thức (4-59) và (4-61) cùng được lập bảng cho các trường thường gặp

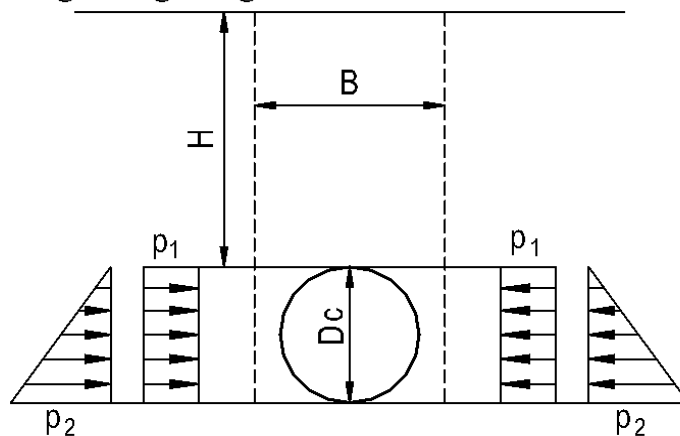
4.8.3. Tính toán áp lực đất nằm ngang

Áp lực nằm ngang tác dụng lên hai bên ống chôn thường được phân ra thành phân bố đều theo chiều sâu và phân bố không đều theo quy luật tam giác. Trong thực tế thường được tính toán như sau :

1. ống chôn trong hào có $\frac{B - D_c}{2} \geq 1m$ và ống chôn nổi thì lấy hệ số áp lực hông $\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$. Biểu đồ áp lực ngang trên hình vẽ 4-29.

$$p_1 = \gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad p_2 = \gamma \cdot D_c \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Trong đó : γ là trọng lượng riêng của đất.



Hình 4-29 Sơ đồ tính áp lực ngang lên ống chôn

2. ống chôn trong hào có $\frac{B - D_c}{2} < 1m$ thì có thể dùng hệ số áp lực hông $\lambda_a = \frac{1}{6}$ nếu $B - D_c$ quá nhỏ có thể bỏ qua áp lực hông.

CÂU HỎI ÔN TẬP

1. Khái niệm trạng thái ứng suất giới hạn của đất? Trong đất có những trạng thái giới hạn nào? Trình bày các pha trạng thái ứng suất của đất?
2. Thế nào là góc nghiêng lớn nhất của đất? Điều kiện cân bằng giới hạn của đất rời và đất dính? Để có hệ phương trình vi phân cân bằng giới hạn của bài toán phẳng ta phải kết hợp điều kiện cân bằng giới hạn với điều kiện gì của đất? Giải hệ phương trình vi phân cân bằng giới hạn ta được các kết quả gì?
3. Thế nào là tải trọng giới hạn, tải trọng tới hạn của nền? Trình bày phương pháp tính tải trọng tới hạn dựa trên cơ sở lý luận nền biến dạng tuyến tính? (Bản chất phương pháp, phương pháp xác định vùng biến dạng dẻo, tính toán cụ thể bài toán này). Viết công thức tính sức chịu tải của nền R_{TC} theo quy phạm Việt Nam?
4. Tính toán tải trọng giới hạn theo phương pháp Prăng (viết công thức tính và trình bày hình dạng mặt trượt)?
5. Tính toán tải trọng giới hạn theo phương pháp Xocolopxki? (Điều kiện áp dụng, sơ đồ tính, công thức tính và dạng mặt trượt trong các trường hợp tải trọng tác dụng thẳng đứng lệch tâm và xiên lệch tâm).
6. Tính toán tải trọng giới hạn theo phương pháp Berenzanxep? (Nguyên nhân hình thành nêm đất, sơ đồ tính và kết quả trong các trường hợp bài toán phẳng và bài toán không gian).
7. Tính toán tải trọng giới hạn theo phương pháp Terzaghi? Vì sao nói phương pháp Terzaghi và phương pháp Berenzanxep chính xác và kinh tế hơn các phương pháp khác?
8. Trình bày điều kiện ổn định mái dốc đất rời và đất dính lý tưởng?
9. Phương pháp mặt trượt trụ tròn để xác định điều kiện ổn định mái dốc đất dính?
10. Khái niệm về tường chắn, áp lực đất lên tường chắn và phân loại tường chắn theo nguyên lý làm việc?
11. Khái niệm áp lực đất chủ động, áp lực đất bị động, áp lực đất tĩnh và điều kiện xuất hiện các loại áp lực đó?
12. Trình bày các giả thiết Coloumb về áp lực đất lên tường chắn? ý nghĩa của chúng?
13. Phương pháp giải tích xác định áp lực đất lên tường chắn đối với đất rời trong trường hợp mặt đất không có tải trọng tác dụng và trường hợp trên mặt đất có tải trọng phân bố đều liên tục ?
14. Phương pháp giải tích xác định áp lực đất lên tường chắn đối với đất dính trong trường hợp trên mặt đất không có tải trọng tác dụng?
15. Phương pháp đồ giải xác định áp lực đất lên tường chắn?

BÀI TẬP

1. Xác định sức chịu tải của nền đất dưới móng tường của một ngôi nhà, móng có bề rộng $b=2\text{m}$, chôn sâu $h_m=2\text{m}$. Đất nền là loại sét pha có góc ma sát trong $\varphi = 11^\circ$, lực dính $c = 35 \text{ KN/m}^2$, $\gamma = 19,6 \text{ KN/m}^3$.
2. Kiểm tra độ an toàn về cường độ của nền đất dưới đáy móng cột chịu tải trọng $P=1800\text{KN}$. Chôn sâu $h=1,2\text{m}$, đất nền là sét pha có góc ma sát trong $\varphi = 20^\circ$, lực dính $c = 40 \text{ KN/m}^2$, $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
3. Móng tường một ngôi nhà 5 tầng có bề rộng $b=2,5\text{m}$, chôn sâu $h=1\text{m}$. Đất nền là sét pha có góc ma sát trong $\varphi = 10^\circ$, lực dính $c = 40 \text{ KN/m}^2$, $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$. Hãy xác định áp lực tiêu chuẩn của đất nền.
4. Một nền đường cao 8m với mái đất dốc 1:1,5. Đất đắp là sét pha có các chỉ tiêu cơ lý như sau: góc ma sát trong $\varphi = 15^\circ$, lực dính $c = 21 \text{ KN/m}^2$, $\gamma = 19,5 \text{ KN/m}^3$
5. Cho một tường chắn cao $H=10\text{m}$, rộng $b=4\text{m}$, chôn sâu trong đất $h=3,5\text{m}$. Đất đắp sau tường là đất cát, mặt đất nằm ngang, trọng lượng riêng $\gamma = 18 \text{ (KN/m}^3)$, góc ma sát trong $\varphi = 31^\circ$, lực dính $c=0$. Bỏ qua lực ma sát giữa lưng tường và đất. Vẽ biểu đồ cường độ, tính trị số, xác định điểm đặt của áp lực chủ động của đất lên tường chắn và áp lực bị động của đất ở trước mặt tường?
6. Cho một tường chắn cao $H=7,5\text{m}$, chôn sâu trong đất $h=2,5\text{m}$. Đất đắp sau tường là đất dính, mặt đất nằm ngang, trọng lượng riêng $\gamma = 18 \text{ (KN/m}^3)$, góc ma sát trong $\varphi = 31^\circ$, lực dính $c=35\text{Kpa}$. Bỏ qua lực ma sát giữa lưng tường và đất.
Vẽ biểu đồ cường độ, tính trị số, xác định điểm đặt của áp lực chủ động tác dụng lên tường của đất sau lưng tường và áp lực bị động tác dụng lên tường của đất ở trước mặt tường?
7. Tương tự số liệu bài tập 6, vẽ biểu đồ cường độ, tính trị số, xác định điểm đặt của áp lực chủ động tác dụng lên tường của đất sau lưng tường trong trường hợp đất đắp sau tường có tải trọng phân bố đều $q=20\text{KN/m}^2$?

CHƯƠNG 5

BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT VÀ TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CỦA NỀN MÓNG CÔNG TRÌNH

5.1. BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT

Dưới tác dụng của tải trọng công trình và trọng lượng bản thân đất nền sẽ bị biến dạng và làm cho công trình bị lún. Trong nhiều trường hợp tuy tải trọng công trình tác dụng chưa đạt giới hạn về cường độ nhưng đất nền đã bị biến dạng quá lớn làm ảnh hưởng đến sự làm việc bình thường của nhà và công trình. Độ lún của toàn bộ công trình mà đều thì không gây những ứng suất phụ thêm trong kết cấu của nó, nhưng khi độ lún của từng phần công trình mà khác nhau thì sẽ gây ra ứng suất phụ cho móng và các kết cấu bên trên ảnh hưởng xấu đến độ bền. Vì vậy khi thiết kế cần phải khống chế độ lún tuyệt đối cũng như độ lún không đều giữa các bộ phận của công trình phải nhỏ hơn các trị số giới hạn cho phép.

Vì đất là một vật thể phức tạp nên biến dạng của nó phụ thuộc vào biến thiên thể tích lỗ rỗng (nén, nở) cũng như phụ thuộc vào tính chất biến dạng của bản thân các thành phần hợp thành đất (tính từ biến của cốt đất, tính nén của nước lỗ rỗng và khí). Các loại biến dạng khác nhau của đất và nguyên nhân gây ra chúng có thể hệ thống theo bảng 5.1

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

Bảng 5.1 Các nguyên nhân vật lý chủ yếu của các biến dạng của đất

Loại biến dạng	Nguyên nhân của biến dạng
Biến dạng đàn hồi - Biến dạng thể tích - Thay đổi hình dáng	- Lực phân tử đàn hồi của hạt rắn, của nước màng mỏng và khí kín - Lực phân tử đàn hồi, thay đổi của dạng liên kết cấu trúc
Biến dạng dư - Nén lún - Nở - Từ biến	- Giảm thể tích lỗ rỗng - Tác dụng của lực điện phân tử - Sự trượt giữa các hạt
Biến dạng dư thuần túy	- Sự phá hoại kết cấu

Có nhiều nguyên nhân làm cho khối đất bị biến dạng ví dụ sự co ngót do hút nước, sự co khô khi nước bị bốc hơi...nhưng trong phạm vi chương này biến dạng của nền đất do tác dụng của tải trọng tĩnh gây ra. Trường hợp đất nền đã ổn định về lún dưới tác dụng của trọng lượng bản thân thì chỉ có phần tải trọng

ngoài tác dụng làm cho nền đất bị lún, trường hợp nền đất chưa ổn định về lún cả tải trọng do trọng lượng bản thân và trọng lượng công trình đều gây lún. ứng suất sinh ra trong nền làm cho nền đất bị lún gọi là ứng suất nén lún.

Trên thực tế, các phương pháp tính toán độ lún ổn định của nền đất dưới tác dụng của ứng suất nén lún đều dựa trên nguyên lý biến dạng tuyến tính của nền đất. Do đó tải trọng tác dụng lên nền cần được khống chế để nền đất làm việc trong giai đoạn tuyến tính giữa nền đất và biến dạng. Khi tính nền theo TCXD 45-78 quy định phải khống chế tải trọng tác dụng không lớn hơn trị số áp lực tiêu chuẩn lên nền ở R^{tc} lấy bằng $P_1/4$ có đưa thêm vào hệ số tính toán.

Ngoài ra dưới tác dụng của tải trọng, độ lún của nền đất không đạt ngay giá trị ổn định cuối cùng, mà phải trải qua một thời gian dài hay ngắn theo từng loại đất. Vì vậy ngoài việc tính toán độ lún ổn định, còn cần phải xác định diễn biến của lún theo thời gian, đặc biệt là đối với nền đất dính.

5.2. XÁC ĐỊNH ĐỘ LÚN ĐÀN HỒI CỦA NỀN ĐẤT

5.2.1. Khái niệm

Như đã trình bày ở trên đất nền không phải là một vật thể hoàn toàn đàn hồi, ngoài biến dạng đàn hồi còn có biến dạng dư nhưng lý thuyết đàn hồi vẫn có thể được áp dụng cho nền đất khi tải trọng tác dụng lên nền không lớn lắm. Song do đặc điểm biến dạng của đất là phức tạp nên không có một mô hình nào là hoàn thiện phản ánh đầy đủ đặc điểm biến dạng của đất. Hiện tại để xác định độ lún đàn hồi có các phương pháp sau đây :

- Phương pháp biến dạng đàn hồi tổng quát : phương pháp này tính đến không những các chuyển vị đàn hồi của của những điểm thuộc phạm vi chịu tải mà cả của các điểm nằm ngoài nó.
- Phương pháp biến dạng đàn hồi cục bộ chỉ tính đến biến dạng của đất ở chỗ đặt tải trọng.
- Phương pháp biến dạng đàn hồi hỗn hợp xét đến cả biến dạng đàn hồi chung và biến dạng đàn hồi cục bộ. Trong các phương pháp nêu trên phương pháp biến dạng đàn hồi tổng quát được xây dựng trên những lời giải chặt chẽ của lý thuyết đàn hồi đối với bán không gian đàn hồi và tầng đàn hồi hữu hạn nằm trên tầng nền không nén. Tuy nhiên để xét đến đặc điểm biến dạng của đất, tức là có kể đến biến dạng dư người ta thay mô đun đàn hồi E bằng mô đun biến dạng E_0 của đất.

Sau đây chúng ta sẽ xem xét việc tính toán độ lún ổn định của nền đất theo phương pháp biến dạng đàn hồi tổng quát là phương pháp thường dùng trong thực tế .

5.2.2. Xác định độ lún ổn định của nền đất có chiều dày vô hạn

Trong bài toán xác định ứng suất dưới tác dụng của lực tập trung đặt trên mặt đất. J.Boussinet đã đưa ra công thức xác định chuyển vị thẳng đứng của những điểm nằm trên mặt nền đất ($Z = 0$) dưới tác dụng của lực tập trung P là :

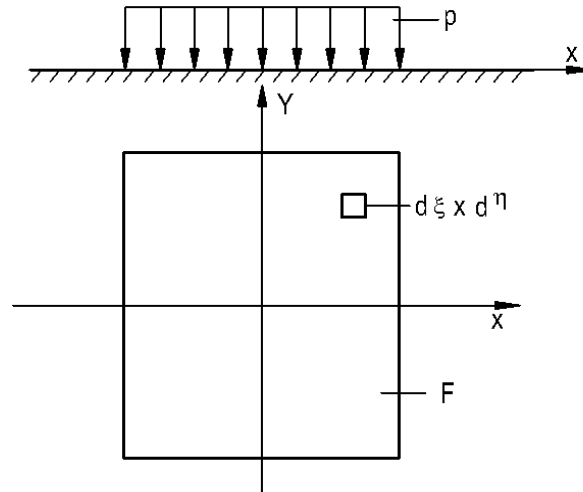
$$W_z = \frac{P}{\pi CR}$$

trong đó

- C là hệ số đàn hồi của bán không gian, đối với nền đất thì C được xác định theo công thức.

$$C = \frac{E_o}{1 - \mu_o^2}$$

E_o là mô đun biến dạng, μ_o là hệ số nở hông của đất.



Hình 5-1. Sơ đồ tác dụng của tải trọng cục bộ

Khi có tải trọng cục bộ phân bố đều với cường độ p trên diện tích F thì trị số độ lún tại một điểm bất kỳ nằm trên mặt đất được xác định theo biểu thức.

$$S_{(x,y)} = \frac{(1 - \mu)}{\pi E_o} \iint_F \frac{p \cdot d\xi \cdot d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} \quad (5-1)$$

Dựa vào biểu thức (5-1) có thể xác định được các biểu thức tính toán độ lún của các điểm đặc trưng (ở tâm, ở góc) cũng như độ lún trung bình ứng với mỗi loại diện chịu tải cụ thể (hình chữ nhật, hình tròn ...).

Phân tích các biểu thức tìm được đồng thời so sánh với các kết quả thí nghiệm bần nén có kích thước, hình dạng và độ cứng khác nhau trên mô hình và hiện trường, người ta biến đổi đưa ra công thức xác định độ lún ổn định của móng như sau :

$$S = \frac{\omega \cdot p \cdot b \cdot (1 - \mu^2)}{E_o} \quad (5-2a)$$

trong đó

- b là chiều rộng của móng chữ nhật, đường kính của móng tròn.
- p là cường độ tải trọng phân bố đều
- ω là hệ số đặc trưng cho hình dạng và độ cứng của móng được lập thành bảng, trong đó ω_o ứng với độ lún ở tâm, ω_c ứng với độ lún ở góc, còn ω_m là hệ số lún trung bình ứng với các móng mềm và ω_{const} ứng với độ lún của móng tuyệt đối cứng.

Nếu từ biểu thức (5-2a) mà tìm E_o ta có :

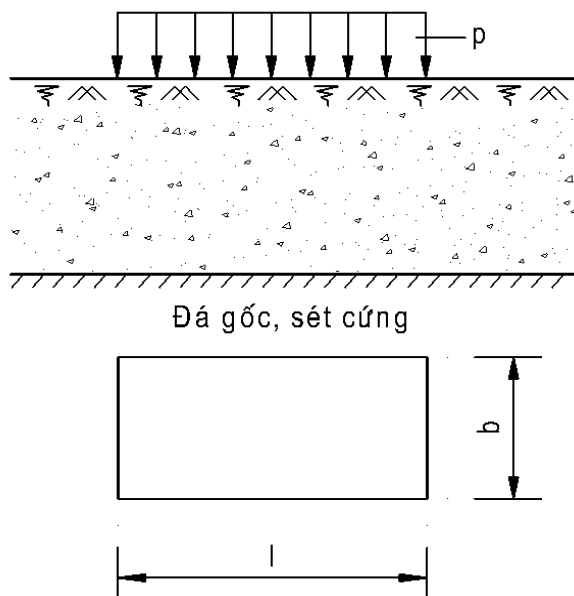
$$E_o = \frac{\omega \cdot p \cdot b \cdot (1 - \mu^2)}{S_o} \quad (5-2b)$$

trong đó S_0 là độ lún trong quan hệ tuyến tính độ lún tải trọng.

Công thức (5-2b) thường được dùng để xác định trị số mô đun biến dạng E_0 từ thí nghiệm bần nén ở hiện trường.

5.2.3. Xác định độ lún ổn định của nền đất có chiều dày giới hạn

Khi đất dưới đế móng ở một độ sâu nào đó xuất hiện lớp đá cứng (Hình 5-2) thì biểu thức tính lún (5-2a) sẽ không phù hợp nữa, bởi vì biểu thức này được thành lập theo giả thiết nền đất là bán không gian đồng nhất.



Hình 5-2. Sơ đồ nền có chiều dày hữu hạn

M.I.Govbunov - Poxadov sau khi giải bài toán này bằng phương pháp tích phân gần đúng các phương trình biến dạng đã đề nghị thay các hệ số ω_0 và ω_m

Trong biểu thức 5-2a bằng các hệ số ω_{oh} và ω_{mh} . Trị số của hệ số này phụ thuộc vào hình dạng diện chịu tải, tỷ số $\alpha = \frac{l}{b}$ (đối với móng chữ nhật, móng băng) và tỷ số $\frac{h}{b_1}$ (h chiều dày lớp đất, b_1 là nửa chiều rộng móng chữ nhật hoặc bán kính móng tròn) tra bảng.

Những giá trị của hệ số ω

Quan hệ giữa các cạnh $\alpha = l/b$	ω đối với bán không gian				ω_{mh} đối với tầng đất có chiều dày hữu hạn, với h/b				
	ω_c	ω_0	ω_m	ω_{const}	0,25	0,5	1	2	5
1 (tròn)	0,64	1,00	0,85	0,79	0,22	0,38	0,58	0,70	0,78
1 (vuông)	$1/2\omega_0$	1,12	0,95	0,88	0,22	0,39	0,62	0,77	0,87
2	$1/2\omega_0$	1,53	1,30	1,22	0,24	0,43	0,70	0,96	1,16
3	$1/2\omega_0$	1,78	1,53	1,44	0,24	0,44	0,73	1,04	1,31
4	$1/2\omega_0$	1,96	1,70	1,61	—	—	—	—	—
5	$1/2\omega_0$	2,10	1,89	1,72	—	—	—	—	—
10	$1/2\omega_0$	2,53	2,25	2,12	0,25	0,46	0,77	1,15	1,62

KE Egorov đã đề nghị biểu thức tính toán độ lún dưới đế móng tuyệt đối cứng có chiều dày giới hạn như sau :

$$S = \frac{p \cdot b \cdot (1 - \mu_o^2)}{E_o} K \quad (5-3a)$$

trong đó b chiều rộng móng chữ nhật, đường kính móng tròn

K hệ số phụ thuộc vào $\alpha = \frac{1}{b}$ và tỷ số $\frac{h}{b}$

Công thức (5-3) sử dụng đối với nền đồng chất có chiều dày hữu hạn. Khi nền đất gồm nhiều lớp có tính chất cơ lý khác nhau. Egorov đề nghị phương pháp tính gần đúng bằng cách đổi nền nhiều lớp thành nền đồng chất.

Độ lún của nền nhiều lớp sẽ là :

$$S = pb \sum_1^n \left(\frac{1 - \mu_{oi}^2}{E_{oi}} \right) (k_i - k_{i-1}) \quad (5-3b)$$

- trong đó
- p cường độ tải trọng phân bố đều
 - b chiều rộng móng chữ nhật, đường kính móng tròn
 - μ_{oi} , E_{oi} hệ số nở hông, mô đun biến dạng của lớp đất thứ i .
 - k_i , k_{i-1} hệ số ứng với độ sâu Z_i của đáy và độ sâu Z_{i-1} của bề mặt lớp thứ i được tra bảng cũng như hệ số k của công thức (5-3)

Khi xét đến hiện tượng tập trung ứng suất do có lớp đá cứng Egorov đưa thêm vào công thức (5-4) hệ số hiệu chỉnh M :

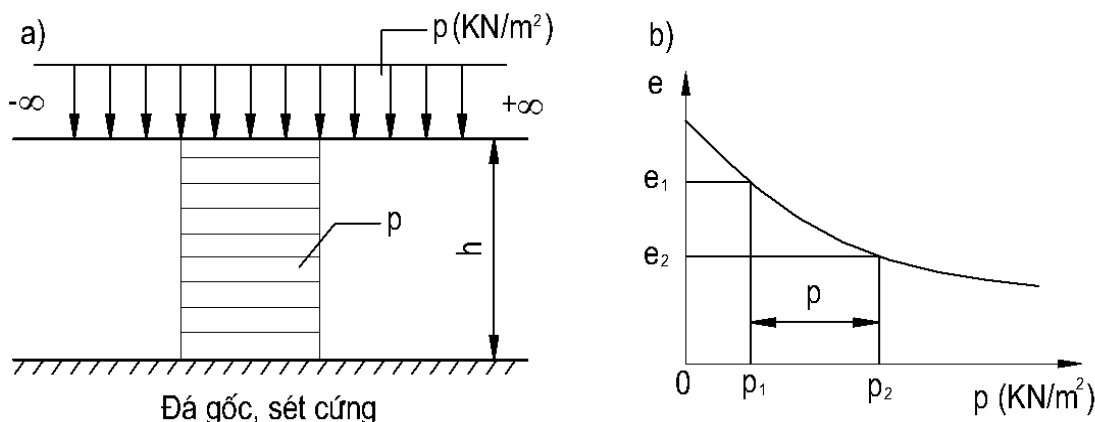
$$S = \left[pb \sum_1^n \left(\frac{1 - \mu_{oi}^2}{E_{oi}} \right) (k_i - k_{i-1}) \right] M \quad (5-3c)$$

M phụ thuộc vào tỷ số h/b .

5.3. PHƯƠNG PHÁP CỘNG LÚN CÁC LỚP PHÂN TỐ

5.3.1. Bài toán lún một chiều

Xét một lớp đất có chiều dày hữu hạn, chịu tải trọng phân bố đều và vô hạn trên bề mặt (hình 5-3a) tầng đất sẽ chịu nén mà không có khả năng nở hông giống như mẫu đất ở trong hộp nén của thí nghiệm nén lún 1 chiều .



Hình 5-3. Sơ đồ nén của tầng đất chiều dày giới hạn dưới tải trọng phân bố đều liên tục

a) Sơ đồ tải trọng b) Đường cong nén lún

Lúc đầu lớp đất chịu tải trọng p_1 tương ứng nó có chiều dày h và hệ số rỗng e_1 . Khi gia tải lên lớp đất, lớp đất sẽ chịu tải p_2 , trong đó $p_2 = p_1 + p$ chiều dày của lớp đất là h' và hệ số rỗng sẽ là e_2 . Dưới tác dụng của tải trọng gây lún p lớp đất có độ lún $S = h - h'$ ta có thể tính độ lún này bằng 3 cách.

Cách thứ nhất : tính độ lún bằng cách sử dụng trực tiếp kết quả nén lún trong phòng qua đường cong nén lún (hình 5-3b). Từ kết quả của chương I ta có thể tích hạt rắn trong một đơn vị thể tích đất là :

$$m = \frac{1}{1 + e_1} \quad (5-4a)$$

Từ giả thiết phần thể tích hạt rắn sau và trước khi lún là không đổi ta có :

$$h \cdot \frac{1}{1 + e_1} = h' \cdot \frac{1}{1 + e_2} \quad (5-4b)$$

Tức là

$$h' = h \cdot \frac{1 + e_2}{1 + e_1} \quad (5-4c)$$

Từ đó tìm được độ lún của lớp đất nén lún 1 chiều là :

$$S = h - h' = h - h \cdot \frac{1 + e_2}{1 + e_1} = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h \quad (5-5a)$$

Nếu dùng hệ số nén tương đối a_0 thì có :

$$S = a_0 \cdot h \cdot p \quad (5-5b)$$

Cách thứ 2 : tính lún dựa vào kết quả thí nghiệm bàn nén ở hiện trường. Hay nói cách khác là tính lún thông qua chỉ tiêu mô đun biến dạng E_0 . Trong điều kiện bài toán 1 chiều ta có biến dạng tương đối theo phương Z :

$$\lambda_z = \frac{\sigma_z}{E_0} (1 - 2\mu_0 \xi_0)$$

Đặt $\beta = 1 - 2\mu_0 \xi_0$ chú ý $\sigma_z = p$ áp lực gây lún ta có

$$S = \lambda_z h = \frac{\beta_z}{E_0} h \cdot p \quad (5-6)$$

Cách thứ 3 : ngoài hai cách tính trên người ta còn tính toán độ lún của lớp đất theo quan hệ đường cong nén lún trong hệ tọa độ nửa logarit của áp lực ($e - \ln p$) như đã xét trong chương II.

$$e_1 - e_2 = c_c \ln \frac{p_2}{p_1} \quad (5-7)$$

Các ký hiệu e_1 , e_2 , p_1 , và p_2 như đã giả thích ở trên, còn c_c là hệ số của đường cong nén lún $e \sim \ln p$ (được gọi là chỉ số nén).

Thay $e_1 - e_2$ từ (5-7) vào biểu thức (5-5a) có độ lún tính theo chỉ số nén c_c như sau :

$$S = \frac{c_c}{1 + e_0} h \cdot \ln \frac{p_2}{p_1} \quad (5-8)$$

5.3.2. Phương pháp cộng lún từng lớp phân tổ khi chỉ xét đến ứng suất nén thẳng đứng

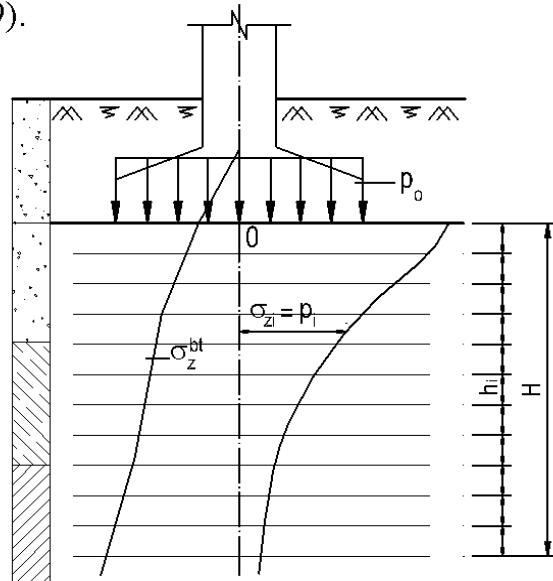
Nội dung cơ bản của phương pháp này là đem chia nền đất thành từng lớp mỏng có chung tính chất (đồng nhất) bởi những mặt phẳng nằm ngang sao cho biểu đồ ứng suất nén lún do áp lực gây lún gây nên thay đổi không đáng kể trong phạm vi mỗi lớp. Còn khi xác định độ lún của từng lớp được chia ra trong điều kiện không nở hông và chỉ tính đến ứng suất nén thẳng đứng σ_z . Độ lún toàn bộ của nền đất sẽ bằng tổng độ lún của từng lớp nhỏ được chia. Tức là :

$$S = \sum_1^n S_i \quad (5-9)$$

trong đó

- S độ lún toàn bộ của nền đất, S_i độ lún của lớp đất phân tố thứ i
- n số lớp phân tố được chia ra trong phạm vi chịu lún của nền đất (hình 5-4)

Độ lún S_i của các lớp phân tố được tính toán theo các công thức (5-5a); (5-5b); (5-6) hoặc (5-9).



Hình 5-4. Sơ đồ tính toán độ lún theo phương pháp cộng lún từng

Quy phạm xây dựng TCXD 45.78 quy định sử dụng phương pháp này để tính lún cho nền móng công trình dân dụng và công nghiệp bởi vì theo các số liệu quan trắc thực tế người ta thấy kết quả gần sát với thực tế.

Việc vận dụng phương pháp cộng lún từng lớp phân tố này được tiến hành theo trình tự sau :

a. Xác định áp lực gây lún

áp lực gây lún là áp lực phụ thêm do tải trọng tiêu chuẩn của công trình truyền qua móng xuống nền. Khi đào hố móng đất nền được giảm tải một phần là trọng lượng cột đất đào móng. Do đó áp lực gây lún sẽ là :

$$p = p_0 - \gamma h \quad (5-10)$$

trong đó - p là áp lực gây lún

- p_0 áp lực trung bình dưới đế móng
- γ trọng lượng riêng của đất từ đáy hố móng đến mặt đất
- h chiều sâu chôn móng.

b. Xác định ứng suất gây lún và ứng suất do trọng lượng bản thân của đất gây ra

Để vẽ được biểu đồ ứng suất gây lún và biểu đồ ứng suất do trọng lượng bản thân của đất gây ra ta chia nền đất ra nhiều lớp nhỏ $h_i \leq 0,4b$ (b chiều rộng đáy móng)

Khi nền đất gồm nhiều lớp đất có chỉ tiêu cơ lý khác nhau thì các lớp đất nhỏ được chia trong phạm vi của từng lớp đất. Từ độ sâu trung bình của từng lớp đất chia ra xác định được trị số ứng suất gây lún σ_z^{gl} và ứng suất do trọng lượng bản thân σ_z^{bt} như đã trình bày trong chương III.

c. Xác định chiều sâu vùng chịu nén H

Việc xác định chiều sâu vùng chịu nén có ảnh hưởng trực tiếp đến kết quả tính toán độ lún. Khi dưới đế móng ở một độ sâu không lớn có tầng cứng không lún thì trị số H lấy bằng chiều dày lớp đất từ đáy móng đến lớp cứng. Nếu nền không có lớp cứng thì TCXD 45-78 quy định chiều sâu vùng chịu nén đến độ sâu thỏa mãn điều kiện.

$$\sigma_z = 0,2\sigma_z^{bt} \quad (5-11)$$

Khi đất nền dưới độ sâu xác định theo điều kiện (5-11) là đất yếu thì cần kéo dài thêm chiều sâu vùng chịu nén đến độ sâu có :

$$\sigma_z = 0,1\sigma_z^{bt} \quad (5-12)$$

d. Độ lún ổn định của móng trong trường hợp này được tính như sau

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{\beta}{E_{oi}} h_i \sigma_{zi} \quad (5-13)$$

Trong tính toán thực tế có thể lấy $\beta = 0,8$ cho mọi loại đất, còn h_i , σ_{zi} và E_{oi} lần lượt là chiều dày, ứng suất gây lún và mô đun biến dạng của lớp đất thứ i được chia ra.

Thí dụ Xác định độ lún ổn định trong trường hợp không xét đến nở hông của đất. Móng hình vuông kích thước $b = 1 = 4m$ độ sâu chôn móng $h = 2m$. áp lực tiêu chuẩn trung bình dưới đế móng $p_o = 2,36 \text{ Kg/cm}^2$. Nền đất gồm 2 lớp : lớp trên là á sét dày $h_1 = 3,2m$; lớp dưới là lớp sét dày lớn hơn 12m. Chỉ tiêu cơ lý đất các lớp đất như sau :

- Lớp á sét : $\gamma = 1,8 \text{ T/m}^3$; $E_o = 41,5 \text{ Kg/cm}^2$

- Lớp sét : $\gamma = 2,0 \text{ T/m}^3$; $E_o = 74,0 \text{ Kg/cm}^2$

Bài giải

1) Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân :

- Ở độ sâu đáy móng : $Z = 0$

$$\sigma_{z=0}^{bt} = \gamma(h + Z) = 18 \times 2 = 36 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

- Ở độ sâu đáy lớp thứ nhất :

$$\sigma_{z=3,2}^{bt} = \gamma(h + Z) = 18 \times (2 + 3,2) = 93,6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

- Ở độ sâu $Z = 6,4 \text{ m}$:

$$\sigma_{z=6,4}^{bt} = \gamma(h + Z) = 18 \times (2 + 6,4) = 157,6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

2) Xác định áp lực gây lún :

$$p = p_0 - \gamma \cdot h = 236 - 1,8 \cdot 2 = 200 \text{ KN/m}^2$$

3) Chia chiều sâu vùng chịu nén thành các lớp có chiều dày $h_i = 0,4b = 0,2 \cdot 4 = 1,6 \text{ m}$

4) Vẽ biểu đồ ứng suất gây nén σ_z ở các lớp đất .

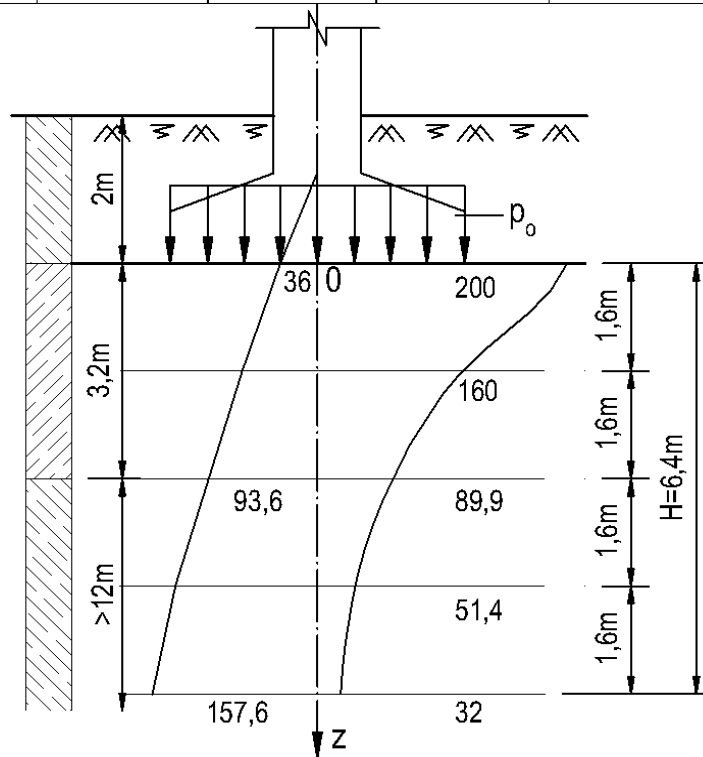
Khi diện chịu tải (đáy móng) hình vuông ta sử dụng bài toán tải trọng phân bố đều trên diện chịu tải chữ nhật để tính ứng suất :

$$\sigma_{z_i} = k_0 \cdot p$$

Hệ số k_0 phụ thuộc vào tỷ số $\frac{e}{b}$ và $\frac{2z_i}{b}$. ứng với các giá trị z_i tìm được k_0 theo bảng VI.4. Kết quả σ_{z_i} được lập thành bảng sau :

Bảng trị số σ_{z_i} theo độ sâu

Lớp đất	z_i	$\frac{2z_i}{b}$	$\frac{l}{b}$	k_0	$\sigma_z \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)$	$\sigma_z^{\text{bt}} \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)$
á sét	0	0	1	1	200	36
	1,6	0,8	1	0,8	160	
	3,2	1,6	1	0,449	89,8	93,6
Sét	4,8	2,4	1	0,257	51,4	
	6,4	3,2	1	0,16	32	157,6



Hình 5-5. Ví dụ tính toán

5) Xác định chiều sâu vùng chịu nén H_0 tại độ $Z = 6,4 \text{ m}$. Kiểm tra điều kiện $\sigma_z \approx 0,2 \sigma_z^{\text{bt}}$ thấy thỏa mãn :

$$32 \approx 0,2 \cdot 157,6 = 31,5 \text{ KN/m}^2$$

Vậy vùng chịu nén $H = 6,4 \text{ m}$. Sơ đồ tính của ví dụ trên hình (5-5).

6) Độ lún ổn định của móng xác định theo công thức :

$$S = \sum_{i=1}^4 \frac{\beta}{E_{oi}} h_i \sigma_{zi}$$

$$S = \frac{0,8.1,6}{41,5.10^2} \left(\frac{200+160}{2} + \frac{160+89,8}{2} \right) + \frac{0,8.1,6}{74.10^2} \left(\frac{89,8+51,4}{2} + \frac{51,4+32}{2} \right)$$

$$= 0,0115m = 11,5cm$$

5.3.3. Tính đến những thành phần ứng suất pháp

Phương pháp tính lún nêu ở trên đã bỏ qua ảnh hưởng nở hông của đất, trong các công thức tính lún ta chỉ mới xét đến ứng suất thẳng đứng $\sigma_z = p$. Nếu tính đến các thành phần ứng suất pháp và xét đến ảnh hưởng nở hông của đất thì kết quả tính lún sẽ chính xác hơn.

Như đã biết biến dạng tương đối theo phương trục z trong trường hợp chung sẽ là :

$$\lambda_z = \frac{1}{E_o} [\sigma_z - \mu_o (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (5-14a)$$

Mặt khác ta có :

$$\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \theta \quad (5-14b)$$

Cũng như σ_z tổng ứng suất θ đã được lập các bảng tra sẵn như đã nêu trong chương III.

Thay (5-14b) vào (5-14a) tức là cho $\sigma_x + \sigma_y = \theta - \sigma_z$ ta được

$$\lambda_z = \frac{1 + \mu_o}{E_o} \sigma_z - \frac{\mu_o}{E_o} \theta \quad (5-14c)$$

Vì biến dạng tương đối $\lambda_z = \frac{S}{h}$ nên độ lún của lớp phân tử h_i sẽ là :

$$S_i = h_i \left(\frac{1 + \mu_{oi}}{E_{oi}} \sigma_{zi} - \frac{\mu_{oi}}{E_{oi}} \theta_i \right) \quad (5-15)$$

Ngoài biểu thức (5-15) người ta còn thiết lập công thức tính độ lún của lớp đất thứ i, để sử dụng trực tiếp kết quả thí nghiệm nén không nở hông trong phòng như sau :

$$S_i = \frac{1}{2\mu_{oi}} \left(\frac{1 + \mu_{oi}}{\theta_{oi}} \sigma_{zi} - \mu_{oi} \right) \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} . h_i \quad (5-16)$$

trong đó - e_{1i} hệ số rỗng ứng với tổng ứng suất θ_{1i}

- e_{2i} hệ số rỗng ứng với tổng ứng suất sau khi có cả áp lực gây lún

θ_{2i}

Để xác định e_{1i} , e_{2i} dùng đường cong nén lún $e \sim p$ nhưng phải tính đổi θ ra p như sau :

- e_{1i} ứng với θ_1 cùng ứng với $p_1 = \sigma_z^{bt}$ không cần tính

- e_{2i} ứng với θ_2 xác định trên đường cong nén lún ứng với p_2 . Xác định như sau :

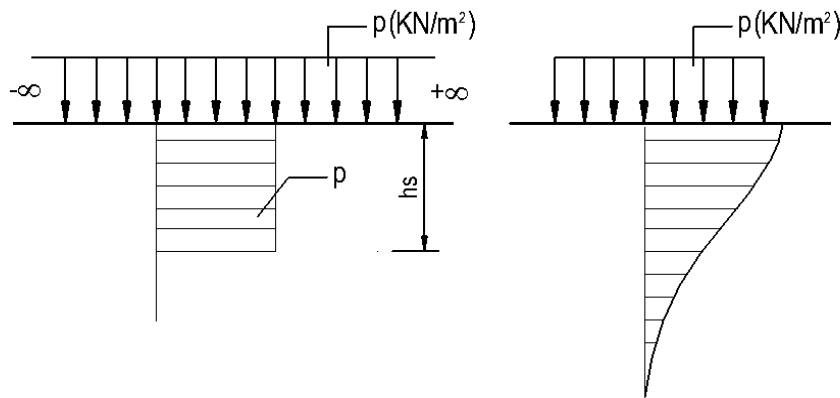
$$p_2 = \frac{\theta_2}{1 + 2\xi_0} \quad (5-17)$$

5.4. PHƯƠNG PHÁP TẦNG TƯƠNG ĐƯƠNG

Phương pháp tầng tương đương cũng như các phương pháp khác đều dựa vào lý thuyết nền biến dạng tuyến tính. Nội dung của phương pháp này là thay việc tính toán độ lún của nền đất phân bố đều trên diện chịu tải giới hạn (trong điều kiện có nở hông) bằng việc tính toán độ lún của nền đất đó dưới tác dụng của tải trọng có cùng trị nhưng phân bố đều kín trên bề mặt (nền đất bị lún theo điều kiện của bài toán 1 chiều).

Đối với nền đất đồng nhất trị số độ lún tính theo phương pháp lớp tương đương khá chính xác, còn đối với đất nền gồm nhiều lớp trị số tính toán theo phương pháp này thường lớn hơn so với phương pháp cộng lún từng lớp.

5.4.1. Trường hợp nền đồng nhất



Hình 5-6. Sơ đồ tính toán độ lún theo phương pháp tầng tương đương

Người ta định nghĩa tầng tương đương là tầng đất mà độ lún của nó dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều kín khắp bằng độ lún của móng kích hữu hạn chịu tác dụng của tải trọng trên nền bán không gian biến dạng tuyến tính (hình 5-6).

Dựa vào định nghĩa này, chiều dày tầng tương đương h_s được xác định theo điều kiện sau :

$$S_1 = S_2 \quad (5-18a)$$

trong đó

- S_1 độ lún của tầng tương đương dưới tác dụng của tải trọng p đều kín khắp.

- S_2 độ lún của móng dưới tác dụng của tải trọng cục bộ

Trị số S_1 được xác định theo biểu thức (5-6)

$$S_1 = \frac{\beta}{E_0} p \cdot h_s = \frac{1}{E_0} \left(1 - \frac{2\mu_0^2}{1 - \mu_0} \right) p \cdot h_s \quad (5-18b)$$

Trị số S_2 tìm được theo biểu thức (5-2a)

$$S_2 = \frac{\varpi p b (1 - \mu_0^2)}{E_0} \quad (5-18c)$$

Thay (5-18b) và (5-18c) vào biểu thức (5-18a) ta có :

$$h_s = \frac{(1 - \mu_o^2)^2}{1 - 2\mu_o} \cdot \omega b \quad (5-19)$$

Hoặc là :

$$h_s = A \cdot \omega \cdot b \quad \text{với } A = \frac{(1 - \mu_o^2)^2}{1 - 2\mu_o} \quad (5-20)$$

Từ biểu thức (5-20) ta thấy rằng : chiều dày tầng tương đương h_s phụ thuộc vào sự nở hông của đất (hệ số A) phụ thuộc hình dáng và độ cứng của móng (hệ số ω) và tỷ lệ với chiều rộng đáy móng b .

Trị số $A \cdot \omega$ đã được lập thành bảng đối với móng chữ nhật, móng băng và móng tròn phụ thuộc vào μ_o tỷ số $\alpha = \frac{1}{b}$. Trong các bảng này thì :

- Trị số $A\omega$ const dùng để tính độ lún móng tuyệt đối cứng.
- Trị số $A\omega_o, A\omega_c, A\omega_m$ dùng để tính độ lún ở tâm ở góc và độ lún trung bình của các móng mềm.

Khi đã xác định được chiều dày lớp tương đương h_s thì độ lún của móng sẽ được xác định theo công thức :

$$S = h_s \cdot a_o \cdot p \quad (5-21)$$

Để tính toán biểu thức a_o trong biểu thức (5-21) trước hết phải xác định chiều sâu vùng chịu nén H . Theo N.A Txutovits phụ thuộc vào trị số độ bền cấu trúc p_{ct} , Gradient thủy lực ban đầu (trong đất sét) j_o được tính theo biểu thức sau :

$$H = 2h_s \left(1 - \frac{j_o}{j_o + \frac{p}{2h_s \gamma_n}} \right) \cdot \frac{p_{oc}}{p} \quad (5-22)$$

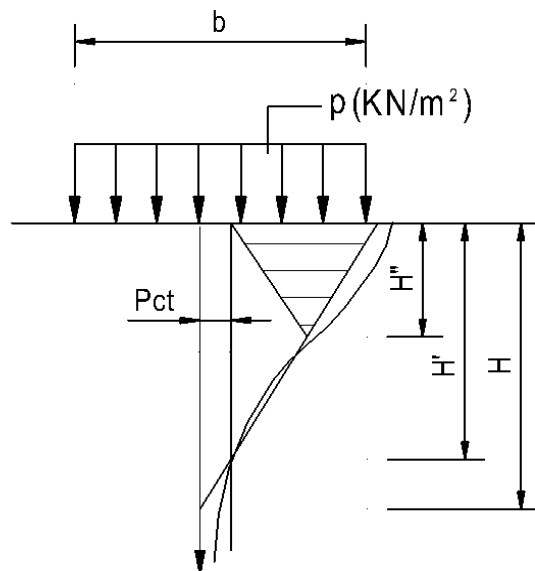
- trong đó - $p_{oc} = p - p_{ct}$
 - γ_n là trọng lượng riêng của nước
 - p_{ct} độ bền cấu trúc của đất

Từ biểu thức (5-22) đối với những loại đất có $p_{ct} = 0$; $j_o = 0$ thường là các loại đất chưa được nén chặt hoặc đất yếu thì có thể lấy : $H = 2 \cdot h_s$. Khi đất cứng hoặc đất đã được nén chặt ($j_o \neq 0$, $p_{ct} \neq 0$) thì chiều sâu vùng chịu nén nhỏ hơn nhiều.

Hình 5-7 chỉ ra các trường hợp xác định chiều sâu vùng chịu nén. Khi $p_{ct} \neq 0$ chiều sâu vùng nén $H' < H$. Còn khi $p_{ct} \neq 0$ và gradient thủy lực ban đầu $j_o \neq 0$ thì chiều sâu vùng chịu nén sẽ nhỏ hơn nhiều $H'' < H' < H$

Khi $H = 2h_s$ trị số a_o xác định dựa vào đường cong nén lún theo các áp p_1 và p_2 xác định như sau :

$$p_1 = \gamma \cdot h_s ; p_2 = \gamma \cdot h_s + \frac{p}{2} \quad (5-23)$$



Hình 5-7. Xác định chiều sâu vùng chịu nén theo phương pháp tầng tương đương.

5.4.2. Trường hợp nền đất gồm nhiều lớp

Trong trường hợp này độ lún của nền đất được tính toán như là độ lún của một lớp tương đương hoàn toàn đồng nhất có hệ số nén tương đối bằng trị số trung bình của các hệ số nén của các lớp đất, tức là :

$$S = a_{om} \cdot h_s \cdot p \quad (5-24)$$

trong đó

a_{om} hệ số nén tương đối trung bình của các lớp đất nằm trong phạm vi vùng chịu nén $H = 2h_s$

Dựa vào phương trình cân bằng giữa độ lún toàn phần của lớp tương đương trên cả chiều sâu vùng chịu nén và tổng độ lún của các lớp đất riêng rẽ trong phạm vi $H = 2h_s$ giáo sư N.A Txutovits đã rút ra biểu thức tính toán hệ số a_{om} như sau :

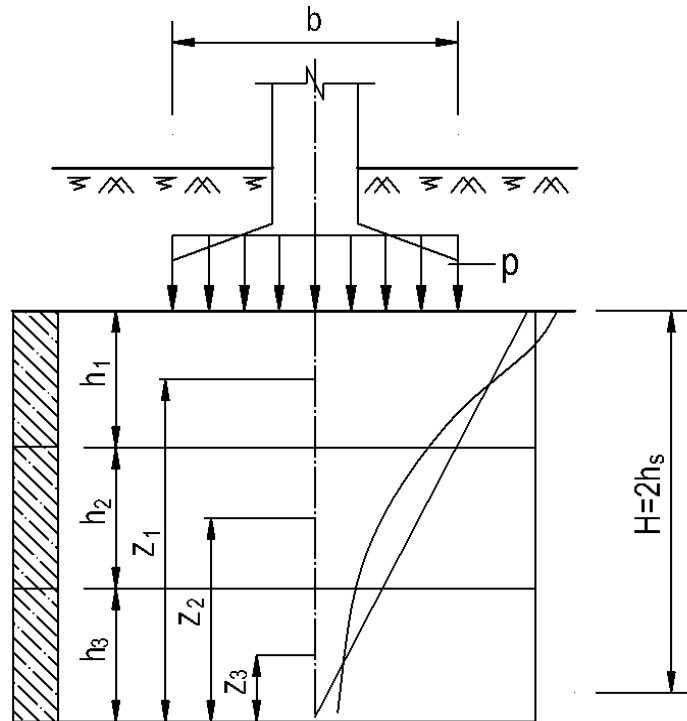
$$a_{om} = \frac{\sum_{i=1}^n a_{oi} h_i z_i}{2h_s^2} \quad (5-25)$$

trong đó - a_{oi} là hệ số nén tương đối của mỗi lớp đất thứ i

- h_i chiều dày của mỗi lớp đất

- z_i khoảng cách từ điểm có độ sâu $H = 2h_s$ đến giữa lớp đất đang xét.

Sơ đồ tính toán như trên hình 5-8



Hình 5-8. Sơ đồ tính toán độ lún của nền nhiều lớp theo phương pháp tầng tương đương

Cuối cùng phải nhắc lại rằng, các công thức tính lún theo phương pháp tầng tương đương thì trị số p cũng là áp lực gây lún được xác định theo công thức (5-10) như trong phương pháp cộng lún từng lớp.

Thí dụ Xác định độ lún ổn định theo phương pháp tầng tương đương của móng tuyệt đối cứng hình chữ nhật kích thước $l = 2\text{m}$, $b = 1\text{m}$. áp lực trung bình tiêu chuẩn dưới đáy móng $p_0 = 150\text{ KN/m}^2$ độ sâu chôn móng $h = 1\text{m}$. Nền đất gồm 3 lớp :

- Lớp 1 dày 2m có $a_{o1} = 0,0343\text{ cm}^2/\text{Kg}$, $\gamma = 18\text{ KN/m}^3$
- Lớp 2 dày 1m có $a_{o2} = 0,0555\text{ cm}^2/\text{Kg}$
- Lớp 3 dày 8m có $a_{o3} = 0,12\text{ cm}^2/\text{Kg}$, (μ_0 cả ba lớp là 0,3)

Bài giải Trình tự tính toán như sau.

1) Xác định chiều dày tầng tương đương.

Vì móng tuyệt đối cứng nên cần tìm $A\omega$ const dựa vào tỷ số $\frac{l}{b} = \frac{2}{1} = 2$ và $\mu_0 = 0,3$ tra bảng V.4 tìm được trị số $A\omega$ const = 1,49. Do đó :

$$h_s = A\omega \cdot b = 1,49 \cdot 1 = 1,49\text{ m}$$

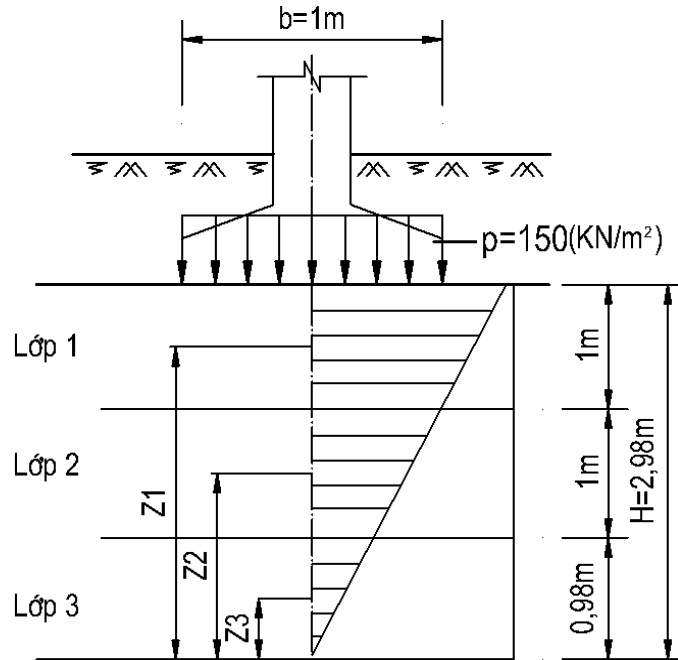
Chiều sâu vùng chịu nén .

$$H = 2h_s = 2 \cdot 1,49 = 2,98\text{ m}$$

2) áp lực gây lún

$$p = p_0 - \gamma h = 150 - 18 \cdot 1 = 132\text{ KN/m}^2$$

3) Xác định a_{om}



Hình 5-9. Sơ đồ ví dụ tính toán

Xác định các Z_i

$$Z_1 = 0,98 + 1,0 + \frac{1,0}{2} = 2,48 \text{ m}$$

$$Z_2 = 0,98 + \frac{1,0}{2} = 1,48 \text{ m}$$

$$Z_3 = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ m}$$

Thay vào công thức (5-25) ta có :

$$a_{om} = \frac{\sum_{i=1}^n a_{oi} h_i z_i}{2h_s^2} = \frac{1,0 \cdot 0,0343 \cdot 2,48 + 1,0 \cdot 0,0555 \cdot 1,48 + 0,98 \cdot 0,0625 \cdot 0,49}{2 \cdot 1,49^2}$$

$$= 0,0445 \frac{\text{cm}^2}{\text{Kg}}$$

4) Xác định độ lún của nền theo biểu thức (5-22).

$$S = 0,0445 \cdot 149 \cdot 1,32 = 8,7 \text{ cm}$$

5.5. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CỦA NỀN CÓ KÊ ĐÉN ẢNH HƯỞNG CỦA MÓNG LÂN CẬN HOẶC SỰ GIA TẢI GẦN MÓNG

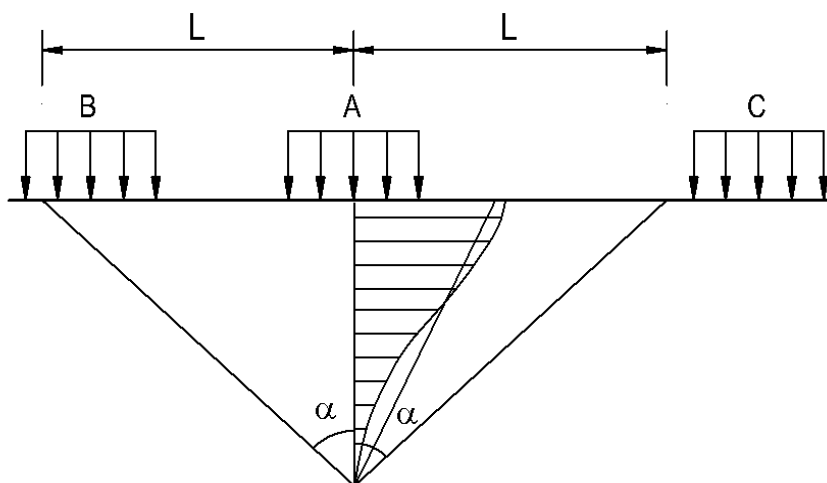
Nếu ở bên cạnh móng đang xét có các móng khác hoặc sự gia tải thường xuyên thì khi tính độ lún cần phải xét đến ảnh hưởng lún của các móng lân cận .

5.5.1. Xác định khoảng cách ảnh hưởng của lún

Nếu vị trí của các móng hoặc diện chịu tải ở xa nhau ngoài phạm vi ảnh hưởng của sự khuếch tán ứng suất trong nền thì vấn đề tính lún có xét đến ảnh hưởng của móng lân cận không đặt ra. Vì vậy trước khi tính lún cần xác định được khoảng cách ảnh hưởng.

a. Cách xét gần đúng

Nếu các móng lân cận chịu cùng tải trọng phân bố đều thẳng đứng như nhau so với móng đang xét, khoảng cách ảnh hưởng lún L được xác định bởi góc α có đỉnh tại độ sâu vùng chịu nén H (hình 5-9).



Hình 5-9. Sơ đồ xác định gần đúng khoảng cách ảnh hưởng lún

Có tác giả đề nghị lấy $\alpha = 45^\circ$ như trên hình 5-9 ta thấy khi tính lún cho móng A chỉ cần xét đến ảnh hưởng của B mà không phải xét đến ảnh hưởng của C.

b. Cách xét theo TCXD 45-78

TCXD 45-78 quy định nếu điều kiện sau đây thỏa mãn cần phải tính toán độ lún ảnh hưởng của móng lân cận.

$$K_a \cdot L_t \leq L_a \quad (5-26)$$

Trong đó $K_a = \frac{0,6}{b} (E_o - 100) + 1$

- 0,60 là hệ số có thứ nguyên (cm^3/m)
- b chiều rộng đế móng gây ra lún ảnh hưởng (cm)
- E_o mô đun biến dạng trung bình trong phạm vi chiều dày vùng chịu nén
- L_t khoảng cách thực tế giữa các trục móng (cm)
- L_a khoảng cách được xác định trên biểu đồ phụ thuộc vào chiều rộng móng, áp lực trung bình lên nền.

5.2.2. Tính lún có kể đến ảnh hưởng móng lân cận

Trong thực tế người ta thường dùng phương pháp cộng biểu đồ ứng suất và phương pháp lớp tương đương để tính toán độ lún ảnh hưởng của của móng lân cận. Sau đây chúng ta sẽ xem xét những nội dung cơ bản khi tính theo hai phương pháp đó .

a. Phương pháp biểu đồ ứng suất

Nội dung của phương pháp này là xác định ứng suất gây lún do ảnh hưởng của các móng xung quanh ảnh hưởng đến móng đang xét bằng phương pháp cộng biểu đồ ứng suất. Do ảnh hưởng của các móng xung quanh làm cho ứng suất gây lún trong nền đất dưới móng đang xét tăng lên và vì vậy độ lún cũng tăng lên. Sau khi vẽ được biểu đồ ứng suất gây lún tổng cộng do các lớp móng xung quanh gây ra thì có thể sử dụng phương pháp cộng lún từng lớp để tính toán độ lún ổn định của móng đang xét.

Ưu điểm của phương pháp này là phạm vi sử dụng rộng rãi với các trường hợp phân bố ứng suất gây lún, nhược điểm chủ yếu là khối lượng tính toán nhiều.

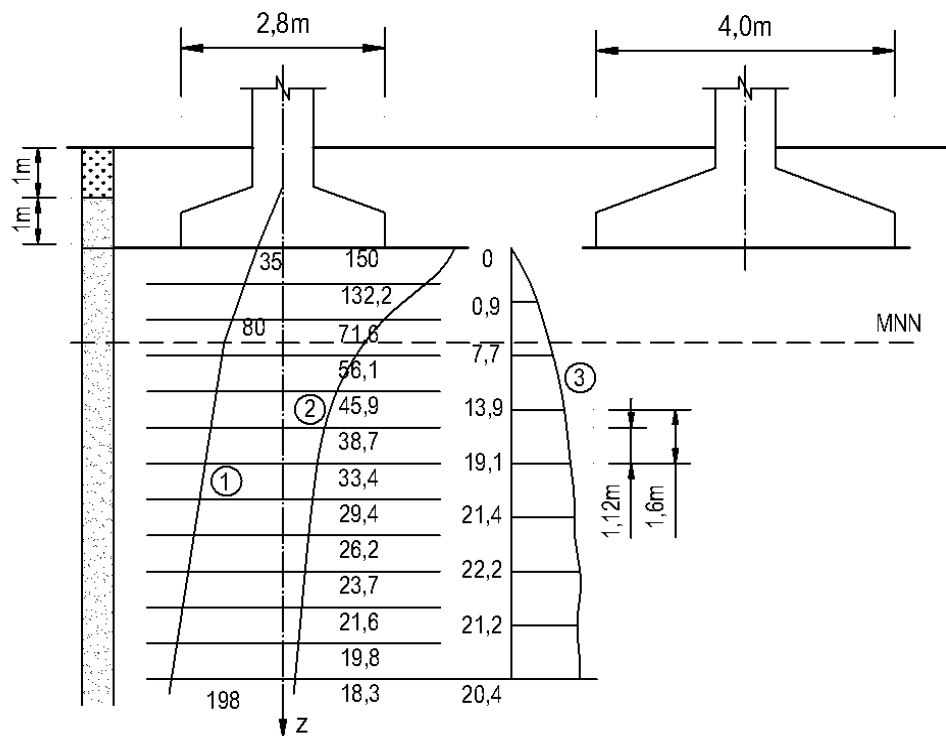
Thí dụ Xác định độ lún của móng băng A có chiều rộng $b=2,8\text{m}$ có xét đến ảnh hưởng của móng băng B có chiều rộng $b=4\text{m}$. Đất nền gồm các lớp sau (hình 5-10)

Lớp 1 : dày 1m là đất đắp có $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$

Lớp 2 : là lớp cát bụi chiều dày hơn 25m

Các chỉ tiêu cơ lý như sau :

$\Delta = 2,66$; $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$; $\omega = 13\%$; $e = 0,68$; $E_o = 100 \text{ Kg/cm}^2$ ở chiều sâu 4,5m kể từ mặt đất xuất hiện mực nước ngầm. áp lực trung bình dưới đế móng A; $p_{oA} = 185 \text{ KN/m}^2$ và dưới đế móng B là $p_{oB} = 195 \text{ KN/m}^2$



Hình 5-10. Sơ đồ tính toán độ lún của ví dụ

1. Biểu đồ ứng suất bản thân
2. Biểu đồ ứng suất gây lún do bản thân móng A gây ra.
3. Biểu đồ ứng suất gây lún do móng B gây ra

Bài giải Trình tự tính toán như sau :

1) Kiểm tra điều kiện để tính lún ảnh hưởng :

Từ $p_{oB} = 195 \text{ KN/m}^2$ và $b = 4\text{m}$ tra biểu đồ có $L_a = 810\text{cm}$. Khoảng cách 2 móng $L_t = 600\text{cm}$ còn K_a thì bằng

$$K_a = \frac{0,60}{400}(100 - 100) + 1 = 1$$

Thay vào điều kiện (5-26) : $1.600 = 600 \text{ cm} < 810 \text{ cm}$

Do đó cần phải tính toán độ lún ảnh hưởng của móng B lên A.

2) Xác định áp lực gây lún :

Đối với móng A :

$$p_A = 185 - (17.1 + 18.1) = 150 \text{ KN/m}^2$$

Đối với móng B :

$$p_B = 195 - (17.1 - 18.1) = 160 \text{ KN/m}^2$$

3) Vẽ biểu đồ ứng suất gây lún .

Chia các lớp đất $h_i = 0,4b = 0,4.2,8 = 1,12 \text{ m}$

Vẽ biểu đồ ứng suất nén lún do bản thân móng A và biểu đồ ứng suất do trọng lượng bản thân của đất. Kết quả được lập thành bảng sau :

Trị số σ_z và σ_z^{bt} của móng A

Z (m)	σ_z (KN/m ²)	σ_z^{bt} (KN/m ²)	Z (m)	σ_z (KN/m ²)	σ_z^{bt} (KN/m ²)
0	150	35	6,72	38,7	
1,12	132,2		7,84	33,4	
2,24	96,3		8,96	29,4	
3,36	71,6		10,08	26,2	
4,48	56,1		11,20	23,7	
5,6	45,9		12,32	21,6	
			13,44	19,8	
			14,40	18,3	198

4) Vận dụng phương pháp điểm góc , xác định ứng suất đi qua trọng tâm móng A do tải trọng gây lún của móng B gây ra.

Trị số σ_z của móng B gây ra đối với móng A

Z (m)	σ_z (KN/m ²)	Z (m)	σ_z (KN/m ²)
0	0	8,0	21,4
1,6	0,9	9,60	22,2
3,2	7,7	11,20	22,1
4,8	13,9	12,80	21,2
6,4	19,1	14,40	20,4

5) Xác định phạm vi vùng chịu nén :

Khi Z = 14,4 m kiểm tra điều kiện.

$$\sigma_z = 0,2 \sigma_z^{bt} \text{ với } \sigma_z = 18,3 + 20,4 = 38,7 \approx 0,2.198 = 39,6 \text{ KN/m}^2$$

Do đó có thể lấy H = 14,4 m

6) Tính toán độ lún ổn định.

– Độ lún của móng A do bản thân móng A gây ra .

$$S_1 = \frac{0,8}{100.10^2} 1,12 \left(\frac{150}{2} + 132,2 + 96,3 + 71,6 + 56,1 + 45,9 + 38,7 + 33,4 + 29,4 + 26,2 + 23,7 + 21,6 + \frac{19,8}{2} \right) + \frac{0,8}{100.10^2} . 0,96 . \frac{19,8 + 18,3}{2} = 0,0606 = 6,06 \text{ cm}$$

– Độ lún của móng A do móng B gây ra .

$$S_2 = \frac{0,8}{100.10^2} 1,6 (0,9 + 7,7 + 13,9 + 19,1 + 21,4 + 22,2 + 22,1 + 21,2 + \frac{20,4}{2}) = 0,0177 = 1,77 \text{ cm}$$

Độ lún toàn bộ của móng A .

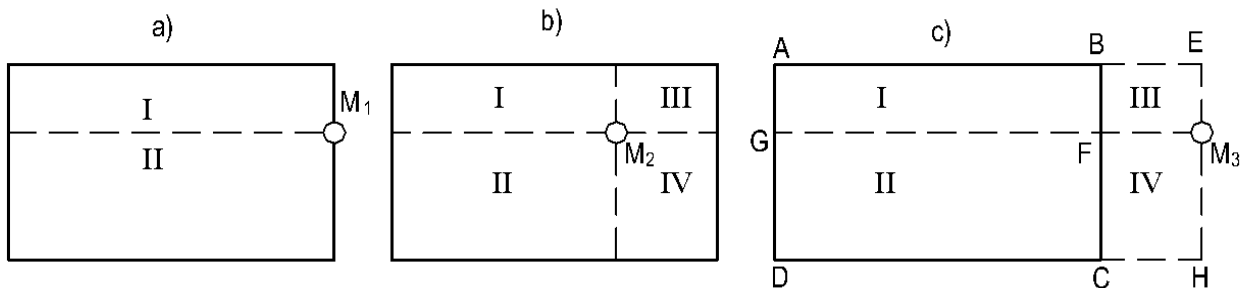
$$S = S_1 + S_2 = 6,06 + 1,77 = 7,83 \text{ cm}$$

b. Phương pháp tầng tương đương

Khi tải trọng công trình phân bố đều trên móng có dạng chữ nhật hoặc hình vuông có thể sử dụng phương pháp tầng tương đương để tính toán độ lún ảnh hưởng của móng lân cận. Nội dung của phương pháp này là dùng phương pháp điểm góc để xác định chiều dày tầng tương đương và độ lún của điểm đang xét. Để tính toán theo phương pháp này chúng ta xét 3 trường hợp sau :

1. Điểm M_1 cần xác định độ lún nằm trên chu vi diện chịu tải
2. Điểm M_2 nằm trong chu vi diện chịu tải
3. Điểm M_3 nằm ngoài diện chịu tải.

Các trường hợp chỉ ra trên hình 5-11 a,b,c.



Hình 5-11. Sơ đồ tính theo phương pháp lớp tương

Trong trường hợp thứ nhất, độ lún của điểm M_1 sẽ được tính toán như là tổng độ lún các điểm góc của hai hình chữ nhật I và II :

$$S_{M_1} = (h_{s_I} + h_{s_{II}}) a_o p \quad (5-27)$$

trong đó $h_{s_I} = (A\omega_c)_I \cdot b_I$; $h_{s_{II}} = (A\omega_c)_{II} \cdot b_{II}$

Trong trường hợp 2 độ lún của điểm M_2 :

$$S_{M_2} = (h_{s_I} + h_{s_{II}} + h_{s_{III}} + h_{s_{IV}}) a_o p \quad (5-28)$$

trong đó $h_{s_I} = (A\omega_c)_I \cdot b_I$; $h_{s_{II}} = (A\omega_c)_{II} \cdot b_{II}$;
 $h_{s_{III}} = (A\omega_c)_{III} \cdot b_{III}$; $h_{s_{IV}} = (A\omega_c)_{IV} \cdot b_{IV}$

Trong trường hợp 3 độ lún của điểm M_3 xem như là độ lún của góc các hình chữ nhật AEM_3G (hình I); GM_3HD (hình II) lấy dấu dương và BEM_3F (hình III); FM_3HC (hình IV) lấy dấu âm.

$$S_{M_3} = (h_{s_I} + h_{s_{II}} - h_{s_{III}} - h_{s_{IV}}) a_o p \quad (5-29)$$

Trị số $A\omega_c$ dùng để tính chiều dày tầng tương đương phụ thuộc vào μ_o và $\frac{1}{b}$ tra bảng V.3.

Thí dụ Xác định độ lún ở điểm 1 ở trong móng A có xét đến ảnh hưởng móng B. áp lực trung bình đáy móng A và B đều bằng $p_o = 236 \text{ KN/m}^2$ hai móng đều đặt sâu $h = 2,6\text{m}$. Đất nền đồng chất có $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$; $a_o = 0,01 \text{ cm}^2/\text{KG}$; $\mu_o = 0,3$, kích thước móng như trên hình 5-12

Bài giải Trình tự tính toán như sau.

- 1) áp lực gây lún $p = p_o - \gamma \cdot h = 236 - 2 \cdot 18 = 200 \text{ KN/m}^2$
- 2) Độ lún của điểm 1 nếu bỏ qua khoảng cách nhỏ giữa móng A và móng B xét theo trường hợp 2.

$$S_1 = (h_{S_I} + h_{S_{II}} + h_{S_{III}} + h_{S_{IV}}) a_o p$$

trong đó $h_{S_I} = h_{S_i} = (A\omega_c)_I \cdot b_I$

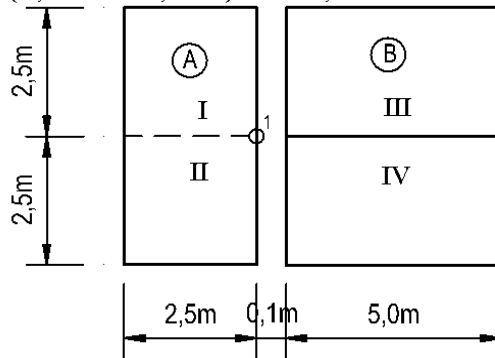
Từ $\alpha = \frac{l}{b} = \frac{5,0}{2,5} = 2$, $\mu_o = 0,3$ tra bảng có $(A\omega_c)_I = 0,687$; còn $b_I = 2,5$ m

$$h_{S_{III}} = h_{S_{VI}} = (A\omega_c)_{III} \cdot b_{III}$$

Từ $\alpha = \frac{l}{b} = \frac{5,0}{2,5} = 2$, $\mu_o = 0,3$ tra bảng có $(A\omega_c)_{III} = 0,938$

Do đó :

$$S_1 = 2,5 \cdot 0,01 \cdot 10^2 \cdot 200 \cdot (0,687 + 0,938) \cdot 2 = 0,1625 \text{ m} = 16,25 \text{ cm}$$



Hình 5-12. Sơ đồ tính lún của ví dụ

5.6. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN THEO THỜI GIAN THEO LÝ THUYẾT CỔ KẾT THẨM

5.6.1. Khái niệm

Quá trình lún của nền đất dưới móng công trình theo thời gian (gọi tắt là lún theo thời gian) xảy ra tùy theo quá trình thoát nước lỗ rỗng của đất (cổ kết thẩm) và quá trình từ biến của cốt đất (cổ kết từ biến).

Trong thực tế việc tính lún theo thời gian chủ yếu xét đến quá trình cổ kết thẩm. Quá trình cổ kết từ biến cũng được nghiên cứu nhiều về mặt lý thuyết song chưa được sử dụng trong tính toán thực tế, vì khối lượng tính toán lớn và khó khăn trong việc xác định các hệ số từ biến trong thực tế. Chúng ta chủ yếu xem xét việc tính lún theo thời gian theo lý thuyết thẩm trong mục này, còn việc tính lún theo lý thuyết cổ kết xét đến từ biến sẽ được giới thiệu trong mục sau.

Quá trình cổ kết thẩm của đất đã nêu ra trong chương II là quá trình chuyển hóa giữa ứng suất hiệu quả (áp lực truyền lên khung cốt đất) và áp lực nước lỗ rỗng. Để tính lún theo thời gian cần phải xác định được một trong 2 loại ứng suất này ở mọi thời điểm khác nhau phụ thuộc vào chiều dày tầng đất, tính nén, tính thoát nước của đất...

Tùy theo đặc điểm móng công trình, tải trọng tác dụng, chiều dày tầng đất, đặc điểm thoát nước...phân tổ đất trong nền có thể ở trạng thái cổ kết thẩm một hướng, hai hướng (bài toán phẳng) hay 3 hướng (bài toán không gian). Sau đây ta xét các trường hợp cụ thể.

5.6.2. Tính lún theo thời gian trong điều kiện bài toán một hướng

Đối với bài toán này người ta sử dụng lý thuyết thấm một chiều được Terzaghi đưa ra dựa vào các giả thiết sau :

- 1- Đất nền đồng chất, hoàn toàn bão hòa nước
- 2- Nước lỗ rỗng và hạt đất xem như không nén được
- 3- Hệ số thấm k và hệ số nén a xem như không thay đổi trong quá trình cố kết
- 4- Quá trình thoát nước lỗ rỗng và biến dạng chỉ xảy ra theo một chiều
- 5- Tốc độ lún của đất chỉ phụ thuộc vào tốc độ thoát nước lỗ rỗng, không phụ thuộc vào yếu tố nào khác
- 6- Tốc độ thấm nước nhỏ tuân theo định luật Darcy.
- 7- Quan hệ ứng suất biến dạng trong đất là tuyến tính.
- 8- Đặc trưng chịu tải của một phân khối đất nhỏ và khối đất lớn là như nhau.

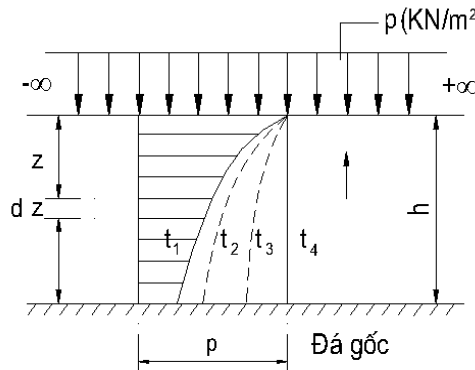
a. Phương trình vi phân cố kết thấm một chiều và lời giải

Trường hợp cơ bản nhất là lớp đất có chiều dày h nằm trên tầng đá không thấm nước chịu tải trọng phân bố đều kín khắp bề mặt (hình 5-13)

Ta xét một phân tố đất dz ở độ sâu z trong tầng đất. Dựa vào giả thiết 5 thấy rằng : lượng tăng lưu lượng nước bằng lượng giảm lỗ rỗng của đất, tức là :

$$\frac{\partial q}{\partial z} = - \frac{\partial n}{\partial t} \quad (5-30a)$$

trong đó q lưu lượng nước thấm, n độ rỗng của đất.



Hình 5-13. Sơ đồ cố kết thấm một chiều

Dựa vào định luật thấm Darcy, lưu lượng thấm q xác định theo công thức :

$$q = -k \frac{\partial H}{\partial z} \quad (5-30b)$$

trong đó

- H cột nước áp lực lỗ rỗng ở độ sâu z ; $H = \frac{p\omega}{\gamma_n}$

hoặc $H = \frac{p - p_z}{\gamma_n}$ vì $p = p\omega + p_z$

- k hệ số thấm
- $p\omega$, p_z là áp lực nước lỗ rỗng, áp lực hiệu dụng
- γ_n trọng lượng riêng của nước

Từ biểu thức (5-30b) ta có :

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -k \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \quad (5-30c)$$

cho nên
$$\frac{\partial q}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_n} \frac{\partial^2 pz}{\partial z^2} \quad (5-30d)$$

Để xác định vế phải trong biểu thức (5-30a) ta thấy rằng :

$$n = \frac{e}{1+e}$$

Nếu bỏ qua biến thiên của e ở mẫu số và dùng trị số trung bình e_{tb} thì :

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{1}{1+e_{tb}} \frac{\partial e}{\partial z} \quad (5-30e)$$

Mặt khác theo định luật nén lún của đất ta có :

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -a \frac{\partial pz}{\partial z} \quad (5-30f)$$

Từ (5-30e) và (5-30f) ta thấy :

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{-a}{1+e_{tb}} \frac{\partial pz}{\partial z} \quad (5-30g)$$

Thay ((5-30d) và (5-30g) vào biểu thức và rút gọn ta được :

$$\frac{C_v \cdot \partial^2 pz}{\partial z^2} = \frac{\partial pz}{\partial t} \quad \text{hoặc} \quad \frac{C_v \cdot \partial^2 p\omega}{\partial z^2} = \frac{\partial p\omega}{\partial t} \quad (5-31)$$

trong đó C_v được gọi là hệ số cố kết của đất ; $C_v = \frac{k(1+e_{tb})}{a \cdot \gamma_n} \quad (5-32)$

Phương trình (5-31) là phương trình vi phân cố kết thấm 1 chiều của đất sét bão hòa nước. Đây là phương trình vi phân dạng Parabol có thể giải bằng phương pháp tách biến .

Trong trường hợp này các điều kiện ban đầu và điều biên là :

$$\begin{aligned} & - \text{ Khi } t = 0 \text{ và } 0 \leq z \leq h \text{ thì } p\omega = 0 \\ & \quad 0 < t < \infty \quad z = 0 \text{ thì } p\omega = 0 \\ & \quad 0 < t < \infty \quad z = 0 \text{ thì } \frac{\partial p\omega}{\partial z} = 0 \\ & \quad t = \infty \text{ và } 0 \leq z \leq h \text{ thì } p\omega = 0 \end{aligned} \quad (5-33)$$

Sau khi tìm nghiệm riêng thỏa mãn điều kiện (5-33) tìm nghiệm tổng quát dưới dạng chuỗi Fourier được kết quả giải phương trình (5-31) như sau :

$$p\omega(z,t) = \frac{4}{\pi} p \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i} e^{-i^2 N} \cdot \sin\left(\frac{i\pi z}{2h}\right) \quad (5-34)$$

trong đó
$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2} t \quad (5-35)$$

Có được trị số áp lực nước lỗ rỗng có thể xác định được độ lún theo thời gian.

b. Ứng dụng để tính lún theo thời gian

Để tính lún của nền đất trên thực tế người ta không dùng trực tiếp biểu thức (5-34) mà đưa vào khái niệm độ cố kết như trình bày sau đây :

b.1. Độ cố kết U

Theo định nghĩa độ cố kết U là tỷ số giữa độ lún S_t của nền đất ở thời gian t đang xét và độ lún ổn định cuối cùng S ứng với $t = \infty$, tức là :

$$U = \frac{S_t}{S} \quad (5-36)$$

Độ lún của toàn bộ lớp đất có chiều dày h ở thời gian t là :

$$S_t = \int_0^h a_o p_z(z,t) dz \text{ hoặc là } S_t = a_o \int_0^h [p - p\omega(z,t)] dz \quad (5-37a)$$

$$\text{Độ lún ổn định (ứng với } t = \infty \text{) sẽ là : } S = a_o \int_0^h p dz \quad (5-37b)$$

Thay (3-37a) và (3-37b) vào biểu thức (5-36) ta có độ cố kết.

$$U = 1 - \frac{\int_0^h p\omega(z,t) dz}{\int_0^h p dz} \quad (5-37c)$$

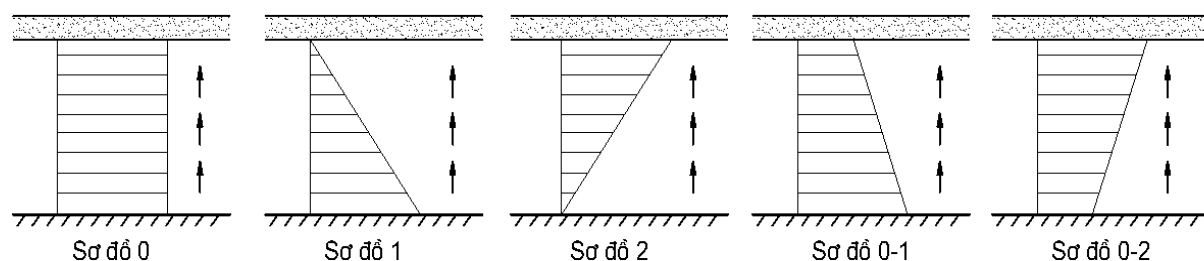
Từ biểu thức (5-37c) chúng ta thấy rằng độ cố kết phụ thuộc vào N xác định theo công thức (5-35) và phụ thuộc biểu đồ phân bố ứng suất tăng thêm trong nền. Để tính lún cho các trường hợp thường gặp người ta lập bảng tra bằng số quan hệ giữa U và N ứng với các dạng biểu đồ phân bố ứng suất.

b.2 Lập bảng tính sẵn quan hệ U và N.

Người ta đưa ra 5 trường hợp phân bố của biểu đồ ứng suất và sử dụng biểu thức (5-35) để lập bảng quan hệ U và N cho các trường hợp (hình 5-14).

- Trường hợp 1 (sơ đồ 0):

Trường hợp này thường gặp trong thực tế khi tải trọng tác dụng phân bố đều liên tục hoặc khi kích thước móng lớn hơn nhiều so với chiều dày tầng đất cố kết. Cũng có thể sử dụng sơ đồ này để tính lún cho tầng đất thoát nước về 2 phía lên trên và xuống dưới mà biểu đồ phân bố ứng suất tăng thêm hình thang hoặc hình tam giác, khi đó chiều dài đường thấm lấy bằng nửa chiều dài tầng đất.



Hình 5-14. Các sơ đồ cố kết để tính lún theo thời

Từ biểu thức (5-37) thay $p\omega$ từ biểu thức (5-35) tìm được độ cố kết của trường hợp này là U_0 :

$$U_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i^2} e^{-i^2 N} \quad (5-38)$$

Để tiện tính toán người ta lập bảng để tra U_0 khi biết N (theo biểu thức 5-30) và ngược lại (bảng V.4)

- Trường hợp 2 (sơ đồ 1)

Đây là trường hợp cố kết của đất dưới tác dụng của trọng lượng bản thân ứng suất tăng thêm theo quy luật bậc nhất, giải phương trình vi phân cố kết thấm với điều kiện ban đầu và điều kiện biên tương ứng tìm ra biểu thức $p\omega$, sau đó thay $p\omega$ và p vào biểu thức tìm được độ cố kết U_1 của trường hợp này là :

$$U_1 = 1 - \frac{32}{\pi^3} \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i^3} \sin\left(\frac{i\pi}{2}\right) \cdot e^{-i^2 N} \quad (5-39)$$

Quan hệ U và N theo biểu thức (5-39) được lập bảng

- Trường hợp 3 (sơ đồ 2)

Đây là trường hợp cố kết của lớp đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài và biểu đồ ứng suất phụ thêm phân bố theo quy luật tuyến tính theo chiều sâu. Tương tự như trên ta được độ cố kết U_2 của trường hợp này .

$$U_2 = 1 - \frac{16}{\pi^2} \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i^2} \left[1 - \frac{2 \sin\left(\frac{i\pi}{2}\right)}{i\pi} \right] e^{-i^2 N} \quad (5-40)$$

Biểu thức (5-40) cũng được lập thành bảng để thuận tiện trong tính toán. So sánh các biểu thức (5-38); (5-39) và (5-40) ta tìm được mối liên hệ của độ cố kết giữa các sơ đồ 0, sơ đồ 1, sơ đồ 2 như sau :

$$U_2 = 2U_0 + U_1 \quad (5-35)$$

Biểu thức (5-35) cho phép xác định độ cố kết của sơ đồ 2 thông qua độ cố kết sơ đồ 0, sơ đồ 1 mà không cần tìm từ biểu thức (5-34).

Đối với các sơ đồ 0-1 và 0-2 độ cố kết U có thể xác định dựa vào bảng và dựa vào biểu thức sau :

- Đối với sơ đồ 0-1 tìm N_{0-1} theo biểu thức : $N_{0-1} = N_0 + (N_1 - N_0)J$
- Đối với sơ đồ 0-2 tìm N_{0-2} theo biểu thức : $N_{0-2} = N_2 + (N_0 - N_2)J'$

trong đó J và J' là hệ số tra bảng phụ thuộc $V = \frac{p_1}{p_2}$ (p_1 áp lực mặt trên, p_2 áp lực mặt dưới tầng đất)

Bảng quan hệ U và N

$U = \frac{S_t}{S}$	Trị số N các trường hợp			$U = \frac{S_t}{S}$	Trị số N các trường hợp		
	0	1	2		0	1	2
0,05	0,005	0,06	0,002	0,55	0,59	0,84	0,32
0,10	0,02	0,12	0,005	0,60	0,71	0,95	0,42
0,15	0,04	0,18	0,01	0,65	0,34	1,10	0,54
0,20	0,08	0,25	0,02	0,70	1,00	1,24	0,69
0,25	0,12	0,31	0,04	0,75	1,18	1,42	0,88
0,30	0,17	0,39	0,06	0,80	1,40	1,64	1,08

0,35	0,24	0,47	0,09	0,85	1,69	1,93	1,36
0,40	0,31	0,55	0,13	0,90	2,09	2,35	1,77
0,45	0,39	0,63	0,18	0,95	2,8	3,17	2,54
0,50	0,49	0,79	0,24	1,00	∞	∞	∞

Bảng trị số của J và J'

Trị số của J				Trị số của J'			
V	J	V	J	V	J'	V	J'
0.0	1.0	0.5	0.36	1.0	1.00	7	0.30
0.1	0.84	0.60	0.27	1.5	0.83	9	0.25
0.2	0.69	0.70	0.19	2.0	0.71	12	0.20
0.3	0.56	0.80	0.12	3.0	0.55	15	0.17
0.4	0.46	0.90	0.06	4.0	0.45	20	0.13
		1.0	0.0	5.0	0.39		

b.3. Hai bài toán thường gặp

- Bài toán thứ nhất

Cho biết thời gian t sau khi xây dựng công trình, yêu cầu tìm độ lún S_t đối với thời gian đó. Trong trường hợp này dựa vào số liệu đã cho (như các chỉ tiêu a, k, e_{tb}, h) xác định hệ số C_v theo biểu thức (5-32) và trị số N theo biểu thức (5-35). Sau khi đã biết N dựa vào sơ đồ cố kết tương ứng với bài toán cụ thể mà tra bảng tìm được độ cố kết U. Từ đó sử dụng công thức $S_t = U.S$ tìm được độ lún tại thời gian t theo biểu thức (5-32).

- Bài toán thứ 2 : (bài toán ngược của bài toán thứ nhất)

Cho biết độ cố kết U, yêu cầu tìm thời gian cần thiết ứng với độ cố kết đó. Từ độ cố kết U phụ thuộc vào sơ đồ cố kết ta tra bảng được trị số N. Từ đó xác định được hệ số cố kết C_v theo biểu thức (5-35) . Sau khi đã có trị số C_v tùy thuộc vào các số liệu đã cho của nền đất (a, k, e_{tb}, h) tìm được thời gian t theo biểu thức (5-32).

Thí dụ 1

Xác định độ lún của một lớp đất sét đồng nhất dày 5m ($h = 5m$) nằm trên lớp đá không thấm nước ở các thời gian $t_1 = 1$ năm và $t_2 = 2$ năm. Tải trọng tác dụng lên lớp đất $p=200 \text{ KN/m}^2$ hệ số nén tương đối $a_0= 0,01 \text{ cm}^2/\text{KG}$, hệ số thấm $k = 1.10^{-8} \text{ cm/s}$

Bài giải

Trước tiên ta có sơ đồ cố kết là sơ đồ 0. Xác định C_v .

$$C_v = \frac{K(1+e_{tb})}{a\gamma_n} = \frac{k}{a_0\gamma_n} = \frac{1.10^{-8}.3.10^7}{0,01.0,001} = 30.000 \text{ cm}^2/\text{năm}$$

($1 \text{ cm/s} = 3.10^7 \text{ cm/năm}$, $1 \text{ g/cm}^3 = 0,001 \text{ kg/cm}^3$)

Từ biểu thức 5-35 . Xác định N.

$$N = \frac{\pi^2.C_v}{4h^2} t = \frac{3,14^2.30000}{4.500^2} .t = 0,3t$$

Độ lún ổn định của lớp đất :

$$S = a_o \cdot h \cdot p = 0,01 \cdot 500 \cdot 0,2 = 10 \text{ cm}$$

Độ lún sau 1 năm của lớp đất :

$$N = 0,3 \quad t = 0,3 \cdot 2 \text{ năm} = 0,6$$

Tra bảng có $U_{o(2 \text{ năm})} = 0,56 \Rightarrow S_t = 2 \text{ năm} = 0,56 \cdot 10 \text{ cm} = 5,6 \text{ cm}$.

Thí dụ 2 Cũng với thí dụ trên nhưng tìm thời gian nền đất đạt độ cố kết 50% và 90%

Bài giải

Ứng với độ cố kết $U_o = 0,5$ tra bảng ta có $N = 0,49$. sử dụng công thức 5-29 ta có

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 \cdot C_v} \cdot N = \frac{4 \cdot 500^2 \cdot 0,49}{3,14^2 \cdot 30000} = 1,63 \text{ năm}$$

Tương tự thời gian ứng với độ cố kết 90%

Từ $U_o = 0,9$ tra bảng có $N = 2,09$ rồi tìm t

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 \cdot C_v} \cdot N = \frac{4 \cdot 500^2 \cdot 2,09}{3,14^2 \cdot 30000} = 6,93 \text{ năm}$$

c. Cố kết thấm 1 chiều có xét đến độ bền cấu trúc và sự nén ép của nước lỗ rỗng có chứa khí

Trong lý thuyết cố kết thấm của Tezaghi vừa xét ở trên đây chưa kể đến ảnh hưởng quan trọng của độ bền cấu trúc và sự nén ép của nước lỗ rỗng. Để đánh giá đến mức độ ảnh hưởng đến quá trình cố kết người ta dựa vào hệ số áp lực lỗ rỗng ban đầu β_o trị số độ bền cấu trúc p_{ct} và gradien thủy lực ban đầu j_o .

Bằng cách đo trực tiếp áp lực nước lỗ rỗng của mẫu đất ở thời điểm bắt đầu gia tải có thể xác định được hệ số β_o theo biểu thức :

$$\beta_o = \frac{p\omega(z, 0)}{p} \quad (5-42)$$

hoặc
$$\beta_o = \frac{a_{th}}{a_{th} + e_o a_n} \quad (5-43)$$

trong đó

- $p\omega(z, 0)$ áp lực nước lỗ rỗng ở thời điểm ban đầu $t = 0$
- p áp lực toàn bộ tác dụng lên đất
- a_{th} là hệ số nén tức thời
- a_n hệ số nén nước lỗ rỗng có chứa khí. Trị số a_n được xác định theo biểu thức :

$$a_n = (1 - G) \cdot \frac{1}{Pa} \quad (5-44)$$

trong đó

- G là hệ số bão hòa của đất
- Pa : áp lực khí quyển

Dựa vào thí nghiệm nén đất, thí nghiệm thấm và thí nghiệm đo áp lực nước lỗ rỗng chúng ta xác định được các đại lượng p_{ct} , β_o và j_o .

Khi đó áp lực nước lỗ rỗng ở thời điểm ban đầu $t = 0$ là :

$$P_{\omega}(z,0) = p - p_{ct} \quad (5-45)$$

Biểu thứ (5-45) nói lên sự khác biệt so với lý thuyết cố kết thấm của Terzaghi vì trong lý thuyết này tại thời điểm ban đầu áp lực nước lỗ rỗng hoàn toàn bằng tải trọng toàn bộ p

Khi tính toán độ lún của nền đất theo thời gian có kể đến ảnh hưởng của độ bền cấu trúc, hiện tượng nén của nước lỗ rỗng chứa khí có thể sử dụng các biểu thức sau đây.

– Đối với sơ đồ cố kết 0 :

$$S_t = a_0 hp \left[1 - \frac{8}{\pi^2} B \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots \right) \right] \quad (5-46)$$

– Đối với sơ đồ cố kết 1 :

$$S_t = \frac{1}{2} a_0 hp \left[1 - \frac{32}{\pi^3} B \left(e^{-N} - \frac{1}{27} e^{-9N} - \dots \right) \right] \quad (5-47)$$

– Đối với sơ đồ cố kết 2 :

$$S_t = \frac{1}{2} a_0 hp \left\{ 1 - \frac{16}{\pi^2} B \left[\left(1 - \frac{2}{\pi} \right) e^{-N} + \frac{1}{9} \left(1 - \frac{2}{\pi} \right) e^{-9N} + \dots \right] \right\} \quad (5-48)$$

trong đó

$$N = \frac{\pi C_v}{4h^2} t \quad (5-49)$$

$$C_v = \frac{k\beta_o B}{a_o \gamma_n} \quad (5-50)$$

$$B = \frac{1}{1 + \frac{a_n}{a_o} b\beta_o} \quad (5-51)$$

n là độ rỗng của đất.

d. Tính lún theo thời gian khi nền gồm nhiều lớp

Khi nền đất gồm nhiều lớp thì việc xác định độ lún theo thời gian trở nên phức tạp hơn trường hợp nền một lớp mà chúng ta vừa xét ở trên. Để tính toán lún theo thời gian của nền nhiều lớp có thể dùng phương pháp sai phân hoặc phương pháp tầng tương đương. Sau đây ta xem xét việc sử dụng phương pháp tầng tương đương khi tính lún theo thời gian của nền nhiều lớp.

Nội dung của phương pháp này xác định độ cố kết của nền nhiều lớp như là nền đồng nhất với các trị số cơ học và vật lý trị là số trung bình tương ứng của các lớp trong vùng chịu nén. Sử dụng các định lý trung bình của hệ số nén và hệ số thấm, người ta thiết lập được các biểu thức xác định các hệ số tính toán như sau :

$$a_{om} = \frac{\sum_{i=1}^n a_{oi} h_i z_i}{2h_s^2} \quad (5-52)$$

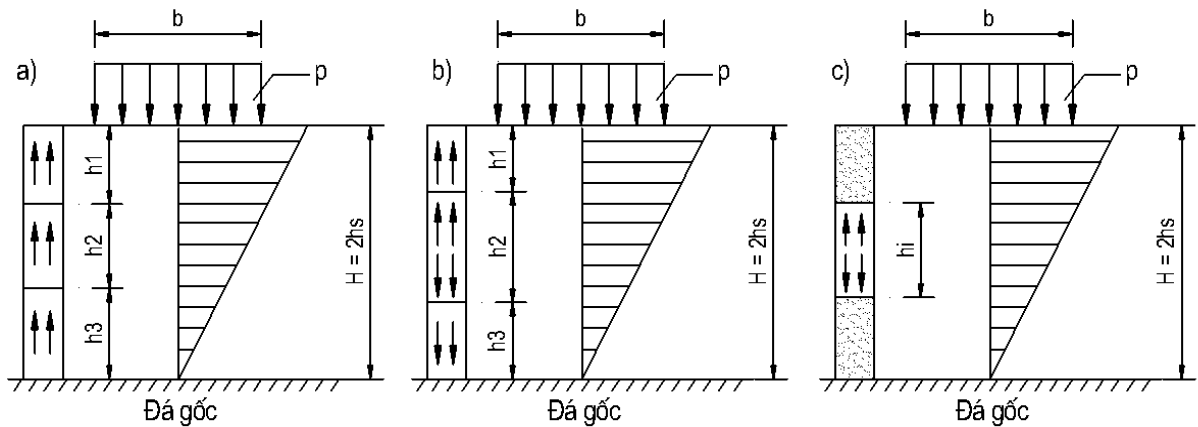
$$k_m = \frac{2h_s}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{k_i}} \quad (5-53)$$

$$C_{vm} = \frac{k_m}{a_{om} \gamma_n} \quad (5-54)$$

trong đó

- a_{om} , k_m , C_{vm} là hệ số nén tương đối, hệ số thấm, hệ số cố kết trung bình của các lớp đất trong phạm vi vùng chịu nén $H = 2h_s$
- h_s chiều dày tầng tương đương.
- a_{oi} , k_i , h_i là hệ số nén tương đối, hệ số thấm, chiều dày của các lớp đất trong phạm vi trong vùng chịu nén $H = 2h_s$.
- z_i là khoảng cách từ độ sâu $H = 2h_s$ đến giữa lớp thứ i .

Sau khi có C_v xác định N và tính được độ cố kết U ứng với các sơ đồ cố kết cụ thể. Trong thực tế đối với nền đất nhiều lớp thường gặp các sơ đồ cố kết sau .



Hình 5-15. Sơ đồ tính toán cố kết thấm của nền nhiều lớp theo phương pháp tầng tương đương

Sơ đồ a ; Khi đỉnh biểu đồ ứng suất nén tương đương nằm trên lớp không thấm nước và nước lỗ rỗng chỉ thấm từ dưới lên, khi đó độ cố kết xác định theo sơ đồ 2(hình 5-15a).

Sơ đồ b : Nếu ở chiều sâu $H = 2h_s$ có một lớp thoát nước (hình 5-15b). Nước lỗ rỗng của đất thoát ra 2 chiều lúc đó độ cố kết được tính toán theo sơ đồ 0

Sơ đồ c : Nếu ở giữa 2 lớp đất thấm nước có lớp ít thấm hơn (hình 5-15c). Lúc đó độ lún theo thời gian được tính theo sơ đồ 0 đối với lớp đất ít thấm với chiều dày tính toán $\frac{h_i}{2}$ (h_i chiều dày của lớp ít thấm)

Sơ đồ d : Khi ở độ sâu nhỏ hơn $2h_s$ có một tầng cứng (đá hoặc sét cứng). Độ lún theo thời gian được tính theo sơ đồ 0-2 với phần đất trên tầng cứng (hình 5-15d)

5.6.3. Tính toán độ lún của nền đất theo thời gian trong điều kiện bài toán phẳng và bài toán không gian

a. Phương trình vi phân cố kết

V.A. Florin đã thiết lập được phương trình vi phân cổ kết thấm đối với đất sét bão hòa nước với bài toán phẳng và bài toán không gian như sau :

- Đối với bài toán phẳng :

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{2\gamma_n} \frac{\partial \theta}{\partial t} + C_v \nabla^2 H \quad (5-55)$$

trong đó

- $C_v = \frac{K(1 + \xi_o)}{2a_o \gamma_n}$ là hệ số cổ kết bài toán phẳng.
- ξ_o hệ số áp lực hông của đất
- θ tổng ứng suất chính ở điểm đang xét.
- $\nabla^2 H$ toán tử Laplace đối với hàm số cột nước H

$$\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}$$

- Đối với bài toán không gian :

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{3\gamma_n} \frac{\partial \theta}{\partial t} + C_v \nabla^2 H \quad (5-56)$$

trong đó

$$C_v = \frac{k(1 + 2\xi_o)}{3a_o \gamma_n}$$
 là hệ số cổ kết bài toán không gian.

$$\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}$$

Để giải phương trình vi phân cổ kết thấm (5-55) và (5-56) có thể dùng phương pháp tích phân bằng số hoặc phương pháp sai phân. Sau đây chúng ta xem xét các trường hợp cụ thể thường gặp trong thực tế.

b. Trường hợp tải trọng phân bố đều trên diện chịu tải chữ nhật

R.E. Gibson và G.M. Namec đã giải phương trình vi phân cổ kết đưa ra biểu thức xác định độ cổ kết U_c ở điểm góc diện chịu tải trong trường hợp nền đồng nhất :

$$U_c = \frac{\int_0^T \frac{1}{\sqrt{t}} \operatorname{erf} \frac{1}{2\sqrt{t}} \operatorname{erf} \frac{1}{2\sqrt{t}} dt}{\int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{t}} \operatorname{erf} \frac{1}{2\sqrt{t}} \operatorname{erf} \frac{1}{2\sqrt{t}} dt} \quad (5-57)$$

trong đó $T = \frac{C_v t}{L^2}$

- L chiều dài diện chịu tải hình chữ nhật
- λ tỷ số giữa các cạnh

Sau khi xác định độ cổ kết U_c thì có thể tính được độ lún S_t tại điểm góc ở thời điểm bất kỳ .

$$S_t = S_c \cdot U_c$$

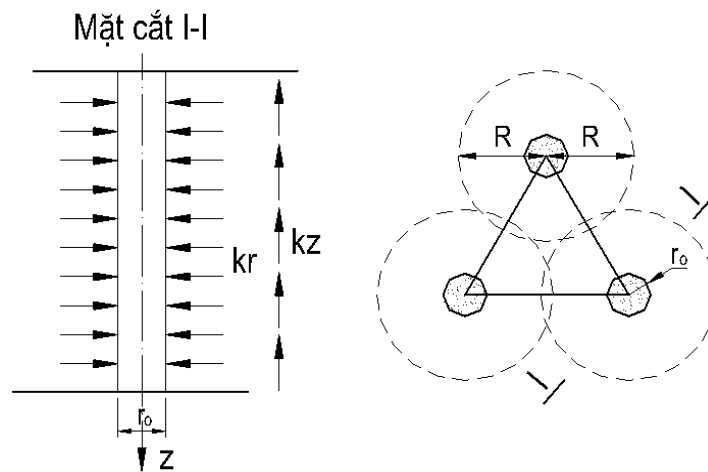
trong đó
$$S_c = \frac{\omega_c \rho b (1 - \mu^2)}{E_o} \quad (5-58)$$

Để tiện tính toán Gibson và Namec đã lập biểu đồ xác định U_c phụ thuộc vào yếu tố thời gian T và các trị số λ khác nhau.

c. Trường hợp bài toán cố kết thấm đối xứng trục

Bài toán cố kết thấm đối xứng trục được áp dụng để tính toán độ lún theo thời gian trong trường hợp nền đất được bố trí giếng thoát nước thẳng đứng. Trong trường hợp này, nước lỗ rỗng thoát ra ngoài không những theo phương thẳng đứng mà còn theo hướng bán kính của giếng thoát nước do đó quá trình cố kết đất diễn ra nhanh hơn khi không bố trí các giếng này.

Trong trường hợp đơn giản, khi giả thiết tải trọng và các đặc trưng của nền là không đổi theo thời gian, L.Rendulic thiết lập phương trình vi phân cố kết thấm đối xứng trục như sau (hình 5-16) :



Hình 5-16. Sơ đồ tính toán độ lún theo thời gian trong trường hợp cố kết đối xứng trục

$$\frac{\partial p\omega}{\partial t} = C_z \frac{\partial^2 p\omega}{\partial z^2} + C_r \left(\frac{\partial^2 p\omega}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial p\omega}{\partial r} \right) \quad (5-59)$$

trong đó

C_z hệ số cố kết theo hướng trục z
$$C_z = \frac{k_z (1 + e_{tb})}{a\gamma_n}$$

C_r hệ số cố kết hướng tâm.
$$C_r = \frac{k_r (1 + e_{tb})}{a\gamma_n}$$

k_z, k_r hệ số thấm theo hướng trục z và hướng xuyên tâm

Sau khi giải phương trình (5-55) Carillo đưa ra biểu thức xác định độ cố kết như sau :

$$1 - U = (1 - U_z)(1 - U_r) \quad (5-60)$$

trong đó U độ cố kết của nền đất

U_r và U_z độ cố kết theo hướng thẳng đứng và hướng xuyên tâm.

Để tiện tính toán trong thực tế Hoàng Văn Tâm đã đề nghị biểu thức xác định độ cố kết như sau :

$$U = 1 - \overline{M}_z \cdot \overline{M}_r \quad (5-61)$$

trong đó $\overline{M}_z = f_1(T_z)$; $\overline{M}_r = f_2\left(T_z, \frac{R}{r_0}\right)$; $T_z = C_z \frac{t}{h^2}$; $T_r = \frac{C_r t}{4R^2}$

- R bán kính vùng ảnh hưởng mới giếng thoát nước thẳng đứng (ví dụ như giếng cắt)
- r_0 bán kính giếng ; h chiều dày tầng đất.

Các hệ số \overline{M}_z và \overline{M}_r đã được lập thành bảng biểu đồ tra sẵn.

5.7. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN THEO THỜI GIAN THEO LÝ THUYẾT TỪ BIẾN

5.7.1. Phạm vi áp dụng lý thuyết từ biến

Như đã biết, đất sét gồm những hạt khoáng, xung quanh hạt khoáng được bao bọc bởi màng nước liên kết dính nhớt. Dưới tác dụng của tải trọng, gradien thủy lực tăng lên, nước lỗ rỗng thoát ra ngoài đồng thời tải trọng tác dụng lên khung cốt đất càng tăng lên (cố kết thấm). Do tính nhớt của khung kết cấu xuất hiện độ lún, nó không kết thúc khi áp lực nước lỗ rỗng triệt tiêu mà còn diễn ra lâu dài. Biến dạng do tính nhớt của khung cốt đất do sự tăng biến dạng thể tích và biến dạng hình dáng khi tải trọng không đổi. Nhiều thí nghiệm đã chứng minh rằng hiện tượng từ biến đối với đất thể hiện rõ rệt hơn so với các loại vật liệu khác. Khi tải trọng là hằng số nếu biến dạng từ biến của bê tông chỉ lớn hơn biến dạng tức thời khoảng 3 lần thì đối với đất sét là 10 – 12 lần có khi lớn hơn.

Như vậy quá trình lún theo thời gian của đất sét, đặc biệt là đối với các loại sét cứng bao gồm cả hai quá trình là cố kết thấm và cố kết từ biến. Dựa vào kết quả thực nghiệm Florin và nhiều người khác cho rằng hai quá trình cố kết này diễn ra đồng thời trong quá trình lún của nền đất. Tùy theo đặc điểm của từng loại đất, điều kiện chịu tải mà cố kết thấm hoặc cố kết từ biến đóng vai trò chủ yếu (được gọi là cố kết sơ cấp) sau khi áp lực nước lỗ rỗng đã tiêu tán thì cố kết từ biến xuất hiện làm cho độ lún tiếp tục tăng (được gọi là cố kết thứ cấp). Việc vận dụng lý thuyết từ biến để tính lún có ý nghĩa rất quan trọng và nó đã được nhiều nhà khoa học trên thế giới đi sâu nghiên cứu. Tuy vậy cho đến nay khả năng áp dụng vẫn rất hạn chế. Sau đây ta chỉ có thể xét một số trường hợp đơn giản của bài toán một chiều.

5.7.2. Bài toán một chiều của lý thuyết từ biến

Tùy thuộc vào mức độ bão hòa nước của đất và sự kết thúc của quá trình cố kết thấm cần phải xét đất theo các loại :

- Đất 1 thành phần (chỉ có các hạt khoáng)
- Đất 2 thành phần (gồm hạt khoáng và đất)
- Đất 3 thành phần (gồm hạt khoáng, đất và nước)

a. Đối với đất 1 thành phần

Trong trường hợp này độ lún của lớp đất đang xét chỉ là do biến dạng từ biến của hạt đất. Những kết quả thực nghiệm của X.R. Mextsyán và nhiều người khác chứng tỏ rằng : biến dạng của đất khi đó hoàn toàn có thể biểu diễn theo lý thuyết từ biến di truyền tuyến tính của Bolzman – Voltterr. Theo lý thuyết này, biến dạng tương đối của hạt đất $e(t)$ sẽ là :

$$e(t) = \frac{1}{E_{\text{th}}} \left[\sigma(t) + \int_0^t \bar{K}(t-t_0) \sigma(t_0) dt_0 \right] \quad (5-62)$$

trong đó

- $\bar{K}(t-t_0) = \frac{1}{E_{\text{th}}} K(t-t_0)$: nhân tử biến đặc trưng cho tốc độ từ biến khi ứng suất tác dụng không thay đổi E_{th} mô đun biến dạng tức thời.
- Nhân tử biến $\bar{K}(t-t_0)$ có thể xác định trực tiếp bằng thực nghiệm

$$\bar{K}(t-t_0) = \delta e^{-\delta_1(t-t_0)} \quad (5-63)$$

trong đó δ hệ số nhân tử biến; δ_1 hệ số tắt dần từ biến.

Trị số của hệ số δ_1 có thể xác định bằng thực nghiệm dựa vào đường quan hệ giữa $\ln \frac{S(t)}{hp}$ với thời gian t với

$$S'(t) = \frac{\Delta H}{\Delta t} : \quad \delta_1 = \text{tg} \alpha \left(\frac{1}{\text{phút}} \right) \quad (5-64)$$

Sau khi xác định được hệ số δ_1 thì có thể xác định hệ số δ theo biểu thức.

$$\delta = \delta_1 \frac{a_o''}{a_o} \quad (5-65)$$

trong đó $a_o' = \frac{K\beta_o}{C_v \gamma_n}$ $a_o^k = \frac{a_o^k - a_o'}{1 - e^{-\sigma_1 t_k}}$ $a_o = \frac{S(t=\infty)}{p_i h_i}$

- a_o' hệ số nén tương đối thứ nhất ở thời điểm đặt tải trọng
- a_o'' hệ số nén tương đối thứ hai do kể đến từ biến của hạt đất.
- a_o^k hệ số nén tương đối cuối cùng
- β_o hệ số áp lực lỗ rỗng ban đầu
- t_k thời gian ứng với sự ổn định hoàn toàn về độ lún.
- p_i áp lực toàn phần ứng với cấp tải trọng thí nghiệm
- h_i chiều cao lớp đất thí nghiệm

Trong trường hợp này độ lún ổn định toàn phần là :

$$S = a_h \cdot h \cdot p \quad (5-66)$$

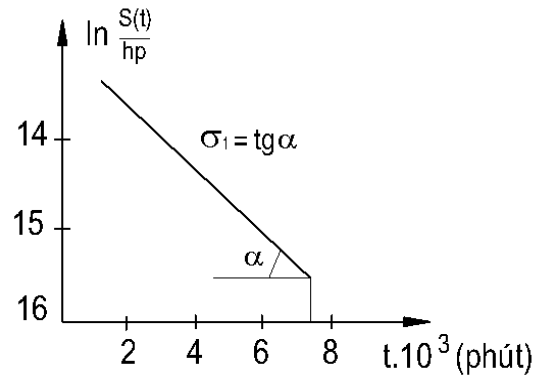
trong đó a_h hệ số nén tương đối của hạt đất khi kể đến từ biến.

$$a_h = a_o' + a_o'' (1 - e^{-\sigma_1 t})$$

hoặc
$$a_h = a_o' \left[1 + \frac{a_o''}{a_o'} (1 - e^{-\sigma_1 t}) \right] \quad (5-67)$$

Độ lún của nền đất theo thời gian có xét đến từ biến :

$$S(t) = a_o' hp \left[1 + \frac{\sigma}{\sigma_1} (1 - e^{-\sigma_1 t}) \right] \quad (5-68)$$



Các biểu thức (5-66) và (5-68) phù hợp với các loại đất cát, đất hạt to khô, đất ẩm ($G < 0,80$) hoặc đất hoàn toàn bão hòa nước ($G \geq 0,99$), muốn xác định S và S_t chỉ cần xác định hai thông số từ biến σ và σ_1 .

b. Đối với đất hai thành phần

Dựa vào mô hình lực thể tích của Florin - Biot, đồng thời xét đến tác dụng tương hỗ giữa các pha trong đất, sự thay đổi trị số tổng ứng suất theo thời gian ở mỗi điểm bất kỳ trong đất, ứng suất phụ thêm trong nước lỗ rỗng và sự truyền một phần áp lực ngoài lên nước lỗ rỗng không chịu nén, Yu. Zaretski đã đề nghị biểu thức tính độ lún theo thời gian trong trường hợp bài toán 1 chiều theo lý thuyết cổ kết và từ biến như sau :

$$S_t = a'_o \cdot h \cdot p \left[1 + \int_0^t K(t-t_o) dt_o - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1,3}^{\infty} \frac{1}{m^3} \bar{\psi}(t) \right] \quad (5-69)$$

trong đó
$$\bar{\psi}(t) = e^{-\left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 C_v \cdot t} + \frac{\sigma}{\sigma_1} \frac{e^{-\left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 C_v \cdot t} - e^{-\sigma_1 t}}{1 - \left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 \frac{C_v}{\sigma_1}} \quad (5-70)$$

$$C_v = \frac{K\beta_o}{a_o \gamma_n}$$

- $2h$ chiều dày lớp đất khi nước thoát theo 2 chiều
- σ và σ_1 thông số từ biến .

Trong trường hợp này trị số $S(t)$ được xác định theo biểu thức :

$$S_t = p \cdot h \cdot [a'_o \cdot u'_o + a''_o \cdot u''_o] \quad (5-71)$$

u'_o và u''_o độ cổ kết thứ nhất và cổ kết thứ hai được xác định bằng các biểu thức sau :

$$u'_o = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{m^2} e^{-\left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 C_v \cdot t} \quad (5-72)$$

$$u''_o = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{m^2} \left[\frac{e^{-\left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 C_v \cdot t} - e^{-\sigma_1 t}}{1 - \left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 \frac{C_v}{\sigma_1}} \right] \quad (5-72)$$

Do đó độ cổ kết toàn phần U_o sẽ là :

$$U_o = \frac{u'_o + \frac{\sigma}{\sigma_1} u''_o}{1 + \frac{\sigma}{\sigma_1}} \quad (5-74)$$

Nếu trong biểu thức u'_o và u''_o chỉ lấy gần đúng số hạng đầu của chuỗi thì trị số S_t sẽ theo công thức sau :

$$St = \frac{1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-Mt} + \frac{\sigma}{\sigma_1} \left[(1 - e^{-\sigma_1 t}) - \frac{8}{\pi^2} \left(\frac{e^{-Mt} - e^{\sigma_1 t}}{1 - M \frac{C_v}{\sigma_1}} \right) \right]}{1 + \frac{\sigma}{\sigma_1}} a_o hp \quad (5-75)$$

trong đó $M = \frac{\pi^2 C_v}{4h^2}$; $C_v = \frac{k \beta_o}{a_o \gamma_n}$

Biểu thức (5-71) thích hợp đối với đất hoàn toàn bão hòa nước ($G = 1$) đồng thời xét đến từ biên, độ bền cấu trúc và gradien thủy lực ban đầu.

c. Đối với đất 3 thành phần

Đối với các loại đất không hoàn toàn bão hòa nước ($0,9 < G < 1,0$) trị số St được xác định như dạng (5-71) cụ thể là :

$$St = \frac{1 - B \frac{8}{\pi^2} e^{-Mt} + \frac{\sigma}{\sigma_1} B \left[(1 - e^{-\sigma_1 t}) - \frac{8}{\pi^2} \left(\frac{e^{-Mt} - e^{\sigma_1 t}}{1 - M \frac{C_v}{\sigma_1}} \right) \right]}{1 + \frac{\sigma}{\sigma_1}} a_o hp \quad (5-76)$$

trong đó B và C_v xác định theo biểu thức 5-50 và 5-51

$$B = \frac{1}{1 + \frac{a_n}{a_o} n \beta} \quad \text{và} \quad C_v = \frac{k \beta_o B}{a_o \gamma_n}$$

CÂU HỎI ÔN TẬP

1. Định nghĩa lún, độ lún ổn định, vùng hoạt động nén ép, áp lực gây lún? Các điều kiện cần thiết khi thiết kế nền đất về phương diện lún?
2. Phương pháp tính lún sử dụng kết quả bài toán lún một chiều?
3. Những cơ sở lý thuyết về môi trường biến dạng tuyến tính trong tính lún của nền?
4. Xác định độ lún ổn định của nền có chiều dày vô hạn?
5. Xác định độ lún ổn định của nền có chiều dày hữu hạn?
6. Phương pháp cộng lún từng lớp phân tố xác định độ lún của nền ?(Bản chất phương pháp, nội dung phương pháp, các bước tính toán)
7. Phương pháp lớp tương đương xác định độ lún của nền trong trường hợp nền đồng nhất? Nội dung phương pháp điểm góc để xác định độ lún nền? Áp dụng để tính lún có xét đến ảnh hưởng của các móng lân cận?
8. Phương pháp lớp tương đương để xác định độ lún ổn định của nền không đồng nhất?
9. Phương pháp tính lún theo thời gian theo lý thuyết cổ kết thấm?(Các giả thiết của Terzaghi và nội dung phương pháp)
10. Giả bài toán tính lún theo thời gian trong trường hợp tải trọng phân bố đều kín khắp trên bề mặt? Các sơ đồ cổ kết?
11. Tính toán độ lún theo thời gian trong trường hợp nền không đồng nhất?

BÀI TẬP

1. Một móng hình chữ nhật kích thước $l \times b = 4 \times 2 \text{m}$. Áp lực gây lún ở đáy móng phân bố đều có cường độ $p = 250 \text{KN/m}^2$.

a, Kiểm tra sức chịu tải của nền tại đáy móng, biết đất nền có: $\gamma_w = 19,5 \text{KN/m}^3$, $\varphi = 20^\circ$, $c = 40 \text{KN/m}^2$, hệ số $A = 0,51$; $B = 3,06$; $D = 5,66$.

b, Tính độ lún ổn định của nền bằng phương pháp cộng lún từng lớp phân tố, biết chiều dày của lớp phân tố là $h_i = 0,8 \text{m}$, $E_o = 8500 \text{KN/m}^2$, $\mu_o = 0,3$.

2. Áp dụng phương pháp cộng lún từng lớp phân tố tính độ lún ổn định của nền đất dưới móng hình chữ nhật kích thước $l \times b = 2,5 \times 4 \text{m}$, đặt ở độ sâu $h = 2 \text{m}$ tải trọng tác dụng chân cột $P = 1800 \text{KN}$. Các lớp đất trong nền có số liệu như sau:

Lớp 1: $h = 4 \text{m}$, $\gamma = 17 \text{KN/m}^3$, $\Delta = 2,68$, $W = 25\%$,

Lớp 2: $h > 8 \text{m}$, $\gamma_{bh} = 20 \text{KN/m}^3$, $\gamma_h = 26,5 \text{KN/m}^3$

Kết quả thí nghiệm nén:

Lớp đất	Áp lực nén (N/cm^2)			
	10	20	30	40
1	0,85	0,80	0,77	0,755
2	0,55	0,51	0,495	0,48

3. Tính độ lún của nền đất dưới móng đã cho ở bài tập 2 bằng phương pháp tăng tương đương?

4. Móng đơn có đáy hình chữ nhật $l \times b = 3 \times 5 \text{m}$, chịu tải trọng $N = 1900 \text{KN}$ tác dụng đúng tâm, đặt ở độ sâu 2,5m.

Nền đất sét pha có: $\gamma_h = 26,8 \text{ KN/m}^3$, $\gamma = 18,2 \text{ KN/m}^3$, $W = 28\%$.

Kết quả thí nghiệm nén:

Lớp đất	Áp lực nén (N/cm^2)			
	10	20	30	40
1	0,89	0,75	0,73	0,72

Tính độ lún của móng theo phương pháp cộng lún tung lớp phân tố?

5. Tính độ lún của nền đất dưới móng đã cho ở bài tập 4 bằng phương pháp tăng tương đương?

CHƯƠNG 6

CÁC PHƯƠNG PHÁP THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG

6.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Để thiết kế nền móng công trình chúng ta cần phải có các chỉ tiêu tính chất cơ lý của nền đất. Các chỉ tiêu được xác định trong phòng thí nghiệm đối với các mẫu đất lấy được từ công tác khoan ở hiện trường. Tuy vậy thí nghiệm trong phòng tiến hành chỉ với những mẫu đất có kích thước bé, lại mất tính chất nguyên dạng do quá trình lấy mẫu, bảo quản và thí nghiệm mà có thể phạm phải những sai số. Ngoài ra, trong nhiều không thể lấy được các mẫu nguyên dạng như các mẫu đất sét yếu trạng thái chảy, đất cát hạt nhỏ bão hoà nước.

Do đó ngoài thí nghiệm trong phòng, từ những năm 1930 trở lại đây ở nhiều nước trên thế giới đã áp dụng các phương pháp thí nghiệm hiện trường để thu thập những số liệu tin cậy hơn, phản ánh tính chất xây dựng của nền trong trạng thái tự nhiên của nó. Điều đó giúp chúng ta tìm được những giải pháp nền móng hợp lý và tiết kiệm, tránh được những sự cố do không nắm chắc được điều kiện đặc biệt của nền đất.

Nói chung công tác khảo sát và thí nghiệm ở hiện trường là rất phong phú. Trong phạm vi chương này chúng ta chỉ xét đến các phương pháp xác định các chỉ tiêu xây dựng của nền đất thông dụng sau đây :

- Xác định chỉ tiêu về biến dạng của nền đất bằng thí nghiệm bàn nén.
- Xác định độ chặt, độ bền của đất bằng phương pháp xuyên.
- Xác định sức chịu tải của đất bằng thí nghiệm cắt cánh.
- Xác định tính chất biến dạng của đất đá trong lỗ khoan bằng thiết bị nén hông.

Ở nước ta trong thời gian gần đây các phương pháp thí nghiệm hiện trường đã được áp dụng rộng rãi trong thực tế và thu được những kết quả tốt. Các kết quả nghiên cứu ứng dụng, những kinh nghiệm được rút ra đã tạo cơ sở cho việc xử lý các kết quả thí nghiệm từ các phương pháp thí nghiệm khác nhau. Qua đó khẳng định tầm quan trọng đặc biệt của công tác thí nghiệm hiện trường, nhưng không thể coi nhẹ các số liệu thí nghiệm trong phòng và các ưu điểm vốn có của phương pháp nghiên cứu đất bằng phương pháp thí nghiệm trong phòng.

6.2. THÍ NGHIỆM XUYỀN Ở HIỆN TRƯỜNG

Thí nghiệm xuyên ở hiện trường là phương pháp được sử dụng rộng rãi nhờ những ưu điểm sau :

- Là phương pháp thí nghiệm nhanh, kinh tế
- Cho kết quả tin cậy về độ chặt, độ bền, mức độ biến dạng, mức độ đồng nhất của đất.
- Cho phép thu nhập các số liệu cần thiết, tin cậy để thiết kế móng cọc.
- Có thể tiến hành thí nghiệm đối với đất không có khả năng lấy mẫu.

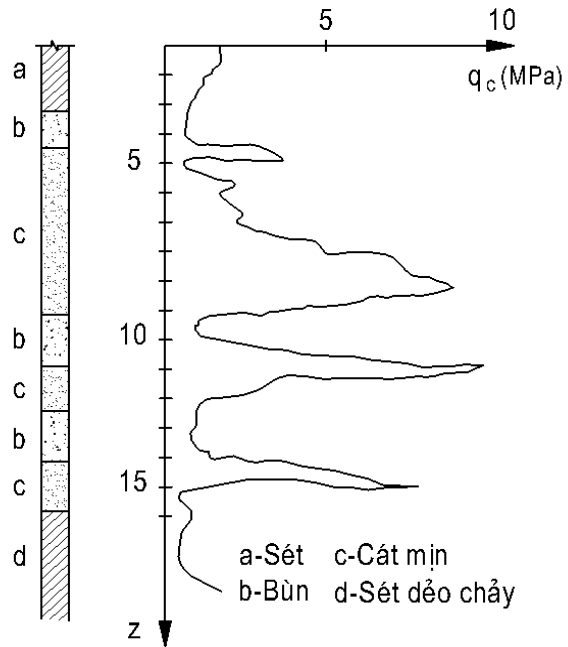
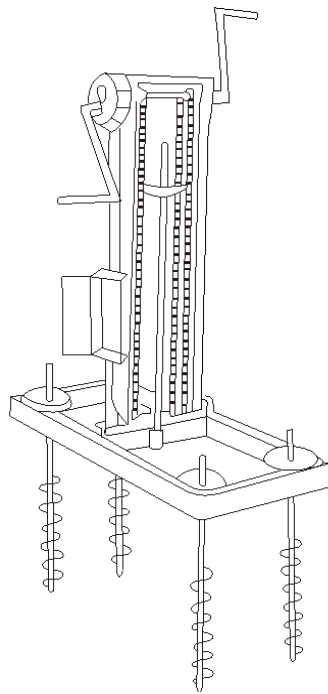
Tuỳ theo dụng cụ thăm dò (mũi xuyên) được ấn hay đóng vào đất mà được chia ra thiết bị xuyên tĩnh (khi thiết bị ấn dụng cụ thăm dò xuống đất) và thiết bị xuyên động (khi dụng cụ thăm dò được đóng xuống đất).

6.2.1. Thiết bị xuyên tĩnh

Hiện nay trên thế giới có nhiều loại thiết bị xuyên tĩnh khác nhau, theo đặc điểm kết cấu của thiết bị có thể phân ra làm 2 loại :

- Hệ thống cần xuyên đơn và đo sức kháng xuyên thông qua cảm biến điện trở. Ma sát bên chỉ được đo ở một đoạn “ ống ma sát “ ở phía trên mũi xuyên (ví dụ xuyên C-832 của Liên Xô, PVS của Pháp, Geotecnic của Thụy Điển...)

- Hệ thống cần xuyên nòng đôi và phương pháp đo áp lực là cơ học thông qua áp lực đo bằng áp kế, đo ma sát trên toàn bộ chiều dài cần. (C975, C59, YK-7 của Liên Xô, Rillen của Anh, XT 32-80 của Việt Nam, Gouda của Hà Lan).



Hình 6-1 Sơ đồ thiết bị xuyên tĩnh Hình 6-2. Biểu đồ sức kháng mũi xuyên

Nhiều kết quả nghiên cứu đã đưa ra nhận xét là trị số sức kháng xuyên tĩnh nhận được do loại thiết bị loại 2 thường lớn hơn loại 1, đặc biệt khi đất có sức kháng xuyên cao. Để nắm cấu tạo của thiết bị xuyên tĩnh chúng ta xem xét thiết bị xuyên Geotecnic của Thụy Điển làm ví dụ. Thiết bị này gồm các bộ phận chính sau : (hình 6-1)

- Bộ phận ấn nén : gồm một máy chính ấn mũi xuyên xuống đất với lực ấn tối đa là 10 KN. Máy vận hành bằng tay quay hoặc mô tơ thủy lực.
- Bộ phận neo : gồm 4 neo xoắn dùng để khử lực nhỏ khi ấn mũi xuyên xuống đất.
- Bộ phận cần xuyên : cần xuyên hình trụ $\varnothing 22\text{mm}$, mỗi đoạn dài 1m được nối với nhau bằng ren đoạn dưới nối với mũi xuyên.
- Bộ phận mũi xuyên gồm 2 phần : mũi xuyên hình chóp đều, diện tích đáy 10 cm^2 và góc mở 60° . Phía trên mũi xuyên có ống trượt ma sát cho phép xác định ma sát dọc cần xuyên. (hình 6-1b)
- Bộ phận vẽ biểu đồ là hộp ghi có cấu tạo đặc biệt cho phép tự ghi biểu đồ xuyên theo chiều sâu.

Những chỉ tiêu chủ yếu của thiết bị xuyên tĩnh là :

- Sức kháng xuyên tổng cộng q_t (KG/cm², KN/m²)
- Sức kháng xuyên đầu mũi q_c (KG/cm², KN/m²)
- Ma sát dọc cần xuyên q_{ms}

Trong quá trình xuyên ta luôn có : $q_t = q_c + q_{ms}$. Kết quả xuyên tĩnh thường được biểu diễn qua biểu đồ xuyên : trục hoành biểu diễn sức kháng xuyên còn trục tung biểu diễn độ sâu xuyên. Hình 6-2 đưa ra một ví dụ về biểu đồ sức kháng mũi xuyên.

Bằng cách xử lý và diễn giải kết quả xuyên tĩnh tùy thuộc vào đặc điểm cấu tạo, tính năng kỹ thuật và điều kiện địa chất người ta thấy thí nghiệm xuyên tĩnh có thể sử dụng cho các mục đích sau :

- Phân loại đất, phân chia địa tầng
- Xác định các chỉ tiêu cơ học và vật lý của đất nền.
- Xác định sức chịu tải của móng nông, móng cọc.

Sau đây chúng ta sẽ xem xét những nội dung cơ bản sử dụng xuyên tĩnh ở hiện trường cho các mục đích đó .

a. Phân loại đất, phân chia địa tầng

Có thể nói rằng một trong những ứng dụng của xuyên tĩnh là phân loại đất, phân chia địa tầng . Cơ sở của nó là đặc điểm của biểu đồ xuyên (hình dạng của biểu đồ cũng như các trị số sức kháng xuyên) .

Bằng công trình nghiên cứu các tác giả nước ngoài đã đưa ra các bảng phân chia các loại đất dựa vào các chỉ tiêu sau đây :

- Sức kháng mũi xuyên q_c
- Sức kháng ma sát cần xuyên q_{ms}
- Tỷ số $FR = \frac{q_{ms}}{q_c}$ tính bằng %

Ở nước ta nhiều cơ quan nghiên cứu cũng đã tổng kết được những kinh nghiệm bước đầu. Bảng 6-1 cho chúng ta cơ sở để phân loại đất theo sức kháng mũi xuyên và tỷ số FR do Trung tâm nghiên cứu thuộc Liên hiệp khảo sát Bộ xây dựng đưa ra

Bảng 6-1. Phân loại đất theo thí nghiệm xuyên tĩnh

Loại đất	q_c (10⁵ PA)	FR %
Cát hạt trung, chặt	90	0,8 ÷ 0,3
Cát nhỏ, cát bụi, chặt vừa	20 ÷ 90	1,7 ÷ 0,5
Cát pha	5 ÷ 30	3 ÷ 1
Sét pha dẻo chảy	7	2 ÷ 0,1
Sét pha dẻo mềm đến cứng	7 ÷ 40	4 ÷ 1
Sét	7 ÷ 30	10 ÷ 4
Bùn	6	5 ÷ 20

b. Xác định một số chỉ tiêu của đất

Các nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm đã chỉ ra rằng có thể dùng thí nghiệm xuyên tĩnh để xác định :

- Sức chống cắt của đất dính.
- Góc ma sát trong của đất cát
- Độ chặt của đất cát
- Tính nén lún của đất...

Sức chống cắt của đất dính có thể được tính toán theo phương trình xác định sức kháng mũi xuyên.

$$q_c = C_u N_c = P'_o \quad (6-1)$$

trong đó q_c - sức kháng mũi xuyên
 N_c - hệ số chịu tải
 C_c - hệ số chịu tải
 P'_o - áp lực bản thân của đất.

Kết quả của những nghiên cứu của nhiều tác giả cho thấy rằng so với sức kháng xuyên, áp lực bản thân của đất là nhỏ không đáng kể và C_u có thể tính theo công thức đơn giản sau

$$C_u = \frac{q_c}{N_c} \quad (6-2)$$

Giá trị N_c thay đổi rất khác nhau tùy thuộc vào điều kiện địa chất công trình và thiết bị thí nghiệm thường người ta lấy $N_c = 14 \div 30$.

Bảng tương quan toán học người ta đã lập được quan hệ giữa sức kháng mũi xuyên với trị số góc ma sát trong của đất. Ví dụ đối với đất loại sét Trophimenkov đưa ra biểu thức :

$$\text{tg}\varphi = 0,0045q_c + 0,26 \quad (6-3)$$

Mô đun biến dạng E_o cũng được xác định từ sức kháng mũi xuyên q_c theo các quan hệ tương quan. Kết quả nghiên cứu của Sanglerat (Pháp) đưa ra công thức :

$$E_o = \alpha \cdot q_c$$

trong đó α phụ thuộc vào các loại đất, và trị số của q_c như trong bảng 6-2.

Bảng 6-2. Trị số α

Loại đất	q_c daN/cm ²	α
Sét ít dẻo	$q_c < 7$	$4 < \alpha < 6,5$
	$7 < q_c < 20$	$3 < \alpha < 4$
	$q_c > 20$	$1,3 < \alpha < 2,2$
Bụi ít dẻo	$q_c < 20$	$3 < \alpha < 6$
	$q_c > 20$	$1 < \alpha < 3$
Sét và bụi rất dẻo	$q_c < 20$	$2,5 < \alpha < 5$
Bụi chứa nhiều hữu cơ	$q_c < 12$	$2 < \alpha < 8$
	$q_c > 12$	$0,5 < \alpha < 4$
Bùn và đất than bùn	$q_c < 7$	$1,5 < \alpha < 4$
	$50\% < W < 100\%$	$1 < \alpha < 1,5$
	$100\% < W < 200\%$	$0,4 < \alpha < 1$
Cát	$q_c < 100$	$\alpha = 2$
Sạn sỏi chặt	$q_c > 100$	$\alpha > 2$

c. Xác định sức chịu tải của móng nông, móng cọc

Đối với móng nông áp lực tiêu chuẩn quy ước có thể được xác định từ trị số sức kháng mũi xuyên theo công thức:

$$R_o = \frac{q_c}{\alpha} \quad (6-4)$$

trong đó $\alpha = 10 \div 20$ đối với đất dính

$\alpha = 20 \div 40$ đối với đất rời

Áp lực tiêu chuẩn quy ước R_o cũng có thể được tính toán từ các quan hệ tương quan như sau :

$$R_o = 0,1q_c + 0,25 \quad (q_c = 10 - 25 \text{ daN/cm}^2)$$

$$R_o = 0,19q_c - 0,65 \quad (q_c = 7 - 10 \text{ daN/cm}^2)$$

$$R_o = 0,05q_c + 0,35 \quad (q_c < 7 \text{ daN/cm}^2)$$

Đối với móng cọc từ sức kháng mũi xuyên và sức kháng ma sát cần xuyên có tính sức chịu tải của cọc trong các trường hợp nói chung ta có thể sức kháng mũi xuyên thành phần lực ở mũi cọc theo công thức :

$$R_f = \alpha \cdot q_c \quad (6-5)$$

α là hệ số chuyển đổi từ xuyên sang cọc phụ thuộc vào loại đất. Theo Snip II-17-77 của Liên Xô với thiết bị xuyên 832 cho trị số $\alpha = 0,5$.

Còn ma sát thành cọc f_i cũng có thể xác định từ sức kháng mũi xuyên q_c theo công thức :

$$f = \frac{q_c}{\beta} \quad (6-6)$$

Hệ số α phụ thuộc loại đất, loại cọc.

Sức chịu tải của cọc đóng xác định theo kết quả xuyên tĩnh có dạng như sau (Theo quy phạm DTU của Pháp).

$$P = \frac{1}{3} \alpha q_c \cdot F + \frac{1}{2} \sum_1^n f_i \cdot U \cdot l_i \quad (6-7)$$

trong đó

F diện tích thiết diện ngang của cọc

U là chu vi tiết diện ngang cọc

l_i là chiều dày lớp đất.

q_c sức kháng mũi xuyên trong quãng chiều sâu $5d$ trên mũi cọc đến $3d$ dưới mũi cọc.

6.2.2. Thí nghiệm xuyên động ở hiện trường

Khác với xuyên tĩnh đối với xuyên động cần xuyên và mũi xuyên được đóng xuống đất. Trong Hội nghị Cơ học đất - Nền móng quốc tế kích thước xuyên động được tiêu chuẩn hóa như sau :

- Mũi xuyên góc nhọn 60° , đường kính đáy 43,7 mm, diện tích 15 cm^2
- Đường kính cần xuyên 32mm
- Quả tạ nặng 50 Kg, chiều cao rơi 50cm

Khi xuyên động cần phải xác định những chỉ số sau :

- Chỉ số xuyên động N
- Độ sâu hạ xuyên do một số lần đóng nhất định.

- Sức kháng xuyên động quy ước của đất R_d (KG/cm^2 , KN/cm^2). Chỉ số xuyên động N là số nhát búa đóng cần thiết để dụng cụ xuyên được hạ xuống độ sâu nhất định, thường được quy định là 10cm có thể xác định theo biểu thức :

$$N = \frac{10n}{S} \quad (6-8)$$

trong đó

- n số nhát búa đóng
- S độ sâu hạ xuyên tương ứng (cm)

Sức kháng xuyên động quy ước được tính từ chỉ số xuyên động nhưng người ta đưa thêm một số hệ số kê tới các yếu tố sau :

- Sự tổn thất năng lượng khi đóng
- Hệ số ảnh hưởng của loại thiết bị
- Kể đến ảnh hưởng ma sát cần xuyên và đất

Ngoài ra còn có xu hướng đề nghị dùng sức kháng xuyên động đơn vị tính theo định luật bảo toàn công và xung lượng trong quá trình đóng. Nếu xem hệ thống cần xuyên tuyệt đối cứng, chỉ có đất biến dạng sức kháng xuyên động có thể tính theo công thức :

$$R = \alpha\beta A \quad (6-9)$$

trong đó

- α là hệ số hiệu chỉnh do tăng trọng lượng cần theo chiều sâu.
- β hệ số hiệu chỉnh ma sát giữa cần và đất.
- A công đơn vị tính bằng $\frac{QH}{SF}$

(Q trọng lượng búa, H chiều cao với búa, S chiều sâu xuyên sau 1 búa, F diện tích tiết diện ngang của mũi xuyên)

Dựa vào sức kháng xuyên động có thể xác định được các chỉ tiêu sức chịu tải của đất, tính chất nén lún của các lớp đất. Tuy vậy do tác dụng của tải trọng động mà thí nghiệm xuyên động chỉ được quy định áp dụng đối với các loại đất và trạng thái sau. (Theo XN 448-72 của Liên Xô).

- Đất cát ẩm và ít ẩm
- Đất cát hạt to, hạt vừa hạt nhỏ chứa nước
- Đất loại sét cứng, nửa cứng và dẻo cứng.

Độ chặt của đất cát, đất đắp được xác định trực tiếp bằng xuyên động ở hiện trường có thể tham khảo XN 448-72 như bảng 6-2 :

Bảng 6-2. Trị số tham khảo về độ chặt của đất

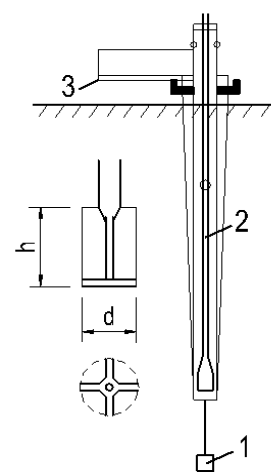
Thành phần và trạng thái của cát	Sức kháng xuyên động quy ước R_d (KG/cm^3)	Độ chặt kết cấu của cát
Cát có kết cấu tự nhiên hạt to và vừa, không phụ thuộc độ ẩm	< 35	Xốp
	35 - 125	Chặt vừa
	> 125	Chặt
Hạt nhỏ ít ẩm	< 30	Xốp
	30 - 110	Chặt vừa

	> 110	Chặt
Hạt nhỏ ít ẩm và hạt nhỏ bão hòa nước	< 20	Xốp
	20 - 85	Chặt vừa
	> 85	Chặt
Cát mới đắp dưới nước	< 35	Xốp
	35 - 110	Chặt vừa
	> 110	Chặt
	< 20	Xốp
	20 - 85	Chặt vừa
– Hạt nhỏ và hạt vừa ít ẩm	> 85	Chặt
– Hạt nhỏ và hạt vừa bão hòa nước		

Cuối cùng có thể nhấn mạnh rằng phương pháp xuyên động là rất kinh tế trong việc xác định độ chặt của đất ở hiện trường, kiểm tra chất lượng đất đắp. Ở một số nước các số liệu xuyên động cũng được dùng để tính toán sức chịu tải của móng nông và móng sâu. Tuy vậy do lý thuyết về xuyên động không được chặt chẽ lắm nên phạm vi sử dụng hạn chế so với xuyên tĩnh.

6.3. THÍ NGHIỆM CẮT CÁNH Ở HIỆN TRƯỜNG

Như đã xét trong chương 2 sức chống cắt của đất được xác định từ thí nghiệm cắt trực tiếp, nén 3 trục ở trong phòng bằng thí nghiệm các mẫu đất nguyên dạng. Đối với một số loại đất đặc biệt là đất bùn, đất sét yếu bão hòa nước, việc lấy mẫu nguyên dạng khó khăn và trong nhiều trường hợp không thể thực hiện được. Khi đó cần áp dụng phương pháp thí nghiệm hiện trường để xác định sức chống cắt. Trong các phương pháp này thì thí nghiệm cắt cánh được coi là phù hợp, chính xác và công dụng hơn cả. Hình 6-3 là sơ đồ thiết bị cắt cánh, bộ phận chính của máy gồm cánh chữ thập bằng thép (1) có chiều cao h , khi nó cắt đất tạo thành hình trụ tròn có đường kính d . Tâm chữ thập này được nối với cần thép dài (2), đầu trên của nó liên kết với tay quay (3), đặt vuông góc với cần và nối liền với lực kế (4) để ghi lực tác dụng lên tay quay.



Hình 6-3. Sơ đồ thiết bị cắt cánh

Khi thí nghiệm, đầu tiên khoan một lỗ đến độ sâu cần thiết, sau đó ấn mũi cắt cánh xuống đất. Tiếp đó dùng lực quay tạo thành mô men, làm cho cánh chữ thập cắt đất thành hình trụ tròn, đồng thời ghi lại lực tác dụng trên lực kế. Tại mặt trên và mặt dưới cũng như là mặt chu vi đất ở trạng thái cân bằng giới hạn, mô men xoay giới hạn tạo nên do ngoại lực cân bằng do mô men chống lại do ngoại lực sinh ra. Để xác định sức chống cắt của đất, người ta giả thiết ứng suất cắt giới hạn phân bố đều trên mặt chu vi và trên hai mặt trên và mặt dưới mẫu đất hình trụ là phân bố đều, phân bố Parabol, hoặc phân bố tam giác (tùy thuộc vào đất, tỷ số $\frac{h}{d}$). Khi giả thiết quy luật phân bố tam giác, có thể viết điều kiện cân bằng giới hạn như sau :

$$M_x = \tau_s \pi d h \frac{d}{2} + 2\tau_s \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{d}{2} \quad (6-10)$$

$$\text{Do đó : } \tau_s = \frac{2M_x}{\pi \cdot d^2 \cdot h \left(1 + \frac{d}{2h}\right)} \quad (6-11)$$

Còn khi giả thiết phân bố đều và cánh chữ thập $h = 2d$ thì ta có giá trị :

$$\tau_s = \frac{6 \cdot M_x}{7\pi d^3} \quad (6-12)$$

trong đó

- M_x mô men xoay giới hạn do ngoại lực tác dụng lên cần nổi và cánh chữ thập
- τ_s là sức chống cắt của đất.

Thí nghiệm cắt cánh tại hiện trường thường dùng để xác định cường độ chống cắt của các loại đất bùn và đất sét yếu trong điều kiện cắt không thoát nước. Do đó khi tính toán có thể coi rằng cường độ chống cắt xác định bằng phương pháp này gần bằng lực dính đơn vị $\tau_s = c$.

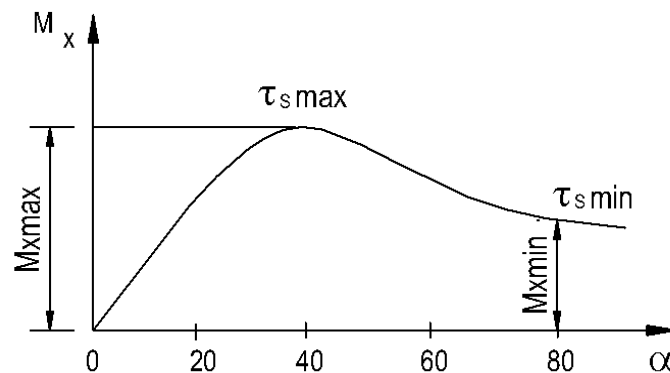
Để xác định ảnh hưởng của việc phá vỡ kết cấu tự nhiên đến sức chống cắt của loại đất người ta đưa ra chỉ tiêu độ nhảy I_f được xác định theo công thức :

$$I_f = \frac{\tau_s \text{ max}}{\tau_s \text{ min}} \quad (6-13)$$

trong đó

- I_f độ nhảy của đất.
- $\tau_{s\text{max}}$ sức chống cắt của đất ở trạng thái tự nhiên.
- $\tau_{s\text{min}}$ sức chống cắt của đất ở trạng bị phá hoại kết cấu.

Cũng như những thí nghiệm khác, khi dùng thí nghiệm cắt ở hiện trường cần có nhận xét chuẩn xác về mặt cắt địa chất của địa điểm khảo sát. Cần phải xác định trước những lớp nào, độ sâu nào cần tiến hành thí nghiệm, từ đó chọn được chiều dài cần, kích thước cánh thích hợp. Khi đất cứng hơn thì phải chọn kích thước nhỏ hơn, nếu đất có sức chống cắt lớn hơn 100KPa thì không nên dùng thí nghiệm cắt cánh.



Hình 6-4. Biến đổi mô men M_x theo góc quay α

Phù hợp với kích thước đã chọn người ta định kích thước lỗ khoan thí nghiệm, nếu đất không ổn định cần phải có ống chống. Đối với các thiết bị cắt

cánh hiện đại có ống bảo vệ riêng, trong quá trình thí nghiệm cần cắt luôn nằm trong ống bảo vệ. Cánh cắt tự hạ xuống trong đất yếu dưới tác dụng của trọng lượng cần, nếu đất chặt hơn phải ấn xuống, cần phải hạ cánh xuống độ sâu $0,3 \div 0,5$ m kể từ đáy hố khoan. Tốc độ quay cắt cánh cần không chế gần bằng tốc độ thí nghiệm cắt nhanh trong phòng thí nghiệm, thường lấy $0,1 \div 0,2$ độ/ S. Khi quay cánh cắt ta có số đo góc quay của nó α và mômen xoắn M_x . Hình 6-4 chỉ ra quá trình cắt cánh theo sự tăng M_x đến lúc đất bị cắt đạt $M_{x_{max}}$ ứng với sức chống cắt đất ở trạng thái tự nhiên đến $M_{x_{min}}$ khi đất đã bị phá hoại kết cấu.

6.4. THÍ NGHIỆM NÉN NGANG TRONG LỖ KHOAN

Đây là một phương pháp thí nghiệm hiện đại được áp dụng ở nhiều nước trên thế giới. Bản chất của nó là phương pháp thí nghiệm đất đá bằng tải trọng tĩnh, đó là nghiên cứu đặc trưng biến dạng của đất đá ở vách lỗ khoan khi tác dụng lên chúng những cấp tải trọng tăng dần.

Năm 1957 kỹ sư Pháp L. Merar đã đưa ra các luận chứng đầy đủ cho phương pháp nghiên cứu tính biến dạng của đất đá trong lỗ khoan và từ năm 1963 sáng lập ra hãng “Prexiomet” dùng thí nghiệm này để khảo sát đất đá ở nhiều nước.

Thiết bị nén hông Prexiomet gồm 1 cái ống (buồng) có thành co giãn được đặt tại một độ sâu nào đó trong lỗ khoan (hình 6-5). Dưới tác dụng của áp lực chất lỏng (thiết bị nén lỏng thủy lực) hoặc chất khí (thiết bị nén hông kiểu khí nén) được bơm vào buồng, ta tiến hành nén chặt đất đá ở vách lỗ khoan. Trong quá trình đó đồng thời đo đặc trị số áp lực và biến dạng của đất đá và tính trị số mô đun biến dạng theo công thức :

$$E_o = (1 + \mu_o) r_o \frac{\Delta p}{\Delta r} \quad (6-14)$$

trong đó μ_o hệ số nở hông của đất đá

r_o bán kính ban đầu của lỗ khoan.

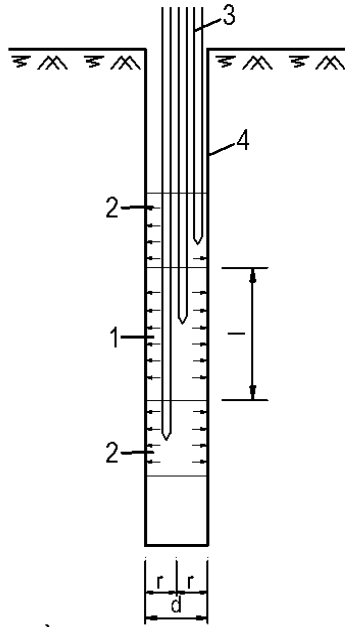
Δr số gia bán kính lỗ khoan (cm) dưới tác dụng của tải trọng p

Trong dụng cụ nén hông thủy lực căn cứ vào sự biến đổi thể tích buồng áp lực có thể suy ra số gia bán kính lỗ khoan, Trong trường hợp này, mô đun biến dạng E_o có thể xác định như sau :

$$E_o = (1 + \mu_o) \lambda \frac{\Delta p}{\Delta v} \quad (6-15)$$

trong đó

- Δv số gia thể tích buồng công tác.
- Δp số gia tải trọng tương ứng
- λ hệ số không đổi phụ thuộc vào thiết bị .



Hình 6-5a. Sơ đồ làm việc dụng cụ gây áp lực hông

1- Buồng công tác, 2- Buồng phụ tải,

3- ống cấp nước và khí vào buồng công tác, 4- Vách lỗ khoan

Qua kinh nghiệm, khi đối chiếu kết quả thí nghiệm nén hông đất cát và đất sét với kết quả thử nghiệm tải trọng tĩnh người ta thấy rằng trị số mô đun biến dạng xác định theo thí nghiệm là nhỏ hơn. Bởi vậy trong công thức (6-15) cần đưa thêm hệ số hiệu chỉnh xét đến thực tế đó có thể xác định bằng cách thí nghiệm song song bằng tải trọng thử tĩnh.

Phương pháp nén hông được áp dụng để nghiên cứu tính chất biến dạng của mọi loại đất đá và với mọi độ sâu mà được tiến hành khoan, nhưng thông dụng nhất là đối với loại đất cát và loại đất sét. Khi đó cũng dựa theo nguyên lý biến dạng tuyến tính để tính toán mô đun biến dạng. Menard chia biến dạng của đất ra 5 pha :(hình 6-5)

1 - Pha cân bằng ở trạng thái ban đầu

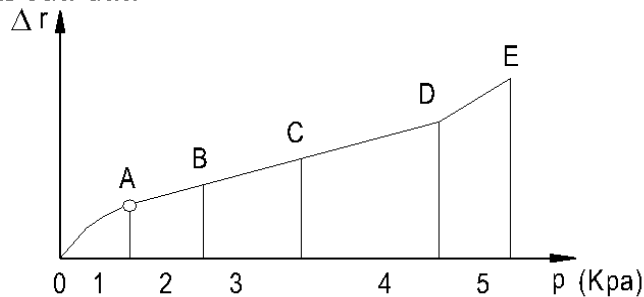
2 - Pha đàn hồi

3 - Pha đàn hồi dẻo

4 - Pha dẻo

5 - Pha biến dạng phá hoại

Trong đồ thị hình (6-5) có thể coi đoạn AD gần như thẳng quan hệ ứng suất biến dạng là tuyến tính để xác định trị số mô đun biến dạng của đất. Đoạn DE là đoạn cong khi đất đã biến dạng lớn dần đến phá hoại và áp lực với điểm E như là giới hạn độ bền của đất.



Hình 6-5. Đường cong liên hệ biến dạng của đất với tải trọng

Do vậy nhiều người ta đã có ý định sử dụng thí nghiệm nén hông để nghiên cứu cả độ bền của đất đá, lập ra các công thức để có thể tính toán các trị số lực dính c , góc ma sát trong φ từ số liệu thí nghiệm nén hông của đất loại cát và loại sét. Ngoài ra bằng cách lập quan hệ tương quan, người ta cũng thiết lập được các công thức tính toán độ bền theo mô đun biến dạng khi nén hông. Tuy vậy muốn sử dụng các kết quả nghiên cứu đó vào thực tế cần phải tiến hành nghiên cứu nhiều hơn nữa.

Khi tiến hành thí nghiệm nén hông đường kính lỗ khoan phải lớn hơn $10 \div 20$ mm so với đường kính ngoài của máy nén hông, còn độ sâu thì tới 15m, có khi lớn hơn. Nên dùng phương pháp khoan giữ được trạng thái kết cấu tự nhiên của đất, nếu đất tốt, không dùng ống chống khoan xong rồi tiến hành thí nghiệm. Nếu đất không ổn định thì cần phải tiến hành thí nghiệm trong quá trình khoan, lúc đầu dùng ống chống khoan đến độ sâu cần thiết hạ máy nén hông, sau đó rút ống chống lên rồi tiến hành thí nghiệm.

Nếu đất có độ chặt bé và vừa thì giá trị của mỗi cấp tải trọng khi thí nghiệm là $10 \div 25 \text{ KN/m}^2$, đối với đất có độ chặt lớn hơn thì mỗi cấp tải trọng là $50 \div 100 \text{ KN/m}^2$. Mỗi cấp tải trọng duy trì cho tới khi biến dạng đạt trị số ổn định quy ước (không quá 0,01mm trong 30 phút đối với đất cát và 1h đối với đất loại sét). Thời gian quan trắc biến dạng đối với đất cát là 5', 10', 15' sau đấy là cứ 15 phút một lần, còn đối với đất sét là 10', 20', 30' sau đó cứ 30 phút một lần. Cứ tiếp tục như vậy cho đến khi đạt biến dạng ổn định.

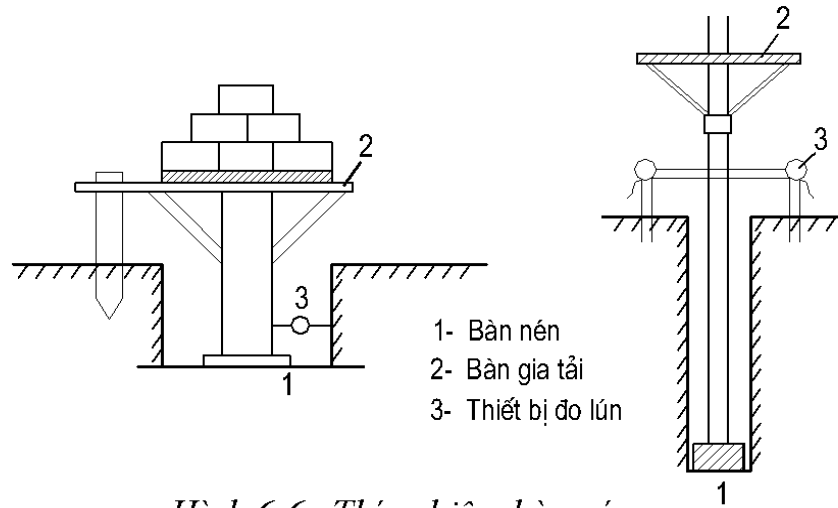
Theo trị số áp lực lên vách lỗ khoan bởi áp lực tác dụng lên buồng công tác được đo bằng áp kế. Theo các số liệu áp lực và biến dạng như trên hình 6-5 đối với đoạn tuyến tính của đồ thị này ta tính toán mô đun biến dạng theo công thức (6-14) hoặc (6-15).

6.5. THÍ NGHIỆM BÀN NÉN Ở HIỆN TRƯỜNG

Thí nghiệm nén lún không nở hông trong phòng thí nghiệm không phù hợp với điều kiện làm việc của phân tố đất trong nền. Bởi vậy để khảo sát tính chất biến dạng của nền tự nhiên cũng như nền đất sau khi gia cố ở ngay tại hiện trường người ta dùng thí nghiệm nén đất bằng bàn nén.

Thí nghiệm bàn nén bằng tải trọng tĩnh ở hiện trường cho phép xác định trị số mô đun biến dạng của đất, xác định được các quan hệ tải trọng và độ lún cũng như độ lún thời gian của nền đất. Khi thí nghiệm trong hố đào thường dùng bàn nén hình vuông kích thước $70,7 \times 70,7$ cm hoặc bàn nén giếng khoan có đáy tròn diện tích 600 cm^2 . (Hình 6-6)

Khi thí nghiệm tải trọng trên bàn nén được tăng theo từng cấp có thể tạo ra tải trọng lên tấm nén bằng cách chất các quả tạ xếp trên những bàn chuyên dụng, hoặc kích bằng thủy lực. Độ lớn của từng cấp tải trọng tùy thuộc vào độ sệt I_s và hệ số rỗng e của đất, có thể tham khảo bảng 6-3. Mỗi cấp tải trọng được giữ cho đến khi nền đất đạt độ lún ổn định quy ước (không quá 0,1mm trong thời gian 2h đối với loại đất sét, 1h đối với đất cát).



Hình 6-6. Thí nghiệm bàn nén.
a- Trong hố đào b- Trong hố khoan

Bảng 6-3. Trị số mỗi cấp tải trọng p

Độ sệt I_s	Trị số p (KN/m ²) khi hệ số rỗng e		
	< 0,5	0,5 ≤ e ≤ 0,8	e > 0,8
$I_s < 0,25$	100	100	50
$0,25 < I_s < 0,75$	100	50	50
$I_s > 0,75$	50	25	25

Kết quả thí nghiệm là độ lún dưới 1 cấp tải trọng được đọc trên đồng hồ đo lún tương tự đồng hồ đo lún trong phòng thí nghiệm. Tiến hành quan trắc độ lún ở các thời gian sau : khi thí nghiệm nền đất cát trong phạm vi giờ đầu thì mỗi lần qua 10 phút, 20 phút, 30 phút trong giờ thứ 2, sau đó mỗi giờ mỗi lần cho đến khi lún ổn định, còn đối với đất sét thì trong giờ đầu là 15 phút một lần sau đó thì cũng như với nền cát.

Sau khi độ lún ổn định dưới cấp tải trọng cuối cùng tiến hành dỡ tải theo từng cấp và theo dõi biến dạng nở của nền đất.

Từ các số liệu thí nghiệm biểu diễn kết quả dưới dạng đồ thị liên hệ độ lún thời gian (S ~ t) và độ lún tải trọng (S ~ p) (hình 6-7)

Sau khi có đồ thị S ~ p xác định mô đun biến dạng của đất theo công thức đã nêu trong chương 5 :

$$E_o = \frac{w\Delta p d(1 - \mu_o^2)}{\Delta S} \quad (6-16)$$

trong đó

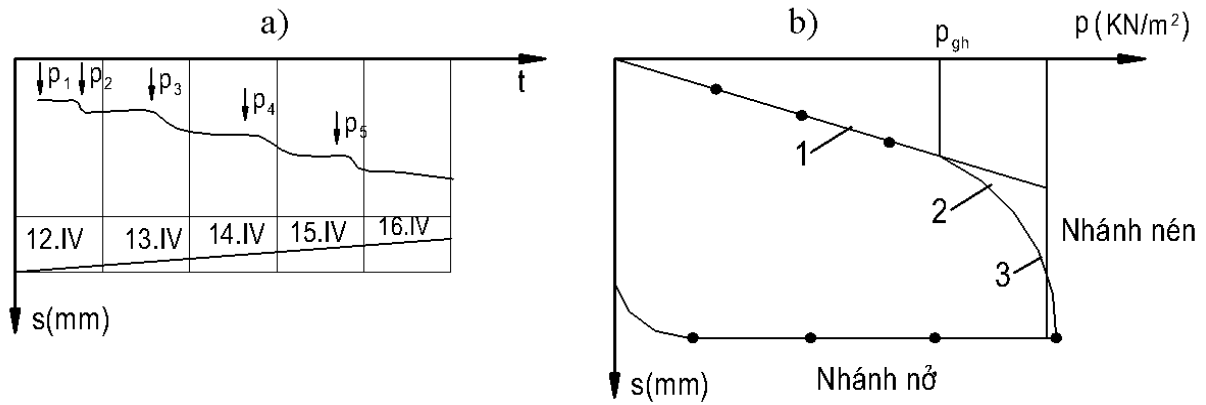
E_o - mô đun biến dạng

w - hệ số không thứ nguyên phụ thuộc độ cứng và hình dạng bàn nén được lấy bằng 0,8d - đường kính bàn nén tròn, (cm) hoặc cạnh bàn nén vuông

μ_o - hệ số nở hông của đất.

Δp - số gia tải trọng đơn vị lên tấm nén đối với đoạn thẳng của đồ thị S ~ p (KG/cm²)

ΔS - số gia độ lún (cm) ứng với số gia tải trọng Δp



Hình 6-7. Đồ thị quan hệ

a- Độ lún thời gian, b- Độ lún tải trọng

(1- giai đoạn nén chặt, 2- pha trượt, 3- pha đất trồi)

Các công trình nghiên cứu đã có cho thấy rằng : mô đun biến dạng theo thí nghiệm bàn nén ở hiện trường của nhiều loại đất thường lớn hơn mô đun biến dạng xác định bằng phương pháp nén không nở hông ở trong phòng thí nghiệm. Khi tính lún của nền móng nếu dùng mô đun biến dạng xác định từ thí nghiệm nén không nở hông thì cần phải có hệ số hiệu chỉnh, thường được gọi là I.A Agisev theo công thức :

$$r = \frac{E_o b}{E_o p} \quad (6-17)$$

trong đó

- E_{ob} mô đun biến dạng xác định bằng thí nghiệm bàn nén
- E_{op} mô đun biến dạng xác định bằng thí nghiệm nén không nở hông trong phòng.
- r hệ số hiệu chỉnh lớn 1 đối với đất cát và $r \geq 2$ đối với đất loại sét.

PHỤ LỤC
CÁC BẢNG TRA CƠ HỌC ĐẤT
CHƯƠNG 3. XÁC ĐỊNH ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT

Bảng III.1

Trị số K để tính ứng suất nén do lực tác dụng tập trung $\sigma_s = K \cdot \frac{P}{Z^2}$

$\frac{r}{z}$	K	$\frac{r}{z}$	K	$\frac{r}{z}$	K	$\frac{r}{z}$	K
0,00	0,4775	0,25	0,4103	0,50	0,2733	0,75	0,1565
0,01	0,4773	0,26	0,4054	0,51	0,2679	0,76	0,1527
0,02	0,4770	0,27	0,4004	0,52	0,2625	0,77	0,1491
0,03	0,4764	0,28	0,3954	0,53	0,2571	0,78	0,1455
0,04	0,4756	0,29	0,3902	0,54	0,2518	0,79	0,1420
0,05	0,4745	0,30	0,3849	0,55	0,2466	0,80	0,1386
0,06	0,4732	0,31	0,3796	0,56	0,2414	0,81	0,1353
0,07	0,4717	0,32	0,3742	0,57	0,2363	0,82	0,1320
0,08	0,4699	0,33	0,3687	0,58	0,2313	0,83	0,1288
0,09	0,4679	0,34	0,3632	0,59	0,2263	0,84	0,1257
0,10	0,4657	0,35	0,3577	0,60	0,2214	0,85	0,1226
0,11	0,4633	0,36	0,3521	0,61	0,2165	0,86	0,1196
0,12	0,4607	0,37	0,3465	0,62	0,2117	0,87	0,1166
0,13	0,4579	0,38	0,3403	0,63	0,2070	0,88	0,1138
0,14	0,4548	0,39	0,3351	0,64	0,2024	0,89	0,1110
0,15	0,4516	0,40	0,3294	0,65	0,1978	0,90	0,1083
0,16	0,4482	0,41	0,3238	0,66	0,1934	0,91	0,1057
0,17	0,4446	0,42	0,3181	0,67	0,1889	0,92	0,1031
0,18	0,4409	0,43	0,3124	0,68	0,1846	0,93	0,1005
0,19	0,4370	0,44	0,3068	0,69	0,1804	0,94	0,0981
0,20	0,4329	0,45	0,3011	0,70	0,1762	0,95	0,0956
0,21	0,4286	0,46	0,2955	0,71	0,1721	0,96	0,0933
0,22	0,4242	0,47	0,2899	0,72	0,1681	0,97	0,0910
0,23	0,4197	0,48	0,2843	0,73	0,1641	0,98	0,0887
0,24	0,4151	0,49	0,2788	0,74	0,1603	0,99	0,0865

III.1.b

$\frac{r}{z}$	K	$\frac{r}{z}$	K	$\frac{r}{z}$	K	$\frac{r}{z}$	K
1,00	0,0844	1,25	0,0454	1,50	0,0251	1,80	0,0129
1,01	0,0823	1,26	0,0443	1,51	0,0245	1,82	0,0124
1,02	0,0803	1,27	0,0433	1,52	0,0240	1,84	0,0119
1,03	0,0783	1,28	0,0422	1,53	0,0234	1,86	0,0114
1,04	0,0764	1,29	0,0412	1,54	0,0229	1,88	0,0109
1,05	0,0744	1,30	0,0402	1,55	0,0224	1,90	0,0105
1,06	0,0727	1,31	0,0393	1,56	0,0219	1,92	0,0101
1,07	0,0709	1,32	0,0384	1,57	0,0214	1,94	0,0097
1,08	0,0691	1,33	0,0374	1,58	0,0209	1,96	0,0093
1,09	0,0674	1,34	0,0365	1,59	0,0204	1,98	0,0089
1,10	0,0658	1,35	0,0357	1,60	0,0200	2,00	0,0085
1,11	0,0641	1,36	0,0348	1,61	0,0195	2,10	0,0070
1,12	0,0626	1,37	0,0340	1,62	0,0191	2,20	0,0058
1,13	0,0610	1,38	0,0332	1,63	0,0187	2,30	0,0048
1,14	0,0595	1,39	0,0324	1,64	0,0183	2,40	0,0034
1,15	0,0581	1,40	0,0317	1,65	0,0179	2,50	0,0029
1,16	0,0567	1,41	0,0309	1,66	0,0175	2,60	0,0024
1,17	0,0553	1,42	0,0302	1,67	0,0171	2,70	0,0024
1,18	0,0539	1,43	0,0295	1,68	0,0167	2,80	0,0021
1,19	0,0526	1,44	0,0288	1,69	0,0163	2,90	0,0017
1,20	0,0513	1,45	0,0282	1,70	0,0160	3,00	0,0015
1,21	0,0501	1,46	0,0275	1,72	0,0153	3,50	0,0007
1,22	0,0489	1,47	0,0269	1,74	0,0147	4,00	0,0004
1,23	0,0477	1,48	0,0263	1,76	0,0141	4,50	0,0002
1,24	0,0466	1,49	0,0257	1,78	0,0135	5,00	0,0001

Bảng III.2

Trị số hệ số K_0, K_c để tính ứng suất nén dưới tâm diện chữ nhật chịu tải trọng phân bố đều $\sigma_z = K_0 P$

$\frac{z}{B}$	Móng tròn	Móng chữ nhật có tỷ số các cạnh $n = l/b$											Móng băng $n \geq 10$	
		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4,0	5,0		
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,878	0,879	0,880	0,881	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,652	0,682	0,703	0,717	0,727	0,740	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755	0,755
1,6	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,579	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642	0,642
2,0	0,285	0,336	0,379	0,414	0,441	0,463	0,481	0,505	0,529	0,529	0,540	0,545	0,550	0,550
2,4	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477	0,477
2,8	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420	0,420
3,2	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374	0,374
3,6	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337	0,337
4,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,190	0,214	0,233	0,248	0,270	0,285	0,306	0,306
4,4	0,073	0,091	0,107	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258	0,258
4,8	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258	0,258
5,2	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239	0,239
5,6	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,223	0,223

6,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,060	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
7,2	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,098	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,032	0,037	0,042	0,046	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
9,2	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126
11,0	0,011	0,017	0,020	0,023	0,027	0,029	0,033	0,040	0,044	0,050	0,060	0,071	0,014
12,0	0,009	0,016	0,018	0,020	0,024	0,026	0,028	0,034	0,038	0,040	0,051	0,060	0,104

Ghi chú :

1, Với móng tròn $m = \frac{z}{r}$, trong đó r là bán kính đế móng

2, Với móng có dạng đa giác đều, trị số K_0 tra ở cột 2 như với móng tròn nhưng với $r = \sqrt{F/\pi}$, trong đó F là diện tích đế móng.

Bảng III.3
Trị số các hệ số để xác định ứng suất do
tác dụng của tải trọng bằng phân bố đều

$\frac{z}{b}$	y/b																	
	0.00			0.25			0.50			1.00			1.50			2.00		
	K_z	K_y	K_{yz}	K_z	K_y	K_{yz}	K_z	K_y	K_{yz}	K_z	K_y	K_{yz}	K_z	K_y	K_{yz}	K_z	K_y	K_{yz}
0.00	1.00	1.00	0	1.00	1.00	0.00	0.60	0.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	0.96	0.45	0	0.90	0.39	0.13	0.50	0.35	0.30	0.02	0.17	0.05	0.00	0.07	0.01	0.00	0.04	0.00
0.50	0.82	0.18	0	0.74	0.19	0.16	0.48	0.23	0.35	0.08	0.21	0.13	0.02	0.12	0.04	0.00	0.07	0.02
0.75	0.67	0.08	0	0.61	0.10	0.10	0.45	0.14	0.23	0.15	0.22	0.16	0.04	0.14	0.07	0.02	0.10	0.04
1.00	0.55	0.04	0	0.51	0.05	0.07	0.41	0.09	0.14	0.19	0.15	0.16	0.07	0.14	0.10	0.03	0.13	0.05
1.25	0.46	0.02	0	0.44	0.03	0.06	0.37	0.06	0.09	0.20	0.11	0.14	0.10	0.12	0.10	0.04	0.11	0.07
1.50	0.40	0.01	0	0.38	0.02	0.04	0.33	0.04	0.06	0.21	0.08	0.13	0.11	0.10	0.10	0.06	0.10	0.07
1.75	0.35	-	0	0.34	0.01	0.03	0.30	0.03	0.04	0.21	0.06	0.11	0.13	0.09	0.10	0.07	0.09	0.08
2.00	0.31	-	0	0.31	-	0.02	0.28	0.02	0.03	0.20	0.05	0.10	0.14	0.07	0.10	0.08	0.08	0.08
3.00	0.21	-	0	0.21	-	0.01	0.20	0.02	0.02	0.17	0.02	0.06	0.13	0.03	0.07	0.07	0.04	0.07
4.00	0.16	-	0	0.16	-	-	0.15	-	0.02	0.14	0.01	0.03	0.12	0.02	0.05	0.10	0.03	0.05
5.00	0.13	-	0	0.13	-	-	0.12	-	-	0.12	-	-	0.11	-	-	0.09	-	-
6.00	0.11	-	0	0.10	-	-	0.10	-	-	0.10	-	-	0.10	-	-	-	-	-

Bảng III.4**Trị số K để tính ứng suất nén dưới tác dụng của tải trọng dạng tam giác**

$\frac{z}{b}$	Những giá trị của y/b										
	-1,5	-1,0	-0,5	0,0	0,25	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,250	0,500	0,750	0,500	0,000	0,000	0,000
0,25	-	-	0,001	0,075	0,256	0,480	0,643	0,424	0,015	0,003	-
0,50	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,410	0,477	0,353	0,056	0,017	0,003
0,75	0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009
1,00	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013
1,50	0,020	0,048	0,096	0,145	0,173	0,200	0,202	0,185	0,124	0,062	0,041
2,00	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,050
3,00	0,050	0,064	0,080	0,096	0,103	0,104	0,103	0,104	0,090	0,071	0,050
4,00	0,051	0,060	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,015	0,073	0,060	0,049
5,00	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,008	0,065	0,061	0,051	0,047
6,00	0,041	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,050	0,050	0,045

Ghi chú : - Giá trị của σ_z trong bảng tính bằng phần trăm của P

(Ví dụ : $\frac{z}{b} = 0,50, \frac{y}{b} = 0,25$ thì $\sigma_z = 0,263P$)

- Bảng tra hệ số K ứng với trường hợp trục z đặt ở đầu mút $p = 0$

CHƯƠNG 4. LÝ THUYẾT VỀ TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT GIỚI HẠN CỦA ĐẤT VÀ ỨNG DỤNG CỦA NÓ

Bảng IV.1
Trị số P_t để tính tải trọng giới hạn theo Xocolovski cho
móng băng nông trường hợp tải trọng thẳng đứng

φ^0 Y_T	5	11	15	20	25	30	35	40
-0,0	6,49	8,34	11,00	14,80	20,70	30,10	46,10	75,30
-0,5	6,73	9,02	12,50	17,90	27,00	43,00	73,80	139,00
-1,0	6,95	9,64	13,80	20,60	32,30	53,90	97,10	193,00
-1,5	7,17	10,20	15,10	23,10	37,30	64,00	119,00	243,00
-2,0	7,38	10,80	16,20	25,40	41,90	73,60	140,00	292,00
-2,5	7,56	11,30	17,30	27,70	46,40	82,90	160,00	339,00
-3,0	7,77	11,80	18,40	29,80	50,80	91,80	179,00	386,00
-3,5	7,96	12,30	19,40	31,90	55,00	101,00	199,00	432,00
-4,0	8,15	12,80	20,50	34,00	59,20	109,00	218,00	478,00
-4,5	8,33	13,70	22,40	38,00	67,80	118,00	237,00	523,00
-5,0	8,50	13,70	22,40	38,00	67,30	127,00	256,00	568,00
-5,5	8,67	14,10	23,30	39,90	71,30	135,00	275,00	613,00
-6,0	8,84	14,50	24,30	41,80	75,30	143,00	293,00	658,00

$$P_{gh} = P_T (c + q \cdot \text{tg}\varphi) + q$$

trong đó P_T là hệ số không thứ nguyên phụ thuộc Y_T

$$Y_T = \frac{\gamma}{q \text{tg}\varphi + c}$$

với $0 \leq y \leq b$

Bảng IV.2 Trị số N_q, N_c, N_γ để tính tải trọng giới hạn theo Xocolovski cho móng
bằng nông trường hợp tải trọng nghiêng $P_{gh} = N_q \cdot \gamma h + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma \cdot y$

$\delta \backslash \Phi$		5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0°	N_q	1,57	3,49	3,49	6,40	10,70	18,40	33,30	64,20	134,55
	N_c	6,49	8,34	11,00	14,90	20,70	30,20	46,20	75,30	133,50
	N_γ	0,17	0,56	1,40	3,16	6,92	15,32	35,19	86,46	236,30
5°	N_q	1,24	2,16	3,44	5,56	9,17	15,60	27,90	52,70	96,40
	N_c	2,72	6,56	9,12	12,50	17,50	25,40	38,40	61,60	95,40
	N_γ	0,99	0,38	0,99	2,31	5,02	11,10	24,38	61,38	163,30
10°	N_q		1,50	2,84	4,65	7,65	12,90	22,80	42,40	85,10
	N_c		2,84	6,83	10,00	14,30	20,50	31,10	49,30	84,10
	N_γ		0,17	0,62	1,51	3,42	7,64	17,40	41,78	109,50
15°	N_q			1,79	3,64	6,13	10,40	18,10	33,30	65,40
	N_c			2,94	7,27	11,00	16,20	24,50	38,50	64,40
	N_γ			0,25	0,89	2,15	4,93	11,34	27,61	70,58
20°	N_q				2,00	4,58	7,97	13,90	25,40	49,20
	N_c				3,00	7,68	12,10	18,50	29,10	48,20
	N_γ				0,32	1,19	2,92	6,91	16,41	43,00
25°	N_q					2,41	5,67	10,20	18,70	36,75
	N_c					3,03	8,09	13,20	21,10	36,75
	N_γ					0,38	1,50	3,84	9,85	24,86
30°	N_q						2,75	6,94	13,10	25,40
	N_c						3,02	8,49	14,40	24,40
	N_γ						0,43	1,84	4,96	13,31
35°	N_q							3,08	8,43	16,72
	N_c							2,97	8,86	15,72
	N_γ							0,47	2,21	6,41
40°	N_q								3,42	10,15
	N_c								2,88	9,15
	N_γ								0,49	2,60
45°	N_q									3,78
	N_c									2,78
	N_γ									0,50

Bảng IV.3
Giá trị các hệ số chịu tải để tính tải trọng giới hạn cho móng nông theo Berezanxev trường hợp bài toán phẳng.

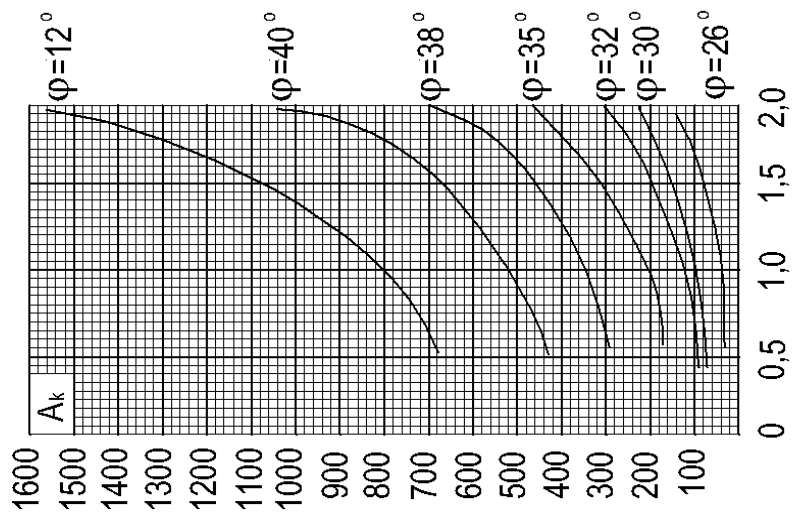
$$P_{gh} = N_{\gamma_n} \cdot \gamma \cdot b + N_{q_n} \cdot q + N_{c_n} \cdot c$$

	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46
N_{γ_n}	1,7	2,3	3,0	3,8	4,9	6,8	8,0	10,8	14,3	19,8	26,2	37,4	50,1	77,3	110,3	159,6
N_{q_n}	4,4	5,3	6,5	8,0	9,8	12,3	15,0	19,3	24,7	32,6	41,5	54,8	72,0	98,7	137,2	195,0
N_{c_n}	11,7	12,3	15,1	17,2	19,8	23,2	25,8	31,5	38,0	47,0	55,7	70,0	89,7	108,8	141,2	187,5

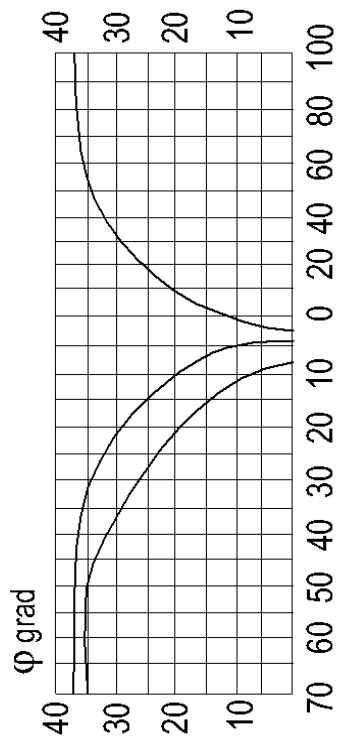
Bảng VI.4
Giá trị các hệ số sức chịu tải để tính tải trọng giới hạn cho móng nông theo Berezanxev
trường hợp bài toán không gian

$$P_{gh} = N_{\gamma_k} \cdot \gamma \cdot b + N_{q_k} \cdot q + N_{c_k} \cdot c$$

	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42
N_{γ_k}	4.1	5.7	7.3	9.9	14.0	18.9	25.3	34.6	48.8	69.2	97.2	142.5	216.0	317.0
N_{q_k}	4.5	6.5	8.5	10.8	14.1	18.6	24.8	32.8	45.5	46.0	87.6	127.0	185.0	270.0
N_{c_k}	12.8	16.8	20.9	24.6	29.9	36.4	45.0	55.4	71.5	93.6	120.0	161.0	219.0	300.0



**Biểu đồ tính hệ số sức chịu tải
theo Berezantxer**



Biểu đồ tính hệ số sức chịu tải theo Terzaghi

CHƯƠNG 5
BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT VÀ TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN
CỦA NỀN MÓNG CÔNG TRÌNH

Bảng V.1 Xác định hệ số ω

Hình dáng móng	ω_c	ω_0	ω_m	ω_{const}
Tròn	0,64	1,00	0,85	0,79
Vuông $l/b = 1$	$\omega_0/2$	1,12	0,95	0,88
Chữ nhật với l/b	$\omega_0/2$			
1,5		1,36	1,15	1,08
2,0		1,53	1,30	1,22
3,0		1,78	1,53	1,44
4,0		1,96	1,70	1,61
5,0		2,10	1,83	1,72
6,0		2,23	1,96	-
7,0		2,33	2,04	-
8,0		2,42	1,21	-
9,0		2,49	2,19	-
10,0		2,53	2,25	2,12
20,0		2,95	2,64	-
30,0		3,23	2,88	-
40,0		3,42	3,07	-
50,0		3,45	3,22	-
100,0		4,00	3,69	-

Bảng V.2 Trị số $A\omega$ cho đế móng hình tròn

Loại đất		Hệ số nở hông μ	ω_0	ω_m	ω_{const}	ω_c
Cát		0,20	1,07	0,91	0,84	0,68
Sét pha	Cát pha	0,25	1,13	0,96	0,88	0,72
		0,30	1,23	1,04	0,96	0,78
	Sét	0,35	1,41	1,20	1,11	0,90
		0,40	1,80	1,53	1,41	1,15

Bảng V.3
Trị số $A\omega_c$ cho đế móng chữ nhật

V.3.a

μ l/b	0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
1,0	0,568	0,598	0,631	0,687	0,790	1,010
1,1	0,598	0,627	0,662	0,70	0,820	1,059
1,2	0,621	0,654	0,690	0,751	0,863	1,104
1,3	0,644	0,679	0,716	0,780	0,896	1,146
1,4	0,667	0,702	0,740	0,806	0,927	1,185
1,5	0,687	0,724	0,764	0,832	0,956	1,222
1,6	0,707	0,745	0,785	0,855	0,983	1,251
1,7	0,725	0,764	0,806	0,878	1,009	1,239
1,8	0,743	0,783	0,825	0,899	1,033	1,321
1,9	0,760	0,800	0,844	0,919	1,057	1,350
2,0	0,775	0,817	0,862	0,938	1,079	1,379
2,1	0,791	0,833	0,878	0,957	1,100	1,406
2,2	0,805	0,848	0,895	0,974	1,120	1,431
2,3	0,819	0,863	0,910	0,991	1,139	1,456
2,4	0,832	0,877	0,925	1,007	1,158	1,480
2,5	0,845	0,890	0,939	1,022	1,176	1,502
2,6	0,857	0,903	0,953	1,037	1,193	1,524
2,7	0,869	0,916	0,966	1,052	1,209	1,546
2,8	0,881	0,928	0,979	1,065	1,225	1,566
2,9	0,892	0,940	0,991	1,079	1,241	1,566
3,0	0,903	0,951	1,003	1,092	1,256	1,605
3,2	0,923	0,972	1,026	1,117	1,284	1,641
3,4	0,942	0,993	1,047	1,140	1,344	1,675
3,6	0,961	1,012	1,067	1,162	1,330	1,708
3,8	0,978	1,030	1,086	1,183	1,360	1,738
4,0	0,994	1,047	1,105	1,203	1,383	1,767
4,2	1,008	1,064	1,122	1,222	1,404	1,795
4,4	1,025	1,079	1,139	1,239	1,425	1,821
4,6	1,039	1,094	1,154	1,257	1,445	1,847
4,8	1,052	1,109	1,169	1,273	1,464	1,871
5,0	1,065	1,122	1,184	1,289	1,482	1,894

V.3b

μ l/b	0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
5,5	1,096	1,155	1,218	1,326	1,524	1,948
6,0	1,124	1,184	1,249	1,360	1,568	1,998
6,5	1,150	1,211	1,277	1,391	1,599	2,044
7,0	1,173	1,236	1,304	1,420	1,632	2,086
7,5	1,195	1,259	1,328	1,446	1,663	2,125
8,0	1,216	1,281	1,351	1,472	1,692	2,162
8,5	1,236	1,302	1,373	1,495	1,719	2,197
9,0	1,254	1,321	1,393	1,517	1,744	2,230
9,5	1,272	1,340	1,413	1,538	1,769	2,261
10,0	1,288	1,357	1,431	1,558	1,792	2,290
11,0	1,319	1,389	1,465	1,595	1,834	2,344
12,0	1,347	1,419	1,496	1,629	1,875	2,394
13,0	1,372	1,446	1,525	1,661	1,909	2,440
14,0	1,396	1,471	1,551	1,689	1,942	2,482
15,0	1,418	1,494	1,576	1,716	1,973	2,522
16,0	1,459	1,537	1,621	1,765	2,029	2,594
17,0	1,459	1,537	1,621	1,765	2,029	2,594
18,0	1,477	1,556	1,641	1,787	2,055	2,626
19,0	1,495	1,575	1,661	1,808	2,079	2,657
20,0	1,511	1,592	1,679	1,828	2,102	2,687
25,0	1,583	1,668	1,759	1,915	2,202	2,814
30,0	1,642	1,730	1,824	1,986	2,284	2,919
35,0	1,692	1,782	1,880	2,041	2,353	3,007
40,0	1,735	1,827	1,927	2,099	2,413	3,084
50,0	1,807	1,903	2,007	2,186	2,513	3,212
60,0	1,865	1,865	2,072	2,257	2,594	3,316
70,0	1,915	2,017	2,128	2,317	2,664	3,404
80,0	1,958	2,063	2,176	2,369	2,723	3,481
100,0	2,030	2,139	2,256	2,456	2,824	3,609

Tỷ số các cạnh $\frac{a}{b}$	Sỏi và cuội			Cát			Sét pha			Đất sét nặng rất bèo								
	Đất sét cứng và sét pha						Cát pha				Đất sét pha							
	$\mu = 0,10$			$\mu = 0,20$			$\mu = 0,25$				$\mu = 0,30$			$\mu = 0,35$			$\mu = 0,40$	
	$A_{\text{đ}}$	$A_{\text{đ}}^{\text{H}}$	$A_{\text{đ}}^{\text{const}}$	$A_{\text{đ}}$	$A_{\text{đ}}^{\text{H}}$	$A_{\text{đ}}^{\text{const}}$	$A_{\text{đ}}$	$A_{\text{đ}}^{\text{H}}$	$A_{\text{đ}}^{\text{const}}$	$A_{\text{đ}}$	$A_{\text{đ}}^{\text{H}}$	$A_{\text{đ}}^{\text{const}}$	$A_{\text{đ}}$	$A_{\text{đ}}^{\text{H}}$	$A_{\text{đ}}^{\text{const}}$	$A_{\text{đ}}$	$A_{\text{đ}}^{\text{H}}$	$A_{\text{đ}}^{\text{const}}$
1,0	1,13	0,96	0,89	1,20	1,01	0,94	1,26	1,07	0,99	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94
2,0	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37	1,68	1,80	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,20
3,0	1,81	1,55	1,46	1,90	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4,0	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,90
5,0	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,10
6,0	2,25	1,98	-	2,37	2,09	-	2,50	2,21	-	2,72	2,41	-	3,14	2,76	-	4,00	3,53	-
7,0	2,35	2,06	-	2,47	2,18	-	2,61	2,31	-	2,84	2,51	-	3,26	2,87	-	4,18	3,67	-
8,0	2,43	2,14	-	2,56	2,26	-	2,70	2,40	-	2,94	2,61	-	3,38	2,98	-	4,32	3,82	-
9,0	2,51	2,21	-	2,64	2,34	-	2,79	2,47	-	3,03	2,69	-	3,49	3,08	-	4,46	3,92	-
10,0	2,58	2,27	2,15	2,71	2,40	2,26	2,86	2,54	2,83	3,12	2,77	2,60	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82

Bảng trị số N để tính lún theo thời gian

$U = \frac{St}{S}$	Trị số N			$U = \frac{St}{S}$	Trị số N		
	Ứng với sơ đồ				Ứng với sơ đồ		
	0	1	2		0	1	2
0,05	0,005	0,060	0,002	0,55	0,590	0,840	0,320
0,10	0,020	0,120	0,005	0,60	0,710	0,950	0,420
0,15	0,040	0,180	0,010	0,65	0,840	0,100	0,540
0,20	0,070	0,250	0,020	0,70	1,000	1,240	0,690
0,25	0,120	0,310	0,040	0,75	1,180	1,420	0,880
0,30	0,170	0,390	0,060	0,80	1,400	1,640	1,080
0,35	0,240	0,470	0,090	0,85	1,690	1,930	1,360
0,40	0,310	0,550	0,130	0,90	2,090	2,350	1,770
0,45	0,390	0,630	0,180	0,95	2,800	3,170	2,540
0,50	0,490	0,730	0,290	1,00	∞	∞	∞

Bảng tính hệ số ω

Trường hợp 0-1		Trường hợp 0-2	
$\frac{P_1}{P_2}$	J	$\frac{P_1}{P_2}$	J
0,00	1,00	1,00	1,00
0,10	0,84	1,50	0,83
0,20	0,69	2,00	0,71
0,30	0,56	2,50	0,62
0,40	0,46	3,00	0,55
0,50	0,36	3,50	0,50
0,60	0,27	4,00	0,45
0,70	0,19	4,50	0,42
0,80	0,12	5,00	0,39
0,90	0,06	6,00	0,34
1,00	0,00	7,00	0,30
		8,00	0,27
		9,00	0,25
		10,00	0,23
		12,00	0,20
		15,00	0,17
		20,00	0,13

CHƯƠNG 7. ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN

\$1. Áp lực đất và điều kiện sản sinh ra nó:

Tường chắn là một kết cấu dùng để giữ cho khối đất sau tường được cân bằng.

Phân loại tường:

Theo vật liệu xây dựng.

Theo hình dạng.

Theo chiều cao.

Theo độ cứng.

→ Phân theo độ cứng → quan trọng:

3 loại: → a, Tường cứng, hoặc trọng lực: Nó giữ được trạng thái ổn định chủ yếu nhờ vào trọng lượng bản thân,

Vật liệu: gạch, đá, bê tông, bê tông cốt thép...

→ b, Tường cọc ván, tường mềm: Dễ bị biến dạng trong quá trình sử dụng, nó giữ được trạng thái ổn định nhờ cắm sâu vào nền đất, có khi có cả neo.

Vật liệu: Cọc ván bằng gỗ, bê tông, kim loại đóng xít nhau tạo thành.

→ c, Tường mỏng, tường bán trọng lực: Nó giữ được trạng thái ổn định nhờ; trọng lượng bản thân + trọng lượng đất trên bản đáy.

Vật liệu: Bê tông cốt thép.

+ Tường chắn là KC luôn chịu tác động của đất → đặc biệt theo phương ngang → làm tường di chuyển → sinh ra trượt lật.

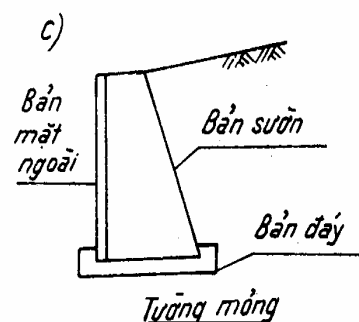
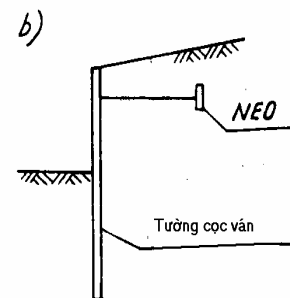
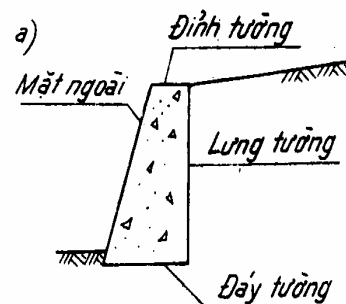
+ áp lực lên tường ϵ :

Độ cứng của tường

Hình dáng, vật liệu tường.

Đất sau tường.

Chuyển vị tương đối giữa đất và tường...



Trong lý luận áp lực đất, người ta thường xét 3 loại áp lực sau:

áp lực đất chủ động

áp lực đất bị động

áp lực đất tĩnh

→ ứng với 3 loại chuyển vị tương đối giữa đất và tường.

áp

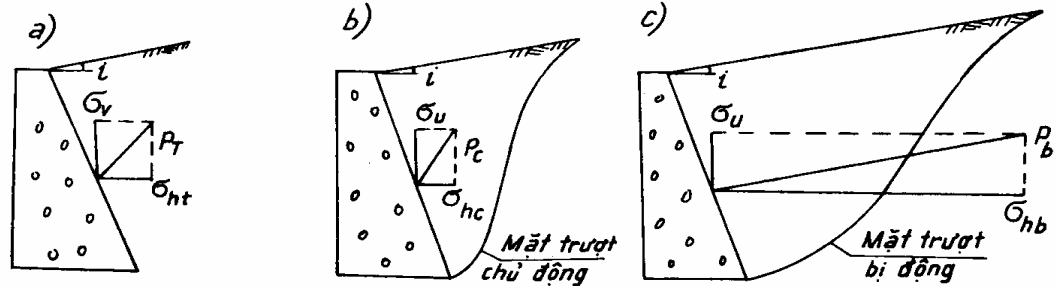
Trong chương này chỉ đề cập đến vấn đề cơ bản của áp lực đất lên tường chắn cứng → Tường không biến dạng

Thí nghiệm cho thấy:

+ Khi tường đứng yên: Đất sau tường ổn định → không bị biến dạng → áp lực lên tường → áp lực tĩnh → Điểm (a) trên biểu đồ.

+ Tường dịch chuyển ra ngoài → áp lực giảm dần. Theo Terzaghi khi tường dịch chuyển đoạn: $0.005 \div 1\% H$ ($H \rightarrow$ chiều cao tường) → thì xuất hiện các vết nứt trong đất. Khối đất sau tường sẽ bị trượt xuống theo các vết nứt này → ta gọi → mặt trượt chủ động. Áp lực lúc đó gọi: áp lực chủ động - $P_c \rightarrow$ Điểm (b).

+ Tường đi vào trong → đất nén lại → áp lực tăng dần. khi dịch chuyển đủ lớn (thường gấp nhiều lần so với chuyển vị ra ngoài để xuất hiện mặt trượt chủ động) → xuất hiện vết nứt → mặt trượt bị động - $P_b \rightarrow$ điểm (c)



* Kết quả thí nghiệm Terzaghi cho:

Xét σ_h/σ_v :

- + Tường đứng yên: → cát chặt = $0.4 \div 0.45$
→ cát xốp = $0.45 \div 0.50$
- + Mặt trượt chủ động = 0.25
- + Mặt trượt bị động = 4.

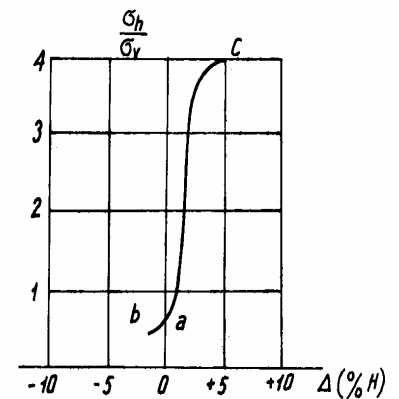
* Kết quả thí nghiệm Lambe:

Cho biết có thể ng/cứu áp lực chủ động bằng th/nghiệm nén 3 trục

+ Áp lực chủ động khi → cho giãn mẫu theo phương ngang khoảng: $0.5\% H$

+ Ép ngang mẫu đến $0.5\% H \rightarrow$ thì đến nửa giá trị bị động; áp lực bị động toàn bộ ép ngang đến $2\% H$; Đất rời xốp → ép → $15\% H \rightarrow$ đạt áp lực bị động.

- Áp lực đất lên tường ∈ Sự làm việc đồng thời giữa tường và nền đất, để xác định được áp lực lên tường cần có đầy đủ số liệu về đất, hoạt động nước ngầm, chuyển vị của tường...



§.2. Phương pháp xác định áp lực tĩnh của đất lên tường.

Để tính áp lực đất tĩnh, có thể dùng lý luận đàn hồi, tương tự như khi xét trạng thái ứng suất của phân tử đất trong hộp nén có thành cứng.

ở đây ứng suất bản thân của đất:

$$\sigma_{bt} = \gamma z \rightarrow \text{là ứ/s chính lớn nhất,}$$

áp lực đất tĩnh σ_0 thì đóng vai trò ứ/s chính nhỏ nhất.

Vì đất còn ở trạng thái cân bằng đàn hồi nên \rightarrow vòng tròn Mohr nằm dưới đường biểu diễn cường độ chống cắt.

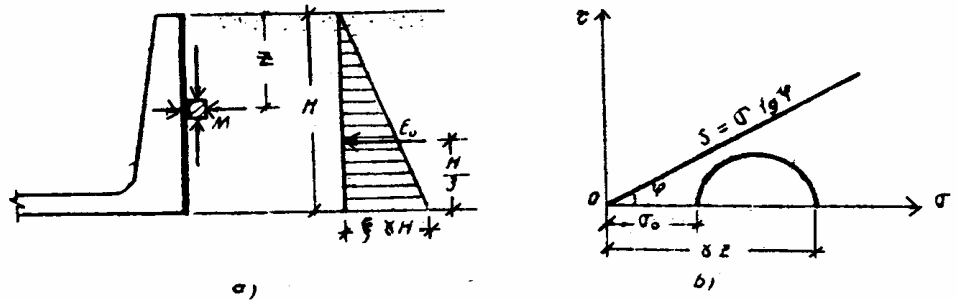
ứ/s đất tĩnh σ_0 có thể tính dựa vào khái niệm về hệ số nén hông $\rightarrow \sigma_0 = \gamma z \xi$

Vậy: Biểu đồ cường độ áp lực đất tĩnh \rightarrow có dạng tam giác \rightarrow có tổng:

$$E_0 = \frac{\gamma H^2}{2} \xi$$

ξ - Hệ số áp lực hông \rightarrow xác định bằng th/ng hoặc lấy theo bảng.

$$\xi = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0}$$



§.3. Phương pháp xác định áp lực chủ động và bị động của đất lên tường.

3.1. Lý luận cân bằng giới hạn:

1. Phương pháp của Rankine:

Giả thiết: Bỏ qua ma sát giữa đất và tường và không xét ảnh hưởng của lực dính. Không những xác định được giá trị áp lực tĩnh mà còn tìm ra biểu thức xác định được mọi trạng thái của đất trong đó có áp lực chủ động và bị động.

a. Nền đất rời: (c=0; phi ≠ 0):

mặt đất nghiêng góc i;

Lưng tường đứng.

Xét phân tố: \rightarrow

2 mặt // mặt thẳng đứng

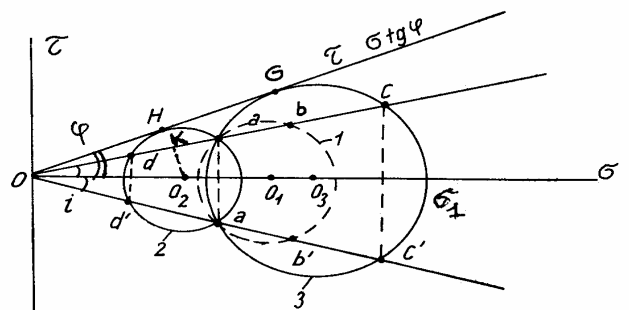
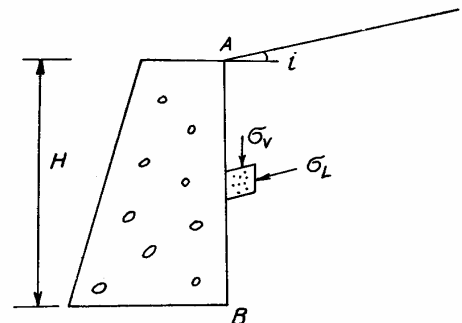
2 mặt // mặt đất.

Tường dịch chuyển, giá trị:

$$= \text{const}, \quad \sigma_{Lmin} \leq \sigma_L$$

$$\leq \sigma_{Lmax}$$

Vậy có vô số vòng tròn Mohr đi qua a



có tâm trên trục σ .

Vòng 1: σ_L bất kỳ.

Vòng 2: Trạng thái CBGH cực tiểu \rightarrow gây nên áp lực chủ động σ_{Lmin} lên tường.

Vòng 3: Trạng thái CBGH cực đại \rightarrow gây nên áp lực bị động σ_{Lmax} lên tường

$$\left| \begin{array}{l} \text{Với vòng 1: } \sigma_L = ob \\ \text{Với vòng 2: } P_c = \sigma_{Lmin} = od \\ \text{Với vòng 3: } P_b = \sigma_{Lmax} = oc \end{array} \right.$$

$$\frac{\sigma_{Lmin}}{\sigma_v} = \frac{od}{oa} = \frac{ok - kd}{ok + ka} \quad \text{Trong đó: } ok = oo_2 \cos i;$$

$$kd = ka = \sqrt{r^2 - o_2 k^2}; \quad r = oo_2 \sin \varphi; \quad o_2 k = oo_2 \sin i;$$

$$kd = ka = oo_2 \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 i}$$

$$\rightarrow p_c = \sigma_{Lmin} = \frac{\cos i - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 i}}{\cos i + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 i}} \sigma_v$$

Trọng lượng bản thân phân tố: $W = \gamma z b \cos i$

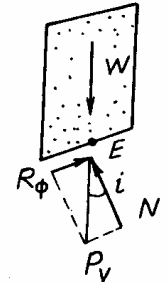
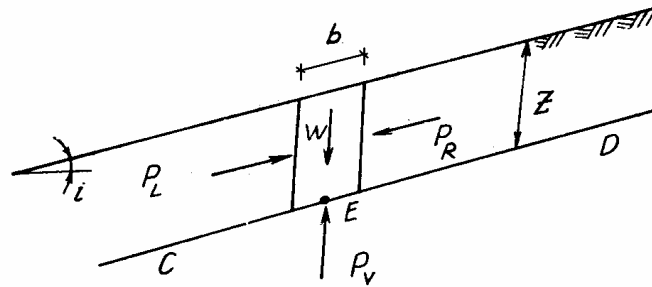
ứ/s trên đáy phân

tố

$$\sigma_v = w/b = \gamma z \cos i$$

$$\rightarrow p_c = \sigma_{Lmin} = \gamma z \lambda_c$$

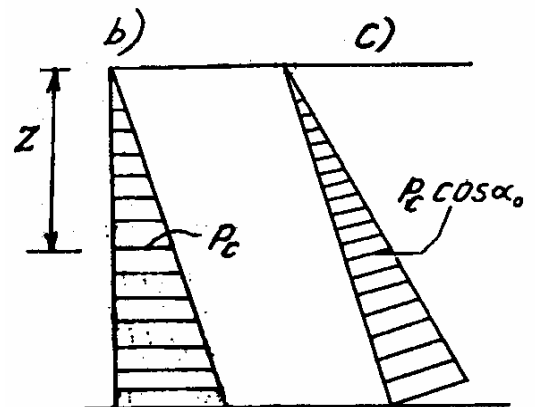
$\lambda_c \rightarrow$ hệ số áp lực chủ động



$$\lambda_c = \frac{\cos i - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 i}}{\cos i + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 i}} \cos i$$

Tổng áp lực chủ động của đất lên tường: Bằng diện tích biểu đồ áp lực chủ động

$$E_c = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda_c$$



+ Tương tự xét vòng tròn 3:

$$\rightarrow E_b = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda_b$$

+ Trường hợp mặt đất nằm ngang $i=0$, lưng tường thẳng đứng:

$\sigma_v = \gamma z \rightarrow$ trở thành ú/s chính trên mặt phẳng ngang.

Lúc đó
$$\lambda_c = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\lambda_b = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

• Trường hợp lưng tường nghiêng: $\alpha_0 \rightarrow$ 2 trường hợp:

Cách làm đơn giản:

Tạo ra các tường giả: BC
 Tính áp lực lên các tường đó.

áp lực thật sẽ là:

$$\alpha_0 > 0 \rightarrow E_c = E_{cx} + W$$

$$\alpha_0 < 0 \rightarrow E_c = E_{cx} - W$$

$E_{cx} \rightarrow$ áp lực chủ động trên đoạn BC.

+ Trường hợp áp lực bị động \rightarrow tương tự.

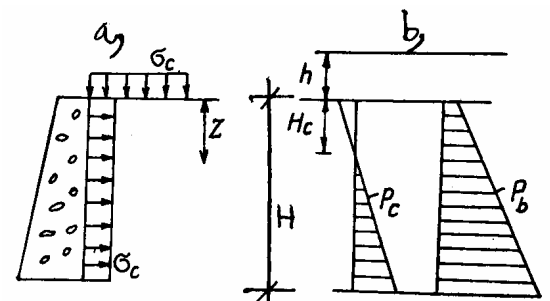
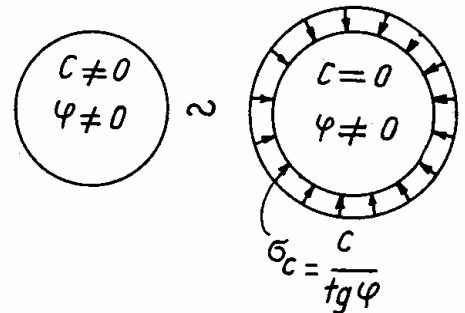
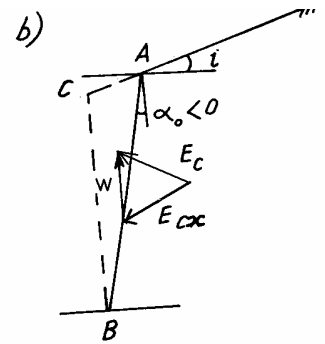
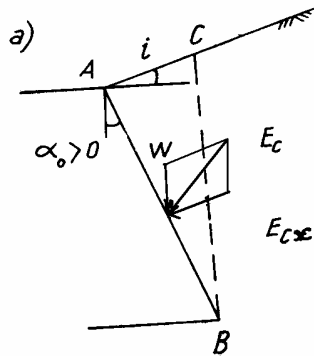
b. Nền đất dính: ($c \neq 0; \varphi \neq 0$):

Chuyển khối đất dính thành khối đất rời \rightarrow có cùng thể tích, hình dạng, góc ma sát trong và chịu tải trọng theo hướng pháp tuyến kín khắp bề mặt cường độ

$$\sigma_c = c / \operatorname{tg} \varphi$$

Tải nén trên mặt $\sigma_c = c / \operatorname{tg} \varphi$ được thay bằng

lớp đất có bề dày $h = \frac{c}{\gamma \operatorname{tg} \varphi}$



Coi tường kéo dài thêm 1 đoạn bằng h: → tính E_c như trên.

Kết quả:

$$p_c = \gamma(z+h) \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} = \gamma z \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - 2c \frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \rightarrow$$

$$p_c = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{tại } z = H_c \rightarrow p_c = 0$$

$$\text{Ta có: } H_c = \frac{2c}{\gamma} \frac{1}{\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

Tổng áp lực chủ động:

$$E_c = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c H \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2c^2}{\gamma}$$

Tương tự áp lực bị động:

$$p_b = \gamma \left(z + \frac{c}{\gamma \operatorname{tg} \varphi} \right) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \quad \text{hay}$$

$$p_b = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \operatorname{ctg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$E_b = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c H \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2c^2}{\gamma}$$

2. Phương pháp số của Xocolovxiki:

Thực tế cho thấy → sự có mặt của tường làm thay đổi đ/k làm việc của nền đất sau tường nhiều → do đó phải kể đến những đ/k biên ở mặt tiếp xúc giữa đất và tường → Đó chính là ma sát giữa đất và tường.

Vì bài toán áp lực đất lên tường chắn và bài toán ổn định của các nền đất về thực chất đều thuộc loại bài toán cân bằng của các khối đất nên để xác định áp lực chủ động và bị động của đất lên tường → cần xuất phát từ hệ phương trình đã trình bày trong chương 5: gồm → 2 ph/trình CB tĩnh
1 ph/trình CB G hạn.

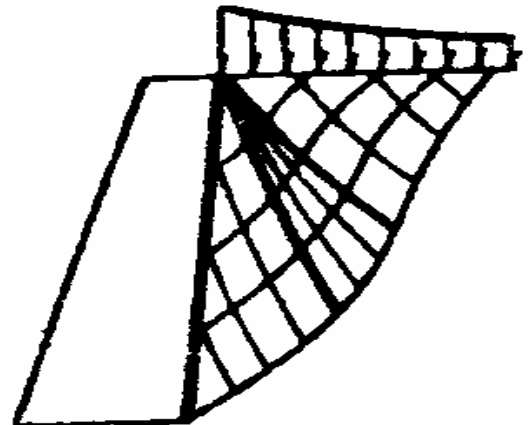
Đ/kiện c/bằng tĩnh:

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \gamma$$

$$\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = 0$$

Đ/kiện c/bằng giới hạn:

$$\sin^2 \varphi = \frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c \cot g \varphi)^2}$$



Xôcôlovski là người đầu tiên đã giải được hệ ph/trình này một cách chặt chẽ → Trường hợp tổng quát đường trượt gồm 2 họ đường cong như hình vẽ. Tuy nhiên do phức tạp về tính toán cụ thể nên → cũng chỉ có các biểu thức giải tích hoặc lập bảng sẵn cho một số trường hợp nhất định mà thôi.

Trường hợp: → mặt đất nằm ngang

Lưng tường thẳng đứng

ma sát giữa đất và tường bằng không

Kết quả trùng với Rankine

3.2. Phương pháp dùng mặt trượt giả định của Coulomb:

Khối trượt của đất sau tường: giới hạn bởi mặt lưng tường và mặt trượt đi qua chân tường.

G/thiết:

Mặt trượt phẳng

Khối trượt được xem như vật thể tự do → áp lực chủ động là trị số lớn nhất trong các trị số áp lực chủ động có thể có; áp lực bị động là trị số nhỏ nhất trong các trị số áp lực bị động có thể có. → thiên về an toàn.

1. Áp lực chủ động của đất rời lên tường chắn: ($c=0$; $\varphi \neq 0$)

→ Khi tường dịch chuyển ngang, hoặc quay ra phía ngoài: Khối trượt ABC có xu hướng trượt từ trên xuống.

→ Các lực tác dụng:

W trọng lượng

Phản lực R (lệch một góc bằng góc ma sát trong φ)

Phản lực lưng tường = áp lực chủ động E_c

(lệch một góc bằng góc ma sát ngoài ω)

Hệ lực phải tạo thành tam giác lực khép kín.

Theo t/chất của Δ :
$$E = \frac{W \sin \theta}{\sin(\psi + \theta)}$$

Trong đó : $\theta = \varepsilon - \varphi$

$\psi = \pi - (\beta + \omega)$

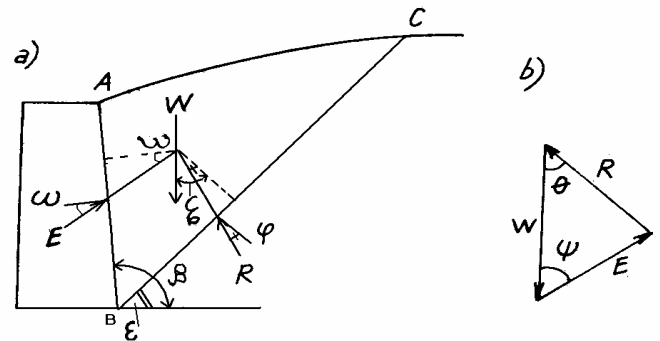
Khi $\varepsilon = \beta \rightarrow W = 0 \rightarrow E = 0$

Khi $\varepsilon = \varphi \rightarrow \theta = 0 \rightarrow \sin \theta = 0 \rightarrow E = 0$

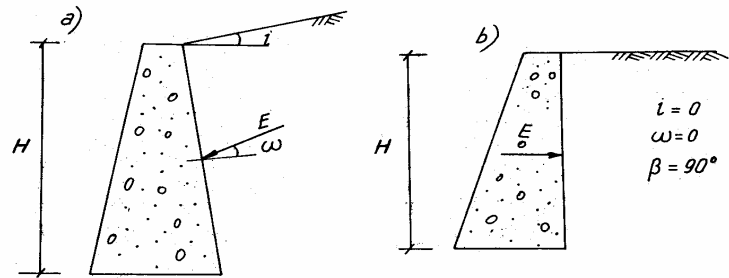
vậy khi ε biến thiên trong khoảng từ φ đến β thì có một lúc E đạt trị số lớn nhất.

+Khảo sát cực trị của hàm số $E = f(\varepsilon) \rightarrow$ Phương pháp giải tích.

+Phương pháp đồ thị: vẽ hàm $E = f(\varepsilon)$ với một số giá trị $\varepsilon \rightarrow$ Tìm cực trị.



Trường hợp mặt đất phẳng nghiêng 1 góc i so với phương ngang:

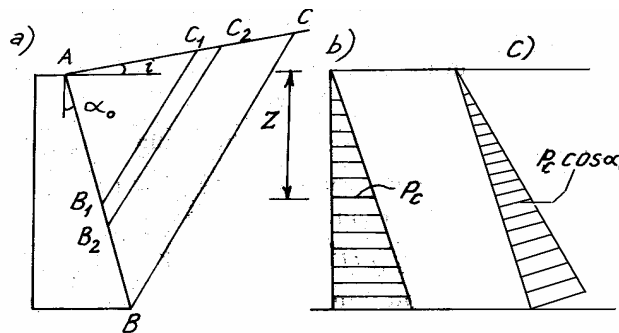


$$E_c = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda_c$$

$$\lambda_c = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \alpha \cos(\omega + \beta) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \omega) \sin(\varphi - i)}{\cos(\omega + \beta) \cos(i - \beta)} \right]^2}$$

Trường hợp lưng tường thẳng đứng: $\beta = 90^\circ$; $i = \omega = 0$ hệ số áp lực chủ động $\lambda_c = \operatorname{tg}^2 \left[45^\circ - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right]$

+ Dụng biểu đồ cường độ áp lực chủ động lên tường: $G/\text{thiết} \rightarrow$ Các khối trượt cục bộ xảy ra đồng dạng với khối trượt tổng thể ABC.



Khối trượt cục bộ AB_1C_1 và AB_2C_2 cho các giá trị: E_{c1} và E_{c2} .
áp lực trung bình:

$$p_c^{tb} = (E_{c2} - E_{c1}) / \Delta_z = \Delta E_c / \Delta_z$$

áp lực đất lên tường ở độ sâu z ;

$$p_c = \frac{dE_c}{dz} = \frac{d\left(\frac{1}{2} \gamma z^2 \lambda_c\right)}{dz} = \gamma z \lambda_c$$

Biểu đồ có dạng tam giác:

Tại đỉnh tường $P_{c0} = 0$; Tại chân tường $P_{cH} = \lambda_c \gamma Z$

Có thể biểu diễn theo lưng tường như hình (c)

2. Áp lực chủ động của đất dính lên tường chắn: ($c \neq 0$; $\varphi \neq 0$)

Lập luận tương tự như trên → thêm: Lực dính trên mặt trượt
Lực dính trên lưng tường.

Thực tế để đỡ phức tạp người ta chỉ xét lực dính trên mặt trượt.

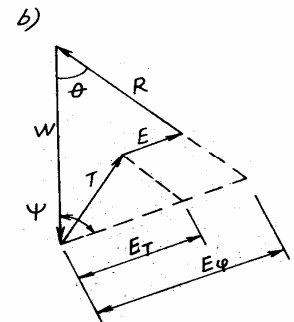
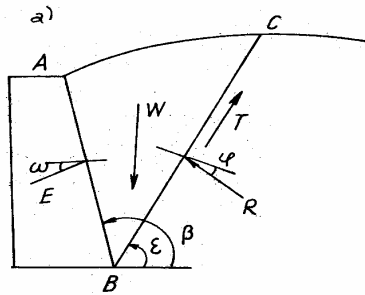
Đa giác lực khép kín

→ E_c

Lực dính làm giảm áp lực chủ động của đất lên tường chắn.

$$E = E_\varphi - E_T$$

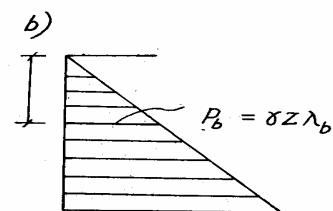
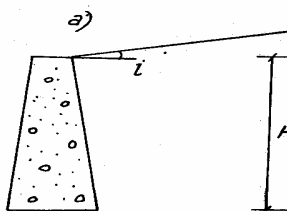
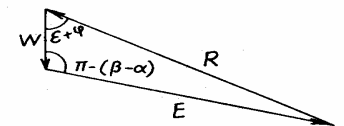
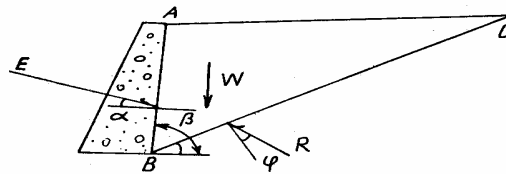
E_T là phần ảnh hưởng của lực dính.



$$E_\varphi = W \frac{\sin \theta}{\sin(\psi + \theta)}; \theta = \varepsilon - \varphi; \psi = \pi - (\beta + \omega)$$

$$E_T = T \frac{\cos \varphi}{\sin(\psi + \theta)}$$

3. Áp lực bị động của đất lên tường chắn.



Tương tự → $E_b = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda_b$

λ_b Hệ số áp lực bị động
 Lung tường thẳng đứng ($\beta=90^\circ$ $i=\infty$ $=0$)

$$E_b = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$$

Biểu đồ áp lực bị động có dạng tam giác

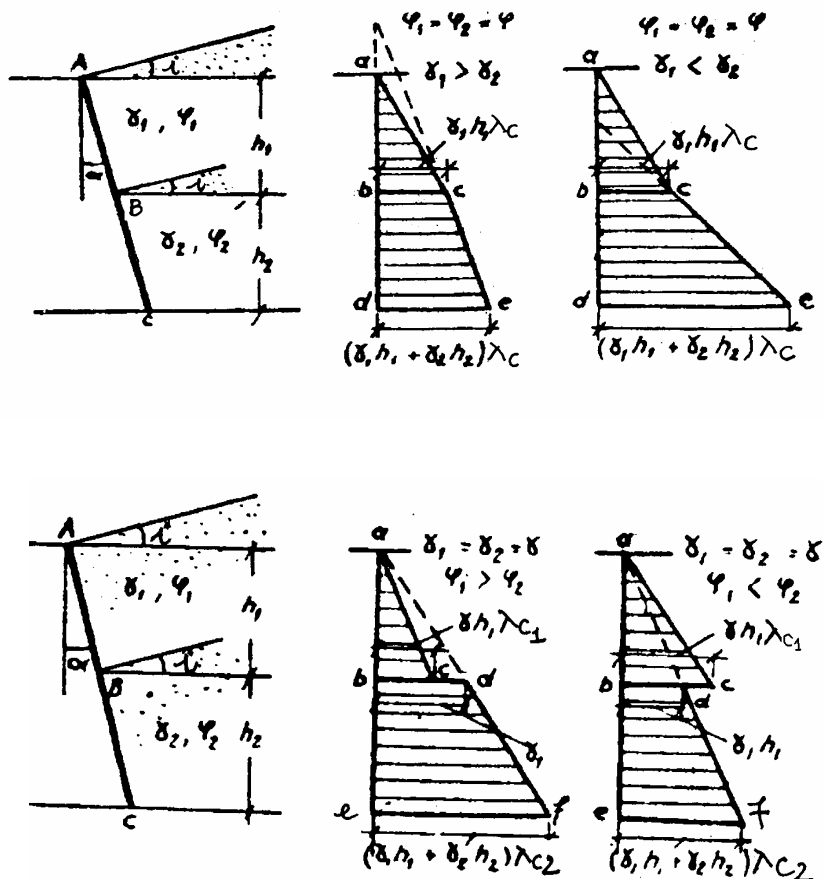
Nhận xét: Tính theo Cu lông kết quả E_c có độ chính cao
 E_b kết quả sai số đáng kể.

§.4. áp lực đất lên tường chắn trong một số trường hợp riêng.

1. Nên không đồng nhất: → Đất sau tường gồm nhiều lớp.

xét trường hợp đơn giản mái đất song song → dùng phương pháp gần đúng
 Đoạn tường trên làm bình thường → coi như 1 tường độc lập.
 Đoạn dưới vẽ bằng cách xem lớp 1 là tải ngoài phân bố đều và liên tục và
 đổi nó thành lớp một lớp đất có cùng trọng lượng đơn vị như lớp đất đang
 xét

kết quả như sau:

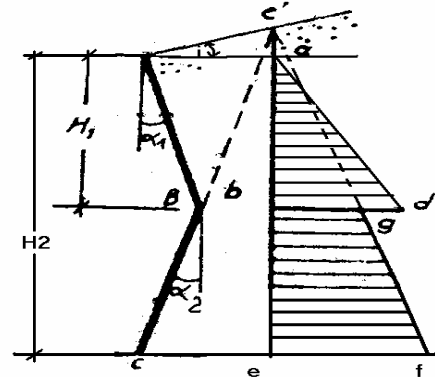


2. Trường hợp lưng tường gãy khúc:

Giả thiết kéo dài tường.

Đoạn AB coi như 1 tường độc lập → chiều cao H_1 → tính bình thường

Đoạn BC tính toán với tường CC' → sau đó bỏ phần tương ứng với đoạn tường giả định BC' → Khi góc dốc lưng tường giữa đoạn trên và dưới chênh nhau $> 10^\circ$ thì cách tính này → có sai số khá lớn → phải hiệu chỉnh



3. Trường hợp trong đất đắp có nước:

Với các công trình cảng, thủy lợi và một số công trình khác → đất đắp sau tường chắn thường có nước.

3.1 Mái đất nằm ngang: $i = 0$

Do ảnh hưởng của nước ngầm → nên các chỉ tiêu cơ lý của đất trên và dưới mực nước có khác nhau → vậy cần phải xác định các chỉ tiêu tính toán thích hợp.

Đất trên nước ngầm → dùng dung trọng tự nhiên.

Đất dưới nước ngầm → dùng dung trọng đẩy nổi.

Đối với đất cát ít có ảnh hưởng đến φ → tính toán dùng φ chung cho trên và dưới.

Đối với đất dính: Lực dính c thay đổi nhiều khi W thay đổi nên phải hết sức thận trọng khi chọn c trong tính toán.

→ Sau đó tính như nền 2 lớp mà mặt phân cách là nước ngầm.

Để tính áp lực nước lên tường → Dùng các phương pháp xác định áp lực thủy tĩnh.

3.2 Mái đất nghiêng: $i \neq 0$ nếu không lớn lắm → tính như trên

Nếu lớn → tham khảo chuyên đề.

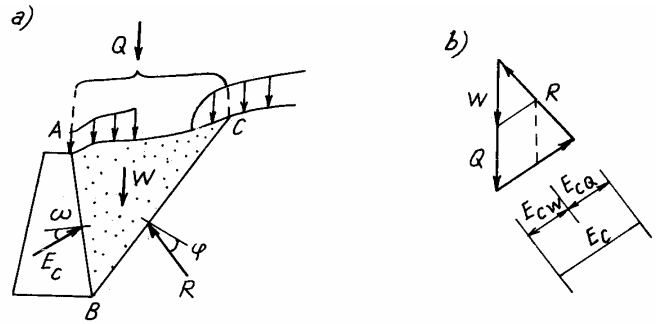
4. Trường hợp trên mặt nền có tải trong tác dụng:

Có tải trên mặt → làm tăng lực đẩy của đất vào tường

Có thể làm thay đổi hình dáng.

Tuy nhiên trong tính toán người ta cho rằng tải trọng đó không làm thay đổi vị trí của mặt trượt nguy hiểm nhất trường hợp mặt đất tự do

W: Trọng lượng khối đất.
 Q: Tổng tải trọng tác dụng trong phạm vi khối trượt



Đa giác lực khép kín

E_{cw} → do đất

E_{cQ} → do Q

$E_c = E_{cw} + E_{cQ}$ vì $(E_c / E_{cw}) = (w + Q) / W$ nên $E_c = E_{cw} [1 + (Q + W) / W]$ *

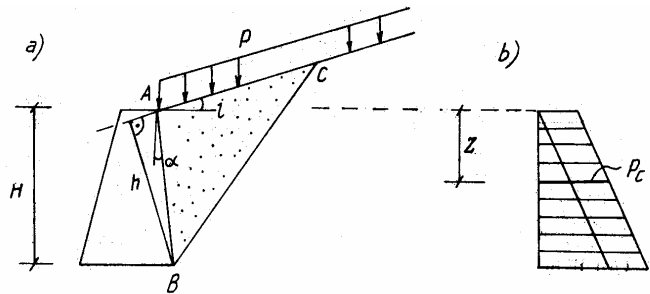
Trường hợp mặt đất phẳng, nghiêng 1 góc i , tải phân bố đều → cường độ p

$W = \gamma AC h / 2$

$Q = p AC \cos i$

Thay vào * ta có:

$$E_c = E_{cw} \left[1 + \frac{2p \cos i}{\gamma h} \right]$$



$$h = H \cos(i - \alpha) / \cos \alpha \rightarrow E_c = E_{cw} \left[1 + \frac{2p \cos i \cos \alpha}{\gamma H \cos(i - \alpha)} \right]$$

$$\rightarrow \text{hay } E_c = \left[1 + \frac{2p}{\gamma H (1 + \text{tg} i \text{tg} \alpha)} \right] \frac{\gamma H^2 \lambda_c}{2}$$

Thay H bằng z và đạo hàm của E_c theo z ta được cường độ áp lực đất chủ động tác dụng lên tường tại độ sâu z

$$p_a = \frac{dE}{dz} = \gamma z \lambda_c + \frac{q}{1 + \text{tg} \alpha \text{tg} i} \lambda_c$$

Ta thấy biểu đồ gồm 2 phần:

Diện tích phần tam giác biểu thị

E_{cw} → khi trên mặt không có tải

Diện tích phần chữ nhật biểu thị

E_{cQ} → áp lực tăng thêm do tải đặt trên mặt

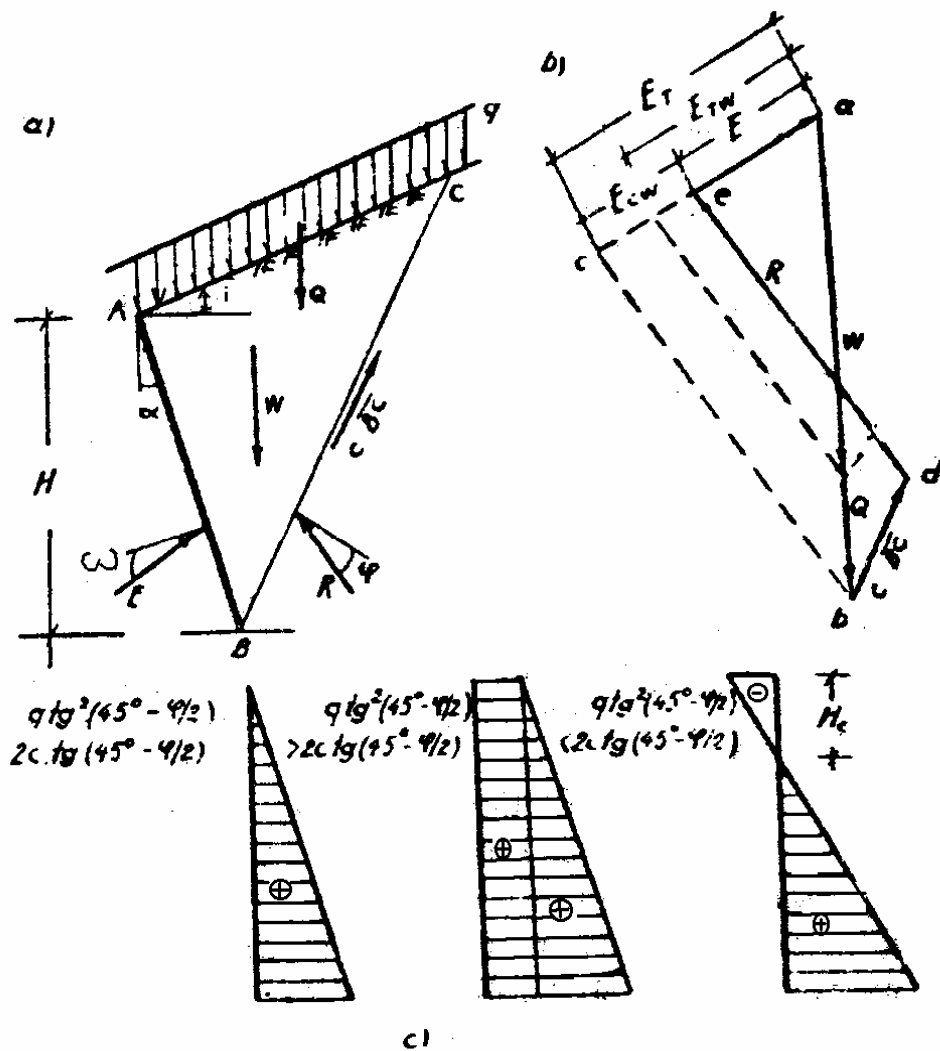
Nếu góc i và α ngược với hình vẽ trên thì lấy giá trị âm.

Trường hợp đặc biệt: $i = \alpha = \omega = 0$

$$\rightarrow \lambda_c = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$$

$$p_c = (\gamma z + p) \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$$

Trường hợp đất dính:



$$E = \frac{\gamma H^2}{2} \left(1 + \frac{2 \times q}{\gamma H} \right) \lambda_a - C \times c \times H$$

$$C = \frac{\cos \varphi}{\cos^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi + \alpha}{2} \right)}$$

Cường độ áp lực đất P_c tính theo biểu thức:

$$p_a = \frac{dE}{dz} = \gamma z \lambda_c + q \lambda_c - Cc$$

Trường hợp $i=\omega=\alpha = 0$

$$E = \frac{\gamma H^2}{2} \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) + qH \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2Hc \text{tg}(45^\circ - \varphi/2)$$

$$p_a = \gamma z \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) + q \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \text{tg}(45^\circ - \varphi/2) *$$

Nếu biểu đồ $2c \text{tg}(45^\circ - \varphi/2) =$ biểu đồ $q \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ → Dạng tam giác

Nếu biểu đồ $2c \text{tg}(45^\circ - \varphi/2) <$ biểu đồ $q \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ → Dạng hình thang

Nếu biểu đồ $2c \text{tg}(45^\circ - \varphi/2) >$ biểu đồ $q \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ → Dạng tam giác đối đỉnh nhau.

Tuy nhiên đất chịu kéo kém nên áp lực trong đoạn → coi bằng không

$$\text{Cho } p_a \text{ ở } * = 0 \text{ và thay } z = H_c \rightarrow H_c = \frac{2c}{\gamma \text{tg}(45^\circ - \varphi/2)} - \frac{q}{\gamma}$$

LỜI NÓI ĐẦU

Giáo trình cơ học đất - địa chất được biên soạn làm cơ sở cho việc giảng dạy và học tập môn học Cơ học đất và địa chất công trình của học viên hệ trung học cầu đường của trường Trung học Cầu đường và dạy nghề thuộc Tổng công ty xây dựng Trường Sơn.

Giáo trình gồm 8 chương:

Chương 1. Các tính chất vật lý của đất

Chương 2. Các tính chất cơ học của đất

Chương 3. Phân bố ứng suất trong đất

Chương 4. Biến dạng lún của nền

Chương 5. Sức chịu tải của đất nền

Chương 6. Ổn định của mái đất

Chương 7. Áp lực đất lên tường chắn

Chương 8. Khái niệm địa chất tự nhiên và địa chất công trình

Phần phụ lục. Thí nghiệm xác định một số chỉ tiêu vật lý của đất

Khi biên soạn giáo trình, chúng tôi đã dựa vào tiêu chuẩn kỹ thuật công trình giao thông đường bộ và các giáo trình địa chất công trình, giáo trình cơ học đất đã và đang được giảng dạy tại các trường chuyên nghiệp ngành Giao thông vận tải.

Trong quá trình biên soạn, chúng tôi đã nhận được nhiều ý kiến đóng góp quý báu của các đồng nghiệp để xây dựng nội dung cuốn giáo trình. Song do trình độ có hạn, nên trong giáo trình không tránh khỏi các thiếu sót. Rất mong các đồng chí tiếp tục đóng góp các ý kiến để chúng tôi tu chỉnh nội dung giáo trình hoàn chỉnh hơn nhằm đáp ứng được yêu cầu giảng dạy và học tập trong nhà trường.

TÁC GIẢ

BÀI MỞ ĐẦU

1. Đối tượng nghiên cứu của môn học

Đối tượng nghiên cứu của môn học là đất đá thiên nhiên lớp trên cùng của vỏ trái đất. Đối với ngành xây dựng các công trình giao thông cần phải nắm vững những khái niệm cơ bản về địa chất công trình, quá trình hình thành đất tạo ra nhiều loại đất có tính chất khác nhau.

Đất không phải là vật thể liên tục, mà là vật thể do nhiều hạt khoáng vật bé, có kích thước khác nhau hợp thành. Các hạt này tạo thành một khung kết cấu có nhiều lỗ hổng, trong đó thường chứa nước và khí. Trong khung kết cấu, các hạt đất có thể sắp xếp rời rạc hoặc được gắn kết liên với nhau bởi những liên kết yếu hơn rất nhiều so với cường độ bản thân hạt.

Chính những đặc điểm đó làm cho đất có những tính chất khác hẳn so với các vật liệu khác, đồng thời làm cho các hiện tượng cơ học xảy ra trong đất theo những quy luật đặc thù riêng.

Để sử dụng đất vào xây dựng công trình giao thông được tốt, cần phải xác định được sức chịu tải và biến dạng của đất dưới tác dụng của tải trọng và áp lực của nó lên các vật chấn.

2. Nội dung và đặc điểm của môn học

Cơ học đất - địa chất là môn học khoa học nghiên cứu các quá trình địa chất tự nhiên và các quá trình cơ học xảy ra trong đất dưới ảnh hưởng của các tác dụng bên trong và bên ngoài, tìm ra các quy luật tương ứng và vận dụng các quy luật đó để giải quyết các vấn đề có liên quan đến việc xây dựng công trình giao thông.

Nhiệm vụ của môn học là xác định quy luật hoạt động của các hiện tượng địa chất tự nhiên tác dụng đến công trình xây dựng. Việc xác định các quy luật cơ bản của các quá trình cơ học xảy ra trong đất và các đặc trưng tính toán của đất là một vật thể phân tán phức tạp, nghiên cứu trạng thái ứng suất biến dạng của đất ở các giai đoạn biến dạng khác nhau, giải quyết các vấn đề về cường độ chịu tải và ổn định của các khối đất cũng như vấn đề áp lực của đất lên vật chấn.

Đặc điểm của môn học là nghiên cứu một đối tượng rất phức tạp, gồm nhiều thành phần với các tính chất khác nhau, đồng thời lại phụ thuộc chặt chẽ với các điều kiện xung quanh. Chính vì vậy trong khi nghiên cứu môn học thì bên cạnh việc sử dụng phương pháp lý thuyết còn phải hết sức coi trọng phương pháp thực nghiệm ở trong phòng thí nghiệm và ngoài hiện trường.

MỤC LỤC

MỤC	NỘI DUNG	TRANG
	LỜI NÓI ĐẦU	5
	BÀI MỞ ĐẦU	6
Chương 1	CÁC TÍNH CHẤT VẬT LÝ CỦA ĐẤT	7
1.1	Sự hình thành đất	7
1.2	Các thành phần chủ yếu của đất	7
1.3	Kết cấu của đất	9
1.4	Các chỉ tiêu vật lý của đất	10
1.5	Các chỉ tiêu trạng thái của đất	13
1.6	Phân loại đất	15
	Câu hỏi bài tập	15
Chương 2	CÁC TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA ĐẤT	16
2.1	Tính chất chịu nén của đất	16
2.2	Tính chất thấm của đất	20
2.3	Cường độ chống cắt của đất	21
2.4	Tính chất đàn nén của đất đắp	24
	Câu hỏi bài tập	24
Chương 3	PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT	25
3.1	Khái niệm	25
3.2	Phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây ra	25
3.3	Phân bố ứng suất do tải trọng ngoài gây nên trong nền đồng nhất	26
3.4	Phân bố ứng suất do tải trọng ngoài gây nên trong nền không đồng nhất	37
3.5	Phân bố ứng suất tiếp xúc dưới đáy móng	38
	Câu hỏi bài tập	40
Chương 4	BIẾN DẠNG LÚN CỦA NỀN	41
4.1	Khái niệm	41
4.2	Tính lún cuối cùng theo quy phạm 22 – TCN – 18 -79	41
4.3	Tính lún theo phương pháp cộng lún từng lớp	42
	Câu hỏi bài tập	45
Chương 5	SỨC CHỊU TẢI CỦA ĐẤT NỀN	46
5.1	Khái niệm	46
5.2	Xác định tải trọng tới đèo	46

5.3	Xác định tải trọng giới hạn	47
5.4	Quy định sức chịu tải của đất nền	51
5.5	Kiểm toán cường độ đất nền	53
	Câu hỏi bài tập	55
Chương 6	ỔN ĐỊNH CỦA MÁI ĐẤT	56
6.1	Khái niệm	56
6.2	Ổn định của mái đất dính	56
6.3	Ổn định của mái đất rời	59
6.4	Các biện pháp đề phòng và chống đất trượt	61
	Câu hỏi bài tập	64
Chương 7	ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN	65
7.1	Khái niệm	65
7.2	Xác định áp lực đất lên tường chắn	66
	Câu hỏi bài tập	73
Chương 8	KHÁI NIỆM ĐỊA CHẤT TỰ NHIÊN VÀ ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH	74
8.1	Tác dụng của phong hóa	74
8.2	Tác dụng địa chất của mương xói	75
8.3	Tác dụng địa chất của dòng sông	76
8.4	Tác dụng địa chất của biển và hồ	77
8.5	Đầm lầy	79
8.6	Hiện tượng Kás-tơ	79
8.7	Hiện tượng cát chảy	80
8.8	Hiện tượng đất trượt	80
8.9	Khái niệm về khảo sát địa chất công trình	81
	Câu hỏi bài tập	82
	Hướng dẫn thí nghiệm các chỉ tiêu cơ lý của đất	85
	Tài liệu tham khảo	91

Chương 1 **CÁC TÍNH CHẤT VẬT LÝ CỦA ĐẤT**

1.1. Sự hình thành đất

Thành phần chủ yếu của đất là các hạt đất, các hạt đất có kích thước to nhỏ khác nhau, chúng được tạo nên do sự phá hoại các tầng lớp đất đá ban đầu bởi các tác dụng vật lý, hoá học, quá trình này gọi là quá trình phong hoá. Quá trình phong hoá đất đá được phân làm ba loại là: Phong hoá vật lý, Phong hoá hoá học và phong hoá sinh học. Ba loại phong hoá trên thường tác dụng đồng thời trong thời gian dài làm cho các lớp đá trên mặt bị vỡ vụn, sau đó do tác dụng của dòng nước của gió làm các hạt đó bị cuốn đi nơi khác. Tùy theo kích thước các hạt to nhỏ mà trong quá trình di chuyển chúng lắng đọng lại hoặc rơi xuống tạo thành các tầng lớp đất khác nhau. Quá trình di chuyển và lắng đọng sản phẩm phong hoá gọi là trầm tích, ba phần tư bề mặt lục địa được bao phủ bởi các lớp đất đá trầm tích, phần còn lại là các vùng còn giữ được thành phần khoáng chất như đá gốc hoặc thay đổi ít.

Các hạt lắng đọng chồng chất lên nhau, giữa chúng không có lực liên kết đó là các lớp đất cát, cuội, sỏi, loại này nói chung là đất rời. Các hạt nhỏ với kích thước vài phần nghìn mm thường có tính keo dính và tích điện, khi lắng đọng chúng liên kết với nhau thành các tầng đất gọi chung là đất dính hoặc đất sét.

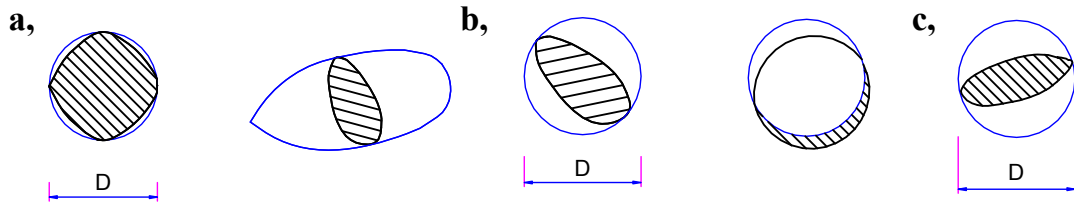
1-2. Các thành phần chủ yếu của đất

Thành phần chủ yếu của đất là các hạt đất, Các hạt đất có kích thước và hình dáng khác nhau nên khi sắp xếp với nhau sẽ tồn tại các khe rỗng, các khe rỗng này trong tự nhiên thường có nước và không khí. Nước và không khí trong các khe rỗng có ảnh hưởng đáng kể đến các tính chất của đất vì vậy khi nghiên cứu đất phải xét tới các phần này, vì vậy đất là vật thể ba pha: Pha cứng là hạt đất, Pha lỏng là nước trong khe rỗng, pha khí là khí trong khe rỗng.

1.2.1. Hạt đất

Hạt đất là thành phần chủ yếu của đất. Khi chịu lực tác dụng bên ngoài lên mặt đất thì các hạt đất cùng chịu lực, vì vậy người ta gọi tập hợp các hạt đất là khung cốt của đất. Các hạt đất có hình dạng và kích thước khác nhau tùy thuộc vào tác động của quá trình phong hoá và quá trình di chuyển, lắng đọng.

Để phân loại và gọi tên các hạt đất, người ta dùng khái niệm đường kính trung bình của hạt, đây là đường kính của vòng tròn bao quanh tiết diện lớn nhất của hạt đất ấy (hình 1-1)



Hình 1.1

Theo quy trình quy phạm hiện nay tên các hạt đất được gọi theo bảng 1-1

Bảng 1-1: Tên hạt đất gọi theo đường kính trung bình

TÊN HẠT ĐẤT	KÍCH THƯỚC HẠT (MM)
Đá tảng	> 200
Hạt cuội	200 – 10
Hạt sỏi	10 – 2
Hạt cát	2 – 0.1
Hạt bụi	0.1 – 0.005
Hạt sét	< 0.005

Các hạt đất có kích thước càng lớn thì thành phần khoáng vật càng giống đá gốc còn các hạt có kích thước càng nhỏ thì các thành phần khoáng vật bị biến chất và được gọi là khoáng vật thứ sinh.

Những hạt lớn như cát, cuội, sỏi có thành phần khoáng vật giống đá gốc, khi sắp xếp cạnh nhau thì giữa chúng không có lực liên kết loại này gọi chung là đất hạt rời.

Khi số lượng các hạt sét và hạt keo có một tỷ lệ nhất định ở trong đất thì có hiện tượng các hạt dính kết với nhau thành từng lớp hoặc từng khối, loại này gọi chung là đất dính.

1.2.2. Nước trong đất

Nước trong đất có ảnh hưởng lớn đến tính chất chịu lực của đất, nước được tồn tại trong đất dưới nhiều dạng khác nhau, với mỗi dạng đều có ảnh hưởng nhất định đến các tính chất khác nhau của đất người ta phân ra làm ba dạng sau

a, Nước trong khoáng vật của hạt đất

Đây là loại nước nằm trong tinh thể khoáng vật của hạt đất, nó tồn tại dưới dạng phân tử H_2O hoặc ở dạng i-on H^+ và OH^- . Loại nước này ít ảnh hưởng đến tính chất cơ học của đất.

b, Nước kết hợp mặt ngoài của đất

Đây là loại nước được giữ lại trên bề mặt hạt đất dưới tác dụng của các lực hoá lý. Tùy theo mức độ kết hợp mạnh yếu khác nhau thì được phân thành 2 loại:

- Nước hút bám: Là loại nước bám rất chặt vào ngay mặt ngoài hạt đất, nó không thể trực tiếp di chuyển từ hạt này sang hạt khác mà chỉ di chuyển dưới dạng bay hơi.

- Nước màng mỏng: Là loại nước bao ở phía ngoài nước hút bám. Loại nước này ít ảnh hưởng đến tính chất cơ học của đất.

c, Nước tự do

Đây là loại nước nằm ngoài phạm vi lực hút phân tử, loại này được phân thành 2 loại là: Nước trọng lực và nước mao dẫn.

- Nước trọng lực: Là nước tự nhiên nằm trong các khe hổng của đất, nó có thể di chuyển từ nơi này sang nơi khác dưới tác dụng của trọng lực, thường được gọi là nước ngầm hoặc nước mạch. Khi chảy qua các lỗ hổng, với tốc độ thấm lớn nó có thể sinh ra áp lực thuỷ động lên các hạt đất.

- Nước mao dẫn: là nước dâng lên theo các đường lỗ hổng giữa các hạt đất dưới tác dụng của lực mao dẫn. Nước mao dẫn làm tăng độ ẩm của đất, làm giảm sức chịu tải của nền, làm tăng trọng lượng riêng của đất.

Loại nước này có ảnh hưởng đáng kể đến các tính chất cơ học của đất.

1.2.3. Khí trong đất

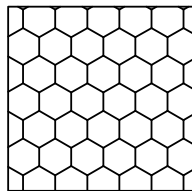
Nếu trong các lỗ hổng của đất không có nước thì khí chiếm chỗ trong các lỗ hổng ấy. Trong đất có hai loại khí là khí tự do và khí hoà tan trong nước. Nói chung thành phần của khí ít ảnh hưởng đến tính chất cơ học của đất, nó chỉ ảnh hưởng đến tính thấm nước của đất, cản trở dòng thấm của nước.

1.3. Kết cấu của đất

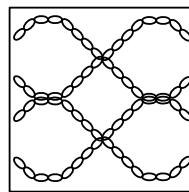
Kết cấu của đất là sự sắp xếp các hạt đất với nhau, có ảnh hưởng đáng kể tới các tính chất vật lý và cơ học của đất. Kết cấu của đất phụ thuộc vào quá trình hình thành và tồn tại rất lâu nên rất đa dạng. Người ta thường phân kết cấu của đất thành ba loại sau:

1.3.1. Kết cấu hạt đơn

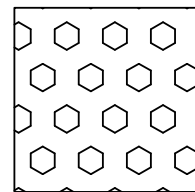
Loại này được hình thành do sự chìm lắng các hạt tương đối lớn trong môi trường nước. Những hạt này được sắp xếp cạnh nhau, giữa chúng không có lực liên kết (hình 1-2a)



a,



b,



c,

Hình 1.2

Kết cấu hạt đơn thường thấy trong các loại đất bụi, đất cát và cuội sỏi.

Kết cấu hạt đơn còn được phân ra là kết cấu xốp và kết cấu chặt

- Kết cấu xốp là sự sắp xếp các hạt một cách rời rạc, giữa chúng thường có lỗ hổng lớn. Loại đất này chịu lực yếu, gây lún lớn.

- Kết cấu chặt là sự sắp xếp các hạt liên khít và được chèn chặt với nhau. Loại đất này có hệ số rỗng nhỏ, sức chịu tải lớn và ít lún.

1.3.2. Kết cấu tổ ong

Các trầm tích gồm các hạt tương đối nhỏ, khi lắng đọng trọng lượng các hạt không đủ thắng được các lực tác dụng tương hỗ giữa chúng với nhau, các hạt bám vào nhau khi lắng xuống tạo thành nhiều lỗ hổng như tổ ong (hình 1-2b)

1.3.3. Kết cấu bông

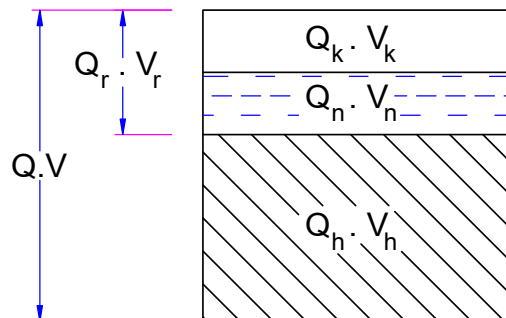
Các hạt kích thước rất nhỏ (hạt sét, hạt keo) thường lơ lửng trong nước trong một thời gian nhất định, sau đó chúng kết hợp với nhau rồi lắng xuống tạo thành các đám như bông (hình 1-2c)

1.4. Các chỉ tiêu vật lý chủ yếu của đất

Đất gồm có ba phần là hạt đất, nước và khí. Tỷ lệ giữa ba thành phần này sẽ gián tiếp cho biết đất là rỗng hay chặt, nặng hay nhẹ, khô hay ướt

Xét một mẫu đất có trọng lượng là Q và có thể tích là V . Tương đương phần hạt nén chặt không còn lỗ rỗng có trọng lượng là: Q_h và thể tích là V_h . Phần nước trong đất có trọng lượng Q_n và thể tích V_n . Phần khí trong đất có trọng lượng Q_k và thể tích là V_k .

Phần rỗng của đất có trọng lượng là Q_r và thể tích là V_r (hình 1-3)



Các chỉ tiêu vật lý của đất: có 9 chỉ tiêu

Hình 1.3

1.4.1. Trọng lượng riêng của đất.

a, Trọng lượng riêng tự nhiên:

Là trọng lượng của một đơn vị thể tích đất ở trạng thái tự nhiên ký hiệu: γ , công thức xác định:

$$\gamma = \frac{Q}{V} \quad (\text{kN/m}^3; \text{T/m}^3) \quad (1.1)$$

b, Trọng lượng riêng no nước:

Là trọng lượng của một đơn vị thể tích đất ở trạng thái no nước (là trạng thái mà các lỗ hổng trong đất đều chứa đầy nước) ký hiệu: γ_{mn}

Công thức xác định

$$\gamma_{mn} = \frac{Q_{mn}}{V} = \frac{Q_h + Q_n}{V} \quad (\text{kN/m}^3; \text{T/m}^3) \quad (1.2)$$

Trong đó: Q_n : là trọng lượng nước lấp đầy các lỗ rỗng

c, Trọng lượng riêng đẩy nổi:

Là trọng lượng của một đơn vị thể tích đất nằm dưới mặt nước tự do, ở trạng thái này đất chịu tác dụng của lực đẩy nổi Ac-si-mét, ký hiệu: $\gamma_{đn}$

Công thức xác định:

$$\gamma_{đn} = \frac{Q_h - \gamma_n \cdot V_h}{V} \quad (\text{kN/m}^3; \text{T/m}^3) \quad (1.3)$$

Trong đó:

γ_n : là trọng lượng đơn vị của nước ($\gamma_n \approx 10 \text{ kN/m}^3$)

d, *Trọng lượng riêng khô:*

Là trọng lượng của hạt đất trong một đơn vị thể tích đất ký hiệu: γ_k , công thức

xác định:
$$\gamma_k = \frac{Q_h}{V} \quad (\text{kN/m}^3; \text{T/m}^3) \quad (1.4)$$

e, *Trọng lượng riêng hạt:*

Là trọng lượng của một đơn vị thể tích hạt (không có lỗ rỗng) ký hiệu: γ_h , công thức xác định:

$$\gamma_h = \frac{Q_h}{V_h} \quad (\text{kN/m}^3; \text{T/m}^3) \quad (1.5)$$

Bảng 1-2: Trọng lượng riêng của các loại đất

TÊN ĐẤT	γ (kN/m ³)	γ_h (kN/m ³)	γ_k (kN/m ³)
Cát sỏi chặt	21.0	22.4	20.0
Cát xốp	15.0	19.0	12.0
Cát chặt	17.0	21.0	13.3
đất sét pha	16.0	19.0	15.4
Đất sét cứng	18.0	20.0	16.1
Đất sét dẻo	15.0	17.7	-

1.4.2. Độ rỗng và hệ số rỗng của đất

a, *Độ rỗng:*

Là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng với tổng thể tích toàn bộ của mẫu đất (bao gồm thể tích lỗ rỗng và thể tích hạt) ký hiệu n, công thức xác định

$$n = \frac{V_r}{V} \quad (1.6)$$

b, *Hệ số rỗng:*

Là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng và thể tích hạt; ký hiệu e công thức xác định

$$e = \frac{V_r}{V_h} \quad (1.7)$$

Giữa hai chỉ tiêu trên có sự liên hệ:
$$n = \frac{e}{1+e} \text{ hoặc } e = \frac{n}{1-n} \quad (1.8)$$

1.4.3. Độ ẩm và độ bão hoà nước của đất

a, Độ ẩm của đất:

Là tỷ số giữa trọng lượng nước trong đất và trọng lượng hạt đất; ký hiệu W công thức xác định:

$$W = \frac{Q_n}{Q_h} \times 100 \quad (\%) \quad (1.9)$$

b, Độ bão hoà nước của đất:

Là tỷ số giữa thể tích nước trong đất và thể tích lỗ rỗng của đất, ký hiệu G công thức xác định

$$G = \frac{V_n}{V_r} \quad (1.10)$$

Để đánh giá mức độ khô, ẩm của đất người ta dùng độ bão hoà để phân thành các trạng thái sau:

- G = 0 : Đất khô
- 0 < G < 0.5 : Đất hơi ẩm
- 0.5 < G < 0.8 : Đất ẩm
- 0.8 < G < 1 : Đất no nước
- G = 1 : Đất bão hoà nước (các lỗ đều chứa đầy nước)

1.4.4. Mối liên hệ giữa các chỉ tiêu vật lý của đất

Giữa các chỉ tiêu vật lý của đất có sự liên hệ chung về số lượng qua định nghĩa và các công thức tính có thể rút gọn sự liên hệ giữa các chỉ tiêu qua bảng công thức sau.

Bảng 1-3: Mối liên hệ giữa các chỉ tiêu vật lý của đất

TÊN GỌI	CHỈ TIÊU	CÔNG THỨC TÍNH			
		I	II	III	IV
Trọng lượng riêng hạt	γ_h	$\gamma_h = \gamma_k (1 + e)$	-	$\gamma_h = \frac{\gamma_k}{1 - n}$	-
Trọng lượng riêng tự nhiên	γ	-	$\gamma = \gamma_k (1 + W)$	-	-
Trọng lượng riêng khô	γ_k	$\gamma_k = \frac{\gamma}{1 + W}$	$\gamma_k = \gamma_h (1 - n)$	$\gamma_k = \frac{\gamma_h}{1 + e}$	-
Độ rỗng	n	$n = \frac{e}{1 + e}$	-	$n = \frac{\gamma_h - \gamma_k}{\gamma_h}$	-
Hệ số rỗng	e	$e = \frac{n}{1 - n}$	$e = \frac{\gamma_h (1 + W)}{\gamma} - 1$	$e = \frac{\gamma_h - \gamma_k}{\gamma_k}$	$e = \frac{W \cdot \gamma_h}{G \cdot \gamma_n}$

Độ ẩm	W	-	-	$W = \frac{\gamma - \gamma_k}{\gamma_k}$	$W = \frac{G.e.\gamma_n}{\gamma_h}$
Độ bão hoà	G	$G = \frac{\gamma_h \cdot W}{e.\gamma_n}$	$G = \frac{\gamma_k \cdot W}{n.\gamma_n}$	$G = \frac{\gamma \cdot W}{n(1 + W)}$	-

Các hệ quả

- Công thức xác định $\gamma_{dn} = \frac{\gamma_h - \gamma_n}{1 + e}$

- Trong cùng một loại đất thì có sự liên hệ sau: $\gamma_h > \gamma > \gamma_k > \gamma_{dn}$

* Ví dụ áp dụng:

Hãy xác định trọng lượng riêng γ , trọng lượng riêng khô γ_k , độ rỗng n , hệ số rỗng e , độ bão hoà nước G khi biết các số liệu sau đây qua thí nghiệm mẫu đất bằng dao vòng có thể tích $V=59 \text{ cm}^3$, trọng lượng mẫu đất $Q = 116,45G$, và khi sấy khô mẫu đất có $Q_h = 102,11 G$, biết trọng lượng riêng hạt $\gamma_h=2,8 \text{ G/cm}^3$.

Bài giải:

Các chỉ tiêu được xác định như sau:

- Trọng lượng riêng của mẫu đất: $\gamma = \frac{Q}{V} = \frac{116,45}{59} = 1.97 \text{ G/cm}^3$

- Trọng lượng riêng khô của mẫu đất: $\gamma_k = \frac{Q_h}{V} = \frac{102,11}{59} = 1.73 \text{ G/cm}^3$

- Độ rỗng: $n = \frac{\gamma_h - \gamma_k}{\gamma_h} = \frac{2.8 - 1.73}{2.8} = 0.383$

- Hệ số rỗng e : $e = \frac{n}{1 - n} = \frac{0.383}{1 - 0.383} = 0.619$

- Độ ẩm: $W = \frac{\gamma - \gamma_k}{\gamma_k} = \frac{1.97 - 1.73}{1.73} = 0.139 = 13.9\%$

- Độ bão hoà nước: $G = \frac{\gamma_k \cdot W}{n.\gamma_n} = \frac{1,73 \cdot 0,139}{0,383 \cdot 1} = 0,63$

1.5. Các chỉ tiêu trạng thái của đất

Hiện nay thường dùng hai chỉ tiêu Độ chặt (D) đối với đất cát và độ sệt (B) đối với đất dính để nói lên trạng thái vật lý của đất.

1.5.1. Độ chặt của đất

Các hạt đất là khung cốt chịu lực của đất, nếu các hạt đất không được sắp xếp chặt chẽ với nhau thì sẽ có nhiều lỗ hổng lớn và sức chịu lực của đất sẽ giảm, nếu các

hạt đất được chèn chặt với nhau thì thể tích lỗ hổng sẽ giảm đi và sức chịu lực của đất sẽ tăng lên. Vì vậy độ chặt là chỉ tiêu thể hiện sức chịu lực của đất

Để đánh giá độ chặt người ta dùng chỉ tiêu độ chặt (D)

$$D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (1.11)$$

Trong đó:

e_{\max} : Hệ số rỗng ở trạng thái rời rạc của đất

e_{\min} : Hệ số rỗng ở trạng thái đầm chặt của đất

e : Hệ số rỗng ở trạng thái tự nhiên của đất

Dựa vào các giá trị của độ chặt D người ta đưa ra tiêu chuẩn phân loại độ chặt của đất cát qua bảng 1-4

Ngoài ra để đánh giá độ chặt của đất một cách đơn giản có thể căn cứ vào hệ số rỗng e qua bảng 1-5

Bảng 1-4: Bảng phân loại độ chặt của đất cát theo độ chặt

Loại đất	Độ chặt
Đất cát chặt	$1 \geq D \geq 0,67$
Đất cát chặt vừa	$0,67 \geq D \geq 0,33$
Đất cát rời rạc	$0,33 \geq D \geq 0,0$

Bảng 1-5: Bảng phân loại độ chặt của đất cát theo hệ số rỗng

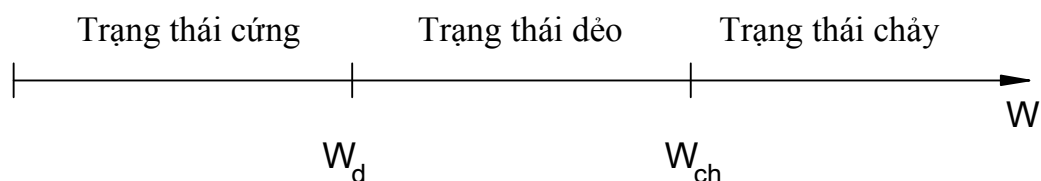
Loại đất	Độ chặt		
	Chặt	Chặt vừa	Xốp
Cuội sỏi, cát thô, cát trung	$e < 0.5$	$0.5 \leq e \leq 0.7$	$e > 0.7$
Cát nhỏ	$e < 0.6$	$0.6 \leq e \leq 0.75$	$e > 0.75$
Cát bột	$e < 0.6$	$0.6 \leq e \leq 0.8$	$e > 0.8$

1.5.2. Độ sệt của đất

Đất dính bao gồm phần lớn là các hạt sét, hạt keo có kích thước rất nhỏ có các trạng thái như sau:

- Khi khô đất dính rắn cứng, trạng thái này là trạng thái cứng
- Khi ẩm đất dính dẻo có thể lặn được, trạng thái này được gọi là trạng thái dẻo.
- Khi quá ẩm đất nhão ra như bùn, trạng thái này gọi là trạng thái chảy

Các trạng thái này được biểu diễn qua hình 1-4



Hình 1.4

Qua hình vẽ trên đất dính có 3 trạng thái là trạng thái cứng, trạng thái dẻo và trạng thái chảy. Giữa ba trạng thái này có 2 giá trị độ ẩm quan trọng:

- Độ ẩm làm cho đất chuyển từ trạng thái cứng sang trạng thái dẻo gọi là giới hạn dẻo ký hiệu: W_d

- Độ ẩm làm cho đất chuyển từ trạng thái dẻo sang trạng thái chảy gọi là giới hạn chảy, ký hiệu W_{ch}

- Để biết mẫu đất ở trạng thái nào người ta dùng chỉ tiêu độ sệt (B) công thức xác định độ sệt:

$$B = \frac{W - W_d}{W_{ch} - W_d} = \frac{W - W_d}{\Phi} \quad (1.12)$$

Trong đó:

W_{ch} : độ ẩm ở trạng thái giới hạn chảy

W : là độ ẩm tự nhiên của đất

W_d : độ ẩm ở trạng thái giới hạn dẻo

Φ : Là chỉ số dẻo $\Phi = W_{ch} - W_d$

Căn cứ vào độ sệt B, người ta xác định trạng thái của đất dính theo bảng 1-6

1.6. Phân loại đất

Trong quá trình thi công chúng ta phải biết đánh giá và phân loại tình hình địa chất (loại đất) để từ đó có các phương pháp xử lý nền đất cho phù hợp

Bảng 1-6: Các trạng thái của đất dính phụ thuộc vào độ sệt

ĐỘ SỆT (B)	TRẠNG THÁI CỦA ĐẤT
$B \leq 0$	Cứng
$0 < B \leq 0,25$	Nửa cứng
$0,25 < B \leq 0,5$	Dẻo cứng
$0,5 < B \leq 0,75$	Dẻo mềm
$0,75 < B \leq 1$	Dẻo chảy
$B > 1$	Chảy

Câu hỏi ôn tập

- 1- Nêu rõ nguyên nhân và quá trình hình thành đất
- 2- Nêu các thành phần cấu tạo của đất và ảnh hưởng của chúng tới tính chất cơ lý của đất.
- 3- Nước trong đất có mấy dạng và hoạt động của từng loại nước trong đất
- 4- Đất có mấy loại kết cấu và sự hình thành của các loại kết cấu đó
- 5- Để đánh giá độ chặt của đất người ta dùng các chỉ tiêu nào.
- 6- Giới hạn dẻo và giới hạn chảy là gì

Bài tập

- 1- Hãy xác định trọng lượng riêng tự nhiên (γ) của đất ở độ ẩm $W = 25\%$. Biết rằng đất ở độ ẩm $W = 6\%$ thì đất có trọng lượng riêng tự nhiên $\gamma = 1.7 \text{ T/m}^3$

- 2- Hãy xác định hệ số rỗng e và độ rỗng n của một loại đất, biết trọng lượng của 1 m^3 đất đó sau khi sấy khô là 1,6 Tấn, đất có lượng riêng hạt $\gamma_h = 2.65 \text{ T/m}^3$
- 3- Một m^3 cát khô nặng 1,6 Tấn. Hãy xác định trọng lượng của nó khi độ ẩm $W=15\%$ và khi ở trạng thái bão hoà nước. Biết trọng lượng riêng hạt $\gamma_h = 2.65 \text{ T/m}^3$
- 4- Cần bao nhiêu nước vào một mẫu đất nặng 150 Gam, để tăng độ ẩm của nó từ 15% lên 20%.

Chương 2

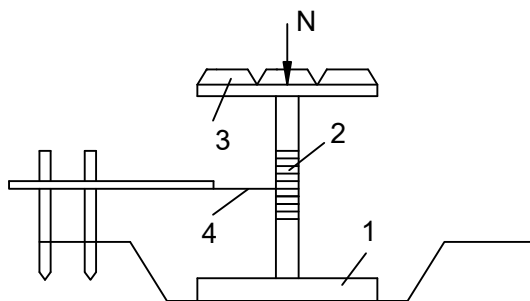
CÁC TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA ĐẤT

Khi xây dựng công trình trên nền đất hoặc các công trình bằng đất như đê, đập, đường sá chúng ta đều cần biết các tính chất cơ học chủ yếu của đất đá, đó là tính chịu nén, tính cố kết và thấm nước, tính chịu cắt, tính chịu đàn nén,

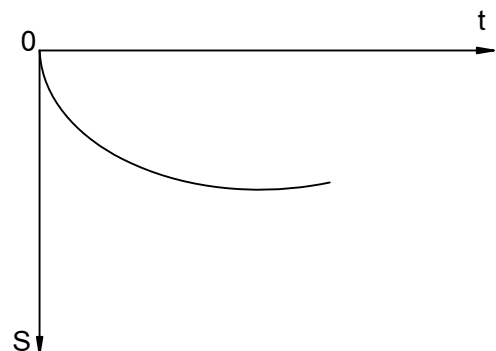
2.1. Tính chất chịu nén của đất:

2.1.1. Thí nghiệm nén đất ở hiện trường:

Để nghiên cứu tính chịu nén của đất nền người ta thường đào một hố đến lớp đất cần đặt móng. Dùng một bản cứng bằng bê tông hoặc gang có diện tích $F = 0.5 \text{ m}^2$ hoặc $F = 1.0 \text{ m}^2$ hình tròn hoặc vuông (1). Đặt bản này xuống đáy hố. Trên mặt bản dựng một trụ đỡ có khắc vạch (2) và bàn gia tải (3) dụng cụ đo lún (4) như hình 2-1.



Hình 2.1



Hình 2.2

Người ta đặt một tải trọng N nên bàn gia tải (3) thì áp lực dưới đáy bản (1) là:

$$P = \frac{N}{F} \quad (2.1)$$

Người ta đo độ lún của bản ở từng thời điểm qua kim (4) cho đến khi ngừng lún. Lấy các số liệu thu được ta vẽ được biểu đồ như hình 2-2 gọi là biểu đồ “Độ lún - thời gian”

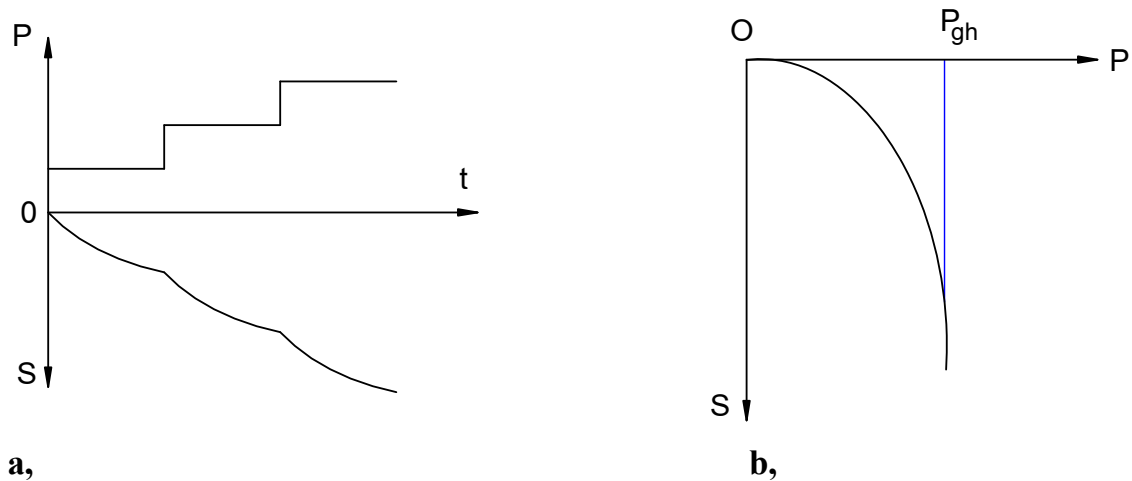
Qua hình 2-2 chúng ta thấy rằng dưới tác dụng của một tải trọng nào đó thì độ lún của bản tăng lên theo thời gian, đầu tiên tăng nhanh sau giảm dần, đến một thời gian nào đó thì ngừng hẳn.

Nếu người ta tăng tải trọng theo từng cấp một. Mỗi cấp tải trọng đều theo dõi độ lún theo thời gian đến khi ngừng lún. Các số liệu thu được cho ta vẽ được các biểu đồ như hình 2-3

Hình 2-3a cho ta thấy quá trình tăng tải và độ lún theo thời gian.

Hình 2-3b thể hiện quan hệ “Độ lún - tải trọng”.

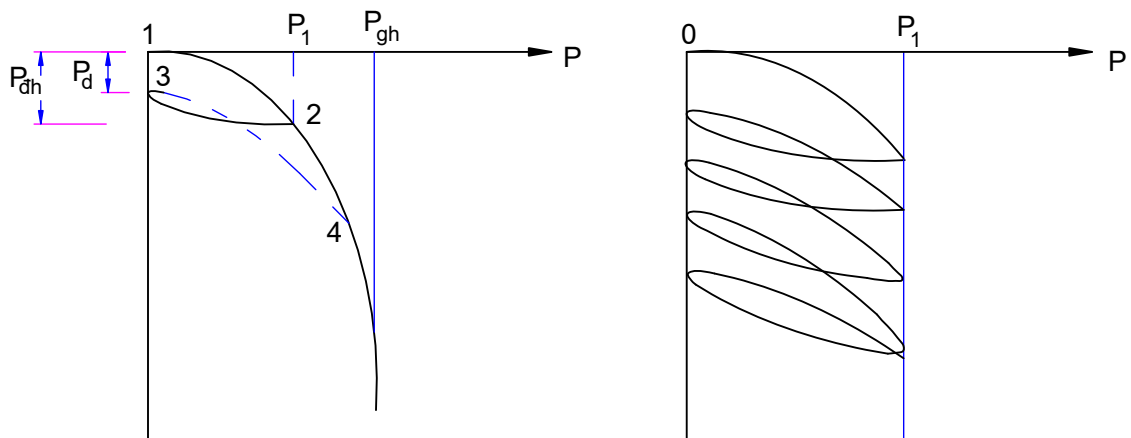
Khi mới tăng tải quan hệ S - P gần như là đường thẳng. Sau đó độ cong tăng lên chứng tỏ độ lún tăng lên nhanh hơn. Đến một giá trị nào đó độ lún tăng đột ngột là đất bị phá hoại. Giá trị tải trọng đó gọi là giới hạn P_{gh} .



Hình 2.3

Nếu ta tăng tải trọng đến một giá trị $P_1 < P_{gh}$ rồi ta giảm tải trọng, trong quá trình giảm tải cũng theo dõi độ lún chúng ta nhận thấy độ lún của bản có giảm đi (tức là đất có nâng cao lên). Hình 2-4 cho ta thấy đường giảm tải (2-3). Đoạn S_{dh} là biến dạng đàn hồi của nền. Đoạn S_d là biến dạng dư của đất.

Đường “chấm chấm” (2-4) thể hiện quan hệ “Độ lún - tải trọng” khi tăng tải lần thứ hai.



Hình 2.4

Nếu chúng ta tăng tải chỉ đến giá trị P_1 rồi lại giảm đến hết, lập chu kỳ nhiều lần ta thấy đường quan hệ “Độ lún - tải trọng “ như hình 2.5.

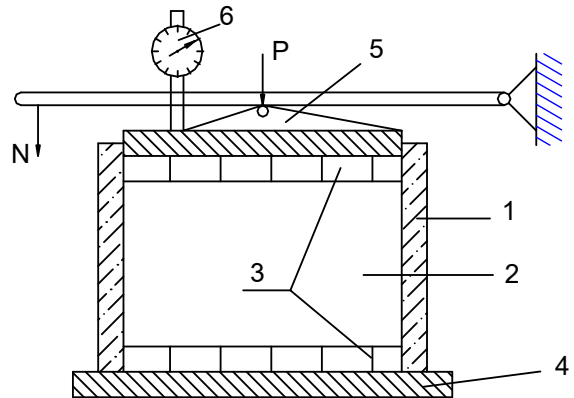
Hình 2.5

Hình 2.5 biểu diễn quan hệ P - S , cho thấy sau mỗi lần tăng tải đến P_1 đất đều có biến dạng đàn hồi và biến dạng dư. Quan hệ P - S trở thành đường thẳng.

2.1.2. Thí nghiệm nén đất trong phòng:

Máy nén đất trong phòng gồm các bộ phận chủ yếu là hộp đựng mẫu (1) bằng đồng, trong đựng mẫu đất (2), mặt trên và dưới mẫu đất đặt hai viên đá thấm nước (3), mẫu đặt lên đế (4) có khe thoát nước, phía trên có bản cứng bằng đồng để truyền tải trọng ép cho mẫu (5) chuyển vị kế (6) như hình 2.6

Tác dụng lực nén lên mẫu theo từng cấp 0,5; 1 ; 2; 3; 4 (dN/cm²) ở từng cấp tải trọng đều theo dõi độ lún cho đến khi ngừng qua chuyển vị kế.



Nếu gọi H: Chiều cao của mẫu đất ban đầu lúc chưa đặt tải

H_1 : Chiều cao của mẫu dưới tải trọng P_1

ΔS_1 : Độ lún lớn nhất dưới tải trọng P_1

h_0 : Chiều cao hạt của mẫu

Hình 2.6

Ta sẽ tính được giá trị :

$$H_1 = H - \Delta S_1 \tag{2.2}$$

Hệ số rỗng tương ứng:

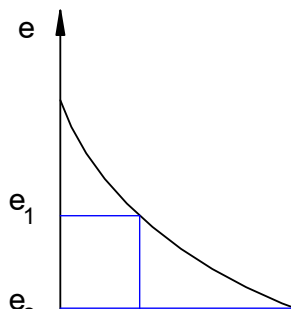
$$e_1 = \frac{H_1 - h_0}{h_0} \tag{2.3}$$

với $h_0 = \frac{\gamma_k \cdot V}{\gamma_h}$ (2.4)

Trong đó:

γ_k : trọng lượng riêng khô

γ_h : trọng lượng riêng hạt



V : Thể tích mẫu đất

Ứng với mỗi cấp tải trọng P_i ta xác định được hệ số rỗng e_i và vẽ được đường cong quan hệ P_i, e_i như hình 2.7.

Hình 2.7

Đường cong trên hình 2.7 gọi là đường cong nén không cho nở hông.

a, Hệ số nén lún:

Trên hình 3-7 : Nếu tải trọng P_2 không lớn hơn P_1 nhiều, đoạn đường cong nén có thể coi là đường thẳng. Ta có giá trị:

$$a = \frac{e_1 - e_2}{P_1 - P_2} \quad (\text{cm}^2/\text{N}) \quad (2.5)$$

a : gọi là hệ số nén lún, biểu diễn sự thay đổi hệ số rỗng khi tăng áp lực P lên một đơn vị

Hệ số nén lún a càng lớn chứng tỏ đất biến dạng càng nhiều khi chịu tác dụng của tải trọng.

Để đánh giá tính nén lún của đất người ta phân loại như bảng 2.1

Bảng 2.1: Đánh giá tính nén lún của đất

Hệ số a (cm^2/dN)	Tính nén lún của đất
< 0,001	Không có tính nén lún
0,001 – 0,005	Tính nén lún nhỏ
0,005 – 0,01	Tính nén lún vừa
0,01 – 0,1	Tính nén lún lớn
> 0,1	Tính nén lún rất lớn

b, Công thức tính lún:

Khi ép mẫu đất, ta biết ứng với áp lực P_1 mẫu đất có chiều cao h_1 , sau khi tăng áp lực lên P_2 mẫu đất có chiều cao h_2 . Độ lún của mẫu là:

$$S = h_1 - h_2$$

Dưới tác dụng của tải trọng các hạt đất bị ép sát vào nhau, độ rỗng giảm đi, thể tích hạt đất không biến đổi.

Vậy ta có thể viết đẳng thức sau:

$$V_h = \frac{1}{1+e_1} \cdot F \cdot h_1 = \frac{1}{1+e_2} \cdot F \cdot h_2 \quad (2.6)$$

$$\text{hay } h_2 = \frac{1+e_2}{1+e_1} \cdot h_1 \quad (6.7)$$

$$S = h_1 - h_2 = \left(\frac{e_1 - e_2}{1+e_1} \right) \cdot h_1 \quad (2.8)$$

theo công thức (2-5) ta có $(e_1 - e_2) = a (P_2 - P_1)$

$$\text{Vậy } S = \frac{a}{1+e_1} (P_2 - P_1) \cdot h_1 \quad \text{đặt } a_0 = \frac{a}{1+e_1} \quad \text{và } \Delta P = P_2 - P_1$$

$$\text{Rút ra } S = a_0 \cdot \Delta P \cdot h_1 \quad (2.9)$$

a_0 được gọi là hệ số nén lún tương đối hay là môđun lún

Nếu áp lực ban đầu $P_1 = 0$ thì $h_1 = H$, ta có công thức tính lún:

$$S = a_0 \cdot p \cdot H \quad (2.10)$$

2.2. Tính chất thấm của đất:

Qua thí nghiệm nén đất chúng ta nhận thấy độ lún của đất dưới tác dụng của tải trọng không xảy ra tức thì mà kéo dài theo thời gian. Khoảng thời gian lâu hay chóng tùy thuộc vào từng loại đất. Đối với đất cát cuội sỏi thường độ lún chấm dứt sau một thời gian ngắn do tác dụng của tải trọng làm các hạt sắp xếp lại. Đối với đất dính thời gian lún kéo dài rất lâu, nguyên nhân là do sự sắp xếp lại các hạt đòi hỏi phải phá vỡ các liên kết keo dính giữa chúng, ngoài ra nếu trong lỗ hổng có đầy nước thì nước sẽ bị ép ra ngoài. Nếu các hạt đất càng nhỏ thì quá trình lún càng lâu kết thúc. Hiện tượng lún theo thời gian nói trên gọi là cố kết thấm của đất dính.

2.2.1. Định luật thấm:

Đối với đất có kích thước các hạt cát và bé hơn, thì như các thí nghiệm của Đac xi, Jukovxki, Paplovxki, cho thấy chuyển động của nước tự do trong các lỗ hổng là thuộc loại chảy tầng. Vì thế đối với đất này, để nghiên cứu hiện tượng thấm, có thể áp dụng định luật Đarxi.

$$Q = k \cdot F \cdot J \cdot t \quad (2.11)$$

Trong đó:

Q : lượng nước thấm qua mặt cắt F trong thời gian t

F : diện tích mặt cắt vuông góc với dòng thấm.

t : thời gian thấm

k : hệ số tỷ lệ gọi là hệ số thấm

J : Gradient thủy lực, bằng tỉ số giữa tổn thất cột nước và chiều dài đường thấm

$$J = \frac{dh}{dl}$$

dh: chênh lệch cột nước giữa hai điểm quan sát

dl : khoảng cách giữa hai điểm đo

Như vậy, định luật thấm phát biểu: Lượng nước thấm chảy qua một mặt cắt nhất định và trong một thời gian nhất định tỉ lệ với Gradient thủy lực, thời gian thấm và diện tích mặt cắt ấy.

Nếu ký hiệu lưu tốc thấm, tức là lượng nước thấm trên một đơn vị diện tích và trong một đơn vị thời gian là v :

$$v = \frac{Q}{F.t} \quad \text{thì công thức có dạng : } v = k.J \quad (2.12)$$

Đây chính là biểu thức toán học của định luật thấm cho thấy rằng, khi quá trình nước thấm trong đất diễn ra theo quy luật chảy tầng, thì lưu tốc thấm tỉ lệ thuận với Gradient thủy lực.

Từ công thức (2-12) có thể thấy rằng, hệ số thấm k chính bằng lưu tốc thấm khi Gradient thủy lực $J = 1$. Đơn vị của k là cm/s.

Hệ số thấm k là một đặc trưng quan trọng để đánh giá tính thấm của đất. Mỗi loại đất khác nhau có hệ số k khác nhau như sau:

Đất cát	$k = 1.10^{-1} \div 1.10^{-4} \text{ cm/s}$
Đất cát pha sét	$k = 1.10^{-3} \div 1.10^{-6} \text{ cm/s}$
Đất sét pha cát	$k = 1.10^{-5} \div 1.10^{-8} \text{ cm/s}$
Đất sét	$k = 1.10^{-7} \div 1.10^{-10} \text{ cm/s}$

2.2.2. Các nhân tố ảnh hưởng đến tính thấm của đất:

Đất thấm nhiều hay ít là do ảnh hưởng của nhiều yếu tố, trong đó phải kể đến điều kiện hình thành và tồn tại của đất, kết cấu và kiến trúc của đất, kích thước và hình dáng của hạt, thành phần dung dịch nước lỗ hổng và lượng chứa các khí kín.

Trong quá trình tồn tại, các lớp đất ngày càng bị nén chặt dưới trọng lượng của các lớp tạo thành sau lắng đọng ngày càng dày ở bên trên, do đó lỗ hổng của chúng ngày càng giảm đi và tính thấm của chúng ngày càng bé.

Kích thước và hình dáng các hạt cũng như cấp phối của đất có liên quan đến kích thước và số lượng các lỗ hổng, tức là với lượng nước kết hợp, do đó ảnh hưởng quan trọng đến tính thấm của đất. Đất cát có kích thước lỗ hổng lớn, hơn nữa trong đất cát không có nước kết hợp, nên tính thấm của đất cát lớn, đất sét có kích thước lỗ hổng bé, có nước kết hợp bao bọc, nên tính thấm bé.

Thành phần dung dịch nước lỗ hổng ảnh hưởng đến tính thấm của đất thông qua cơ chế của sự trao đổi ion làm cho chiều dày màng nước kết hợp bao bọc hạt đất tăng hoặc giảm, dẫn tới tính thấm của đất sẽ tăng giảm theo.

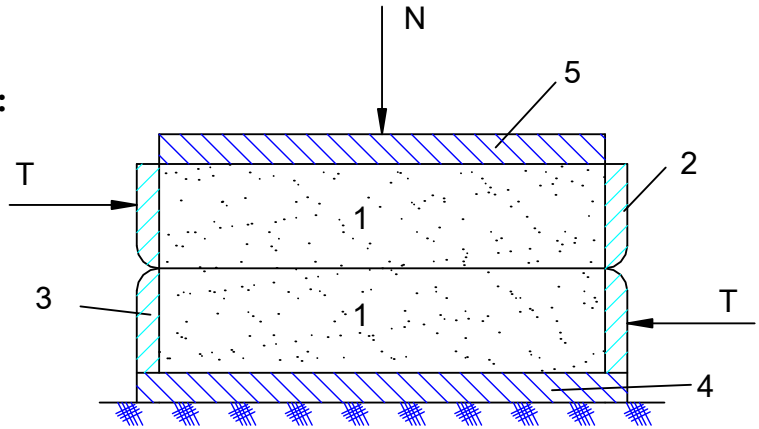
Ảnh hưởng của khí kín đối với tính thấm của đất thể hiện ở chỗ làm tắc đường thấm nước. Khi lượng khí kín trong đất nhiều, thì tính thấm giảm so với khi trong đất không có khí kín.

2.3. Cường độ chống cắt của đất:

2.3.1. Thí nghiệm cắt trực tiếp:

Để xác định cường độ chống cắt của đất, hiện nay người ta hay dùng máy cắt trực tiếp có sơ đồ như hình 2-8

Mẫu đất (1) được đặt trong hộp cứng bằng kim loại gồm phần trên (2) và phần dưới (3), hai phần này có thể trượt lên nhau. Hộp cắt được đặt trên đáy (4). Trên mặt mẫu đất có bản nén (5)



Hình 2.8

Thao tác thí nghiệm như sau:

Đầu tiên người ta tác dụng lên mẫu nén một lực nén N , như vậy áp suất trên mặt mẫu là:

$$p = \frac{N}{F}$$

F : Diện tích tiết diện ngang của mẫu

ứng suất nén theo phương thẳng góc với mặt chịu cắt là : $\sigma = P$

Để cho mặt nén ngừng lún, người ta tác dụng 2 lực ngang trái chiều T tạo ra ứng suất cắt ở mặt phẳng chịu cắt là:

$$\tau = \frac{T}{F}$$

Lực T được tăng dần cho đến khi hai phần (2) và (3) trượt lên nhau chứng tỏ mẫu đất đã bị cắt. Có nghĩa ứng suất cắt đã bằng cường độ chống cắt của đất $\tau = S$

Người ta thấy rằng khi thay đổi ứng suất nén σ thì cường độ chống cắt S cũng thay đổi.

a, Cường độ chống cắt của đất rời:

Làm thí nghiệm cắt với mẫu đất cát dưới tác dụng các ứng suất nén khác nhau sẽ thu được các cường độ chống cắt tương ứng. Thí dụ:

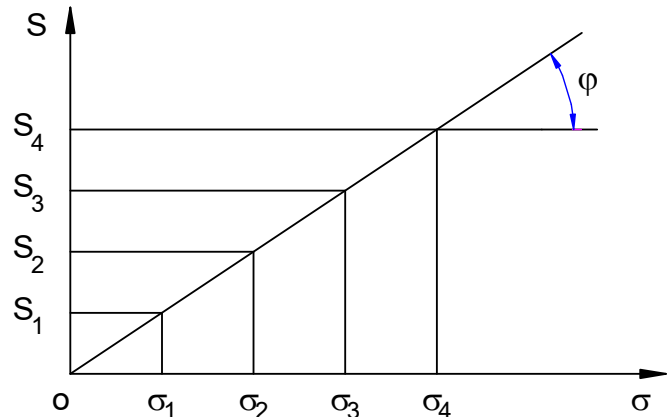
$$\sigma_1 = 0,5 \text{ daN/cm}^2 \quad : S_1$$

$$\sigma_2 = 1,0 \text{ daN/cm}^2 \quad : S_2$$

$$\sigma_3 = 2,0 \text{ daN/cm}^2 \quad : S_3$$

$$\sigma_4 = 3,0 \text{ daN/cm}^2 \quad : S_4$$

Dùng các số liệu trên vẽ thành biểu đồ quan hệ “ $\sigma - S$ ”, đó là một đường thẳng đi qua gốc tọa độ như hình 2-9



Hình 2.9

Nếu gọi góc nghiêng của đường thẳng là φ , ta có thể viết phương trình đường thẳng này như sau:

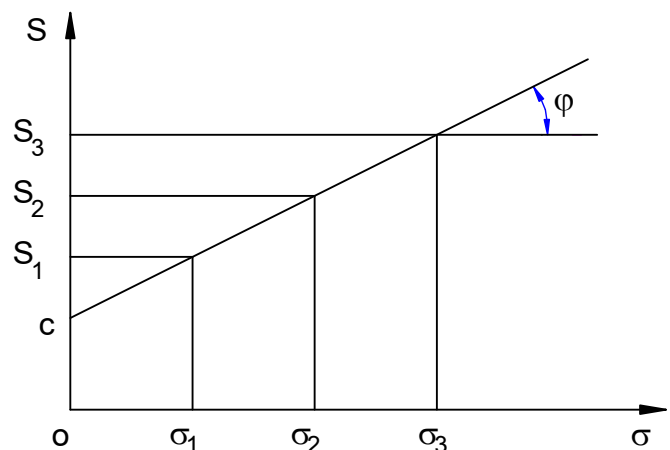
$$S = \sigma \cdot \text{tg}\varphi \quad (2.13)$$

b, Cường độ chống cắt của đất dính

Làm thí nghiệm cắt trực tiếp với một loại đất dính nào đó, ta sẽ thu được kết quả như hình 2-10

Qua hình 2-10, ta thấy đường cường độ chống cắt của đất dính phụ thuộc vào ứng suất nén σ không đi qua gốc tọa độ mà cắt ở trục tung S ở một điểm có giá trị đúng bằng lực dính đơn vị của đất c.

Nếu gọi góc nghiêng của đường thẳng là φ , ta có phương trình:



Hình 2-10

$$S = \sigma \cdot \text{tg}\varphi + c \quad (2.14)$$

Người ta cho rằng $\text{tg}\varphi$ biểu hiện sự ma sát. Nên góc nghiêng φ gọi là góc ma sát trong. Với $\text{tg}\varphi = f$ (hệ số ma sát trượt)

c : biểu hiện sự liên kết giữa các hạt, nghĩa là khi biến dạng còn rất nhỏ đất dính đã có một cường độ chống cắt nhất định.

2.3.2. Các nhân tố ảnh hưởng đến cường độ chống cắt của đất:

Do cấu tạo bản thân phức tạp, các loại đất trong thiên nhiên không phải lúc nào cũng có cường độ chống cắt nhất định, trái lại sức chống cắt của đất là một đặc trưng có tính chất thay đổi và tùy thuộc theo điều kiện mỗi nơi mỗi lúc mà có những giá trị khác nhau, thực tế thấy có các nhân tố ảnh hưởng đến cường độ chống cắt như sau:

- Thành phần khoáng, hình dáng và cấp phối hạt đất. Với đất rời hạt càng to đều, hình dáng càng gồ ghề góc ma sát trượt trong φ càng lớn thì cường độ chống cắt càng lớn. Với đất dính, ngoài hình dáng và cấp phối hạt thì thành phần khoáng còn quyết định chiều dày và độ nhớt của lớp màng mỏng xung quanh hạt, do đó ảnh hưởng đến lực dính C và cường độ chống cắt của đất.

- Ứng suất pháp trên mặt cắt. ứng suất làm tăng lực ma sát và lực liên kết giữa các hạt đất.

- Độ chặt ban đầu. Đất càng chặt thì lực ma sát và lực hút giữa các hạt đều lớn, do đó cường độ chống cắt của đất cũng lớn.

- Độ ẩm. độ ẩm thay đổi sẽ ảnh hưởng đến góc ma sát trong, và chiều dày lớp nước màng mỏng, trong đất dính, nên cường độ chống cắt cũng thay đổi. ở đất rời khi độ ẩm tăng, góc ma sát trong giữa các hạt giảm nên cường độ chống cắt giảm. ở đất dính, khi độ ẩm càng lớn, chiều dày của lớp nước màng mỏng sẽ càng lớn, độ chặt cũng như lực dính giữa các hạt giảm, cường độ chống cắt sẽ giảm đi.

2.4. Tính chất đầm nén của đất đắp:

Trong thực tế chúng ta thường thấy có những con đê, con đường đắp bằng đất. ở những công trình này, đất trở thành vật liệu xây dựng và chịu lực chủ yếu. Để đảm bảo cho những công trình này ổn định và chịu lực tốt, đất phải được đầm chặt bằng các dụng cụ đầm lèn.

Qua nhiều kết quả nghiên cứu cũng như kinh nghiệm thực tế, người ta thấy rằng độ chặt của đất đắp phụ thuộc chủ yếu vào công đầm lèn đất, năng lượng đầm lèn càng lớn thì càng đạt được độ chặt lớn. Ngoài yếu tố trên người ta cũng thấy nếu cho thêm nước vào đất, thì dễ đầm chặt hơn, đây là do nước làm giảm ma sát giữa các hạt đất hoặc giảm lực dính giữa các hạt sét. Càng cho thêm nước thì càng đầm lèn chặt hơn, nhưng chỉ đến một giá trị nhất định của độ ẩm, nếu quá giới hạn này, lượng nước trong lỗ rỗng sẽ cản trở việc chèn chặt của các hạt. Độ ẩm của đất để có thể đầm lèn chặt nhất gọi là độ ẩm tốt nhất W_0 . Trọng lượng riêng khô ứng với độ ẩm tốt nhất gọi là trọng lượng riêng khô (dung trọng khô) lớn nhất: γ_{max}

CÂU HỎI ÔN TẬP

1. Trong thí nghiệm nén đất ở hiện trường, người ta thấy biến dạng của đất có đặc tính gì?

2. Hệ số nén lún là gì ?

3. Hãy xây dựng công thức lún ?
4. Hãy trình bày nội dung định luật thấm, giải thích các đại lượng trong công thức tính thấm?
5. Nêu các nhân tố ảnh hưởng đến tính thấm của đất?
6. Hãy nêu tính chống cắt của đất rời?
7. Hãy nêu tính chống cắt của đất dính?
8. Nêu các nhân tố ảnh hưởng đến tính chống cắt của đất?
9. Hãy nêu tính chất đầm nén của đất.

Chương 3

PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT

3.1 Khái niệm chung:

Muốn nghiên cứu tính ổn định, cường độ chịu tải và tình hình biến dạng của đất nền, cũng như muốn tính toán móng và các công trình xây dựng trong đất, cần phải biết trạng thái ứng suất của đất trong phạm vi nghiên cứu. Trạng thái ứng suất trong đất được đặt trưng bằng các ứng suất pháp σ và ứng suất tiếp τ .

Trong thực tế công trình ta phân biệt các loại ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây nên; ứng suất do tải trọng ngoài gây nên (còn gọi là ứng suất bản thân); ứng suất thủy động do dòng nước chảy thấm gây nên; ứng suất tiếp xúc, tức là áp lực do tải trọng bên ngoài tác dụng lên đất nền ở chiều sâu đáy móng. Vì mỗi loại ứng suất có những đặc điểm khác nhau cho nên cách tính toán cũng không giống nhau.

Đã từ lâu người ta quan tâm giải quyết vấn đề này cả trên lĩnh vực nghiên cứu lý luận và thực nghiệm. Cho đến nay, trong việc tính toán sự phân bố ứng suất vẫn áp dụng các công thức của lý thuyết đàn hồi.

Đất là một vật thể nhiều pha, giữa các hạt đất có lỗ hổng. Tải trọng tác dụng trên ccs hạt đất thông qua các điểm tiếp xúc giữa chúng mà truyền đi từ hạt này sang hạt khác. Nói ứng suất của đất “tại một điểm” là nói ứng suất trung bình giả định tại điểm

đó trên một đơn vị tiết diện của các hạt đất và lỗ hổng, chứ thực ra không phải là ứng suất tác dụng lên hạt đất.

Ngoài ra cần chú ý rằng trị số ứng suất mà ta xét ở đây tương ứng với điều kiện ứng suất và biến dạng đã ổn định của đất dưới tác dụng của tải trọng.

3.2 Phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân của đất gây nên:

Bản thân đất nằm trong trạng thái tự nhiên cũng đã chịu một tải trọng do chính những lớp đất nằm trên đè xuống. Tải trọng này gây ra cho đất một ứng suất gọi là ứng suất bản thân.

3.2.1. Nền đất đồng nhất

Nếu nền đất đồng nhất và do đó sự thay đổi của trọng lượng riêng không đáng kể thì giá trị ứng suất bản thân tỉ lệ thuận với chiều sâu của lớp đất muốn tính.

$$\sigma_{bt} = \gamma \cdot h \quad (3.1)$$

Trong đó:

γ : trọng lượng riêng của đất tự nhiên

h : chiều sâu cách mặt đất tại điểm muốn tính

3.2.1. Nền đất không đồng nhất

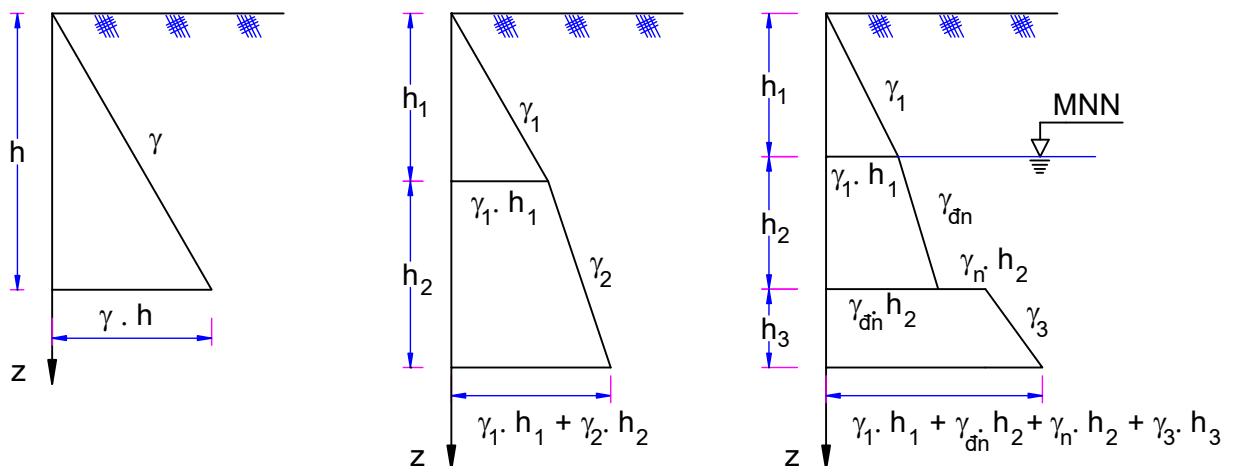
Nếu nền đất có nhiều lớp đất khác nhau thì ứng suất bản thân được xác định theo công thức:

$$\sigma_{bt} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \quad (3.2)$$

Trong đó: γ_i : trọng lượng riêng của lớp thứ i

h_i : chiều dày lớp đất thứ i bên trên điểm muốn tính

Nếu đất không no nước, γ là trọng lượng riêng ứng với độ ẩm thiên nhiên. Nếu đất nằm dưới mực nước ngầm và là loại đất thấm nước thì trong công thức (3-2) phải dùng trọng lượng riêng của đất trong nước $\gamma_{đn}$. Lực đẩy Arsimet không có tác dụng với các lớp đất sét chặt mà thực tế có thể coi là không thấm nước. Hình 3- 1 minh hoạ phương pháp tính σ_{bt} .



Hình 3.1

Qua công thức (3.1) và (3.2) và hình 3.1, ta thấy biểu đồ phân phối ứng suất bản thân của đất có một số nhận xét sau:

- Biểu đồ ứng suất bản thân của đất đồng nhất là một đường thẳng.
- Biểu đồ ứng suất bản thân của đất không đồng nhất là đường gãy khúc, điểm gãy khúc tại nơi tiếp xúc giữa hai lớp.
- Biểu đồ ứng suất bản thân có bước nhảy tại mặt tầng lớp đất không thấm nước, giá trị bước nhảy bằng trọng lượng của lớp nước đè lên nó.
- Với lớp đất rời bị ngâm trong nước, khi tính toán phải dùng trọng lượng riêng đẩy nổi của đất.

3.3. Phân bố ứng suất do tải trọng ngoài gây nên trong nền đồng nhất:

3.3.1 Tác dụng của lực tập trung thẳng đứng:

Trong thực tế, trường hợp lực tập trung tác dụng trên đất nền không gặp. Tải trọng bao giờ cũng thông qua đáy móng mà truyền tới đất nền trên một diện tích nhất định. Mặc dù vậy, bài toán xác định ứng suất trong đất dưới tác dụng của lực tập trung vẫn có một ý nghĩa cơ bản về mặt lý thuyết và là cơ sở để giải quyết các bài toán tính ứng suất khi tải trọng phân bố trên diện tích theo các hình dạng khác nhau.

a, Trường hợp tác dụng là một lực tập trung thẳng đứng :

Ở bài toán một lực tập trung thẳng đứng tác dụng trên mặt đất chỉ xét đến thành phần ứng suất phụ thêm theo trục thẳng đứng so với mặt đất nằm ngang, do một lực tập trung gây ra.

Giả sử có một lực tập trung P tác dụng trên mặt đất, ta cần xác định ứng suất phụ thêm do lực P gây ra tại điểm M ở độ sâu z (m) trong đất

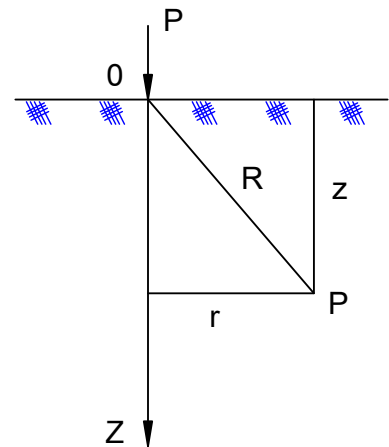
Trước hết chọn trục thẳng đứng z đi qua điểm đặt lực P và một số ký hiệu khác như hình 3.2.

Theo nhà khoa học Pháp Jbutinét giải quyết và rút ra biểu thức ứng suất do lực tập trung P gây ra tại điểm M khi không cho đất nở hông là:

$$\sigma_z = \frac{3.P.z^3}{2.\pi.R^5} \quad (3.3)$$

Trên hình 3-2 ta có: $R = \sqrt{z^2 + r^2}$

Do vậy công thức (3-3) trở thành:



Hình 3.2

$$\sigma_z = \frac{3.P}{2.\pi.} \times \frac{z^3}{(z^2 + r^2)^{5/2}} = \frac{3.P}{2.\pi.z^2} \left(\frac{z^2}{(z^2 + r^2)} \right)^{5/2}$$

$$\sigma_z = \frac{3.P}{2.\pi.z^2} \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{5/2}$$

$$\text{đặt } k = \frac{3}{2.\pi} \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{5/2}$$

Vậy ứng suất phụ thêm do lực tập trung P gây ra tại một điểm M bất kỳ trong đất có dạng:

$$\sigma_z = k. \frac{P}{z^2} \quad (3.4)$$

Trong đó :

k : hệ số phụ thuộc vào tỉ số r/z được lập thành bảng tra sẵn ở bảng 3.1.

r : Khoảng cách tại điểm đang xét đến trục Oz

z : Khoảng cách từ điểm đang xét đến mặt đất.

Bảng 3.1 :Bảng giá trị hệ số k

$\frac{r}{z}$	k	$\frac{r}{z}$	k	$\frac{r}{z}$	k	$\frac{r}{z}$	k
0	0.4775	0.58	0.2313	1.16	0.0567	1.74	0.0147
0.02	0.4770	0.60	0.2214	1.18	0.0539	1.76	0.0141
0.04	0.4756	0.62	0.2117	1.20	0.0513	1.78	0.0135
0.06	0.4732	0.64	0.2024	1.22	0.0489	1.80	0.0129
0.08	0.4699	0.66	0.1934	1.24	0.0466	1.82	0.0124
0.10	0.4657	0.68	0.1846	1.26	0.0443	1.84	0.0119
0.12	0.4607	0.70	0.1762	1.28	0.0422	1.86	0.0114
0.14	0.4548	0.72	0.1681	1.30	0.0402	1.88	0.0109
0.16	0.4482	0.74	0.1603	1.32	0.0384	1.90	0.0105
0.18	0.4409	0.76	0.1527	1.34	0.0365	1.92	0.0101

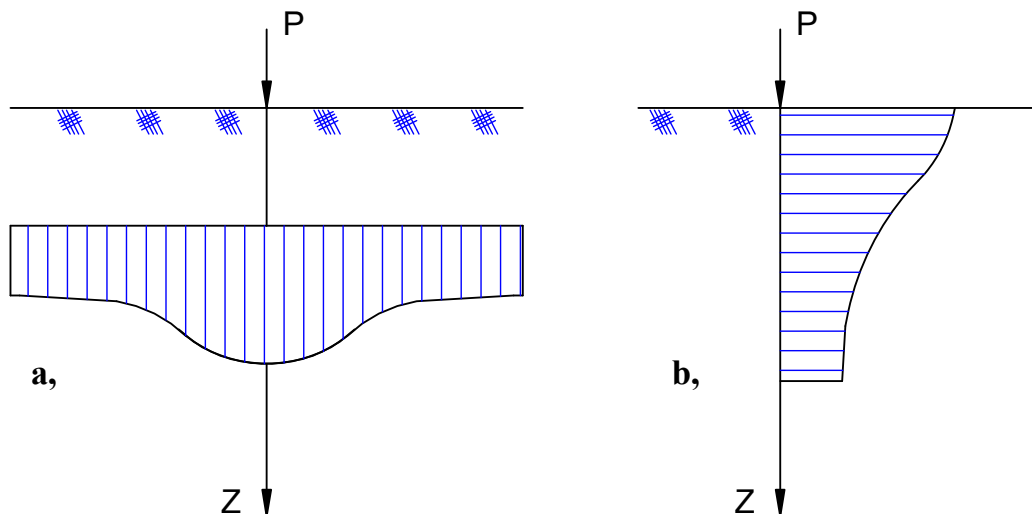
0.20	0.4329	0.78	0.1455	1.36	0.0348	1.94	0.0097
0.22	0.4242	0.80	0.1386	1.38	0.0332	1.96	0.0093
0.24	0.4151	0.82	0.1320	1.40	0.0317	1.98	0.0089
0.26	0.4054	0.84	0.1257	1.42	0.0302	2.00	0.0085
0.28	0.3954	0.86	0.1196	1.44	0.0283	2.10	0.0070
0.30	0.3849	0.88	0.1138	1.46	0.0275	2.20	0.0058
0.32	0.3742	0.90	0.1083	1.48	0.0263	2.30	0.0048
0.34	0.3632	0.92	0.1031	1.50	0.0251	2.40	0.0040
0.36	0.3621	0.94	0.0981	1.52	0.0240	2.50	0.0034
0.38	0.3408	0.96	0.0933	1.54	0.0229	2.60	0.0029
0.40	0.3294	0.98	0.0887	1.56	0.0219	2.70	0.0024
0.42	0.3181	1.00	0.0844	1.58	0.0209	2.80	0.0021
0.44	0.3068	1.02	0.0803	1.60	0.0200	2.90	0.0017
0.46	0.2955	1.04	0.0764	1.62	0.0191	3.00	0.0015
0.48	0.2843	1.06	0.0727	1.64	0.0183	3.50	0.0007
0.50	0.2733	1.08	0.0691	1.66	0.0175	4.00	0.0004
0.52	0.2625	1.10	0.0658	1.68	0.0167	4.50	0.0002
0.54	0.2518	1.12	0.0626	1.70	0.0160	5.00	0.0001
0.56	0.2414	1.14	0.0595	1.72	0.0153	>5.00	0.0000

Từ công thức (3.4) và bảng 3.1 ta nhận thấy:

- Khi z tăng thì σ_z càng giảm, chứng tỏ ứng suất tại những điểm nằm càng sâu trong càng giảm nhỏ, hay ảnh hưởng lực P vào đất càng nhỏ.

- Khi r tăng thì hệ số k giảm và ứng suất phụ thêm σ_z cũng giảm, chứng tỏ rằng ở cùng độ sâu điểm nằm càng xa lực P ứng suất phụ thêm càng giảm.

- Biểu đồ ứng suất phụ thêm do lực P gây ra được biểu diễn như hình 3-3



Hình 3.3

a : Khi z không đổi, r thay đổi

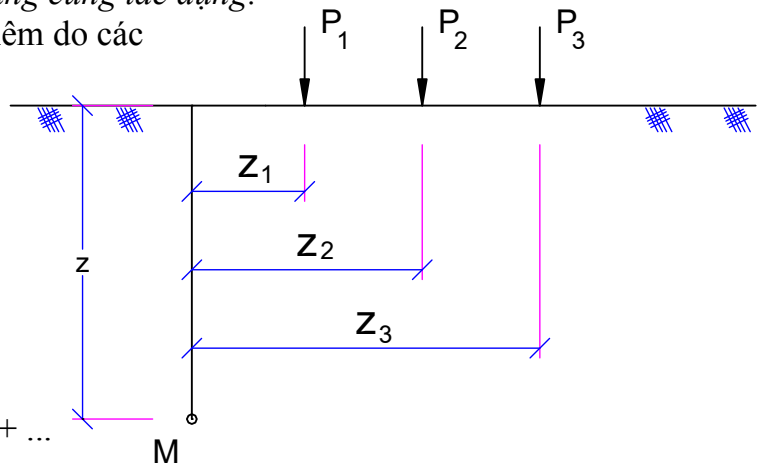
b : Khi z thay đổi, r không đổi

b, Trường hợp có nhiều lực tập trung cùng tác dụng:

Để xác định ứng suất phụ thêm do các lực tập trung đồng thời gây ra tại một điểm, ta dùng nguyên lý cộng tác dụng.

Giả sử có các lực tập trung P_1, P_2, P_3, \dots cùng tác dụng lên mặt đất như trên hình 3-4, thì tại một điểm M nào đó có thể tính bằng cách cộng tác dụng.

$$\sigma_z = k_1 \frac{P_1}{z^2} + k_2 \frac{P_2}{z^2} + k_3 \frac{P_3}{z^2} + \dots$$



Hay một cách tổng quát:

Hình 3.4

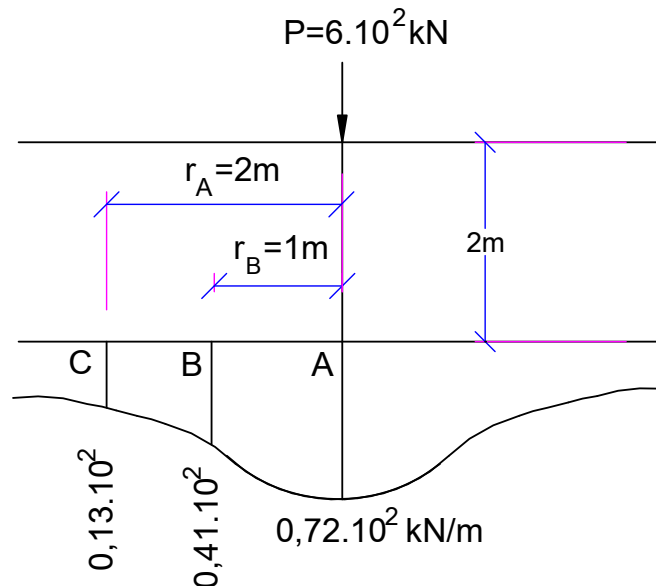
$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n k_i \cdot P_i$$

(3.5)

Trong đó hệ số k_i phụ thuộc vào tỉ số $\frac{r_i}{z}$ với r_i là khoảng cách từ điểm M nằm sâu z (m) tới trực đứng đi qua điểm đặt lực P_i

Ví dụ tính toán:

Có một lực thẳng đứng $P = 6 \cdot 10^2$ kN, tác dụng trên mặt đất. Hãy tính ứng suất thẳng đứng tại các điểm A, B, C có $r_A = 0$ m, $r_B = 1$ m, $r_C = 2$ m và cách mặt đất 2 m, như hình 3-5



Giải

Hình 3.5

Ta có: $\frac{r_A}{z} = \frac{0}{2} = 0$ tra bảng 3-1 ta được $k_A = 0,4775$

$\frac{r_B}{z} = \frac{1}{2} = 0,5$ tra bảng 3-1 ta được $k_B = 0,2733$

$\frac{r_C}{z} = \frac{2}{2} = 1,0$ tra bảng 3-1 ta được $k_{BC} = 0,0844$

Vậy trị số ứng suất tại 3 điểm A,B,C là

$$\sigma_z^A = 0,4775 \frac{6 \cdot 10^2}{2^2} = 0,72 \cdot 10^2 \quad (\text{kN/m}^2)$$

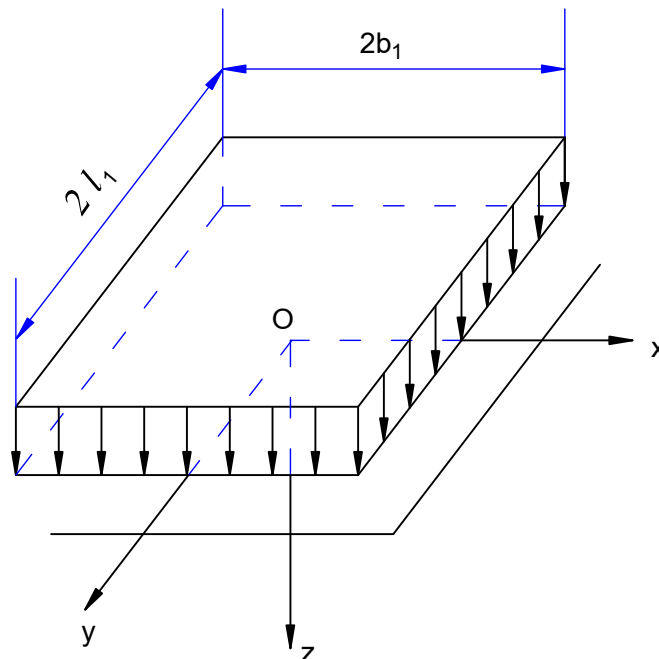
$$\sigma_z^B = 0,2733 \frac{6 \cdot 10^2}{2^2} = 0,41 \cdot 10^2 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_z^C = 0,0844 \frac{6 \cdot 10^2}{2^2} = 0,13 \cdot 10^2 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Biểu đồ ứng suất σ_z của những điểm nằm trên mặt phẳng song song với mặt đất và cách mặt đất 2m, như trên hình 3-5

3.3.2. Tải trọng phân bố đều trên diện tích chữ nhật:

Bài toán xác định ứng suất trong đất khi có tác dụng của tải trọng phân bố đều trên diện tích chữ nhật như Hình 3-6. Có thể giải trên cơ sở ứng dụng công thức của Jbutxinet. Muốn thế, lấy một diện tích chịu tải vô cùng bé. Tải trọng tác dụng trên đó có thể thay đổi bằng một lực tập trung tương đương, áp dụng công thức (3-3), tính σ_z tại một điểm M nhất định, rồi tính phân theo hai hướng từ $-l_1$ đến $+l_1$ và từ $-b_1$ đến $+b_1$. Ta sẽ được công thức tính ứng suất dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều trên diện tích chữ nhật.



Hình 3.6

Kết quả giải bài toán trên, và để tiện cho tính toán người ta đã rút ra công thức tính sau:

$$\sigma_z = k_0 .P \quad (3.6)$$

Đối với những điểm nằm dưới góc diện tích chịu tải hình chữ nhật:

$$\sigma_z = k_g .P \quad (3.7)$$

Trong đó:

P : cường độ tải trọng phân bố đều

Hệ số k_0 phụ thuộc vào tỉ số $\alpha = \frac{l}{b}$ và $\beta = \frac{z}{b}$ tra bảng 3.2

Hệ số k_g phụ thuộc vào tỉ số $\alpha = \frac{l}{b}$ và $\beta = \frac{z}{b}$ tra bảng 3.3

Chú ý: b : cạnh ngắn hình chữ nhật

l : cạnh dài hình chữ nhật

Bảng 3.2 : Giá trị hệ số k_0

z/b	l/b							B toán phẳng
	1	1.5	2	3	6	10	20	
0,25	0.808	0.904	0.908	0.912	0.934	0.940	0.980	0.96
0,5	0.606	0.716	0.734	0.762	0.780	0.792	0.820	0.82
1	0.386	0.428	0.470	0.500	0.518	0.522	0.549	0.55
1,5	0.194	0.257	0.288	0.348	0.360	0.373	0.397	0.40
2	0.114	0.157	0.188	0.240	0.268	0.279	0.308	0.31

3	0.058	0.076	0.108	0.147	0.180	0.188	0.209	0.21
5	0.008	0.025	0.040	0.076	0.096	0.106	0.120	0.13

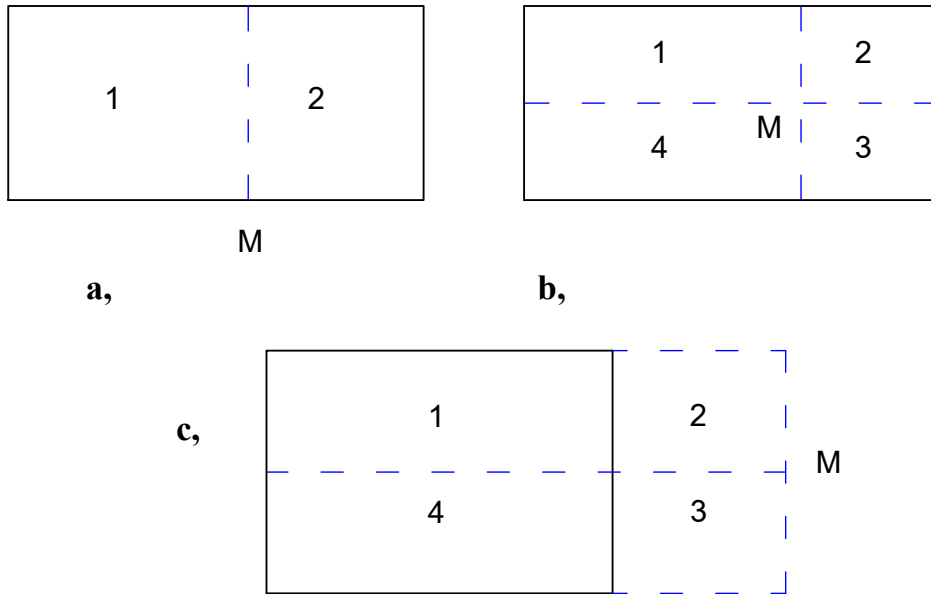
-Phương pháp điểm góc:

Công thức (3.7) dùng tương đối tiện, vì nó cho phép tính ứng suất σ_z tại các điểm trên đường thẳng đứng không những đi qua góc diện tích chịu tải mà đi qua một điểm bất kỳ dựa vào phương pháp điểm góc.

Nguyên tắc của phương pháp điểm góc là biến điểm đang xét không phải điểm góc, thành điểm góc của các hình chữ nhật, rồi dùng nguyên lý cộng tác dụng để tính toán. Có 3 trường hợp như ở hình 3-7

* Điểm M ở cạnh hình chữ nhật, ở độ sâu z. Hình 3.7a

$$\sigma_z = k_g^1 \cdot P + k_g^2 \cdot P = (k_g^1 + k_g^2) \cdot P$$



Hình 3.7

* Điểm M nằm trong hình chữ nhật, ở độ sâu z. Hình 3-7b

$$\sigma_z = k_g^1 \cdot P + k_g^2 \cdot P + k_g^3 \cdot P + k_g^4 \cdot P$$

$$\sigma_z = (k_g^1 + k_g^2 + k_g^3 + k_g^4) \cdot P$$

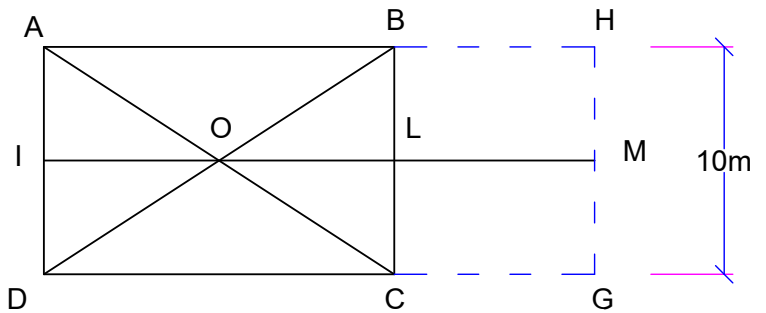
* Điểm M ở ngoài hình chữ nhật, ở độ sâu z cần phải giả định có những diện tích chịu tải ảo như Hình 3-7c

$$\sigma_z = k_g^{1+2} \cdot P + k_g^{3+4} \cdot P - k_g^2 \cdot P - k_g^3 \cdot P$$

$$\sigma_z = (k_g^{1+2} + k_g^{3+4} - k_g^2 - k_g^3) \cdot P$$

Ví dụ tính toán:

Có tải trọng $P = 4 \cdot 10^2 \text{ KN/m}^2$ phân bố đều trên diện tích hình chữ



nhật có hai cạnh 10 m và 20 m.
 Tính ứng suất thẳng đứng tại các
 điểm tâm O, L và M ở độ sâu 5 m
 và có vị trí trên mặt bằng theo
 hình 3-8

Giải

Hình 3.8

* Tính ứng suất tại điểm O:

- Tính giá trị l/b và z/b :

$$l/b = 20/10 = 2 ; z/b = 5/10 = 0,5$$

→ Tra bảng 3-2 được $k_o = 0,734$

- Vậy ứng suất tại tâm O là:

$$\sigma_z^O = 0,734 \cdot 4 \cdot 10^2 = 2,94 \cdot 10^2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

* Tính ứng suất tại điểm L và M:

- Điểm L và M nằm đối xứng cho nên

$$k_g(\text{ABLI}) = k_g(\text{ILCD})$$

- Tính giá trị l/b và z/b :

$$l/b = 20/5 = 4 ; z/b = 5/5 = 1$$

→ Tra bảng 3-3 được $k_g = 0,204$

- Vậy ứng suất tại tâm L là:

$$\sigma_z^L = [k_g(\text{ABLI}) + k_g(\text{ILCD})] \cdot P$$

$$\sigma_z^L = [0,204 + 2,204] \cdot 4 \cdot 10^2 = 1,63 \cdot 10^2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

-Tại điểm M

$$\sigma_z^M = [k_g(\text{AHMI}) + k_g(\text{IMGD}) - k_g(\text{BHML}) - k_g(\text{LMGC})] \cdot P$$

Đối với hình AHMI và IMGD có

$$l/b = 30/5 = 6 ; z/b = 5/5 = 1 ; k_g = 0,205$$

Đối với hình BHML và hình IMGD có

$$l/b = 10/5 = 2 ; z/b = 5/5 = 1 ; k_g = 0,200$$

- Vậy ứng suất tại tâm M là:

$$\sigma_z^M = 2(2,205 - 2,200) \cdot 4 \cdot 10^2 = 0,04 \cdot 10^2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

4.3.3. Tải trọng hình tam giác phân bố trên diện tích hình chữ nhật:

Tải trọng hình tam giác phân bố trên diện tích hình chữ nhật như hình 3-9

Để tính toán ứng suất, người ta lấy một phân số trong phạm vi (dp).

Áp dụng công thức Jbutxinet rồi lấy tích phân trên

toàn diện tích ABCD

Sau khi giải phương trình và rút gọn,

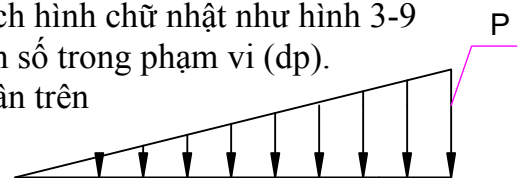
người ta đã lập được phương trình tính toán sau:

Đối với các điểm góc ở phía có cường độ

tải trọng lớn nhất (C, D)

$$\sigma_z = k_T \cdot P \quad (3-8)$$

Đối với các điểm góc ở phía có cường



độ tải trọng bằng 0 (A, B)

$$\sigma_z = k_T \cdot P \quad (3-9)$$

Trong các công thức trên:

k_T là hệ số phụ thuộc vào tỉ số l/b và z/b .

Tra bảng 3-4.

k_T là hệ số phụ thuộc vào tỉ số l/b và z/b .

Tra bảng 3-5.

Hình 3.9

Bảng 3.4: Bảng giá trị hệ số k_T

z/b l/b	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00	3,00	5,00
0,15	0.250	0.136	0.101	0.025	0.012	0.008	0.005	0.001
0,30	0.250	0.186	0.116	0.051	0.026	0.017	0.010	0.004
0,60	0.250	0.206	0.160	0.085	0.050	0.031	0.016	0.007
1,00	0.250	0.209	0.170	0.108	0.069	0.045	0.024	0.009
1,50	0.250	0.210	0.173	0.113	0.080	0.056	0.033	0.014
2,00	0.250	0.211	0.175	0.117	0.087	0.064	0.041	0.019
3,00	0.250	0.211	0.175	0.119	0.090	0.071	0.047	0.025
6,00	0.250	0.211	0.176	0.120	0.092	0.075	0.051	0.029
10,00	0.250	0.212	0.177	0.121	0.093	0.076	0.052	0.032
20,00	0.250	0.212	0.177	0.121	0.093	0.076	0.052	0.033

Bảng 3.5: Bảng giá trị hệ số k_T

z/b l/b	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00	3,00	5,00
0,15	0.000	0.020	0.021	0.015	0.010	0.007	0.004	0.001
0,30	0.000	0.031	0.037	0.028	0.020	0.013	0.007	0.003
0,60	0.000	0.035	0.053	0.051	0.039	0.029	0.015	0.006
1,00	0.000	0.036	0.060	0.068	0.053	0.039	0.022	0.009
1,50	0.000	0.037	0.061	0.075	0.063	0.049	0.029	0.012
2,00	0.000	0.037	0.062	0.078	0.068	0.055	0.035	0.017
3,00	0.000	0.037	0.063	0.078	0.071	0.059	0.041	0.022
6,00	0.000	0.037	0.063	0.079	0.071	0.062	0.046	0.026
10,00	0.000	0.038	0.064	0.080	0.072	0.063	0.047	0.028
20,00	0.000	0.038	0.064	0.080	0.072	0.063	0.048	0.030

- Phương pháp điểm góc:

Để xác định ứng suất góc σ_z tại các điểm nằm trên đường thẳng đứng đi qua những điểm bất kỳ trong hoặc ngoài hình chữ nhật, người ta biến điểm đang xét thành điểm góc của hình chữ nhật, sau đó áp dụng nguyên lý cộng tác dụng. Có các trường hợp như hình 3.10.

* Điểm M nằm ở cạnh hình chữ nhật. Hình 3.10a

$$\sigma_z^M = (k_T^1 + k_T^2) \cdot P$$

$$\sigma_z^{M'} = (k_T^1 + k_T^2) \cdot P$$

* Điểm M nằm ở trong hình chữ nhật. Hình 3.10b

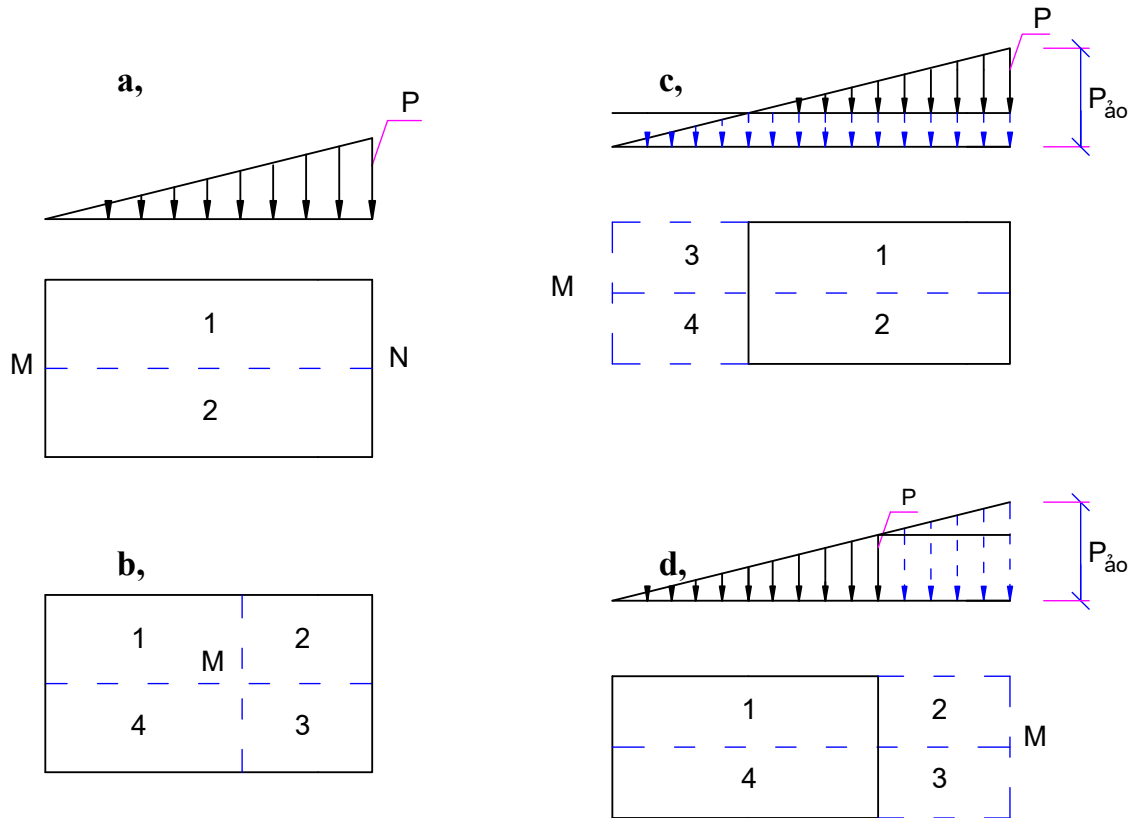
$$\sigma_z^M = (k_T^1 + k_T^4) \cdot P_1 + (k_T^2 + k_T^3) \cdot (P - P_1) + (k_g^2 + k_g^3) \cdot P_1$$

* Điểm M nằm ngoài hình chữ nhật, phía tải trọng P = 0. Hình 4-10c

$$\sigma_z^M = (k_T^{1+3} + k_T^{2+4}) \cdot P_{\text{áo}} - (k_g^{1+3} + k_g^{2+4}) \cdot (P_{\text{áo}} - P) + (k_T^3 + k_T^4) \cdot (P_{\text{áo}} - P)$$

Điểm M nằm ngoài hình chữ nhật, phía tải trọng lớn nhất. Hình 3-10d

$$\sigma_z^M = (k_T^{1+2} + k_T^{3+4}) \cdot P_{\text{áo}} - (k_T^2 + k_T^3) \cdot (P_{\text{áo}} - P) - (k_g^2 + k_g^3) \cdot P$$



Hình 3.10

4.3.4. Tải trọng phân bố hình tròn và vành khăn:

Giả sử có tải trọng P phân bố đều trên hình tròn tâm (o), bán kính a. Công thức xác định ứng suất do tải trọng đó gây nên ở những điểm nằm trên đường thẳng đứng đi qua tâm (o) và có độ sâu z là:

$$\sigma_z = k_{tr} \cdot P \tag{3.10}$$

Trong đó k_{tr} là hệ số phụ thuộc vào tỉ số a/z tra bảng 3.6

Bảng 3.6: Bảng giá trị hệ số k_{tr}

a/z	k_{tr}	a/z	k_{tr}	a/z	k_{tr}
0,2	0.0571	2.8	0.9620	5.4	0.9940
0.4	0.1996	3.0	0.9684	5.6	0.9946
0.6	0.3695	3.2	0.9735	5.8	0.9951
0.8	0.5239	3.4	0.9775	6.0	0.9956
1.0	0.6465	3.6	0.9808	6.5	0.9965

1.2	0.7376	3.8	0.9835	7.0	0.9972
1.4	0.8036	4.0	0.9857	7.5	0.9977
1.6	0.8511	4.2	0.9876	8.0	0.9981
1.8	0.8855	4.4	0.9891	9.0	0.9987
2.0	0.9106	4.6	0.9904	10.0	0.9990
2.2	0.9291	4.8	0.9915	15.0	0.9997
2.4	0.9431	5.0	0.9925	20.0	0.9999
2.6	0.9537	5.2	0.9933	30.0	1.0000

Khi tải trọng phân bố hình vành khăn. Lúc đó chỉ cần tính hiệu của hai ứng suất σ_z tương ứng với hai hình tròn có bán kính bằng bán kính ngoài và bán kính trong của hình vành như hình 3-12

$$\sigma_z = (k^1_{tr} - k^2_{tr}) \cdot P \quad (3.11)$$

3.3.4. Bài toán phẳng:

Bài toán phẳng là bài toán mà ứng suất trên mọi mặt phẳng vuông góc với trục dọc móng đều như nhau.

Trong thực tế, bài toán này là bài toán xác định ứng suất trong nề đường, đê đập và móng tường chắn.

Trong giáo trình này chỉ trình bày trường hợp tải trọng phân bố đều kéo dài (tải trọng hình băng). Tải trọng phân bố đều hình băng như hình 3-11

Tải trọng phân bố đều P, trên bề rộng b và kéo dài vô tận theo trục y.

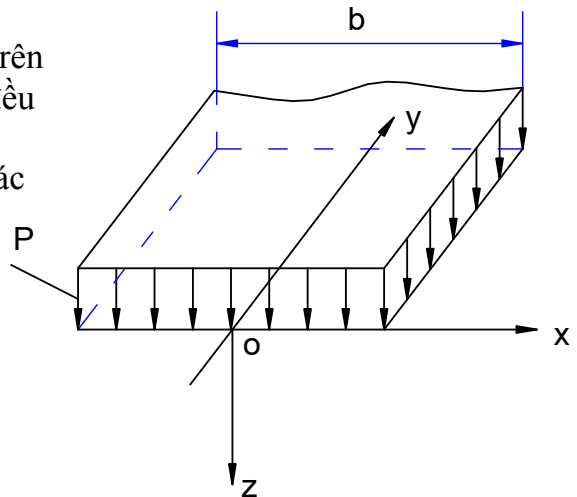
Lấy một đoạn rất nhỏ dx. Coi lực tác dụng dp là lực tập trung, áp dụng công thức của Jbutxinet. Sau đó tính phân theo trục x (từ -b/2 đến +b/2): giải và rút gọn, người ta đã lập thành công thức xác định ứng suất phụ thêm

$$\sigma_z = k_p \cdot P \quad (3.12)$$

Trong đó k_p phụ thuộc vào tỉ số z/b và x/b tra bảng 3.6

Bảng 3.6 : Bảng giá trị hệ số k_p

$\begin{matrix} x/b \\ z/b \end{matrix}$	0	0,25	0,5	1	1,5	2
0	1.00	1.00	0.50	0.00	0.00	0.00
0,10	1.00	0.99	0.50	0.01	0.000	0.00
0,25	0.96	0.90	0.50	0.02	0.00	0.00



Hình 3.11

0,35	0.91	0.83	0.49	0.04	0.001	0.00
0,50	0.82	0.74	0.48	0.08	0.002	0.00
0,75	0.67	0.61	0.45	0.15	0.04	0.02
1,00	0.55	0.51	0.41	0.19	0.07	0.03
1,25	0.46	0.44	0.37	0.20	0.10	0.04
1,50	0.40	0.38	0.33	0.21	0.10	0.06
1,75	0.35	0.34	0.30	0.21	0.13	0.07
2,00	0.31	0.31	0.28	0.20	0.14	0.08
3,00	0.21	0.21	0.20	0.17	0.13	0.10
4,00	0.16	0.16	0.15	0.14	0.12	0.10
5,00	0.13	0.13	0.12	0.12	0.11	0.09
6,00	0.11	0.10	0.10	0.10	0.10	-

Từ công thức 3.10 và bảng 3.6 ta thấy giá trị ứng suất nén σ_z có giá trị lớn nhất tại những điểm nằm trên trục đối xứng của tải trọng phân bố ($x = 0$); càng xuống sâu hoặc càng đi ra xa trục đối xứng, trị số của σ_z càng giảm dần.

3.4. Phân bố ứng suất do tải trọng ngoài gây nên trong nền không đồng nhất:

Trên đây vừa trình bày phương pháp xác định ứng suất trong nền đất được coi là một nửa không gian đồng nhất, chịu tác dụng của các loại tải trọng khác nhau.

Trong thực tế, nền đất thường không đồng nhất. Có khi lớp đất có tính nén lún lớn nằm trên một lớp đất rắn hoặc một tầng đá. Ngược lại có khi lớp đất phía trên có đặc tính cơ lý tốt, nhưng tại một độ sâu nhất định lại chuyển sang một tầng đất yếu với sức chịu tải rất kém và tính lún rất cao. Vì vậy sự phân bố ứng suất trong nền dưới tác dụng của tải trọng sẽ khác đi, có các trường hợp sau:

3.4.1. Trường hợp dưới nền đất là lớp đá cứng:

Ở trường hợp này, có hiện tượng tập trung ứng suất, tức là so với trường hợp nền đất bình thường, thì tại điểm có cùng độ sâu, ứng suất phụ thêm trong trường hợp này sẽ lớn hơn.

Trường hợp bài toán phẳng dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều hình băng, hiện tượng tập trung ứng suất xảy ra khi dưới lớp đất có tầng không lún. Hình 3-11 minh họa kết quả tính toán của Lêgorov, thể hiện ảnh hưởng của chiều dày tương đối của tầng nén lún đối với hiện tượng tập trung ứng suất: chiều dày h của tầng nén lún càng nhỏ thì hiện tượng tập trung ứng suất σ_z trên trục đối xứng của tải trọng càng rõ rệt, khi $h = b_1$ ứng suất σ_z không giảm đi theo chiều sâu so với P . Khi $h \geq 2b_1$, tuy có giảm đi theo chiều sâu nhưng không giảm nhanh như trong trường hợp nền đồng nhất (đường nét đứt trên hình vẽ 3.11)

3.4.2. Trường hợp dưới đất nền là lớp đất yếu:

Nếu dưới lớp đất đang xét là tầng đất yếu thì sẽ xảy ra hiện tượng phân tán ứng suất. Theo chứng minh của Bio. Nếu đem so sánh với trường hợp tầng đồng nhất, thì thấy ứng suất nén σ_z ở tầng đất yếu giảm đi độ 6%. Do đó có thể nói rằng ảnh hưởng của tầng yếu trong nền đất đối với tình hình phân bố ứng suất không rõ rệt như trong đất

có tầng đá. Cho nên trong tính toán phân bố ứng suất, người ta bỏ qua sự tồn tại của tầng đất yếu ở phía dưới, mà vẫn dùng các công thức của trường hợp đồng nhất với kết quả thiên về phía an toàn.

3.5. Phân bố ứng suất tiếp xúc dưới đáy móng:

Áp lực do toàn bộ tải trọng của công trình (bao gồm cả trọng lượng bản thân móng), thông qua đáy móng mà truyền tới đất nền được gọi là áp lực đáy móng. Vì hiện tượng này xảy ra tại mặt tiếp xúc giữa đáy móng và đất nền, nên gọi là áp lực tiếp xúc.

Các kết quả nghiên cứu cho thấy, sự phân bố áp lực đáy móng phụ thuộc vào nhiều nhân tố trong đó có độ cứng của móng.

Căn cứ vào đặc trưng độ cứng, người ta phân chia các móng công trình ra ba loại sau:

- Móng cứng là móng có khả năng biến dạng vô cùng bé so với đất nền. Dưới đáy móng có sự phân bố lại áp lực.

- Móng mềm là móng có khả năng biến dạng hoàn toàn cùng cấp với khả năng biến dạng của đất nền. áp lực ở đáy móng phân bố giống như tải trọng tác dụng trên móng, nghĩa là trị số áp lực đáy móng trên mặt đất nền tại mỗi điểm trong phạm vi chịu tải đều bằng cường độ của tải trọng tại điểm đó.

- Móng cứng có vị trí trung gian giữa hai loại móng nói trên. Khả năng biến dạng của móng tuy bé nhưng không phải là vô cùng bé so với khả năng biến dạng của đất nền. Dưới đáy móng cũng có hiện tượng phân bố lại ứng suất.

Trong giáo trình này ta chỉ nghiên cứu phương pháp đơn giản tính ứng suất dưới đáy móng cứng. Theo phương pháp này với giả thiết xem ứng suất tiếp xúc dưới đáy móng phân bố theo quy luật đường thẳng, sử dụng các công thức tính của sức bền vật liệu.

3.5.1. Bài toán không gian:

Toàn bộ các lực tác dụng trên móng được đưa về một tổng hợp lực tập trung N đặt tại đáy móng, chọn hệ tọa độ như hình 3-13

Xét các trường hợp sau:

a, Khi tải trọng tác dụng đúng tâm: ứng suất phân bố dưới đế móng sẽ là đều và có giá trị:

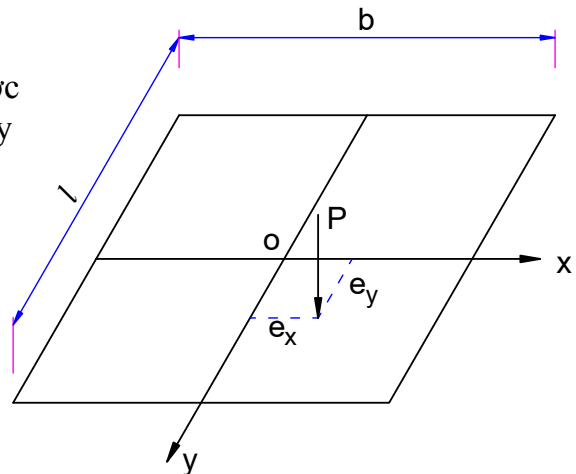
$$P = \frac{N}{b \cdot l} \quad (3-11)$$

b, Khi tải trọng tác dụng lệch tâm:

$$P_{(x,y)} = \frac{N}{b \cdot l} + \frac{M_x}{J_x} y + \frac{M_y}{J_y} x \quad (3.13)$$

Trong đó: $M_x = N \cdot e_y$; $M_y = N \cdot e_x$

$$J_x = \frac{b \cdot l^3}{12} \quad \text{và} \quad J_y = \frac{l \cdot b^3}{12}$$



Hình 3.13

Vậy công thức (3-12) có thể viết thành;

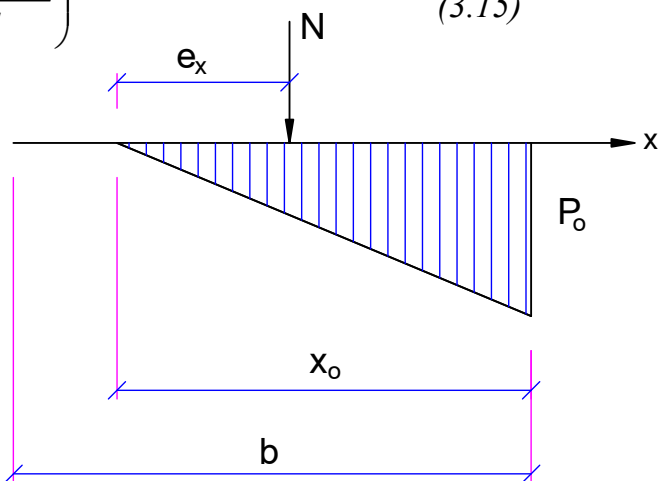
$$P_{(x,y)} = \frac{N}{b \cdot l} \left(1 + \frac{12 \cdot e_x}{b^2} x + \frac{12 \cdot e_y}{l^2} y \right) \quad (3.14)$$

Để tính cho các điểm góc móng có tọa độ $x = \pm \frac{b}{2}$ và $y = \pm \frac{l}{2}$

ta có công thức:

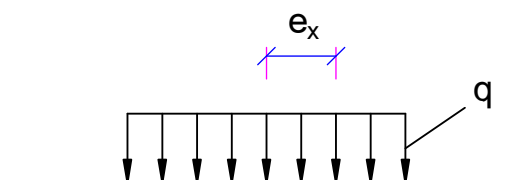
$$P_{(x,y)} = \frac{N}{b \cdot l} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_x}{b} \pm \frac{6 \cdot e_y}{l} \right) \quad (3.15)$$

Nếu $e_y = 0$ và $e_x > b/6$ thì N lệch tâm nhiều theo trục x, móng có xu hướng bị lệch một mép, tại mép phát sinh ứng suất kéo. Nhưng giữa nền và móng không thể có ứng suất kéo được, nên buộc phải phân bố ứng suất dưới đế móng như hình 3-14



Hình 3.14

$$\left. \begin{aligned} P_0 &= \frac{2N}{3 \left(\frac{b}{2} - e_x \right) l} \\ x_0 &= 3 \left(\frac{b}{2} - e_x \right) \end{aligned} \right\} (3-16)$$



3.5.2. Bài toán phẳng:

Gọi q là tải trọng phân bố trên một đơn vị chiều dài như hình 3-15

- Khi tải trọng đúng tâm ta có:

$$P = \frac{q}{b} \quad (3.17)$$

- Khi tải trọng lệch tâm với độ lệch tâm e_x , ta có

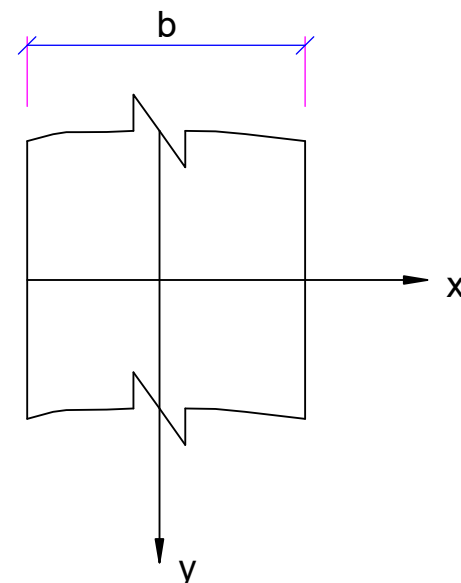
$$P = \frac{q}{F} + \frac{M_x}{J_y} x \quad (3.18)$$

Nếu lấy một đơn vị chiều dài ta có:

$$F = b \cdot 1 = b$$

$$J_y = 1 \cdot b^3 / 12$$

$$M_y = q \cdot e_x$$



Hình 3.14

Thay vào (3-18) ta có:

$$P = \frac{q}{b} \left(1 + \frac{12e_x}{b^2} \cdot x \right) \quad (3.19)$$

Tại các điểm mép móng có $x = \pm b/2$ thì giá trị ứng suất:

$$P = \frac{q}{b} \left(1 \pm \frac{6e_x}{b} \right) \quad (3.20)$$

CÂU HỎI ÔN TẬP

1. Tại sao trong đất nền lại có ứng suất bản thân? Cách xác định ứng suất bản thân khi đất đồng nhất và đất không đồng nhất.
2. Từ dạng biểu đồ ứng suất bản thân, người ta rút ra nhận xét gì?
3. Từ công thức của Jbutxinet hãy dẫn giải tới công thức xác định ứng suất do một lực tập trung gây ra trong đất?
4. Hãy trình bày phương pháp điểm góc để xác định ứng suất phụ thêm trong đất, khi tải trọng phân bố trên diện tích hình chữ nhật?
5. Hãy trình bày phương pháp điểm góc để xác định ứng suất phụ thêm trong đất, khi tải trọng phân bố dạng tam giác trên diện tích hình chữ nhật?
6. Thế nào gọi là bài toán phẳng? Cách xác định ứng suất phụ thêm trong bài toán phẳng.
7. Trong đất không đồng nhất, sự phân bố ứng suất phụ thêm có các hiện tượng gì?
8. Hãy thiết lập công thức xác định ứng suất tiếp xúc đáy móng trong trường hợp bài toán không gian.
9. Hãy thiết lập công thức xác định ứng suất tiếp xúc đáy móng trong trường hợp bài toán phẳng.
10. Xác định ứng suất bản thân với các số liệu sau: đất có hai lớp, lớp trên là loại đất cát có dung trọng khô $\gamma_k = 17,3 \text{ KN/m}^2$, độ ẩm $W = 14,1\%$, chiều dày 3 m, lớp dưới là đất có trọng lượng riêng hạt $\gamma_h = 28 \text{ KN/m}^3$ và hệ số rỗng $e = 0,6$, chiều dày 5 m, lớp này nằm dưới mực nước ngầm.

4.1. Khái niệm chung:

Lún của nền là sự dịch chuyển thẳng đứng của nền công trình dưới tác dụng của tải trọng do công trình truyền xuống. Độ lún của nền đất dưới tác dụng của tải trọng gồm ba phần khác nhau:

Lún do lớp đất trên cùng bị phá hoại kết cấu khi đào hố móng và khi xây móng, lún do một bộ phận đất nền bị biến dạng dẻo và bị đùn trôi ra ngoài, lún do đất nền trong vùng chịu nén được nén chặt dưới tải trọng.

Bất kỳ công trình lớn nhỏ nào khi xây dựng xong cũng đều bị lún, nếu độ lún nhỏ thì công trình sử dụng bình thường, nhưng nếu độ lún quá lớn sẽ gây ra khó khăn cho việc sử dụng. Thường khi nền bị lún nhiều lại kéo theo sự lún không đều làm cho công trình bị nghiêng lệch, thậm chí các bộ phận kết cấu bị nứt nẻ không thể sử dụng an toàn được nữa.

Chính vì vậy, các quy trình thiết kế cầu cống và nhà cửa đều có quy định độ lún giới hạn cho mỗi loại công trình.

Các điều kiện chủ yếu cần đảm bảo khi thiết kế nền đất về phương diện lún là:

$$S \leq S_{gh}$$

S : Độ lún của công trình

S_{gh} : Độ lún giới hạn theo quy định

và $\Delta S \leq \Delta S_{gh}$

ΔS : Độ chênh lệch về lún của 2 bộ phận

ΔS_{gh} : Độ chênh lệch lún giới hạn theo quy định.

4.2 Tính lún cuối cùng theo công thức tính của quy phạm 22TCN18-79

4.2.1. Công thức tính:

Sử dụng công thức sau đây để tính độ lún cuối cùng cho móng đặt trên nền sét, như hình 5-1

$$S = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i^{tb} \cdot h_i}{E_i} \quad (4.1)$$

Trong đó:

σ_i^{tb} : áp lực trung bình phụ thêm do móng truyền xuống lớp đất thứ i

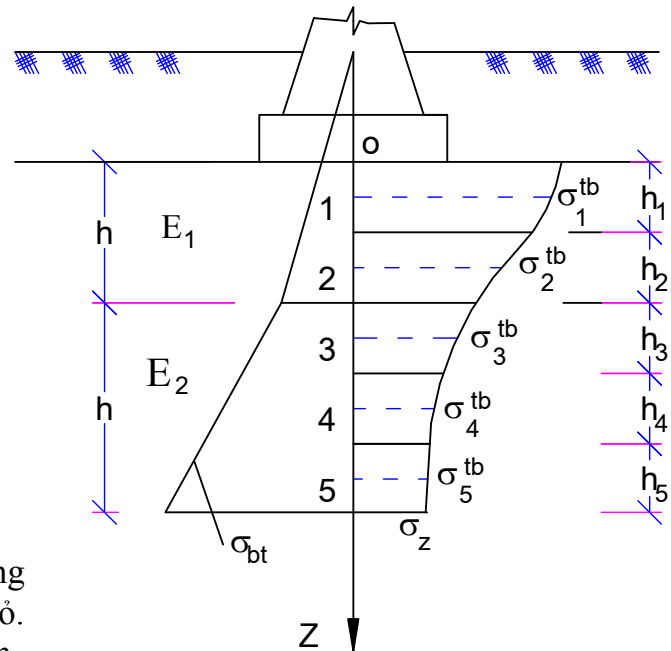
$$\sigma_i^{tb} = \frac{\sigma_i + \sigma_{i+1}}{2} \quad (4.2)$$

h_i : Chiều dày của lớp đất thứ i

E_i : Mô đun biến dạng của lớp đất thứ i

4.2.2 Cách sử dụng công thức:

Thực tế càng xuống sâu ảnh hưởng của tải trọng tới độ lún của đất càng nhỏ. Do vậy người ta chỉ phân lớp để tính lún tới một độ sâu nhất định nào đó mà thôi.



Hình 4.1

Theo quy định chỉ tính lún tới độ sâu mà ở đó ứng suất phụ thêm bằng 0,2 ứng suất bản thân ($\sigma_z = 0,2 \sigma_{bt}$)

Các bước tính toán như sau:

- Xác định độ sâu tính lún:

Tính ứng suất phụ thêm do tải trọng gây ra tại các điểm nằm trên trục đứng đi qua tâm đáy móng. Tính ứng suất bản thân của đất. Vẽ biểu đồ 0,2 ứng suất bản thân của đất và biểu đồ ứng suất phụ thêm theo cùng một tỉ lệ và cùng một phía của trục đứng qua tâm móng. Giao điểm của hai biểu đồ trên là giới hạn của độ sâu tính lún.

- Trong khoảng độ sâu tính lún, chia đất thành nhiều lớp với chiều dày mỗi lớp tùy ý, nên chia các lớp càng gần mặt đất càng mỏng. Chú ý là chiều dày lớn nhất của lớp đất không vượt quá chiều dài cạnh nhỏ của móng chữ nhật hay bán kính móng tròn, đất trong mỗi lớp là đồng nhất.

- Dùng công thức (4-1) tính độ lún cuối cùng cho điểm tâm đáy móng, trong khoảng tính lún đã xác định trên.

4.3 Tính lún của nền theo phương pháp cộng lún từng lớp:

4.3.1. Nội dung phương pháp:

Nội dung cơ bản của phương pháp này là đem chia đều đất ra thành từng lớp bởi các mặt cắt ngang sao cho trong phạm vi mỗi lớp ấy có thể xem biểu đồ phân bố ứng suất σ_z do tải trọng P gây ra là thay đổi không đáng kể và biến dạng lún của đất ở mỗi lớp xảy ra trong điều kiện không có nở hông (Hình 4-2) với giả thiết như thế, đối với mỗi lớp có thể áp dụng công thức tính lún của bài toán một chiều, sau đó độ lún của toàn bộ lớp đất sẽ xác định như tổng các độ lún của các lớp.

4.3.2. Công thức tính:

Gọi $\sigma_z^{tb}_i$ là ứng suất nén trung bình và a_{0i} là hệ số nén tương đối của mỗi lớp đất có chiều cao h_i . Độ lún cuối cùng xác định theo công thức:

$$S = \sum_{i=1}^n a_{0i} \cdot \sigma_z^{tb}_i \cdot h_i \quad (4.3)$$

4.3.3. Các bước tính độ lún:

- Vẽ biểu đồ phân bố áp lực bản thân của đất.

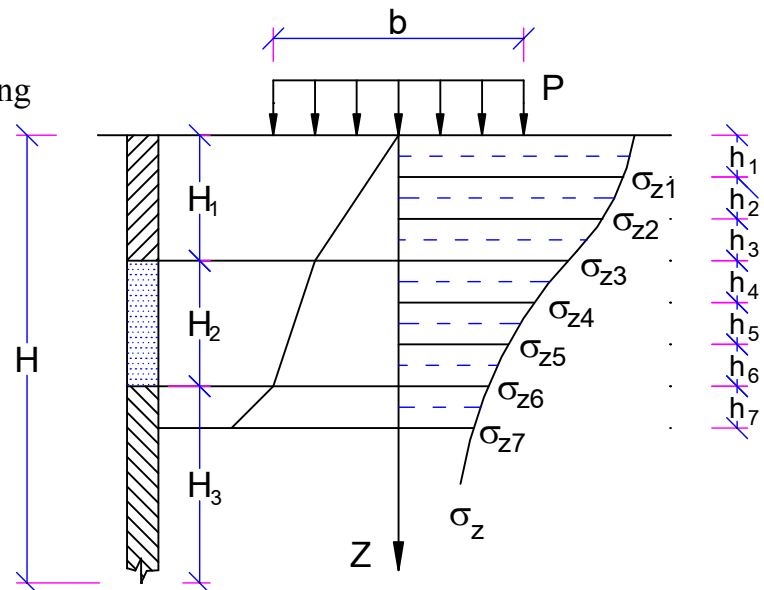
- Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất phụ thêm theo công thức

$$P = P_0 - \gamma \cdot h_m$$

Trong đó: P_0 : áp lực công trình xuống đáy móng

γ : trọng lượng riêng đất T/m³

h_m : độ sâu đặt móng



Hình 4.2

- Chỉ tính lún tới độ sâu có $\sigma_z \leq 0,2 \sigma_{bt}$, bằng cách vẽ biểu đồ ứng suất phụ thêm và biểu đồ $0,2 \sigma_{bt}$ ứng suất bản thân trên cùng một trục và cùng tỉ lệ, giao điểm hai biểu đồ cho biết khoảng sâu tính lún.

- Chia nền đất trong khoảng sâu tính lún thành các lớp, có chiều dày mỗi lớp bé hơn hoặc bằng $1/10$ chiều sâu tính lún hoặc bé hơn hoặc bằng $b/4$ chiều rộng của móng.

- Khi chia lớp cần chú ý rằng vì biểu đồ phân bố ứng suất σ_z ở chiều sâu đáy móng có dạng thay đổi nhiều nên các lớp ở gần đáy móng nên lấy mỏng, còn các lớp phía sâu lấy dày hơn. Đất trong mỗi lớp là đồng nhất.

- Xác định giá trị áp lực σ_{zi}^{tb} và hệ số nén tương đối a_{0i} của mỗi lớp.

$$\sigma_i^{tb} = \frac{\sigma_i + \sigma_{i+1}}{2} ; a_{0i} = \frac{a_i}{1 + e_i}$$

- Với $a_i = \frac{e_i - e_{i+1}}{P_{i+1} - P_i}$

- Hệ số nén a_i được xác định bằng thí nghiệm nén đất trong phòng.

- Tính toán độ lún toàn bộ đất nền theo công thức (4.3)

Ví dụ tính toán:

- Tính độ lún ổn định của một móng chữ nhật có kích thước $a = 8,0$ m, $b = 4,0$ m. Độ sâu đặt móng $h = 2,0$ m. Móng xây trên nền đất hai lớp, trong đó lớp thứ nhất có chiều dày $7,0$ m, áp lực công trình tác dụng lên nền đất ở đáy móng là $P_0 = 2,4 \cdot 10^2$ KN/m², các số liệu tính toán khác cho trong bảng sau:

Lớp	γ (KN/m ³)	Hệ số rỗng e				
		$P_0 = 0.10^2$ KN/m ²	$P_1 = 1.10^2$ KN/m ²	$P_2 = 2.10^2$ KN/m ²	$P_3 = 3.10^2$ KN/m ²	$P_4 = 4.10^2$ KN/m ²
I	2.10^1	0,544	0,360	0,268	0,218	0,205
II	$1,8.10^1$	0,730	0,528	0,420	0,354	0,323

Giải

Xác định áp lực tính lún

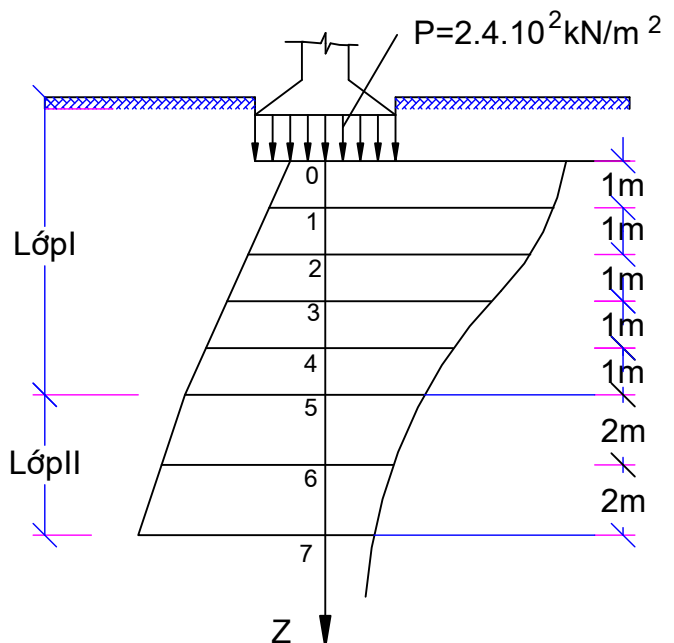
$$P = P_0 - \gamma \cdot h_m$$

$$= 2,4 \cdot 10^2 - 2,0 \cdot 2,10^2$$

$$= 2 \cdot 10^2 \text{ KN/m}^2$$

Vẽ biểu đồ áp lực bản thân của đất và biểu đồ ứng suất phụ thêm
Chia nền đất ra thành từng lớp có chiều dày $h_i \leq b/4$. ở đây ta chia lớp I thành 5 lớp, mỗi lớp có chiều dày $h_i = 1,0$ m. Chia lớp II thành 2 lớp có chiều dày $h_i = 2,0$ m. Như hình 4-3

Tính áp lực bản thân của đất tại các điểm 1, 2,...,7 theo công thức:



$$\sigma_{bti} = \gamma_i (h_m + z_i)$$

Trong đó :

σ_{bti} : áp lực bản thân của đất tại điểm i

γ_i : trọng lượng đơn vị của lớp đất i

z_i : chiều sâu kể từ đáy móng tới điểm i

h_m : độ sâu đặt móng

Hình 4.3

Tính ứng suất phụ thêm tại các điểm 1, 2,..., 7 theo công thức:

$$\sigma_{zi} = k_0 \cdot P$$

Trong đó σ_{zi} : ứng suất phụ thêm tại điểm i

P : áp lực tính lún

k_0 : hệ số ứng suất ở tâm móng, phụ thuộc vào $\alpha = a/b$ và $\beta = z/b$.

Tra bảng 4.2: Kết quả tính được lập thành bảng sau:

Lớp	Điểm tính	z_i (m)	σ_{bt}	a/b	z/b	k_0	σ_{zi}
I	0	0	$0,4 \cdot 10^2$	2	0,00	1,000	$2 \cdot 10^2$
	1	1	$0,6 \cdot 10^2$	2	0,25	0,908	$1,816 \cdot 10^2$
	2	2	$0,8 \cdot 10^2$	2	0,50	0,734	$1,468 \cdot 10^2$
	3	3	$1,0 \cdot 10^2$	2	0,75	0,602	$1,204 \cdot 10^2$
	4	4	$1,2 \cdot 10^2$	2	1,00	0,470	$0,940 \cdot 10^2$
	5	5	$1,4 \cdot 10^2$	2	1,25	0,379	$0,758 \cdot 10^2$
II	6	7	$1,62 \cdot 10^2$	2	1,75	0,238	$0,476 \cdot 10^2$
	7	9	$1,98 \cdot 10^2$	2	2,25	0,168	$0,336 \cdot 10^2$

Vẽ đường cong nén lún của các lớp đất theo số lượng bảng trên như hình 5-4

Tính lún S

Xác định chiều sâu vùng chịu nén: Ta thấy

ở chiều sâu $z = 9\text{m}$ (điểm 7) thì trị số

$\sigma_{bt} = 1,98 \cdot 10^2 \text{ KN/m}^2$ và trị số $\sigma_{z7} = 0,34 \cdot 10^2 \text{ KN/m}^2$

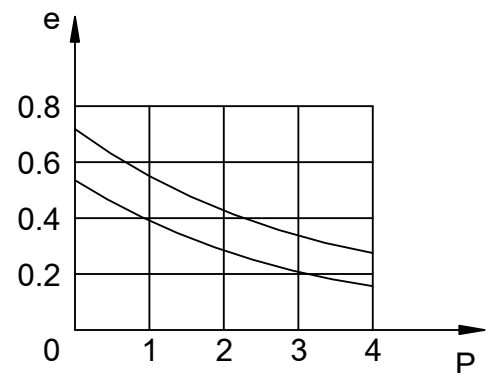
thỏa mãn điều kiện $\sigma_z \leq 0,2 \sigma_{bt}$. Do vậy ta thấy khoảng tính lún là 9m

Tính lún theo công thức:

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{e_i - e_{i+1}}{1 + e_i} \cdot h_i$$

Trong đó : S : độ lún cuối cùng của trọng tâm đáy móng

e_i, e_{i+1} : hệ số rỗng của đất ứng với P_i và P_{i+1}



Hình 4.4

$$P_i = \frac{\sigma_{bti-1} + \sigma_{bti}}{2}$$

$$P_{i+1} = P_i + \sigma_{zi}^{tb}$$

$$\sigma_{zi}^{tb} = \frac{\sigma_{bti-1} + \sigma_{bti}}{2}$$

h_i : chiều dày tầng đất thứ i

Kết quả tính toán lập thành bảng sau

Lớp	h_i (m)	P_i (kN/m ²)	P_{i+1} (kN/m ²)	e_i	e_{i+1}	S_i (m)	
1	1,0	$0,5 \cdot 10^2$	$2,408 \cdot 10^2$	0,44	0,25	$13,2 \cdot 10^2$	lớp I
2	1,0	$0,7 \cdot 10^2$	$2,342 \cdot 10^2$	0,40	0,246	$10,0 \cdot 10^2$	
3	1,0	$0,9 \cdot 10^2$	$2,236 \cdot 10^2$	0,37	0,253	$8,5 \cdot 10^2$	
4	1,0	$1,1 \cdot 10^2$	$2,172 \cdot 10^2$	0,35	0,255	$7,0 \cdot 10^2$	
5	1,0	$1,3 \cdot 10^2$	$2,149 \cdot 10^2$	0,33	0,260	$5,4 \cdot 10^2$	
6	2,0	$1,5 \cdot 10^2$	$2,117 \cdot 10^2$	0,46	0,405	$3,8 \cdot 10^2$	Lớp
7	2,0	$1,8 \cdot 10^2$	$2,206 \cdot 10^2$	0,425	0,394	$2,2 \cdot 10^2$	

$$\text{Vận độ lún } S = \sum S_i = 52,1 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 52,1 \text{ cm}$$

4.4. Tính lún của đất theo thời gian:

Biến dạng lún của đất, nhất là đất sét, không xảy ra tức khắc, mà kéo dài trong một thời gian nhất định, có khi rất dài. Vì thế có trường hợp, tuy độ lún không đều cuối cùng giữa các bộ phận của công trình không lớn, nhưng trong quá trình cấu kết của đất, có lúc độ lún ấy vượt quá những giới hạn cho phép, làm cho công trình bị hư hỏng.

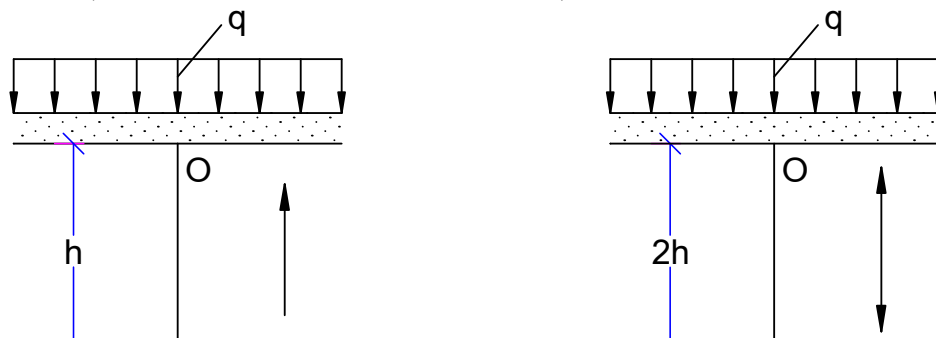
Khi tính lún theo thời gian thường dùng một khái niệm gọi là độ cố kết Q_t là tỉ số giữa độ lún S_t của nền đất ở thời gian t đang xét và độ lún ổn định cuối cùng S_∞ .

$$Q_t = \frac{S_t}{S_\infty} \quad (4.4)$$

Vận độ lún S_t của nền đất ở một thời gian t bất kỳ có thể tính như sau:

$$S_t = Q_t \cdot S_\infty$$

4.4.1. Sơ đồ tính: (Sơ đồ tính như hình 4-5a và 4-5b)



a,

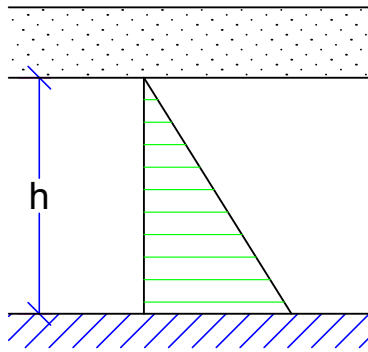
b,

Hình 4.5

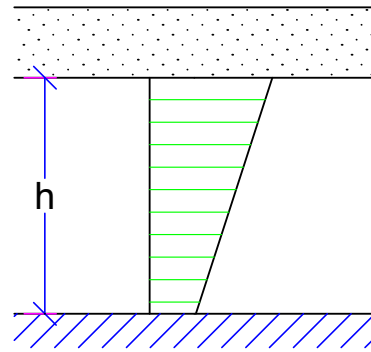
a : Khi lớp đất có chiều dày h nằm trên một tầng cứng không thấm nước và chịu tác dụng của một tải trọng phân bố đều kín khắp trên mặt, chiều nước từ dưới lên trên.

b : Khi lớp đất có chiều dày $2h$ nằm giữa hai lớp thoát nước và chịu nén dưới một tải trọng phân bố đều kín khắp trên mặt, nước thoát theo hai chiều lên và xuống.

Sơ đồ 1



Sơ đồ 2

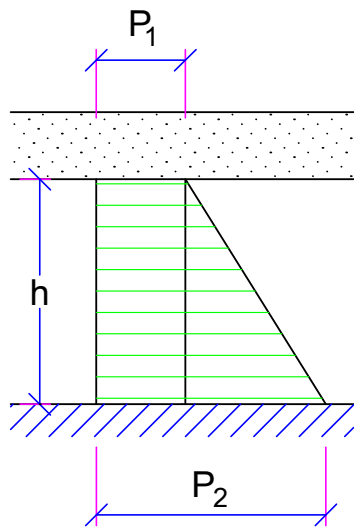


Hình 4.6

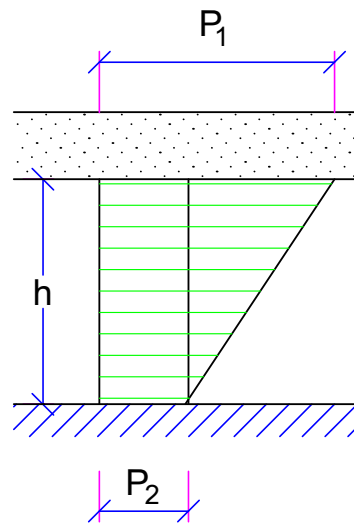
Sơ đồ 1 : ứng với trường hợp cố kết của một lớp đất dưới trọng lượng bản thân.

Sơ đồ 2 : ứng với trường hợp cố kết của một lớp đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài.

Sơ đồ 0-1



Sơ đồ 0-2



Hình 4.7

Sơ đồ 0-1 : ứng với trường hợp cố kết của một lớp đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài phân bố đều khắp và tải trọng bản thân.

Sơ đồ 0-2 : ứng với trường hợp cố kết của một lớp đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài phân bố đều khắp và một tải trọng phân bố đều cục bộ.

4.4.2. Các trường hợp tính toán:

a, Trường hợp biết thời gian cố kết (t) tìm độ cố kết Q_t và độ lún S_t của nền.

Để giải bài toán này, trước hết phải tính c_v theo công thức:

$$c_v = \frac{k (1 + e_1)}{\gamma_n \cdot a}$$

Trong đó: c_v : Hệ số cố kết

k : Hệ số thấm của đất

e_1 : Hệ số rỗng ban đầu của đất

a : Hệ số nén của đất

Tiếp theo căn cứ vào chiều dày lớp đất h và thời gian t đã cho, tính tham số N theo công thức:

$$N = \frac{\pi^2 \cdot c_v \cdot t}{4h^2}$$

Sau khi đã có giá trị N thì cần chọn sơ đồ cố kết tương ứng với bài toán cụ thể. Để xác định độ cố kết Q_t người ta lập thành bảng 5-1 cho các trường hợp sơ đồ 0, 1, 2. Trong đó các giá trị Q_t phụ thuộc vào tham số N .

Bảng 4.1:

Q_t	Trị số N với sơ đồ			Q_t	Trị số N với sơ đồ		
	0	1	2		0	1	2
0,05	0,005	0,06	0,002	0,55	0,59	0,84	0,32
0,10	0,02	0,12	0,005	0,60	0,71	0,95	0,42
0,15	0,04	0,18	0,01	0,65	0,84	1,10	0,54
0,20	0,08	0,25	0,02	0,70	1,00	1,24	0,69
0,25	0,12	0,31	0,04	0,75	1,18	1,42	0,88
0,30	0,17	0,39	0,06	0,80	1,40	1,64	1,08
0,35	0,24	0,47	0,09	0,85	1,69	1,93	1,36
0,40	0,31	0,55	0,13	0,90	2,09	2,35	1,77
0,45	0,39	0,63	0,18	0,95	2,80	3,17	2,54
0,50	0,49	0,73	0,29	0,10	-	-	-

Độ cố kết Q_t đối với các trường hợp sơ đồ 0-1 và 0-2 có thể tính ra từ các số liệu bảng 5-1, dựa vào các biểu thức sau:

$$\text{Đối với sơ đồ 0-1: } N_{0-1} = N_0 + (N_1 - N_0) \cdot J$$

$$\text{Đối với sơ đồ 0-2: } N_{0-2} = N_0 + (N_2 - N_0) \cdot J'$$

Trong đó J và J' là các hệ số nội suy và tra bảng 4-2, dựa vào tỉ số V giữa các áp lực nén ở mặt trên và mặt dưới của biểu đồ ứng suất nén ổn định (ở các chiều sâu $z = 0$ và $z = h$).

$$V = \frac{P_1}{P_2}$$

Bảng 4.2

Sơ đồ 0-1		Sơ đồ 0-2	
V	J	V	J'
0	1	0	1
0,1	0,84	1,5	0,83
0,2	0,69	2	0,71
0,3	0,56	3	0,55
0,4	0,46	4	0,45
0,5	0,36	5	0,39
0,6	0,27	6	0,30
0,7	0,19	7	0,25
0,8	0,12	8	0,20
0,9	0,06	9	0,17
1,0	0,00	12	0,13

Từ giá trị Q_t tính độ lún S_t theo công thức (4.4) với độ lún cuối cùng S_∞ được xác định theo công thức (4.1) hoặc (4.3)

b, Trường hợp tìm thời gian t , để nền đạt độ cố kết Q_t nhất định.

Đây là bài toán ngược với bài toán trên. Khi giải bài toán này, trước hết tính hệ số cố kết c_v . Tiếp theo chọn sơ đồ cố kết tương ứng với bài toán và dùng các bảng 4.1 và bảng 4-2 để tìm các giá trị N , h và c_v đã biết, có thể tính ra thời gian t cần thiết.

CÂU HỎI ÔN TẬP

1. Hãy giới thiệu và giải thích các đại lượng trong công thức tính lún theo quy phạm 22TCN18-79.
2. Nêu cách tính lún theo công thức quy phạm 22TCN18-79?
3. Nêu cách tính lún theo phương pháp cộng lún từng lớp?

4. Nêu cách giải bài toán tính độ cố kết Q_t và độ lún S_t của nền, khi biết thời gian cố kết t ?
5. Nêu cách giải bài toán tìm thời gian t để nền đạt độ cố kết Q_t

Chương 5 SỨC CHỊU TẢI CỦA ĐẤT NỀN

5.1. Khái niệm chung:

Trong thí nghiệm nén đất tại hiện trường chúng ta thu được biểu đồ quan hệ “S - P” như hình 5.1.

Nhận xét biểu đồ này ta thấy có 3 giai đoạn.

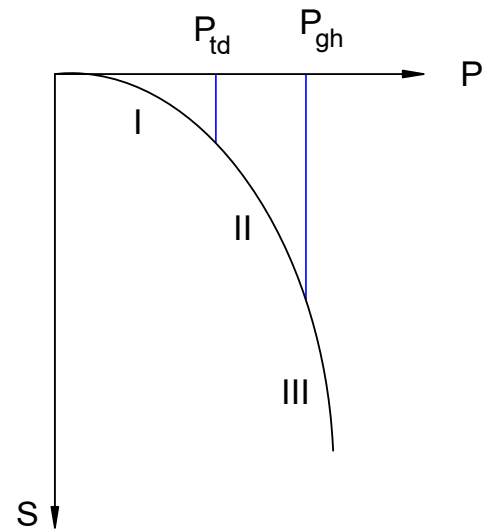
Giai đoạn 1: Gần như một đường thẳng được giới hạn bởi P_{td} . Ta gọi giai đoạn này là giai đoạn biến dạng đàn hồi hay tuyến tính. Người ta cho rằng ở giai đoạn này dưới tác dụng của tải trọng, các hạt đất dưới móng bị nén ép xô dịch lại gần nhau, chèn ép các lỗ hổng và thể tích lỗ hổng giảm đi, đất chưa bị phá hoại như hình 5-2a.

Giai đoạn 2 : Khi tải trọng $P_{gh} > P > P_{td}$ là một đường cong. Ta gọi giai đoạn này là giai đoạn biến dạng dẻo.

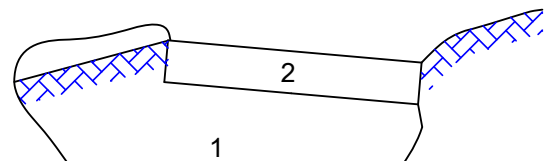
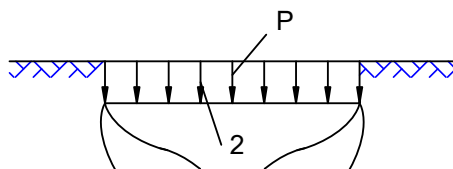
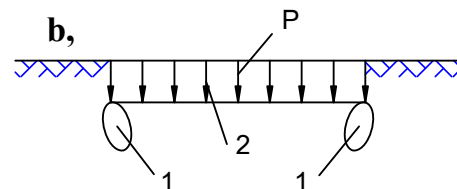
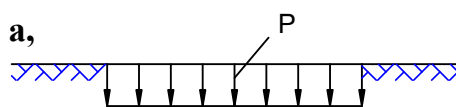
Người ta cho rằng ở giai đoạn này có một bộ phận đất nền bị phá hoại, các hạt đất ở đó bị trượt lên nhau, biến dạng tăng lên nhiều mà không hồi phục lại được, đất ở 2 mép móng bị phá hoại và khu vực phá hoại gọi là khu vực biến dạng dẻo như hình 5.2b.

Khi $P = P_{gh}$ là ứng với khi hai khu vực biến dạng dẻo của hai mép móng giáp liền nhau, móng coi như nằm trên một nền bị phá hoại hoàn toàn, như hình 5-2c

Giai đoạn 3: Khi $P > P_{gh}$ là một đường cong, ta gọi giai đoạn này là giai đoạn mất ổn định, móng bị nghiêng đổ, công trình bị phá hoại, như hình 5-2d.



Hình 5.1



c,

d,

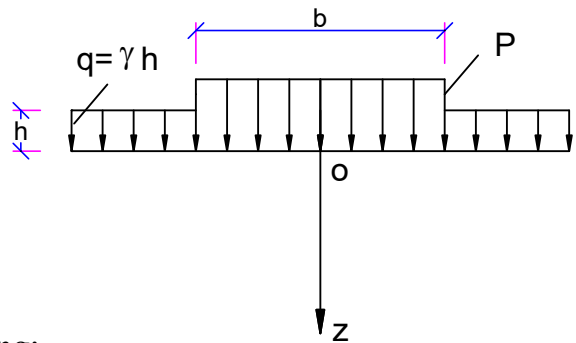
Hình 5.2

- 1: Khu vực biến dạng dẻo
- 2: Đáy móng cứng

5.2. Xác định tải trọng tới dẻo (P_{td}):

Tải trọng P_{td} là tải trọng ứng với lúc bắt đầu xuất hiện biến dạng dẻo ở hai mép móng, nghĩa là ứng với lúc kết thúc giai đoạn nén chặt và bắt đầu giai đoạn trượt, mọi tải trọng bằng hoặc nhỏ hơn tải trọng này chưa gây ra phá hoại nào cho công trình.

Để xác định tải trọng tới dẻo P_{td} người ta xét trường hợp một móng băng có chiều rộng b , chiều sâu đặt móng h , dưới đáy móng có tải trọng phân bố đều P (KN/m²) tác dụng. Trọng lượng lớp đất trong phạm vi chôn móng được tính đổi ra thành tải trọng phân bố đều $q = \gamma \cdot h$ như Hình 5-3.



Theo Puzurriexki, tải trọng tới dẻo có dạng:

$$P_{td} = \gamma h \frac{\cotg\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\cotg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\pi \cdot c \cdot \cotg\varphi}{\cotg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \quad (5.1)$$

Hình 5.3

Trong đó:

P_{td} : tải trọng tới dẻo

γ : trọng lượng riêng của đất

h : chiều sâu đặt móng

φ : góc nội ma sát trong của đất, tính bằng Radian

c : lực dính đơn vị của đất

Theo Maxlov, cho phép xuất hiện khu vực biến dạng dẻo nhỏ như hình 6-2b, tải trọng tới dẻo có dạng:

$$P_{td} = \frac{\pi \cdot \gamma \left(b \cdot \tg\varphi + h + \frac{c}{\gamma \cdot \tg\varphi} \right)}{\cotg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma \cdot h \quad (5.2)$$

5.3. Xác định tải trọng giới hạn P_{gh} :

Tải trọng giới hạn P_{gh} là tải trọng ứng với lúc hai khu vực biến dạng dẻo của hai mép móng giáp liền nhau, nghĩa là khối bắt đầu trượt mạnh, đất không còn khả năng chịu lực nữa. Như Hình 5-2c.

5.3.1. Phương pháp Xôcôlovski:

a, Trường hợp tải trọng thẳng đứng (như hình 5-4)

a, Với móng nông ($h/b < 0,5$) đặt trên đất dính ($c \neq 0, q \neq 0, h > 0$)

Tải trọng giới hạn tính theo công thức:

$$P_{gh} = P_T (c + q \cdot \operatorname{tg} \varphi) + q \quad (5-3)$$

Trong đó P_T hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào X_T

$$X_T = \frac{\gamma}{q \cdot \operatorname{tg} \varphi + c} \cdot x \quad \text{với } 0 \leq x \leq b$$

Trị số P_T tra bảng 5-1

b, Với móng đặt trên mặt đất dính ($c \neq 0, q = 0, h = 0$)

Tải trọng giới hạn tính theo công thức:

$$P_{gh} = P_T \cdot c \quad \text{trong đó} \quad X_T = \frac{\gamma}{c} \cdot x \quad (5.4)$$

c, Với móng nông đặt trên đất cát ($c = 0, q \neq 0, h > 0$)

Tải trọng giới hạn tính theo công thức:

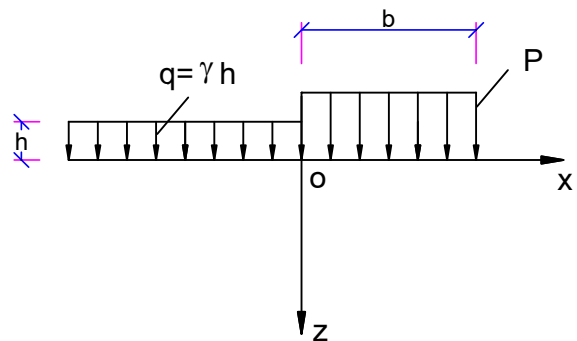
$$P_{gh} = q (P_T \cdot \operatorname{tg} \varphi + 1) \quad (5.5)$$

Trong đó

$$X_T = \frac{\gamma}{q \cdot \operatorname{tg} \varphi} \cdot x$$

Bảng 5.1: Bảng trị số P_T

φ_0 X_T	5	10	15	20	25	30	35	40
0	6.49	8.34	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	75.3
0,5	0.73	9.02	12.5	17.9	27.0	43.0	73.8	139
1,0	6.95	9.64	13.8	20.6	32.3	53.9	97.1	193
1,5	7.17	10.20	15.1	23.1	37.3	64.0	119	243
2,0	7.38	10.80	16.2	25.4	41.9	73.6	140	292
2,5	7.56	11.30	17.3	27.7	46.4	82.9	160	339
3,0	7.77	11.80	18.4	29.8	50.8	91.8	179	386
3,5	7.96	12.30	19.4	31.9	55.0	101	199	432
4,0	8.15	12.80	20.5	34.0	59.2	109	218	478
4,5	8.33	13.20	21.4	36.0	63.8	118	237	523



Hình 5.4

5,0	8.50	13.70	22.4	38.0	67.3	127	256	568
5,5	8.67	14.10	23.3	39.9	71.3	135	257	613
6,0	.884	14.50	24.3	41.8	75.3	143	293	658

b, Trường hợp tải trọng nghiêng (như hình 5-5)

Tải trọng giới hạn tính theo công thức:

$$P_{gh} = N_q \cdot \gamma \cdot h + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma \cdot x \quad (5.6)$$

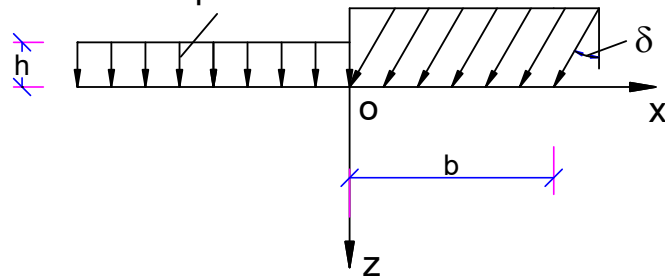
$$T_{gh} = P_{gh} \cdot \text{tg}\delta$$

Trong đó:

P_{gh} : trị số thành phần thẳng đứng của tải trọng giới hạn tương ứng với điểm có hoành độ x

T_{gh} : trị số thành phần nằm ngang của tải trọng giới hạn

N_q, N_c, N_γ các hệ số sức chịu tải của đất. Tra bảng 5.2



Hình 5.5

Bảng 5.2: Bảng giá trị các hệ số N_q, N_c, N_γ

$\delta \backslash \varphi$		5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0°	N_q	1.57	2.47	3.49	6.40	10.70	18.40	33.30	64.20	134.50
	N_c	6.49	8.34	11.0	14.90	20.70	30.20	46.20	75.30	133.50
	N_γ	0.17	0.56	1.40	3.16	6.92	15.32	35.19	86.46	236.30
5°	N_q	1.24	2.16	3.44	5.56	9.17	15.60	27.90	52.70	96.40
	N_c	2.72	6.56	9.12	12.50	17.50	25.40	38.40	61.60	95.40
	N_γ	0.09	0.38	0.99	2.31	5.02	11.10	24.38	61.38	163.30
10°	N_q		1.50	2.84	4.65	7.65	12.90	22.80	42.40	85.10
	N_c		2.84	6.88	10.00	14.30	20.60	31.10	49.30	84.10
	N_γ		0.17	0.62	1.51	3.42	7.64	17.40	41.78	109.50
15°	N_q			1.79	3.64	6.13	10.40	18.10	33.30	64.40
	N_c			2.94	7.27	11.00	16.20	24.50	38.50	64.40
	N_γ			0.25	0.89	2.15	4.93	11.34	27.61	70.58
20°	N_q				0.09	4.58	7.97	13.90	25.40	49.20
	N_c				3.00	7.68	12.10	18.50	29.10	48.20
	N_γ				0.32	1.19	2.92	6.91	16.41	43.00

25°	N_q					2.41	5.67	10.20	18.70	36.75
	N_c					3.03	8.09	13.20	21.10	35.75
	N_γ					0.38	1.50	3.84	9.58	24.86
30°	N_q						2.75	6.94	13.10	25.40
	N_c						3.02	8.49	14.40	24.40
	N_γ						0.43	1.84	4.96	13.31
35°	N_q							3.08	8.43	16.72
	N_c							2.97	8.86	15.72
	N_γ							0.47	2.21	6.41
40°	N_q								3.42	10.15
	N_c								2.88	9.15
	N_γ								0.49	2.60
45°	N_q									3.78
	N_c									2.78
	N_γ									0.50

5.3.2. Phương pháp Bêrêzanxev:

Trường hợp bài toán phẳng, móng nông ($h/b < 0,5$)

Tải trọng giới hạn phân bố đều P_{gh} như hình 5-6 tính theo công thức:

$$P_{gh} = A_0 \cdot \gamma b + B_0 \cdot q + C_0 \cdot c \quad (5-7)$$

Trong đó:

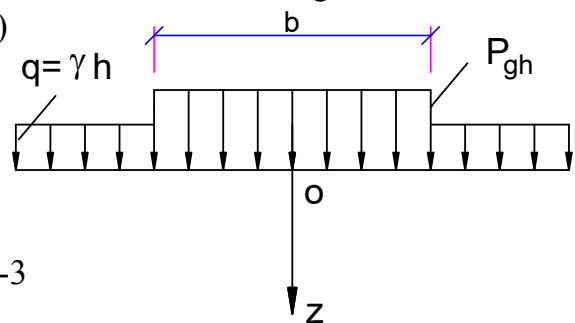
γ : trọng lượng riêng của đất

b : bề rộng móng

$q = \gamma \cdot h$: tải trọng hông

c : lực dính đơn vị

A_0, B_0, C_0 : hệ số sức chịu tải tra bảng 5-3



Hình 5.6

Bảng 5.3: Bảng giá trị các hệ số A_0, B_0, C_0

φ^0	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46
A_0	1,7	2,3	3,0	3,8	4,9	6,8	8,0	108	143	198	262	374	501	773	113	1596
B_0	4,4	5,3	6,5	8,0	9,8	123	15	193	247	326	415	548	72	987	132	195
C_0	11,7	13,2	15,1	17,2	19,8	232	258	315	38	47	557	70	847	108	141	1875

Ví dụ tính toán:

Tính sức chịu tải của nền đất có $\varphi = 20^0$, $c = 0,5 \cdot 10^2 \text{ KN/m}^2$, $\gamma = 1,8 \cdot 10^1 \text{ KN/m}^3$, dưới tác dụng của một tải trọng hình băng có chiều rộng $b = 5 \text{ m}$, đặt sâu 2 m.

Giải

Xác định một số tham số

$$\varphi = 20^0 = 0,35 \text{ Rad}, \text{tg}20^0 = 0,36, \text{cotg}20^0 = 2,75$$

* Tải trọng tới dẻo của nền theo công thức (5-1) của Puzuriexki

$$P_{td} = \gamma h \frac{\text{cotg}\varphi + \varphi + \pi/2}{\text{cotg}\varphi + \varphi - \pi/2} + \frac{\pi \cdot c \cdot \text{cotg}\varphi}{\text{cotg}\varphi + \varphi - \pi/2}$$

$$P_{td} = 1,8 \cdot 10^1 \cdot 2 \frac{2,75 + 0,35 + 0,5 \cdot 3,14}{2,75 + 0,35 - 0,5 \cdot 3,14} + \frac{3,14 \cdot 0,5 \cdot 10^2 \cdot 2,75}{2,75 + 0,35 - 0,5 \cdot 3,14}$$

$$P_{td} = 3,31 \cdot 10^2 \text{ KN/m}^2$$

* Tải trọng tới dẻo theo công thức (5-2) của Maxlov:

$$P_{td} = \frac{\pi \cdot \gamma (b \cdot \text{tg}\varphi + h + c/\gamma \cdot \text{tg}\varphi)}{\text{cotg}\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma \cdot h$$

$$P_{td} = \frac{3,14 \cdot 1,8 \cdot 10^1 (5 \cdot 0,36 + 2 + \frac{0,5 \cdot 10^2}{1,8 \cdot 10^1 \cdot 0,36})}{2,75 + 0,35 - 0,5 \cdot 3,14} + 1,8 \cdot 10^1 \cdot 2$$

$$P_{td} = 4,61 \cdot 10^2 \text{ KN/m}^2$$

* Tải trọng giới hạn theo công thức (5-3) của Xôcôlôvski:

$$P_{gh} = P_T (c + q \cdot \text{tg}\varphi) + q$$

- Với $x = 0$ thì $X_T = 0$ tra bảng 6-1 được $P_T = 14,8$

Thay số ta được:

$$P_{gh} = 14,8 (0,5 \cdot 10^2 + 1,8 \cdot 10^1 \cdot 2 \cdot 0,36) + 1,8 \cdot 10^1 \cdot 2$$

$$P_{gh} = 9,68 \cdot 10^2 \text{ KN/m}^2$$

- Với $x = 5$ thì $X_T = \frac{1,8 \cdot 10^1 \cdot 5}{1,8 \cdot 10^1 \cdot 2 \cdot 0,36 + 0,5 \cdot 10^2}$

Tra bảng 5-1 được $P_T = 22,75$

Thay số ta được:

$$P_{gh} = 22,75 (0,5 \cdot 10^2 + 1,8 \cdot 10^1 \cdot 2 \cdot 0,36) + 1,8 \cdot 10^1 \cdot 2$$

$$P_{gh} = 14,68 \cdot 10^2 \text{ KN/m}^2$$

Nếu trị số trung bình trong phạm vi chiều rộng đáy móng thì :

$$P_{gh} = \frac{9,68 + 14,68 \cdot 10^2}{2} = 12,18 \cdot 10^2 \text{ KN/m}^2$$

* Tải trọng giới hạn theo công thức (5-7) của Bêrêzanxbv

$$P_{gh} = A_0 \cdot \gamma b + B_0 \cdot q + C_0 \cdot c$$

Tra bảng 5-3 ta có:

$$P_{gh} = 3 \cdot 1,8 \cdot 10^1 \cdot 5 + 6,5 \cdot 1,8 \cdot 10^1 \cdot 2 + 15,1 \cdot 0,5 \cdot 10^2$$

$$P_{gh} = 12,59 \cdot 10^2 \text{ KN/m}^2$$

5.4. Quy định tính sức chịu tải của nền đất:

5.4.1: Công thức xác định theo quy phạm

Để tính sức chịu tải của nền đất, hiện nay trong ngành giao thông vận tải vẫn dùng quy phạm thiết kế cầu cống 1979. Theo quy phạm này việc tính toán sức chịu tải của nền đất là đất cát có thể dùng công thức (5-7) của Bêrêzanxv.

Với mọi loại đất thì dùng công thức kinh nghiệm như sau:

$$R = 1,2 \{ R' [1 + K_1 (b - 2)] + K_2 \cdot \gamma_{tb} (h - 3) \} \quad (5.8)$$

Trong đó :

R' : sức chịu tải tiêu chuẩn của đất nền lấy theo bảng 5-4, 5-5 và 5-6 (KN/m²)

K_1 và K_2 hệ số tra bảng 5-7

b : bề rộng đáy móng (cạnh nhỏ nhất hay bán kính)

Nếu $b > 6$ m thì lấy $b = 6$ m để tính (m).

h : độ sâu móng kê từ mặt đất sau khi xói (m)

Khi $h < 3$ m thì lấy $h = 3$ m để tính

γ_{tb} : trị số tính toán trung bình trọng lượng riêng của đất từ đáy móng trở lên (KN/m²)

$$\gamma_{tb} = \sum_{i=1}^n \frac{\gamma_i \cdot h_i}{h_i}$$

γ_i và h_i là trọng lượng riêng và chiều dày của lớp

Bảng 5. 4: Giá trị sức chịu tải tiêu chuẩn R' của đất dính (KN/m²)

Tên đất	Hệ số rỗng e	Độ sệt B						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Cát pha $\phi \leq 5$	0,5	$3,43 \cdot 10^2$	$2,94 \cdot 10^2$	$2,45 \cdot 10^2$	$1,96 \cdot 10^2$	$1,47 \cdot 10^2$	$0,98 \cdot 10^2$	
	0,7	$2,94 \cdot 10^2$	$2,45 \cdot 10^2$	$1,96 \cdot 10^2$	$1,47 \cdot 10^2$	$0,98 \cdot 10^2$		
Á sét $10 \leq \phi \leq 15$	0,5	$3,92 \cdot 10^2$	$3,43 \cdot 10^2$	$2,94 \cdot 10^2$	$2,45 \cdot 10^2$	$1,96 \cdot 10^2$	$1,47 \cdot 10^2$	$0,98 \cdot 10^2$
	0,7	$3,43 \cdot 10^2$	$2,94 \cdot 10^2$	$2,45 \cdot 10^2$	$1,96 \cdot 10^2$	$1,47 \cdot 10^2$	$0,98 \cdot 10^2$	
	1,0	$3,94 \cdot 10^2$	$2,45 \cdot 10^2$	$1,96 \cdot 10^2$	$1,47 \cdot 10^2$	$0,98 \cdot 10^2$		
Đất sét $\phi \geq 20$	0,5	$5,88 \cdot 10^2$	$4,41 \cdot 10^2$	$3,43 \cdot 10^2$	$2,94 \cdot 10^2$	$2,45 \cdot 10^2$	$1,96 \cdot 10^2$	$1,47 \cdot 10^2$
	0,6	$4,90 \cdot 10^2$	$3,43 \cdot 10^2$	$2,94 \cdot 10^2$	$2,45 \cdot 10^2$	$1,96 \cdot 10^2$	$1,47 \cdot 10^2$	
	0,8	$3,92 \cdot 10^2$	$2,94 \cdot 10^2$	$2,45 \cdot 10^2$	$1,96 \cdot 10^2$	$1,47 \cdot 10^2$	$0,98 \cdot 10^2$	$0,98 \cdot 10^2$
	1,1	$2,94 \cdot 10^2$	$2,45 \cdot 10^2$	$1,96 \cdot 10^2$	$1,47 \cdot 10^2$	$0,98 \cdot 10^2$		

Chú thích:

- Với các trị số trung gian của B và e thì R' được xác định theo nội suy.
- Với các trị số ϕ trong phạm vi 5-10 và 15 -20 lấy trị số trung bình R'

Bảng 5.5: Giá trị R' của đất cát

Đất cát và độ ẩm	R' của cát chặt vừa (KN/m ²)	R' cát chặt (KN/m ²)
Sỏi, cát hạt to không phụ thuộc độ ẩm	$3,43 \cdot 10^2$	$4,42 \cdot 10^2$
Cát trung		

ẩm ít	$2,94.10^2$	$3,92.10^2$
ẩm và bẩo hoà	$2,45.10^2$	$3,43.10^2$
Cát nhỏ		
ẩm ít	$1,96.10^2$	$2,94.10^2$
ẩm và bẩo hoà	$1,47.10^2$	$2,45.10^2$
Cát bụi		
ẩm ít	$1,96.10^2$	$2,45.10^2$
ẩm	$1,47.10^2$	$1,96.10^2$
bẩo hoà	$0,98.10^2$	$1,47.10^2$

Bảng 6.6: Giá trị R' của cuội sỏi

Đất	R' (KN/m ²)
Cuội từ	
Đá kết tinh	$14,70.10^2$
Đá trầm tích	$9,80.10^2$
Sỏi sạn từ	
Đá kết tinh	$7,35.10^2$
Đá trầm tích	$4,90.10^2$

Bảng 6.7: Trị số của K₁ và K₂

Đất	Hêk số	
	K ₁	K ₂
Cuội sỏi, cát to, cát trung pha sỏi	0,1	3,0
Cát nhỏ	0,08	2,5
Cát bụi, cát pha	0,06	2,0
Sét pha, sét cứng và nửa cứng	0,04	2,0
Sét pha, sét dẻo cứng và dẻo mềm	0,02	1,5

5.4.2. Ví dụ tính toán:

Hãy xác định cường độ tính toán của nền sét có : $\gamma = 1,8.10^1$ KN/m³, $W_{ch} = 50\%$, $W_d = 20\%$, $W = 29\%$, $e = 0,8$. phía trên đáy móng có hai lớp đất với lớp 1 có $h = 2,5$ m, $\gamma = 1,7.10^1$ KN/m³, lớp 2 có $h = 1,0$ m, $\gamma = 1,9.10^1$ KN/m³

Giải

Áp dụng công thức kinh nghiệm (5-8)

$$R = 1,2 \{ R' [1 + K_1 (b - 2)] + K_2 \cdot \gamma_{tb} (h - 3) \}$$

Xác định các tham số

$$\text{Độ sệt } B = \frac{W - W_d}{W_{ch} - W_d} = \frac{29 - 20}{50 - 20} = 0,3, \text{ đất ở trạng thái dẻo cứng}$$

Tra bảng 5-7 có $K_1 = 0,02$, $K_2 = 1,5$

Tra bảng 5-4 có $R' = 1,96.10^2$ KN/m²

$$\gamma_{tb} = \sum \frac{\gamma_i \cdot h_i}{h_i} = \frac{1,7 \cdot 10^1 \cdot 2,5 + 1,9 \cdot 10^1 \cdot 1,0}{2,5 + 1,0} = 1,76 \cdot 10^1 \text{ KN/m}^3$$

Thay số có:

$$R = 1,2 \{ 1,96 \cdot 10^1 [1 + 0,02 (4 - 2)] + 1,5 \cdot 1,76 \cdot 10^1 (3,5 - 3) \}$$

$$R = 2,66 \cdot 10^2 \text{ (KN/m}^2\text{) hay } R = 2,66 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$$

5.5 Nghiệm toán cường độ đất nền:

Khi tiến hành tính toán thiết, để đảm bảo an toàn cho nền đất dưới móng công trình cần tiến hành kiểm tra, khống chế ứng suất phát sinh do công trình gây ra không vượt quá khả năng làm việc của đất nền. Công việc này được gọi là nghiệm toán cường độ đất nền.

Để đảm bảo an toàn cho nền và công trình, ứng suất phát sinh trong đất ở đáy móng phải thỏa mãn điều kiện sau:

- Khi tải trọng tác dụng đúng tâm

$$\sigma = \frac{N}{F} \leq R \quad (5.9)$$

- Khi tải trọng tác dụng lệch tâm

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{\sum M_0}{W} \leq R \quad (5.10)$$

Trong đó:

σ : ứng suất phát sinh tại mặt tiếp xúc với đáy móng

N : tổng hợp các lực có phương thẳng đứng có kể đến hệ số vượt tải

$\sum M_0$: Tổng mômen do các lực sinh ra lấy đối với trọng tâm móng có kể đến hệ số vượt tải.

F : diện tích đáy móng

W : Mô đuyên chống uốn của đáy móng

R : cường độ tính toán của đất nền dưới móng

Ví dụ tính toán:

Một trụ cầu có tổng hợp lực đứng tại đáy móng $N = 4100 \text{ KN}$, tổng mômen của các lực ấy với tâm móng $\sum M_0 = 700 \text{ KN/m}$. Đáy móng có kích thước $F = a, b = 8 \times 3 \text{ m}$. Đất sét pha đặt móng có $\gamma = 1,9 \cdot 10^1 \text{ KN/m}^3$, $e = 0,7$, $B = 0,1$. Móng đặt sâu $h = 4 \text{ m}$. Hãy nghiệm toán cường độ đất nền ngay tại đáy móng.

Giải

Xác định ứng suất do tải trọng gây ra tại đáy móng theo công thức (5-10)

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{\sum M_0}{W} \leq R$$

Với $F = 8 \cdot 3 = 24 \text{ m}^2$

$$W = \frac{a \cdot b^2}{6} = \frac{8 \cdot 3^2}{6} = 12 \text{ m}^3$$

Thay số có:

$$\sigma_{\max} = \frac{4100}{24} + \frac{700}{12} = 229 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{4100}{24} - \frac{700}{12} = 112,5 \text{ KN/m}^2$$

Xác định cường độ tính toán của nền theo công thức (5-8)

$$R = 1,2 \{ R' [1 + K_1 (b - 2)] + K_2 \cdot \gamma_{tb} (h - 3) \}$$

Với $B = 0,1$, $e = 0,7$ tra bảng 6-4 có $R' = 2,94 \cdot 10^2 \text{ KN/m}^2$

Tra bảng 5-7 có $K_1 = 0,04$, $K_2 = 2,0$

Thay số có

$$R = 1,2 \{ 2,94 \cdot 10^2 [1 + 0,04 (3 - 2)] + 2,0 \cdot 1,9 \cdot 10^1 (4 - 3) \}$$

$$R = 4,2 \cdot 10^2 \text{ KN/m}^2 = 420 \text{ KN/m}^2$$

Vậy nền đảm bảo về cường độ chịu tải

CÂU HỎI ÔN TẬP BÀI TẬP

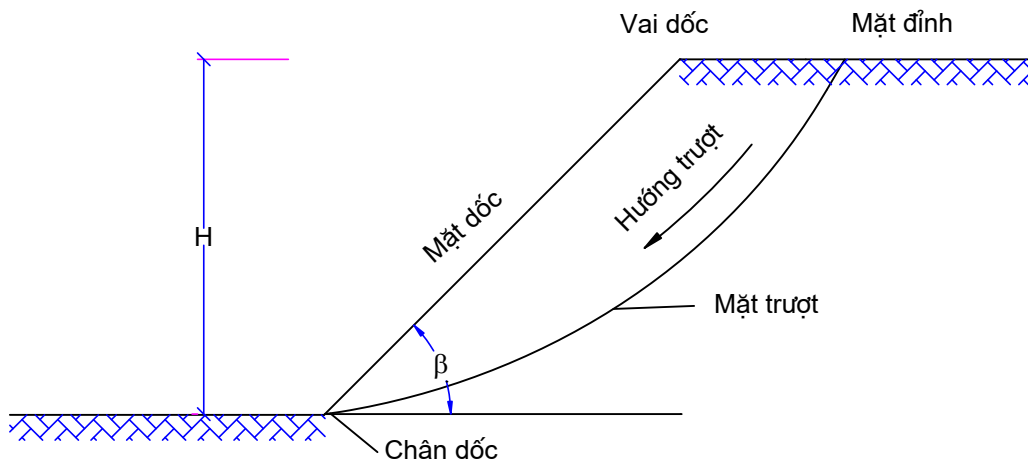
1. Nêu các giai đoạn biến dạng của đất khi gia tải
2. Thế nào là tải trọng tới dèo và tải trọng giới hạn.
3. Hãy nêu công thức và giải thích công thức xác định tải trọng tới dèo?
4. Hãy nêu công thức và giải thích công thức xác định tải trọng giới hạn?
5. Hãy nêu công thức và giải thích công thức kinh nghiệm xác định sức chịu tải của nền đất?
6. Thế nào là nghiệm toán đất nền, các trường hợp nghiệm toán?
7. Xác định cường độ tính toán của nền đất đặt móng cầu có bề rộng $b = 5 \text{ m}$, độ sâu đặt móng $h = 4 \text{ m}$, nền là đất sét pha ở trạng thái dèo có $\gamma = 1,9 \cdot 10^1 \text{ KN/m}^3$, $e = 0,6$, $B = 0,15$
8. Xác định cường độ tính toán của nền đất đặt móng cầu có bề rộng $b = 3,5 \text{ m}$, độ sâu đặt móng $h = 5 \text{ m}$, nền là đất cát pha có $\gamma = 1,8 \cdot 10^1 \text{ KN/m}^3$, $e = 0,5$, $B = 0,1$
9. Cho một trụ cầu có trọng lượng bản thân $P_3 = 2100 \text{ KN}$ và lực $P_1 = P_2 = 1100 \text{ KN}$ tác dụng đối xứng cách tim trụ cầu $0,3 \text{ m}$, lực xô ngang. $H = 100 \text{ KN}$ đặt cách đáy móng 7 m . Đất nền là đất cát pha sét có $B = 0,3$, $e = 0,7$, $\gamma = 1,8 \cdot 10^1 \text{ KN/m}^3$. Hãy nghiệm toán cường độ đất nền?
10. Cho trụ cầu có tải trọng như bài 9. Với đất nền là sét dèo có $B = 0,2$, $e = 0,8$, $\gamma = 1,9 \cdot 10^1 \text{ KN/m}^3$. Móng đặt sâu $2,5 \text{ m}$, kích thước móng $F = 10 \times 3 \text{ m}$. Hãy nghiệm toán cường độ đất nền?

Chương 6 ỔN ĐỊNH CỦA MÁI ĐẤT

6.1 Khái niệm chung:

Mái đất là một khối đất có mặt giới hạn là mặt dốc. Mái đất được hình thành do tác động tự nhiên hoặc do tác dụng nhân tạo.

Hình 6-1 trình bày mặt cắt ngang của một mái đất đồng nhất đơn giản.



Hình 6.1

Mỗi mái dốc có một góc dốc β nhất định của mặt dốc, nó có thể đảm bảo cho mái đất ổn định lâu dài hoặc có thể gây ra sự sụt lỏ do sự mất ổn định của mái đất, sự sụt lỏ có thể gây ra hậu quả nghiêm trọng như : Lũ lụt do vỡ đê vỡ đập, tắc nghẽn giao thông

do đất đã lập đường hoặc do đường bị đứt đoạn,.. Vì vậy ở những công trình buộc phải sử dụng đất ở thể có mái dốc, một vấn đề lớn được đặt ra là xác định được độ dốc hợp lý để đảm bảo tính an toàn trong sử dụng công trình và kinh tế khi xây dựng công trình. Muốn vậy ta phải nắm vững được quy luật chuyển động của các khối đất, tìm ra các phương pháp tính toán và các biện pháp để phòng chống lại các hiện tượng sụt lở.

6.2 Ổn định của mái đất dính:

6.2.1 Phương pháp mặt trượt hình trụ tròn:

Ổn định của mái đất dính được tính toán theo phương pháp mặt trượt hình trụ tròn, coi khối đất là một cơ thể và trạng thái ứng suất giới hạn chỉ xảy ra trên mặt trượt, mái đất đồng nhất.

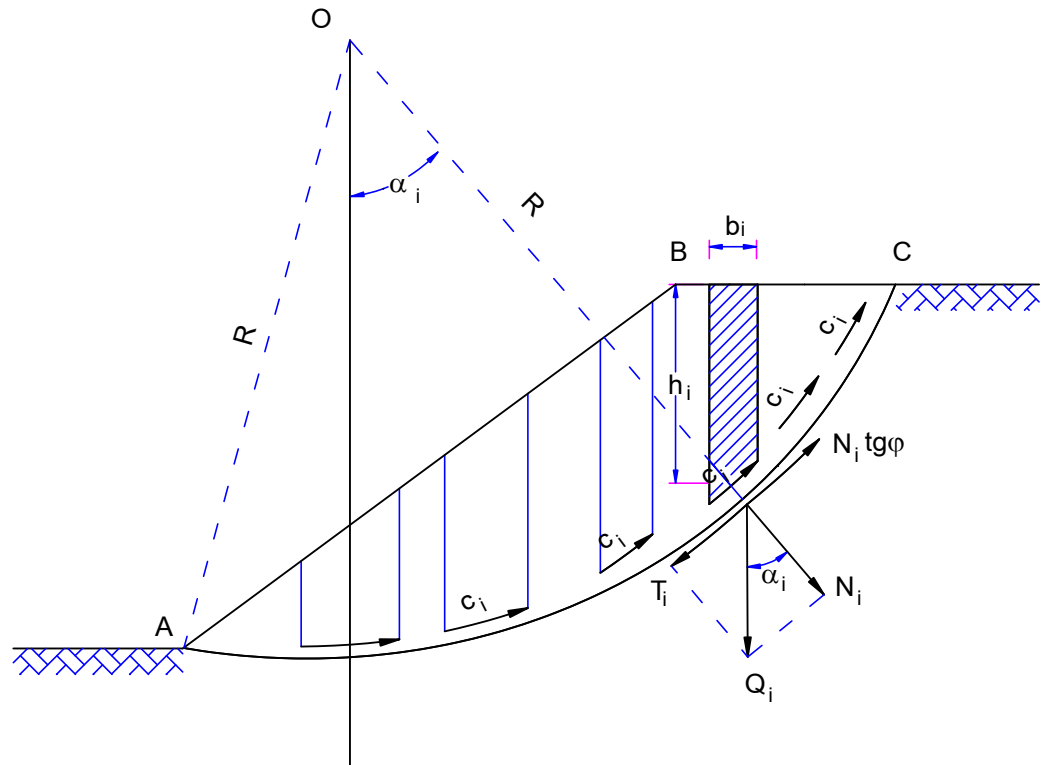
Phương pháp mặt trượt là mặt trụ tròn có tâm O , xét mặt trượt trên mặt cắt đứng là cung AC có chiều dài L , diện tích ABC như Hình 6-2

Xét mảnh có chiều dài bằng 1 m chia diện tích ABC thành n mảnh bằng các mặt phẳng thẳng đứng song song có bề rộng b (b lấy bằng $1/10 \div 1/20$ bán kính cung trượt).

Đánh số thứ tự các mảnh, một mảnh sẽ chịu tác dụng của trọng lượng bản thân Q_i , từ lực Q_i này chia ra hai thành phần:

$$\vec{Q}_i = \vec{T}_i + \vec{N}_i \quad (6.1)$$

Thành phần T_i tiếp tuyến với mặt trượt có tác dụng làm quay mảnh i quanh tâm O , tùy theo vị trí của mảnh đất thứ i , nó có thể có chiều trùng với chiều trượt của lăng thể hoặc ngược lại, do đó có thể là lực gây trượt hoặc ngược lại.



Hình 6.2

Thành phần N_i vuông góc với mặt trượt và gây ra lực ma sát lên mặt trượt. Lực ma sát chống lại hiện tượng trượt của mảnh đất, có chiều ngược với chiều của lăng thể và có giá trị bằng $N_i \cdot \operatorname{tg}\varphi$, trong đó φ là góc ma sát trong của đất.

Ngoài ra trên toàn bộ chiều dài cung AC còn có lực dính giữa phần trượt và phần ổn định. Lực dính có hướng luôn luôn ngược với hướng trượt của lăng thể do đó luôn luôn có tác dụng chống trượt, lực dính có giá trị bằng $L \cdot c$

Điều kiện cân bằng của toàn bộ khối trượt là tổng mômen của tất cả các lực lấy với tâm quay 0 phải bằng 0, cụ thể:

$$\sum T_i \cdot R - \sum N_i \cdot \operatorname{tg}\varphi \cdot R - L \cdot c \cdot R = 0 \quad (6.2)$$

$$\text{Rút gọn có: } \sum T_i - \sum N_i \cdot \operatorname{tg}\varphi - L \cdot c = 0 \quad (6.3)$$

Trong đó:

$$N_i = Q_i \cdot \cos\alpha_i$$

$$T_i = Q_i \cdot \sin\alpha_i$$

φ : Góc nội ma sát

c : Lực dính đơn vị

L : Chiều dài cung trượt

R : Bán kính của cung trượt

$Q_i = \gamma \cdot b_i \cdot h_i$: trọng lượng của mảnh đất thứ i

γ : Trọng lượng riêng của đất

h_i : Chiều cao mảnh thứ i

b_i : Bề rộng mảnh thứ i

Công thức (6-3) là phương trình ứng với trạng thái cân bằng giới hạn của khối đất trượt.

Để khối đất trượt ổn định, thì tổng mômen chống trượt phải lớn hơn tổng mômen gây trượt, nghĩa là:

$$K = \frac{\sum M_{\text{giu}}}{\sum M_{\text{truot}}} = \frac{(\sum N_i \cdot \operatorname{tg}\varphi + L \cdot c) \cdot R}{\sum T_i \cdot R}$$

$$K = \frac{(\sum N_i \cdot \operatorname{tg}\varphi + L \cdot c)}{\sum T_i} \quad (6.4)$$

$$K > 1$$

K : hệ số an toàn, thường lấy $K = 1,1 \div 1,5$, tùy thuộc vào tầm quan trọng và tình hình chịu tải khác nhau của mái đất.

Đối với một mái đất nhất định, trị số an toàn về ổn định K thay đổi theo vị trí của mặt trượt (hoặc tâm cung trượt) nguy hiểm nhất. Vì các mặt trượt giả thiết như trên là nhiều vô kể nên cũng sẽ có vô số các trị số K tương ứng, nên việc tính toán để tìm được trị số K nhỏ nhất ứng với mặt trượt nguy hiểm nhất tốn rất nhiều thời gian.

6.2.2. Phương pháp xác định nhanh tâm trượt nguy hiểm nhất:

Để giảm nhẹ công việc tính toán khi xác định tâm trượt nguy hiểm nhất W.Felêniux đã đưa ra phương pháp xác định nhanh tâm trượt nguy hiểm như sau:

Đối với đất dính có tính dẻo cao ($\varphi \approx 0$) thì mặt trượt nguy hiểm nhất là mặt trượt đi qua tâm mái, có tâm là giao điểm của hai đường thẳng OA và OB như hình 7-3. Đường OA làm với mặt dốc một góc β_1 , đường OB làm với mặt đỉnh mái dốc một góc β_2 . Các góc β_1, β_2 thay đổi theo góc mái dốc β lấy ở bảng 6-1

Bảng 6.1: Bảng trị số của góc β_1, β_2

Độ dốc mái	Góc mái β	β_1	β_2
1 : 0,50	60^0	29^0	40^0
1 : 1	45^0	28^0	27^0
1 : 1,5	$33^047'$	26^0	35^0
1 : 2	$26^034'$	25^0	35^0
1 : 3	$18^026'$	25^0	35^0
1 : 5	$11^019'$	25^0	37^0

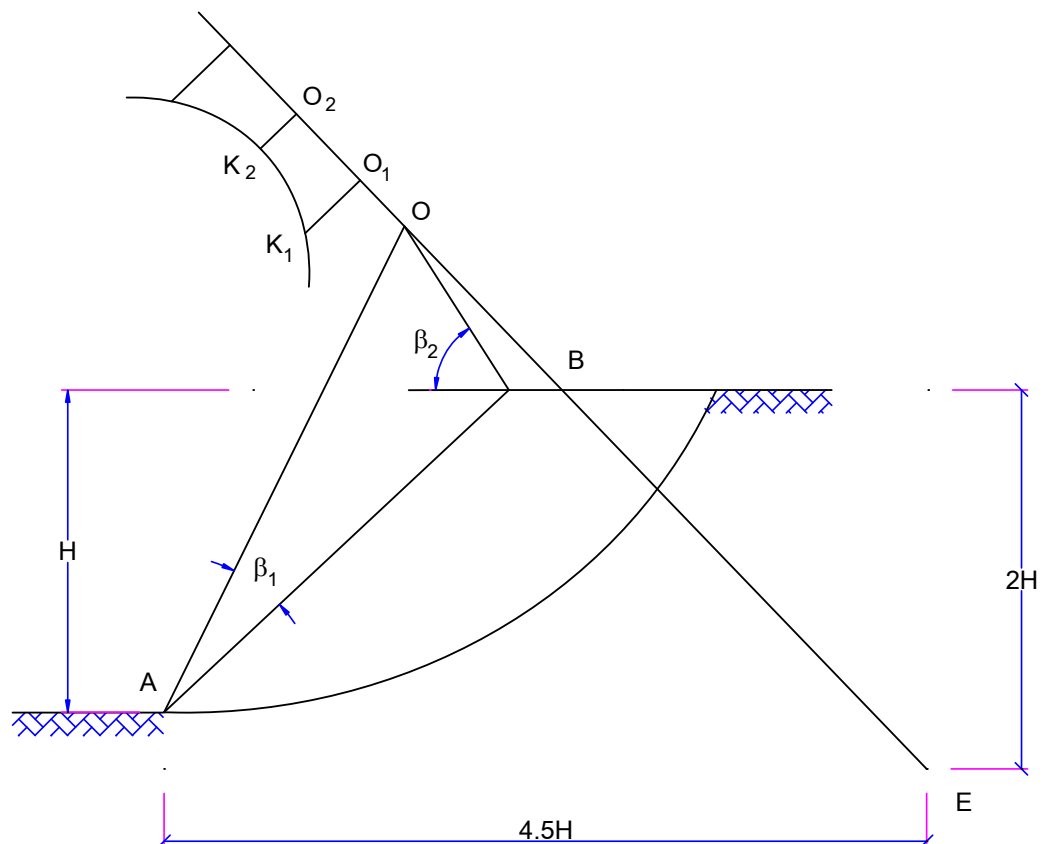
Đối với đất dính có góc ma sát trong $\varphi > 0$ thì tâm cung trượt nguy hiểm nhất sẽ nằm trên phần kéo dài của đoạn OE (Hình 6-3).

Cách xác định tâm trượt nguy hiểm như sau:

Xác định điểm O nhờ β_1, β_2 như phần trên

Xác định điểm E với giá trị 2H và 4,5 H như Hình 6-3.

Trên đường kéo dài OE phía trên điểm O, ta giả định mặt trượt có tâm O_1, O_2 . Sau đó dùng công thức (6-4) để tính các trị số an toàn K_1, K_2, \dots tương ứng.



Hình 6.3

Tại các điểm $O_1, O_2, ..$ vẽ các đoạn thẳng vuông góc với đường OE theo một tỉ lệ nhất định biểu diễn các trị số $K_1, K_2, ..$. Nối các điểm nút của các đoạn thẳng này lại với nhau. Kết quả là một đường cong biểu thị sự biến đổi của K theo vị trí của mặt trượt, điểm thấp nhất của đường cong chính là tâm ứng với mặt trượt nguy hiểm nhất của mái đất như Hình 6-3.

6.3 Ổn định của mái đất rời:

Đất rời bao gồm các đất hòn lớn và đất cát, giữa các hạt nói chung không có lực dính. Vì vậy, tính ổn định của mái đất rời quyết định bởi sự của ổn định của hạt đất trên mặt mái dốc.

6.3.1. Tính hệ số về ổn định mặt mái của mái đất rời không có áp lực thuỷ động:

Xét điều kiện cân bằng của một khối đất phân tử M nằm trên mặt mái dốc như Hình 6-4.

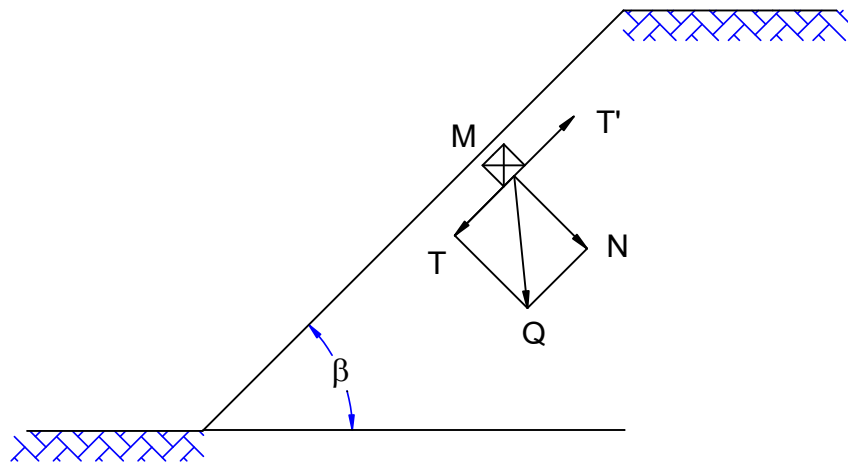
Gọi Q là trọng lượng của khối đất phân tử

β là góc mái ổn định

φ : là góc ma sát trong của đất.

Khối đất phân tử M chịu tác dụng của trọng lượng bản thân Q, lực Q được phân ra thành hai thành phần:

$$\vec{Q} = \vec{T} + \vec{N}$$



Hình 6.4

Thành phần $T = Q \cdot \sin\beta$ song song với mặt mái và có xu thế làm cho phân tử đất trượt xuống.

Thành phần $N = Q \cdot \cos\beta$ vuông góc với mặt mái và tạo ra một lực chống trượt $T' = N \cdot f = N \cdot \operatorname{tg}\varphi = Q \cos\beta \cdot \operatorname{tg}\varphi$.

Khi khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn thì $T = T'$

Theo định nghĩa của hệ số an toàn ổn định ta có thể viết công thức (6.5)

$$K = \frac{\text{Lực chống trượt}}{\text{Lực gây trượt}} = \frac{T'}{T} = \frac{Q \cdot \cos\beta \operatorname{tg}\varphi}{Q \cdot \sin\beta} = \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg}\beta}$$

Công thức (6-5) cho ta thấy rằng, khi góc mái β bằng góc ma sát trong của đất φ thì $K = 1$ và mái đất ở trạng thái cân bằng giới hạn.

Góc β là góc mái tự nhiên của đất rời.

Cũng từ công thức (6-5) cho ta thấy tính ổn định của mái đất rời không phụ thuộc vào chiều cao mái H . Mái đất sẽ ổn định khi góc mái nhỏ hơn góc ma sát trong. Mặt khác, khi toàn bộ mái đất rời ngâm trong nước thì góc ma sát trong của đất ướt cũng không khác mấy so với góc ma sát trong của đất khô (chênh nhau khoảng $1^0 - 2^0$). Do đó trong trường hợp này vẫn có thể dùng công thức (6-5) để tính hệ số an toàn về ổn định.

6.3.2. Tính hệ số về ổn định mặt mái của đất rời khi có áp lực thủy động:

Khi đào hố móng trong đất rời no nước hoặc khi mực nước ngầm đột nhiên dâng cao, thì sẽ có hiện tượng đất thấm từ mái đất ra, và áp lực thủy động do nước dòng thấm sinh ra khả năng lôi theo hạt đất, làm cho mái đất mất ổn định.

Xét một khối đất phân tử M trên mặt mái, nơi dòng thấm chảy thoát ra ngoài như Hình 6-5.

Lực gây trượt tác dụng lên khối đất phân tử gồm có:

$$T = Q \cdot \sin\beta_t = \gamma_{dn} \cdot \sin\beta_t$$

$$J = \gamma_n \cdot i = \gamma_n \cdot \sin\beta_t$$

Trong đó:

T : Lực gây trượt do trọng lượng bản thân của khối đất phân tử (KN/m^3)

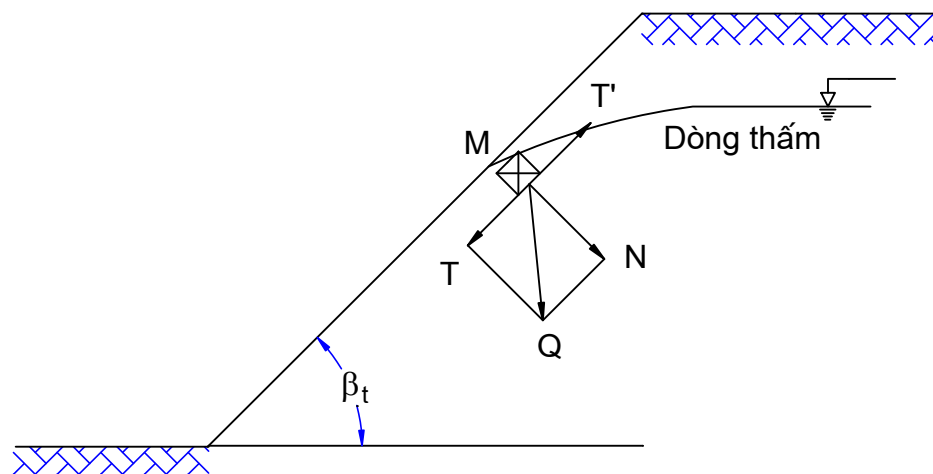
Q : Trọng lượng trong nước của khối đất phân tử, bằng trọng lượng riêng đẩy nổi.

β_t : Góc mái ổn định.

J : áp lực thủy động tác dụng lên khối đất phân tử

γ_n : Trọng lượng riêng của nước

$$i: \text{độ dốc thủy lực tại điểm chảy ra của dòng thấm } i = \frac{\Delta H}{l} = \sin\beta_t$$



Hình 6.5

Lực tác dụng lên khối đất phân tố T'

$$T' = N \cdot \operatorname{tg} \varphi = Q \cdot \cos \beta_t, \operatorname{tg} \varphi = \gamma_{dn} \cos \beta_t \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

Vậy hệ số an toàn về ổn định trượt của mái đất K

$$K = \frac{T'}{T + J} = \frac{\gamma_{dn} \cdot \cos \beta_t \operatorname{tg} \varphi}{\gamma_{dn} \sin \beta_t + \gamma_n \sin \beta_t} = \frac{\lambda_{dn} \operatorname{tg} \varphi}{(\gamma_{dn} + \gamma_n) \operatorname{tg} \beta_t} = \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \beta_t} \quad (6.6)$$

Với
$$\alpha = \frac{\gamma_{dn}}{\gamma_{dn} + \gamma_n} \approx 0,5$$

Nếu cho hệ số an toàn K trong hai công thức (6-5) và (6-6) bằng 1, rồi so sánh chúng với nhau ta sẽ có : $\operatorname{tg} \beta_t = \alpha \operatorname{tg} \beta$ (6.7)

Vì trong cả hai trường hợp, góc ma sát trong của đất được xem là bằng nhau.

Như vậy, từ công thức (7-7) ta thấy rằng áp lực thủy động có tác dụng làm giảm nhỏ gần gấp đôi góc ma sát ổn định của mái đất so với trường hợp không có áp lực thủy động.

6.4. Biện pháp để phòng và chống trượt:

Khi kiểm tra ổn định của vùng đất trượt tự nhiên như bờ sông, sườn núi, nếu hệ số ổn định gần bằng 1 thì cần dự phòng các biện pháp tăng cường ổn định cho mái đất.

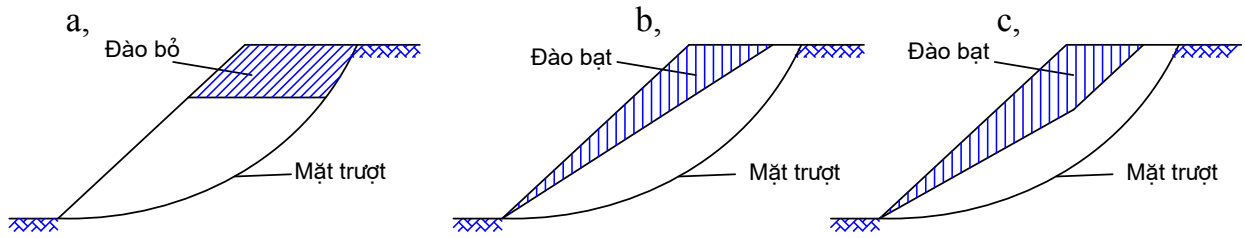
Khi xây dựng bản thiết kế các biện pháp chống trượt trước hết phải tăng cường công tác khảo sát thu thập đầy đủ số liệu cần thiết như đặc điểm khu vực, các nguyên nhân có thể gây ra trượt, tiến hành đo đạc vùng trượt (lập hình đồ, các cắt ngang và cắt dọc) tiến hành khoan vượt quá chiều dày nền đất có thể trượt, thí nghiệm đất ở trong phòng và ngoài hiện trường để xác định các chỉ tiêu cơ lý của đất.

Trong và sau khi thi công, cần thường xuyên quan trắc mái đất và vùng đất quanh mái đất, nếu thấy có hiện tượng mặt mái bị tụt, hoặc mặt đất ngoài chân mái bị trôi lên thì phải tìm biện pháp xử lý thích đáng ngay.

Thường có các biện pháp chống trượt sau:

1. Loại trừ nguyên nhân phá hỏng thể tự nhiên của mái đất như chống sự xói mòn bờ sông hoặc tránh đào đất dưới chân núi,... Ngoài ra, có thể dùng thêm một số biện pháp bổ sung như gia cố mái đất, xây tường chắn hoặc đóng cọc ở chân mái để giữ khối đất khỏi bị trượt.
2. Làm cho khối đất mái khỏi bị quá ẩm bằng cách tăng cường tiêu nước trên mặt bằng hào rãnh, thoát nước ngầm bằng đường ống giếng ngầm,.. Đây là các biện pháp hay dùng có hiệu quả chống trượt và kinh tế nhất.

3. Giảm tải trọng tác dụng bằng cách cải thiện mặt cắt của mái đất như đào bỏ một phần phía trên khối đất (Hình 6-6a), đào bạt giảm độ dốc mái (Hình 6-6b) hoặc đào bạt mái dốc gần phù hợp với mặt trượt (Hình 6-6c)

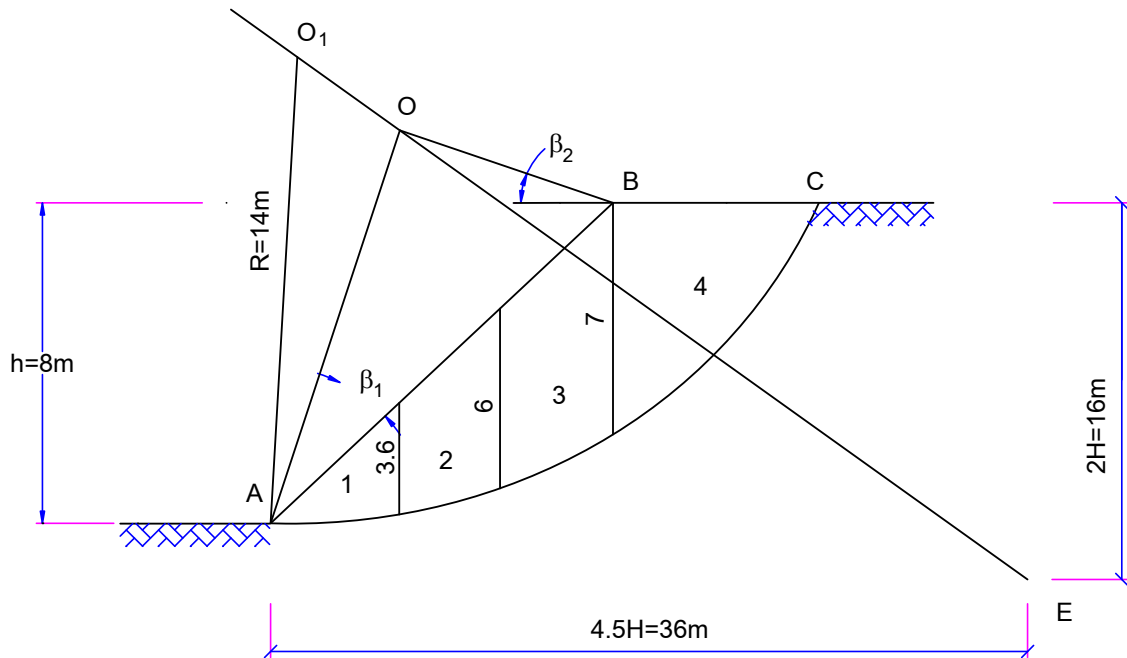


Hình 6.6

Ví dụ tính toán

Định xây dựng nền đất với chiều cao đắp $h = 8\text{m}$, mái nghiêng $1 : 1,5$, đất có $\gamma = 1,95 \cdot 10^2 \text{ KN/m}^3$, $\varphi = 15^\circ$ và $C = 2,1 \cdot 10^1 \text{ KN/m}^2$

Hãy tính giá trị K ứng với tâm trượt có bán kính $R = 14\text{m}$.



Hình 6.7

Giải

Xác định mặt cắt ngang với $h = 8\text{m}$, mái nghiêng $1 : 1,5$ theo tỉ lệ $1 : 100$. Xác định được (hình 6.7).

Xác định tâm trượt O , tra bảng 6-1 có giá trị $\beta_1 = 26^\circ$ và $\beta_2 = 35^\circ$

Xác định điểm E nhờ giá trị $2h = 16\text{m}$ và $4,5h = 36\text{m}$ (hình vẽ)

Xác định tâm trượt O_1 là giao điểm của đường O_1E kéo dài trên O và đường cong tâm A bán kính $R = 14\text{m}$.

Dùng tâm trượt O_1 làm tâm quay vẽ đường cong tâm O_1 bán kính $R = 14\text{m}$ được cung trượt AC (hình 6.7)

Xác định các lực gây trượt và chống trượt được lập thành bảng sau:

TT mảnh	F_i (m ²)	Q_i (KN)	α_i	$\cos\alpha_i$	$N_i =$ $Q_i \cos\alpha_i$	$N_i \operatorname{tg}\varphi$ $= N_i \operatorname{tg}15^\circ$	$\sin\alpha_i$	$T_i =$ $Q_i \sin\alpha_i$
1	$\frac{3,6 \cdot 4}{2} = 7,2$	140,4	-9°	0,9877	138,7	37,17	0,1564	-22
2	$\frac{3,6 + 6}{2} \cdot 4 = 19,2$	374,4	4°	0,9976	373,5	100,1	0,0698	26,1
3	$\frac{6 + 7}{2} \cdot 4 = 26$	507,6	22°	0,9272	470	125,96	0,3746	189,9
4	$\frac{7 \cdot 6}{2} = 21$	409,5	35°	0,7771	318,2	85,3	0,6293	257,7

Chú ý: Trong bảng giá trị T_i mang dấu (-) vì có chiều ngược với các T_i khác, có tác dụng chống trượt.

Ta có $\sum N_i \operatorname{tg}\varphi = 348,53 \text{ KN}$

$\sum T_i = 451,7 \text{ KN}$

Lực dính trên toàn bộ cung trượt

Chiều dài cung AC

$$L = \frac{2\pi \cdot R \cdot \alpha}{360} = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 14 \cdot 89}{360} = 21,74 \text{ m}$$

Tổng hợp lực dính:

$$L \cdot C = 21,74 \cdot 2,1 \cdot 10^1 = 456,5 \text{ KN}$$

Vậy hệ số an toàn K ứng với tâm O_1 , $R = 14 \text{ m}$

$$K = \frac{\sum N_i \cdot \operatorname{tg}\varphi + L \cdot C}{\sum T_i} = \frac{348,53 + 456,5}{451,7} = 1,78$$

Hệ số an toàn $K = 1,78$ chưa phải là hệ số an toàn nhỏ nhất của khối đất. Muốn xác định được hệ số an toàn nhỏ nhất, cần phải xác định một số giá trị K nữa.

CÂU HỎI ÔN TẬP VÀ BÀI TẬP

1. Tại sao tính toán ổn định mái đất?
2. Hãy trình bày phương pháp mặt trượt hình trụ tròn khi tính ổn định mái đất dính?
3. Hãy trình bày cách xác định nhanh tâm trượt nguy hiểm nhất khi tính ổn định mái đất.

4. Hãy nêu công thức và giải thích công thức tính hệ số an toàn mái đất rời không có dòng thấm ? Nêu nhận xét công thức?
5. Hãy nêu công thức và giải thích công thức tính hệ số an toàn mái đất rời có dòng thấm ? Nêu nhận xét công thức?
6. Nêu các biện pháp phòng chống trượt mái đất?
7. Hãy xác định tâm trượt nguy hiểm nhất của một mái đất có chiều cao $H = 7\text{m}$, mái nghiêng $1 : 1,5$, đất có $\gamma = 1,90 \cdot 10^1 \text{ KN/m}^3$, $\varphi = 15^\circ 30'$, $C = 2,0 \cdot 10^1 \text{ KN/m}^2$.

Chương 7 **ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN**

7.1. Khái niệm chung:

Tường chắn đất là tên chung để chỉ các công trình giữ cho đất không bị sụt lở.

Như đã nói ở chương 6 khi xây dựng công trình đất nền có thể làm ở dạng tạo mái dốc và bắt buộc phải chọn được một góc dốc ổn định để mái khỏi trượt. Nhưng trong nhiều trường hợp vì một lý do nào đó không cho phép tạo được một góc dốc ổn định, thì để đảm bảo an toàn cho mái dốc phải tiến hành xây dựng tường chắn đất.

Kích thước, kiểu cách và quy mô của tường chắn được quyết định bởi áp lực của đất bị chắn tác dụng lên nó.

7.1.1. Phân loại tường chắn đất:

Có 3 loại tường chắn đất sau:

a, Tường chắn đất kiểu trọng lực:

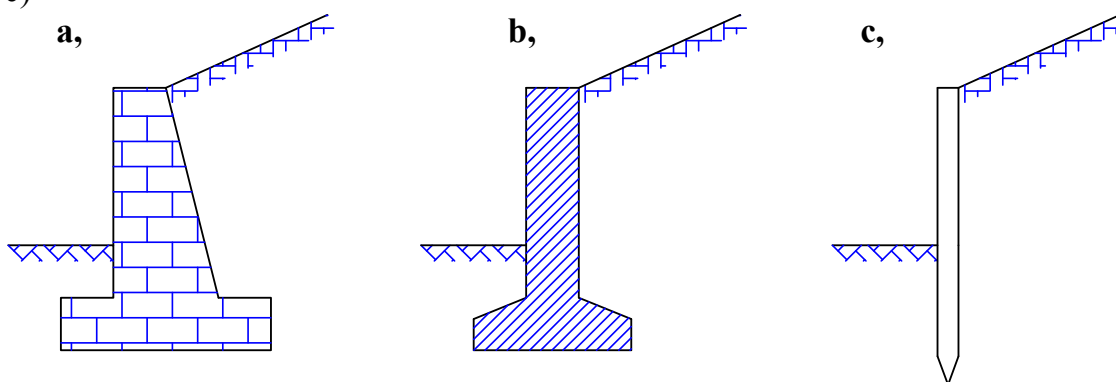
Đây là loại tường chắn có kích thước lớn, nặng nề, chúng dùng sức nặng của bản thân để chống lại lực đẩy của đất. Loại này thường được xây dựng bằng gạch, đá, bê tông. Là các loại vật liệu không chịu kéo uốn (Hình 7.1a)

b, Tường chắn đất thành mỏng:

Được làm bằng bê tông cốt thép, lực đẩy của đất do sức bền của vật liệu làm tường chịu (Hình 7-1b)

c, Tường cọc ván:

Loại này được tạo thành bằng các cọc gỗ, cọc thép hay bê tông cốt thép, loại này trọng lượng bản thân nhỏ, độ bền kém, nên thường làm công trình chắn đất tạm (Hình 7-1c)



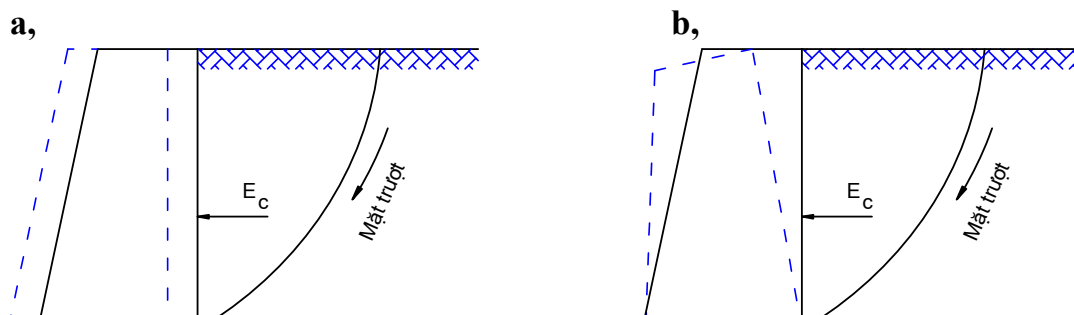
Hình 7.1

7.1.2. Các loại áp lực đất:

Tùy thuộc vào chuyển vị của tường chắn mà có áp lực đất sau:

a, Áp lực đất chủ động:

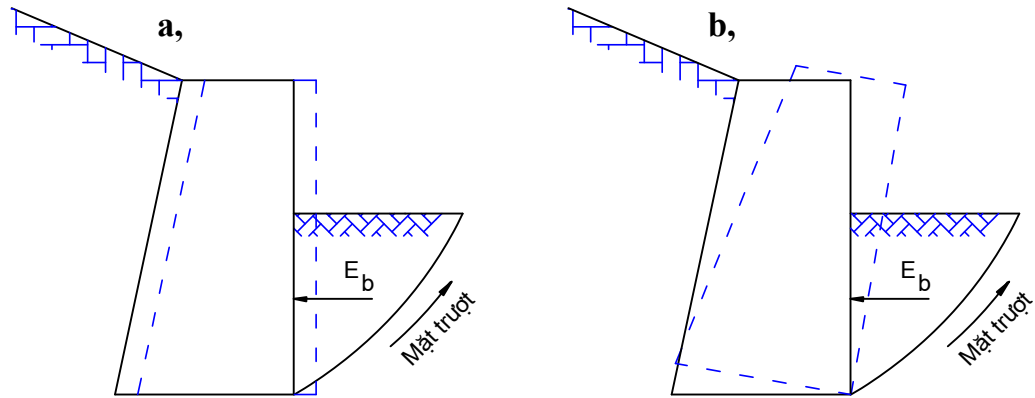
Nếu dưới tác dụng của áp lực đất tường bị chuyển vị ngang ra phía ngoài (Hình 7-2a) hoặc quay một góc nhỏ quanh mép trước của tường chắn (Hình 7-2b), thì khối đất sau tường sẽ dẫn ra, áp lực đất lên tường do đó cũng giảm đi. Đến một trạng thái giới hạn, gọi là trạng thái cân bằng chủ động thì áp lực đất tới trị số nhỏ nhất. Khi đó khối đất sau lưng tường bị trượt xuống phía dưới theo một mặt nằm trong khối đất và dọc theo lưng tường. Trong trường hợp đó, áp lực đất tác dụng lên tường được gọi là áp lực chủ động hay áp lực đẩy của đất. Kí hiệu là E_c



Hình 7.2

b, Áp lực đất bị động:

Nếu do tác dụng của lực ngoài, tường chuyển vị ngang về phía sau (Hình 7-3a) hoặc ngả về phía sau (Hình 8-3b) thì khối đất sau tường bị ép lại, đồng thời áp lực tăng lên đến một trị số giới hạn gọi là trạng thái cân bằng bị động, áp lực đất đạt đến trị số lớn nhất. Khi đó, khối đất sau tường bị trượt theo một mặt trong đất và dọc theo lưng tường, áp lực đất tác dụng lên tường, trong trường hợp này gọi là áp lực bị động, kí hiệu là E_b



Hình 7.3

7.2 Xác định áp lực lên tường chắn:

7.2.1. Lý luận áp lực đất của C.A.Coulomb

Lý luận áp lực đất của C.A.Coulomb được xây dựng trên hai giả thiết cơ bản sau:

Mặt trượt của khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn (chủ động hoặc bị động) là một mặt phẳng.

Trị số áp lực đất tính toán là trị số lớn nhất trong các trị số áp lực chủ động có thể có khi đất đạt trạng thái cân bằng chủ động và là trị số nhỏ nhất trong các trị số áp lực bị động có thể có khi đất đạt trạng thái cân bằng bị động.

Giả thiết thứ nhất cho phép đơn giản tính toán đi rất nhiều. Với giả thiết thứ hai áp lực đất tính toán là tải trọng nguy hiểm nhất đối với công trình, do đó rất có lợi về mặt đảm bảo an toàn cho công trình.

Bài toán về tường chắn đất nói chung là bài toán phẳng, vì vậy khi tính toán chỉ cần tách ra một đoạn tường dài 1m theo chiều dọc làm đại diện cho toàn bộ công trình để nghiên cứu.

7.2.2. Các trường hợp tính toán:

a, Trường hợp cơ bản:

Tường nhẵn, thẳng đứng với bề mặt đất nằm ngang (Hình 7-4), tường được xem tuyệt đối cứng và bất động, bỏ qua ma sát giữa đất và tường.

Vì mặt đất nằm ngang nên tại độ sâu z nào đó đất sẽ chịu một ứng suất thẳng đứng do bản thân đất gây ra (ứng suất chính lớn nhất)

$$\sigma_{bt} = \sigma_1 = \gamma \cdot z$$

Theo sức bền vật liệu khi chịu tải trọng kín khắp thì ứng suất chính σ_1 sẽ sinh ra ứng suất chính nhỏ nhất σ_2 . Khi ở trạng thái cân bằng giới hạn thì:

$$\sigma_2 = \sigma_1 \cdot \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)$$

Ứng suất nhỏ nhất σ_2 chính

là cường độ áp lực ngang P_c của đất tác dụng lên lưng tường chắn nhẵn và thẳng đứng.

Thay $\sigma_1 = \gamma \cdot z$ ta có cường độ áp lực ngang chủ động.

$$P_c = \sigma_{2c} = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad (7.1)$$

Trường hợp áp lực đất bị động, nghĩa là khi tường chuyển dịch về phía sau:

$$P_b = \sigma_{2b} = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) \quad (7.2)$$

Cường độ áp lực ngang của đất ở chân tường (khi $z = H$) sẽ có trị số lớn nhất (Hình 7-4)

$$P_{c \max} = \gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad (7.3)$$

$$P_{b \max} = \gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) \quad (7.4)$$

Áp lực tổng cộng hay tổng áp lực của đất lên tường chắn được xác định từ diện tích biểu đồ phân bố áp lực.

Ta có tổng áp lực của đất tác dụng lên 1m dài tường chắn là:

Với áp lực chủ động :

$$E_c = \frac{P_{c \max} \cdot H}{2} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad (7.5)$$

Với áp lực bị động:

$$E_b = \frac{P_{b \max} \cdot H}{2} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) \quad (7.6)$$

Trong đó:

γ : Trọng lượng riêng của đất (KN/m^3)

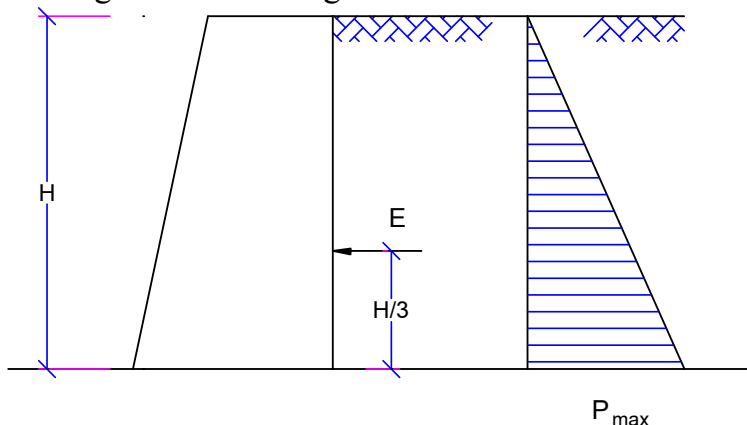
H : Chiều cao tường chắn (m)

φ : Góc nội ma sát trong của đất

Véc tơ tổng hợp áp lực chủ động E_c và bị động E_b có phương nằm ngang đặt tại $1/3$ chiều cao tường tính từ dưới lên và có hướng vào lưng tường. (Hình 7.4)

b, Trường hợp trên mặt đất có tải trọng thẳng đứng phân bố đều q liên tục.

Tải trọng thẳng đứng phân bố đều liên tục tác dụng trên mặt đất làm tăng lực đẩy của đất vào tường. Để lập các công thức tính toán, người ta cho rằng tải trọng đó không làm thay đổi vị trí của mặt trượt nguy hiểm nhất trong khối đất so với khi mặt đất tự do



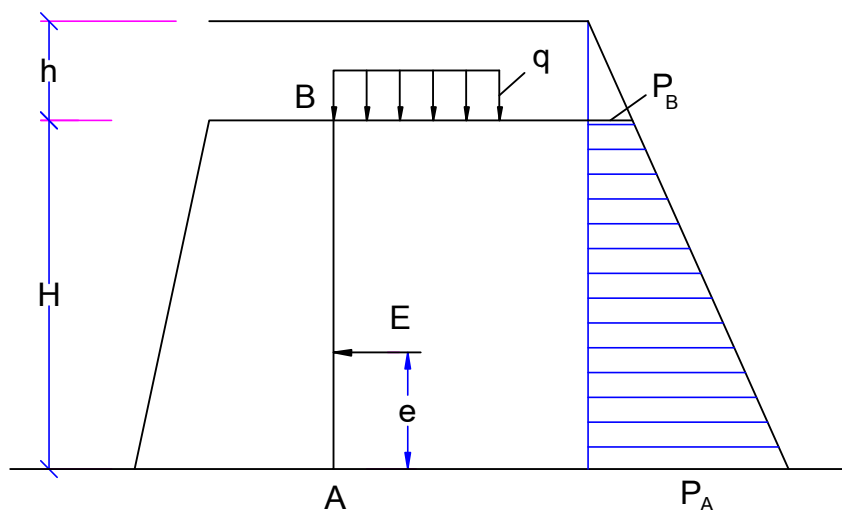
Hình 7.4

và thay tải trọng đều q bằng một lớp đất có tác dụng tương đương với chiều dày h . Chiều dày lớp đất tương đương này được xác định theo công thức:

$$h = \frac{q}{\gamma} \quad (7.7)$$

Trong đó: γ : trọng lượng riêng của đất sau tường chắn

Lúc này ta quan niệm đất và tường được nâng cao kéo dài thêm một giá trị h . Tường chắn sẽ có chiều cao tính toán $(H + h)$ như Hình 7-5



Hình 7.5

Với quan niệm trên, bài toán xác định áp lực lên tường chắn lại trở về bài toán cơ bản, với:

Cường độ áp lực chủ động thực tại đỉnh tường chắn (B) là:

$$P_c^B = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad (7.8)$$

Cường độ áp lực chủ động thực tại chân tường chắn (A) là:

$$P_c^A = \gamma \cdot (H + h) \cdot \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad (7.9)$$

Để xác định tổng áp lực tác dụng lên tường chắn, ta lưu ý một điều là thực tế không có lớp đất dày h , nên khi tính toán chỉ xét tới phần biểu đồ hình thang có chiều cao H của tường chắn thực mà thôi.

Tổng áp lực của đất nên 1m dài tường chắn là :

$$E_c = \frac{P_c^B + P_c^A}{2} H$$

$$\text{Hay : } E_c = \frac{\gamma \cdot H}{2} (H + 2h) \cdot \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad (7.10)$$

Tương tự áp lực chủ động với áp lực bị động có:

$$P_b^B = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) \quad (7.11)$$

$$P_b^A = \gamma \cdot (H + h) \cdot \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) \quad (7.12)$$

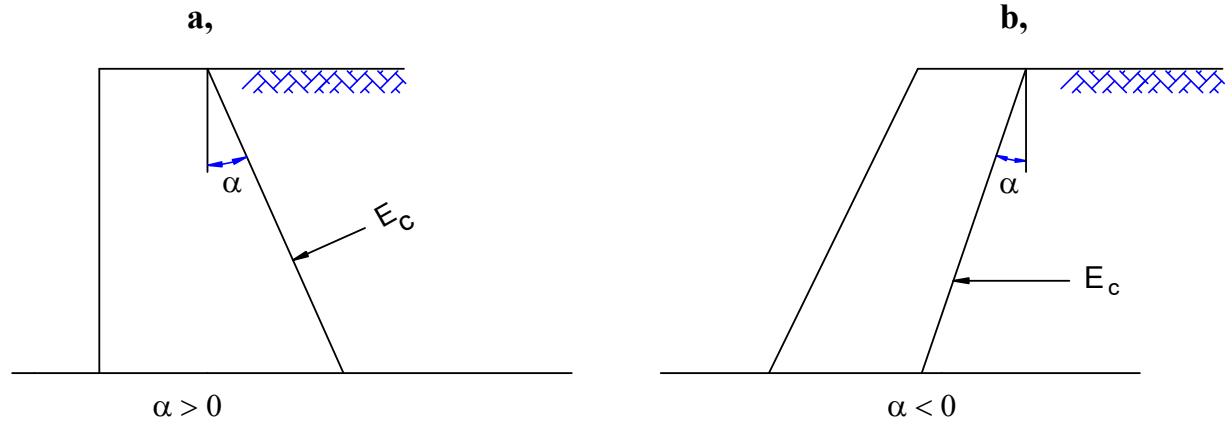
$$E_b = \frac{\gamma \cdot H}{2} (H + 2h) \cdot \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) \quad (7.13)$$

Với véc tơ \vec{E}_c, \vec{E}_b có phương nằm ngang đặt tại chiều cao ứng với trọng tâm của biểu đồ áp lực hình thang (Hình 7-5)

$$e = \frac{H}{3} \cdot \frac{H+3h}{H+2h}$$

c, ảnh hưởng độ nghiêng của lưng tường tới giá trị áp lực đất lên tường chắn.

Trong thực tế, các tường chắn đất thường có lưng tường nghiêng với góc nghiêng α có thể là dương hoặc âm (Hình 7.6).



Hình 7.6

Độ nghiêng của lưng tường có ảnh hưởng đáng kể tới áp lực so với lưng tường chắn thẳng đứng người ta đã rút ra được công thức tính áp lực chủ động như sau:

Khi góc nghiêng $\alpha > 0$

$$E_c = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi + \alpha}{2} \right) - \operatorname{tg} \alpha \right]^2 \cos \alpha \quad (7.14)$$

Khi góc nghiêng $\alpha < 0$

$$E_c = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi - \alpha}{2} \right) - \operatorname{tg} \alpha \right]^2 \cos \alpha \quad (7.15)$$

Cần lưu ý rằng các công thức (7-14), (7-15) rút ra được với giả thiết là không có ma sát giữa đất và tường. Vì vậy phương của áp lực sẽ là vuông góc với lưng tường. Điều này là phù hợp với trường hợp $\alpha > 0$ (Hình 7-6a)

Còn trường hợp $\alpha < 0$ thì điều này không hợp lý, vì phương của áp lực nếu vuông góc với lưng tường thì chiều của nó sẽ ảnh hưởng lên trên bởi vậy người ta xem phương của áp lực đất nằm ngang (Hình 7-6b).

d, Trường hợp đất dính:

Trong thực tế hay gặp nhất là trường hợp lực ma sát và lực dính của đất cùng đồng thời tác dụng lên mặt trượt. Trong trường hợp này, để xác định áp lực chủ động E_c của đất, người ta vẫn thường dùng các giả thiết và nguyên lý tính toán như đối với đất rời, chỉ khác là có xét đến tác dụng của lực dính; lực dính của đất có tác dụng làm giảm áp lực đất lên tường chắn so với trường hợp đất rời. Người ta đã rút ra được công thức xác định áp lực chủ động cho các trường hợp sau:

- Trường hợp mặt đất nằm ngang, không có tải trọng tác dụng, tường nghiêng một góc $\alpha > 0$ (Hình 7.7)

$$E_c = \lambda_c \frac{\gamma \cdot H^2}{2} - C \cdot c \cdot H + D \frac{c^2}{\gamma} \quad (7.16)$$

Trong đó:

λ_c : hệ số áp lực chủ động

$$\lambda_c = \frac{1}{\cos \alpha} \cdot \frac{\cos^2 (45^\circ + \frac{\varphi - \alpha}{2})}{\cos^2 (45^\circ - \frac{\varphi + \alpha}{2})} \quad (7.17)$$

γ : trọng lượng riêng của đất

H : chiều cao tường chắn

$$C = \frac{\cos \varphi}{\cos^2 (45^\circ - \frac{\varphi + \alpha}{2})} \quad (7.18)$$

c : lực dính đơn vị của đất

$$D = \frac{C^2}{2 \lambda_c} \quad (7.19)$$

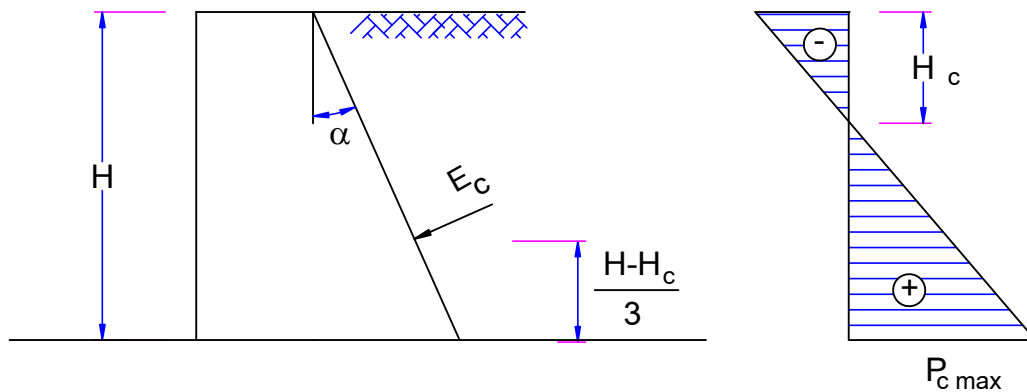
Biểu đồ cường độ áp lực có giá trị bằng không tại điểm có độ sâu

$$z = H_c = C \cdot \frac{c}{\lambda_c \gamma} \quad (7.20)$$

Cường độ áp lực chủ động lớn nhất tại chân tường

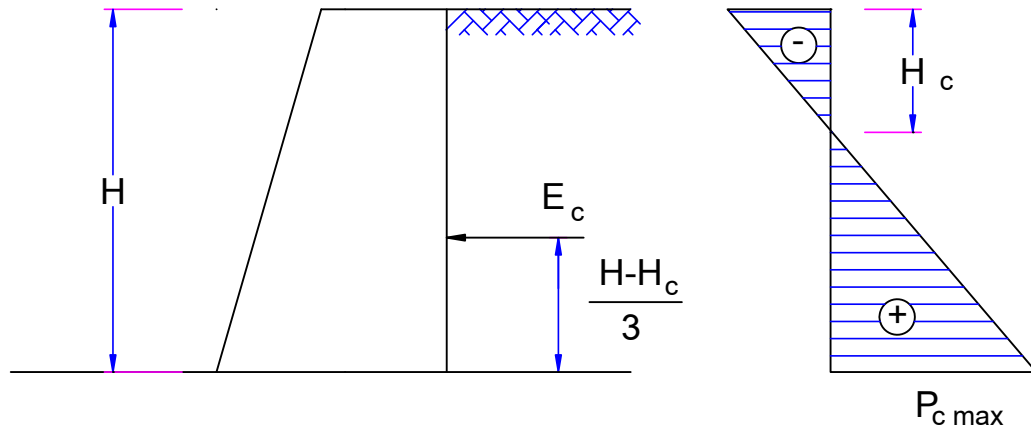
$$P_{c \max} = \lambda_c \cdot \gamma \cdot H \cdot C \cdot c \quad (7.21)$$

Điểm đặt của tổng áp lực chủ động E_c nằm ở chiều sâu ngang với trọng tâm biểu đồ cường độ áp lực, cách chân tường một đoạn bằng $\frac{H - H_c}{3}$. (Hình 7.7)



Hình 7.7

- Trường hợp mặt đất nằm ngang, không có tải trọng tác dụng, lưng tường thẳng đứng $\alpha = 0$ (Hình 7.8)



Hình 7.8

Tổng áp lực chủ động :

$$E_c = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \cdot H \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2c^2}{\gamma} \quad (7.22)$$

Biểu đồ cường độ áp lực có giá trị bằng không ($P_c = 0$), tại điểm có độ sâu z

$$z = H_c = \frac{2C}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (7.23)$$

Cường độ áp lực chủ động lớn nhất tại chân tường:

$$P_{c \max} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (7.24)$$

Điểm đặt của tổng áp lực chủ động E_c được xác định như khi $\alpha > 0$ (Hình 7.8)

Ví dụ tính toán:

Tường chắn lưng tường thẳng có chiều cao $H = 9$ m, chôn sâu trong đất 3 m, bề rộng móng $2b = 4$ m, chất đất đắp sau tường có $\gamma = 1,8 \cdot 10^1 \text{ KN/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$, $c = 0$.

1- Hãy vẽ hình áp lực đẩy ngang của đất.

2- Hãy vẽ hình áp lực đẩy ngang khi có lực phân bố đều $q = 180 \text{ KN/m}^2$

3- Vẽ áp lực bị động ?

Giải

1-Khi không có tải trọng phân bố tác dụng

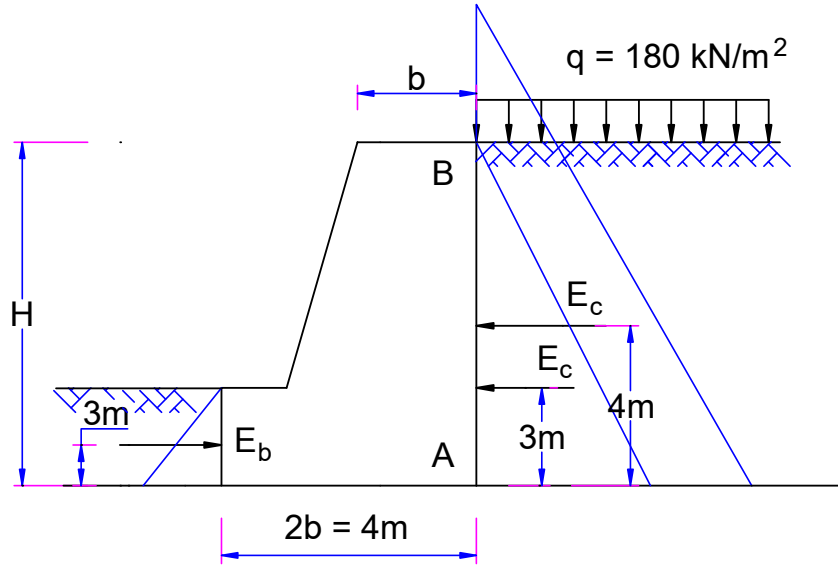
Vì là tường thẳng, đất rời, nên cường độ áp lực chủ động được tính theo công thức (7.3):

$$P_c = \gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Thay số có: $P_c = 18 \cdot 9 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 54 \text{ KN/m}^2$

Trị số áp lực chủ động trên 1m dài tường chắn tính theo công thức (7.5)

$$E_c = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$



Thay số có: $E_c = \frac{18 \cdot 9^2}{2} \text{tg}^2 (45^\circ - \frac{30^\circ}{2}) = 243 \text{ KN/m}^2$

Điểm đặt áp lực chủ động: $e = H/3 = 9/3 = 3 \text{ m}$

2- Khi có tải trọng phân bố đều $q = 180 \text{ kN/m}^2$

Chiều dày lớp đất tương ứng tính theo công thức (7-7)

$$h = \frac{q}{\gamma} \quad \text{thay số: } h = \frac{180}{18} = 10 \text{ m}$$

Cường độ áp lực đáy móng tính theo công thức (7-9)

$$P_c^A = \gamma \cdot (H + h) \cdot \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)$$

Thay số có: $P_c^A = 18 \cdot (9 + 10) \text{tg}^2 (45^\circ - 30^\circ/2) = 119 \text{ kN/m}^2$

Trị số áp lực chủ động trên 1m tường chắn tính theo công thức (7.10)

$$E_c = \frac{\gamma \cdot H}{2} (H + 2h) \cdot \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)$$

Thay số có: $E_c = \frac{18 \cdot 9}{2} (9 + 2 \cdot 10) \cdot \text{tg}^2 (45^\circ - 30^\circ/2) = 776 \text{ kN/m}$

Điểm đặt áp lực chủ động:

$$e = \frac{H}{H + 2h} \cdot \frac{H + 3h}{H + 2h} = \frac{9}{3} \cdot \frac{9 + 3 \cdot 10}{9 + 2 \cdot 10} = 4 \text{ m}$$

3 - áp lực bị động:

Cường độ áp lực tại đáy móng tính theo công thức (7-4)

$$P_b = \gamma \cdot H \cdot \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2)$$

Thay số có: $P_b = 18 \cdot 9 \cdot \text{tg}^2 (45^\circ + 30^\circ/2) = 162 \text{ kN/m}^2$

Trị số áp lực bị động trên 1m tường chắn tính theo công thức (7.6)

$$E_b = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2)$$

Thay số có: $E_b = \frac{18 \cdot 9^2}{2} \operatorname{tg}^2 (45^\circ + 30^\circ/2) = 243 \text{ kN/m}$

Điểm đặt áp lực bị động cách đáy móng một đoạn:

$$e = \frac{H}{3} = \frac{3}{3} = 1 \text{ m}$$

Kết quả hình vẽ áp lực đẩy ngang bị động và chủ động như hình vẽ

CÂU HỎI ÔN TẬP VÀ BÀI TẬP

1. Có mấy loại tường chắn? Nêu đặc điểm của từng loại?
2. Thế nào gọi là áp lực chủ động ?
3. Thế nào gọi là áp lực bị động ?
4. Hãy nêu lý luận áp lực đất của Coulomb
5. Hãy nêu công thức và giải thích công thức xác định cường độ áp lực và áp lực đất trong trường hợp cơ bản?
6. Hãy nêu công thức và giải thích công thức xác định cường độ áp lực và áp lực đất trong trường hợp có tải trọng phân bố đều khắp?
7. Hãy trình bày sự ảnh hưởng của độ nghiêng lưng tường chắn đến giá trị áp lực đất lên tường chắn?
8. Cho tường chắn cao 8m, chôn sâu 2m, bề rộng móng $2b = 4\text{m}$, đất nền là cát có $\gamma = 1,9 \cdot 10^1 \text{ KN/m}^3$, $\varphi = 28^\circ$, $c = 0$. Từ đỉnh móng lên 1m có nước ngầm trọng lượng đơn vị đất trong nước $\gamma_{\text{đn}} = 10 \text{ KN/m}^3$
 Hãy xác định áp lực chủ động của đất lên tường chắn?

Chương 8:
KHÁI NIỆM ĐỊA CHẤT TỰ NHIÊN VÀ ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

8.1. Tác dụng của phong hoá

8.1.1. Khái niệm

Tác dụng của phong hoá là tác dụng làm phá huỷ và biến đổi thước, thành phần của đất đá xảy ra do các tác dụng khác nhau của các nhân tố khí quyển, như áp suất và nhiệt độ, nước và sinh vật.

Quá trình phong hoá không những ảnh hưởng đến vật chất tự nhiên như đất đá, mà còn tác dụng vào các công trình nhân tạo, vật liệu xây dựng của con người.

Các dạng phong hoá đã được trình bày trong môn học: Vật liệu xây dựng.

8.1.2. Nghiên cứu tác dụng phong hoá với quan điểm địa chất công trình.

Nghiên cứu phong hoá theo quan điểm địa chất công trình được tiến hành theo các bước: Mô tả đặc trưng phong hoá, đo tốc độ phong hoá, xác định độ sâu cần đào bỏ đi của tầng phong hoá.

a, Mô tả đặc trưng phong hoá của đất đá

Tác dụng phong hoá luôn làm cho bề mặt ngoài đất đá bị biến đổi. Mỗi loại phong hoá đều để lại trên bề mặt ngoài vết tích tác dụng của nó, nên việc mô tả đất đá nhất thiết phải làm kỹ và toàn diện. Những đặc trưng bề ngoài là màu sắc và đặc điểm của đá, mức độ và tính chất nứt vụn, thành phần khoáng vật và cường độ của đá.

Về màu sắc cần chú ý mô tả từ trên xuống dưới, từ ngoài vào trong.

Về tính nứt vụn của đá chú ý các loại hệ thống nứt nẻ, hình dạng của các sản phẩm do phong hoá để lại trên khe nứt đó.

Về thành phần khoáng vật chú ý khoáng vật của đá gốc, các khoáng vật thứ sinh.

Về cường độ chịu lực của đá phong hoá chia làm 4 cấp:

Cấp 1: Dùng búa khó đập vỡ

Cấp 2: Dùng tay có thể bóp vỡ

Cấp 3: Dùng ngón tay có thể bóp vụn

Cấp 4: khê chạm đã nát vụn

Ngoài ra còn lưu ý thêm một số đặc trưng như: độ ẩm, tính dính, tính dẻo

b, Đo tốc độ phong hoá

Khi nghiên cứu địa chất công trình người ta dùng chỉ số biểu diễn mức độ phong hoá một cách tương đối của CĐVaronkevich.

$$K_w = \frac{\varepsilon_a - \varepsilon_w}{\varepsilon_a - \varepsilon_o} \quad (8.1)$$

Trong đó:

K_w : là chỉ số phong hoá của đá.

ε_a : Là hệ số rỗng của đá trong vùng, khi đá chịu tác dụng phong hoá hoàn toàn triệt để.

ε_w : Là hệ số rỗng của đá trong vùng ta đánh giá phong hoá.
 ε_{a0} Là hệ số rỗng của đá chưa phong hoá

Mức độ phong hoá được phân ra 5 mức độ sau:

- 1- Phong hoá cực mạnh $K_w \sim 0$
- 2- Phong hoá mạnh $K_w = 0 - 0.2$
- 3- Phong hoá trung bình $K_w = 0.2 - 0.5$
- 4- Phong hoá yếu $K_w = 0.5 - 0.9$
- 5- Coi như chưa phong hoá $K_w = 1$

c, Xác định độ sâu đào bỏ đi của tầng đá phong hoá

Do bị phong hoá, đất đá làm nền cho công trình sẽ bị biến đổi các tính chất vật lý và cơ học của nó. Do đó phải đào bỏ đi những lớp đất đá phong hoá mà trên đó ta không xây dựng công trình được. Việc đào bỏ tầng nào là một vấn đề cần nghiên cứu kỹ lưỡng. Vì vậy phải phân tầng dựa vào các dấu hiệu của mức độ phong hoá.

8.2. Tác dụng địa chất của mương xói

8.2.1. Khái niệm

Tác dụng địa chất của mương xói là tác dụng xói mòn đất đá mềm rời ở mái dốc và vận chuyển sản phẩm xói mòn theo dòng nước tạm thời do mưa, kết quả làm cho bờ dốc bị đào xẻ hoặc dốc đứng hơn.

Quy mô mương xói có thể khác nhau về chiều dài và độ sâu.

Tốc độ phát triển mương xói phụ thuộc vào năng lượng của dòng chảy và tính chất của đất đá. Vùng mưa nhiều, diện tích tụ nước lớn, đất mềm xốp, góc nghiêng ở sườn dốc lớn thì mương xói phát triển rất mạnh.

Hiện tượng mương xói làm giảm sự ổn định các mái dốc tự nhiên và nhân tạo.

8.2.2. Các giai đoạn phát triển của mương xói

Sự phát triển của mương xói được chia làm 4 giai đoạn:

- Giai đoạn vũng nước hoặc rãnh nông: Nước tập trung ở những vị trí trũng nhỏ trên sườn dốc hoặc vết bánh xe lăn trên đường nên nước bắt đầu xói thành rãnh nhỏ lượn theo sườn dốc.

- Giai đoạn khe xói phát triển: Mương xói được kéo dài, đầu rãnh mương không ngừng lùi về phía phân thủy, phần cuối mương có các vật liệu tích tụ không bền vững.

- Giai đoạn đáy mương tiến đến mặt cắt cân bằng: tốc độ xói chậm lại, hai bờ mương mở rộng ra, mặt cắt dọc toàn bộ mương là hình cong lõm uốn đều, phần cuối mương có các vật liệu tích tụ ổn định.

- Giai đoạn mương xói ngừng phát triển: tác dụng xói sâu và phá vách đã dừng, vách mương đã thoải, cây cỏ bắt đầu mọc trong mương xói.

8.2.3. Nội dung nghiên cứu và khảo sát vùng có mương xói

- Vẽ bình đồ khi vực có ghi rõ sự phân bố các mương xói
- Nêu rõ tình trạng hiện tại, dự đoán phạm vi mở rộng của mương xói.
- Đo đạc quan trắc một số mặt cắt điển hình

Để đánh giá quy mô mương xói dựa vào tên gọi trong bảng 8-1

Bảng 8.1: Quy mô của mương xói

Độ lớn của mương	Số lượng đất đá xói (m ³)
Rãnh xói	50
Khe xói nhỏ	20-50
Khe xói vừa	200-1000
Khe xói lớn	1000-6000
Mương xói	>6000

8.3. Tác dụng địa chất của dòng sông

8.3.1. Khái niệm:

Tác dụng địa chất của dòng sông biểu thị ở trạng thái đào phá, vận chuyển và tích tụ vật liệu.

Quá trình hoạt động của dòng sông phụ thuộc vào lưu tốc của dòng nước, điều kiện cấu tạo địa chất và điều kiện khí hậu thủy văn của vùng.

Tài liệu khảo sát, đánh giá tác dụng địa chất của dòng sông giúp chúng ta có phương án thiết kế tối ưu

8.3.2. Đặc điểm của dòng sông thiên nhiên

Đặc điểm của dòng sông thiên nhiên là có phù sa. Phù sa là sản phẩm của quá trình đào phá vận chuyển và tích tụ, là nhân tố chính làm thay đổi địa hình và hình thái cuat một con sông. Phù sa được chia làm hai loại.

- Phù sa lơ lửng trong dòng nước và trôi theo dòng nước. Khi nước không chảy hoặc lưu tốc nhỏ thì loại phù sa lơ lửng tự chìm xuống tạo thành các bãi bồi.

- Phù sa di chuyển chuyển dịch là ở mặt đáy sông. Theo dòng nước, do sức đẩy của nước hạt lợ đẩy hạt kia, do soáy nước nên loại phù sa này nổi lên hoặc chìm xuống. Phù sa di chuyển có tác dụng làm thay đổi dòng sông.

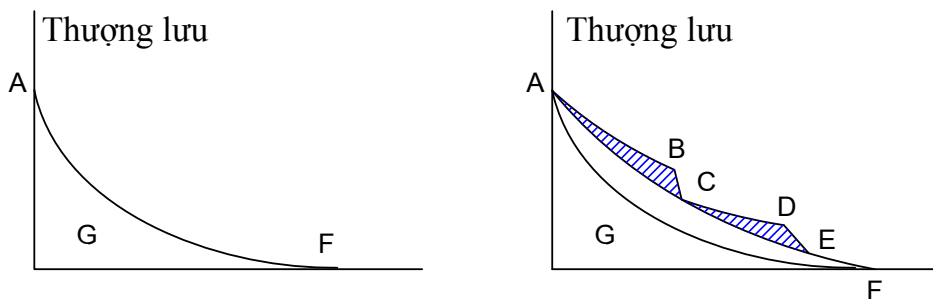
8.3.3. Sự xâm thực của dòng sông

Khi nói về hình thái dòng sông, chúng ta phải xem xét mặt cắt dọc và mặt cắt ngang của sông.

a, Mặt cắt dọc sông

Trong quá trình phát triển của sông, dòng sông sẽ có tạo ra mặt cắt cân bằng. đặc trưng của mặt cắt dọc sông là có độ nghiêng giảm dần từ thượng lưu tới hạ lưu.

Mặt cắt cân bằng có dạng Parabol (hình 8.1)



Hình 8.1

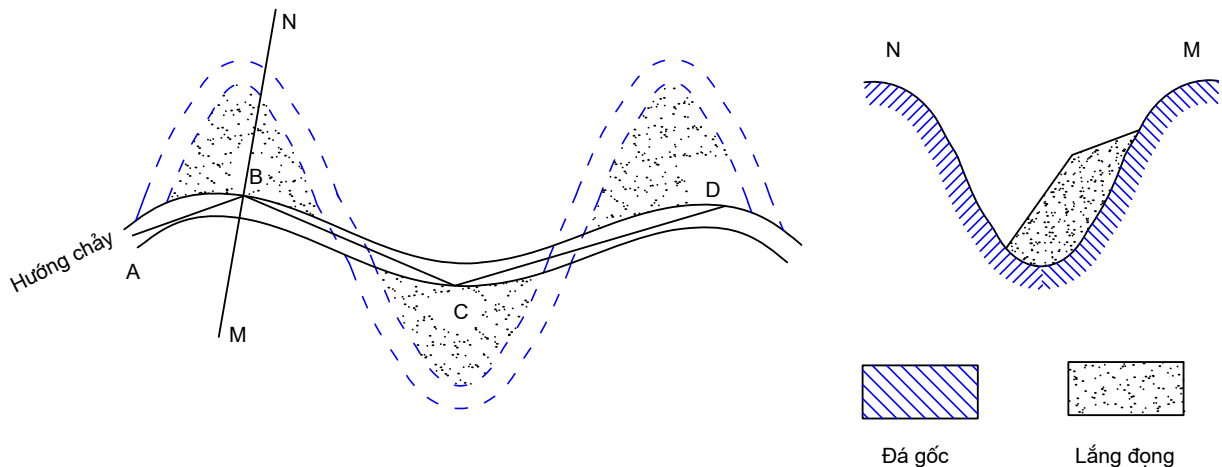
Hình dạng này không phải là đặc trưng của toàn bộ dòng sông mà chỉ đại diện cho từng đoạn sông.

Hình 8-1 cho thấy sơ đồ mặt cắt dọc của dòng sông ở thời kỳ đầu và thời kỳ phát triển.

b, Mặt cắt ngang dòng sông

Hình 8-2 cho thấy quy luật đào phá và bồi đắp ở một đoạn sông

Tại các điểm B,C, D có hiện tượng nước chảy thúc vào bờ gây ra sự phá bờ. Ngược lại ở các bờ đối diện các điểm trên do lưu tốc dòng nước nhỏ, một số phù sa lắng đọng lại sinh ra bãi ngầm, kết quả làm cho dòng sông ngày càng uốn khúc.

**Hình 8.2****8.3.4. Tác dụng địa chất của dòng sông đối với công trình Cầu đường**

Qua nghiên cứu sự hoạt động của sông ta biết rằng tại những nơi có đoạn sông cong thì sự xâm thực ở bên bờ xảy ra mạnh mẽ. Những Cầu trung và Cầu lớn cần tránh đặt ở những nơi đó vì dễ mất ổn định do việc bị xói mòn Cầu. Móng trụ cầu trên sông cần phải đặt sâu xuống mặt đất cân bằng của dòng sông để đảm bảo ổn định do việc xói quanh móng trụ.

8.4. Hoạt động địa chất của Biển và Hồ**8.4.1. Khái niệm**

Ở ven bờ Biển và Hồ có hàng loạt tác động địa chất rất phức tạp. Các hoạt động đó bao gồm hai mặt là phá hoại bờ và lắng đọng, trầm tích, làm cho hình thái và thành phần của bờ bị biến đổi.

Hoạt động địa chất của Biển và Hồ là sóng. Sóng do gió gây lên, sự phá hoại của sóng phụ thuộc vào cấu tạo của bờ, hoạt động của bùn cát ở các cửa sông đưa đến.

8.4.2. Sự tạo thành sóng

Sóng do gió tác dụng vào mặt nước tự do làm cho các chất điểm của nước chấn động và truyền đi. Sóng có các yếu tố cơ bản là ngọn sóng, lưng sóng, đỉnh sóng, đáy sóng, chiều cao của sóng, chiều dài bước sóng.

Ngọn sóng là bộ phận bên trên mặt nước.

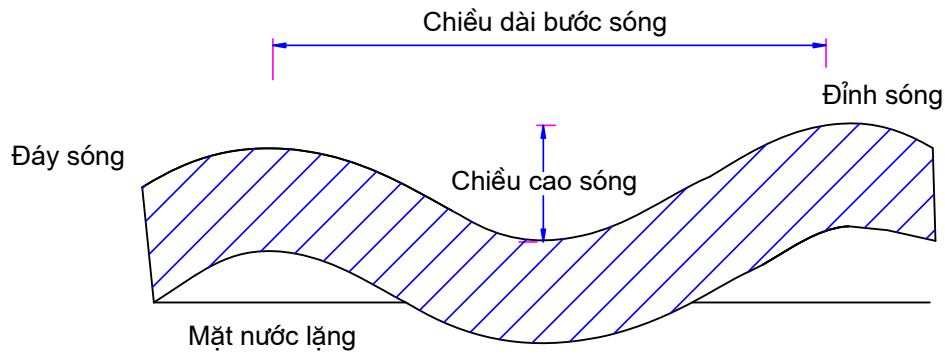
Lưng sóng là phần sóng bên dưới mặt nước lặn

Đỉnh sóng là điểm cao nhất của ngọn sóng

Đáy sóng là điểm thấp nhất của ngọn sóng

Chiều cao sóng là khoảng cách thẳng đứng giữa đỉnh sóng và đáy sóng.

Chiều dài bước sóng là khoảng cách nằm ngang giữa hai đỉnh sóng hoặc hai đáy sóng kề nhau.

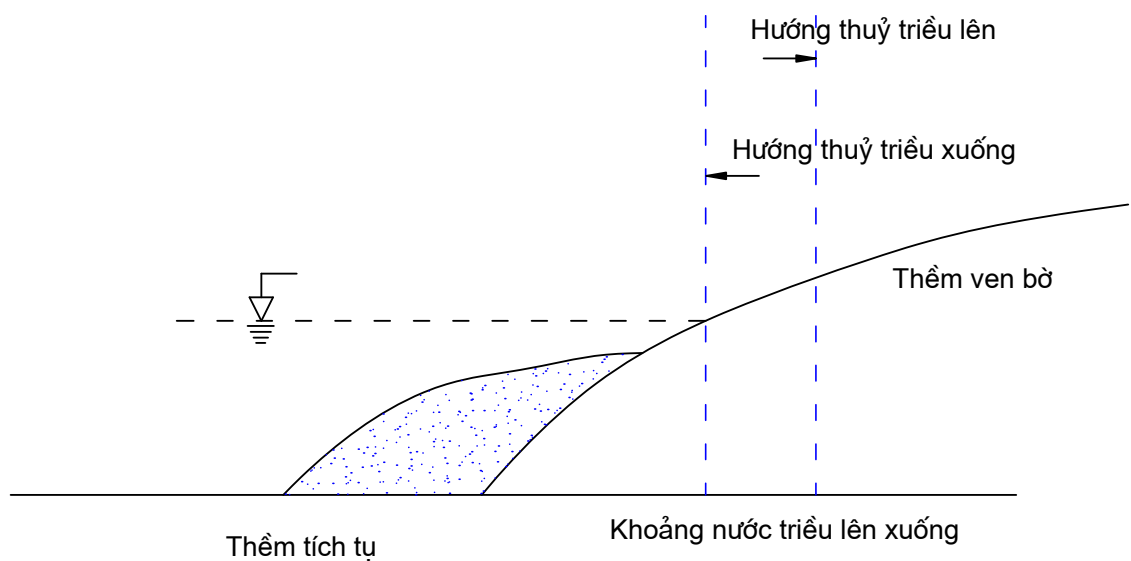


Hình 8.3

Quan sát thực tế người ta thấy khi tốc độ gió nhỏ: 0.8-1 m/s thì trên mặt nước bắt đầu có hiện tượng lăn tăn gợn nhỏ, khi tốc độ gió lớn hơn, nước bị ép đẩy về phía trước lên mặt dốc hai bên của sóng không giống nhau. Khi gió mạnh làm cho phần bên trên của sóng bị đổ gập xuống hình thành bọt sóng trắng có chứa không khí gọi là: sóng bạc đầu.

8.4.3. Tác dụng địa chất của sóng

Sóng tác dụng đối với bờ biển và bờ hồ làm cho hình thái và thành phần của chúng biến đổi. Một mặt sóng xô vào phá bờ đất đá, mặt khác sóng vận chuyển và tích tụ đất đá vỡ vụn, hai mặt này thống nhất với nhau trong quá trình hình thành bờ biển hay bờ hồ, tuy chúng tiến hành đồng thời song song nhưng không cân bằng. Vì vậy, dưới tác dụng của sóng phần trên nước và dưới nước của mặt cắt ở bờ sẽ sinh ra biến đổi hoặc tái tạo (hình 8.4)



Hình 8.4

Về tốc độ phá hoại của sóng thì phụ thuộc vào độ bền và thể nằm của đất đá. Nếu phương của đá song song với bờ và cắm vào phía lục địa thì hầu như toàn bộ năng lượng của sóng đều tác dụng vào tầng đá nằm ghéch lên phía sóng, do đó có tác dụng phá hoại mạnh nhất. Các tầng đá nằm nghiêng về phía biển, sóng sẽ cuộn trên mặt tầng đá, tác dụng đó do ma sát làm tiêu hao đi phần lớn năng lượng của sóng lên giảm sự phá hoại của tầng đá. Nếu đất đá không đồng nhất thì bờ sẽ có cấu tạo ở dạng phức tạp.

Sự phá hoại bờ biển và hồ gây ra sạt lở bờ làm ảnh hưởng đến tính bền vững của các công trình ven bờ biển và hồ. Bên cạnh đó sự tích tụ trầm tích gây ra hiện tượng cát bồi cũng ảnh hưởng đến các hoạt động của các công trình cảng

8.5. Đầm lầy

8.5.1. Khái niệm.

Đầm lầy là hiện tượng một vùng đất bị quá ẩm ướt hoặc bị ngưng đọng nước trong điều kiện địa lý và địa chất thủy văn nhất định. Biểu hiện của đầm lầy là một khu vực nước nông có nhiều cây mọc dưới nước và ưa nước, có lớp bùn dày hơn 20 cm. Đầm lầy thường hay gặp ở vùng của sông ven biển, một số khu vực ở đồng bằng, các thung lũng hẹp giữa hai sườn núi.

8.5.2. Nguyên nhân phát sinh ra lầy

Lầy được phát sinh do hai nguyên nhân sau

- Bao gồm những nhân tố đại lý như điều kiện khí hậu, thủy văn và địa hình. Ở nơi có khí hậu ẩm áp, mưa nắng nhiều tạo điều kiện đẫy nhanh sự huỷ hoại của cây cối mục nát tạo thành than bùn, hoặc những nơi địa hình bằng phẳng, sự thoát nước xảy ra chậm chạp làm cho khu vực đó rất ẩm ướt thì sẽ nhanh chóng tạo thành lầy.

- Bao gồm các nhân tố về địa chất như đặc tính cơ học của đá, cấu tạo địa chất, sự vận động của nước dưới đất. Đầm lầy hay tạo thành ở khu vực đất đá liên kết kém, tầng cách nước ở gần mặt đất nên làm cho việc thấm của nước mặt và nước ngầm bị giới hạn ở gần mặt đất

8.5.3 Nghiên cứu lầy theo quan điểm địa chất công trình

Đối với công trình đường ô tô, lầy thường làm biến dạng nền đường và có thể phá hoại hoàn toàn nền đường. Khi đáy lầy nghiêng có thể làm cho nền đường bị di động ngang cùng với hiện tượng lún.

Để sử lý lầy cần phải xác định nguồn cung cấp nước cho lầy, nguồn gốc các vũng lầy, thành phần hoá học và hữu cơ của lầy, độ sâu và thể nằm của lầy. Từ các đặc trưng của vùng lầy, người ta tìm ra các biện pháp sử lý thích hợp.

8.6. Kacsto

8.6.1. Khái niệm

Đây là hiện tượng phân giải và hoà tan đất đá do nước đượ đất tạo thành các hang hốc kéo theo sự sụp đổ hình thành các khe, hố và các dạng khác trong đất.

Các điều kiện cơ bản tạo thành và phát triển Kacstơ.

- Thành phần thạch học và hoá học của đá.
- Tính thấm nước, chiều dày, tính nứt nẻ trong đá, điều kiện thể nằm và sự tuần hoàn nước.
- Thành phần hoá học của nước, mức độ khoáng hoá, nhiệt độ nước
- Đặc tính về địa hình của vùng Kacstơ, vị trí sông suối
- Đặc tính thực vật
- Tình hình thuỷ văn của vùng Kacstơ.

8.6.2. Địa mạo vùng Kacstơ.

Có các dạng sau:

- Luống rãnh lược: Gồm hệ thống rãnh có chiều rộng và chiều sâu khác nhau trên mặt đá có khe nứt.

- Động hút nước: là các giếng, hầm có đường kính từ 1 - 10m, sâu 10-20m có thể thu hút rất nhiều nước.

- Hang động là các hang hốc lớn ngầm dưới đất trong các lớp đá Kacstơ. Trong thường thấy các khoáng vật kết tủa như thạch nhũ ở phía trên hoặc ở phía dưới.

- Sông ngầm và hồ ngầm

- Các khe Kacstơ

Để hạn chế sự phát triển và ảnh hưởng của hiện tượng Kacstơ có thể dùng các biện pháp kỹ thuật như sau:

- Đề phòng hoà tan của đất đá dưới tác dụng của nước mặt và nước ngầm chú ý tính thấm nước của đất đá dưới hố móng công trình.

- Tăng độ bền của vùng có hiện tượng Kacstơ bằng cách bơm vào khe nứt và các lỗ hỏng chất thuỷ tinh lỏng, xi măng, dung dịch sét hoặc bi tum nóng.

8.7. Cát chảy

8.7.1. Khái niệm

Cát chảy là hiện tượng các lớp đất đá bão hoà nước, thường là cát, khi bị lộ ra cát sẽ chuyển động và mang đặc tính của vật thể chảy.

Khi đào hố móng, áp lực thuỷ động của nước tạo ra do kết quả của việc giảm áp lực nước trong đất là nguyên nhân căn bản dẫn đến hiện tượng cát chảy.

8.7.2. Phân loại

Cát chảy được chia ra làm hai loại:

- Cát chảy giả: Khi đất đá không có liên kết kiến trúc như cát và sạn có kích thước khác nhau, chuyển sang trạng thái cát chảy dưới tác dụng do áp lực thuỷ động của dòng nước. đặc tính cơ bản của cát chảy giả là rất dễ bị mất nước, khi mất nước sẽ tạo thành các khối cát xốp và liên kết yếu. Nhận dạng cát chảy giả là khi đào hố móng cát chảy hố móng có nước trong hoặc hơi đục, nếu lấy cát đó quay với nước trong thì sẽ tạo thành hợp thể đục, nhưng để sau 2, 3 ngày thì trên mặt sẽ xuất hiện lớp nước trong.

- Cát chảy thật: Khi đất đá có liên kết ngưng tụ hoặc liên kết hỗn hợp như á xết, á cát, liên kết kiên trúc với điều kiện có các hạt sét và hạt keo có tính chống thấm tốt. Chúng chuyển sang trạng thái cát chảy khi áp lực thủy động không lớn. Đặc tính cơ bản của cát chảy thật là tính thoát nước rất yếu. Nhận dạng cát chảy thật là khi đào hố móng cát chảy vào hố móng có nước đục, nếu lấy cát đó quay với nước trong sẽ tạo ra hỗn hợp đục rất khó lắng.

8.8 Đất trượt

8.8.1. Khái niệm

Đất trượt là sự di chuyển của đất trên sườn dốc xuống chân dốc theo kiểu trượt dưới tác dụng của trọng lực.

Đất trượt xảy ra từ từ và có khối lượng lớn, đất sụp xảy ra rất nhanh và có khối lượng nhỏ

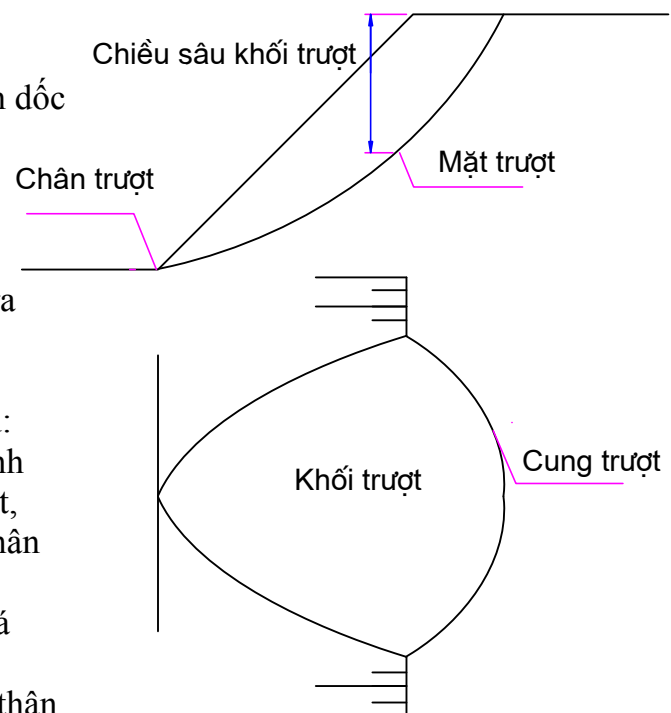
Hình dáng khối trượt ở sườn dốc phụ thuộc vào đặc điểm của đất đá, điều kiện về thể nằm của đất đá và các yếu tố khác. Khi nghiên cứu các khối trượt cần chú ý các đặc trưng sau (hình 8.5)

- Mặt trượt: Là mặt xảy ra sự đứt gãy và di chuyển của khối đất

- Chân trượt (hoặc góc trượt) là đường xuyên qua mặt hỗn hợp của sườn dốc

- Chiều sâu khối trượt là khoảng cách thẳng đứng tính từ bề mặt khối trượt đến mặt trượt.

- Cung trượt là vết có dạng lõm tạo thành ở sườn do khối đất trượt gây ra



8.8.2. Dấu hiệu trượt

Thường hay gặp các dấu hiệu sau:

- Khe nứt trượt: Loại này tạo thành trong giai đoạn đầu của hiện tượng trượt, các khe nứt lúc đầu bé và ngắn, được phân bố rải rác.

- Dải trượt: là một đoạn dài đất đá bị trượt

- Mặt phá hoại của đất tạo ra khi thân trượt được tách ra

- Đê gấn khối trượt được tạo thành dọc theo chân khối trượt do khối đất trượt dịch chuyển đẩy đất dồn lên.

- Hiện tượng có nước đọng giống như một vũng lầy nhỏ

- Hiện tượng cây cối tại thân trượt bị nghiêng ngã

- Thể nằm của đất đá bị thay đổi

Hình 8.5

8.8.3. Nguyên nhân gây ra đất trượt

Hiện tượng đất trượt thường do các nguyên nhân sau:

- Do xói mòn của các dòng nước mặt tạo lên những mương rãnh trên sườn dốc, gây xói mạnh chân dốc làm bờ rời đất đá.
- Do dòng nước ngầm lôi kéo các hạt đất ở sườn dốc
- Do tải trọng ở sườn dốc
- Do nước mưa thấm vào sườn dốc
- Do quá trình phong hoá làm đất đá ở sườn dốc bị vụn nát

8.9. Khái niệm về khảo sát địa chất công trình, mặt cắt địa chất

8.9.1 Khảo sát địa chất công trình

Trước khi thiết kế công trình Cầu đường cần phải có các tài liệu về điều kiện địa chất công trình chung của một vùng rộng và dọc theo tuyến đường định xây dựng. Những tài liệu có thể thu thập được bằng cách tiến hành khảo sát địa chất công trình. Cơ sở để tiến hành khảo sát địa chất công trình là bản đồ địa chất của khu vực xây dựng công trình. Dựa vào bản đồ địa chất khu vực tiến hành việc đo vẽ địa chất công trình theo lộ trình. Trong quá trình khảo sát địa chất công trình phải mô tả, ghi chép vào nhật ký chuyên môn về thành phần, đặc điểm của đất đá, điều kiện phân bố và thế nằm cũng như chiều dày của các lớp đất đá.

Khảo sát địa chất công trình cần giải quyết các vấn đề sau:

- Nghiên cứu hình dạng địa hình, xác định nguồn gốc phát sinh và mức độ ổn định của địa hình, về khả năng có thể xây dựng công trình trên đó.
- Nghiên cứu và đánh dấu trên bản đồ cấu tạo địa chất của vùng khảo sát bằng các cách:

+ Nghiên cứu vết lộ tự nhiên và đưa lên bản đồ địa hình, vẽ một số mặt cắt địa chất cụ thể

+ Tiến hành công tác thăm dò (bằng các lỗ khoan, lỗ đào)

+ Lấy mẫu đất đá và mẫu nước để thí nghiệm trong phòng

- Phân tích và nghiên cứu quá trình địa chất và những hiện tượng địa vật lý, phán đoán khả năng phát sinh của chúng khi xây dựng và khai thác công trình.

- Tìm kiếm mỏ vật liệu thiên nhiên như: đá, cuội sỏi, cát, đất...

Trong khảo sát địa chất công trình phải chú ý đến trạng thái của đất đá, sự có mặt của các khe nứt và đặc tính của khe nứt, mức độ khó dễ trong khi thi công cũng như sự tác động của quá trình thi công và khai thác công trình sau này.

8.9.2. Mặt cắt địa chất

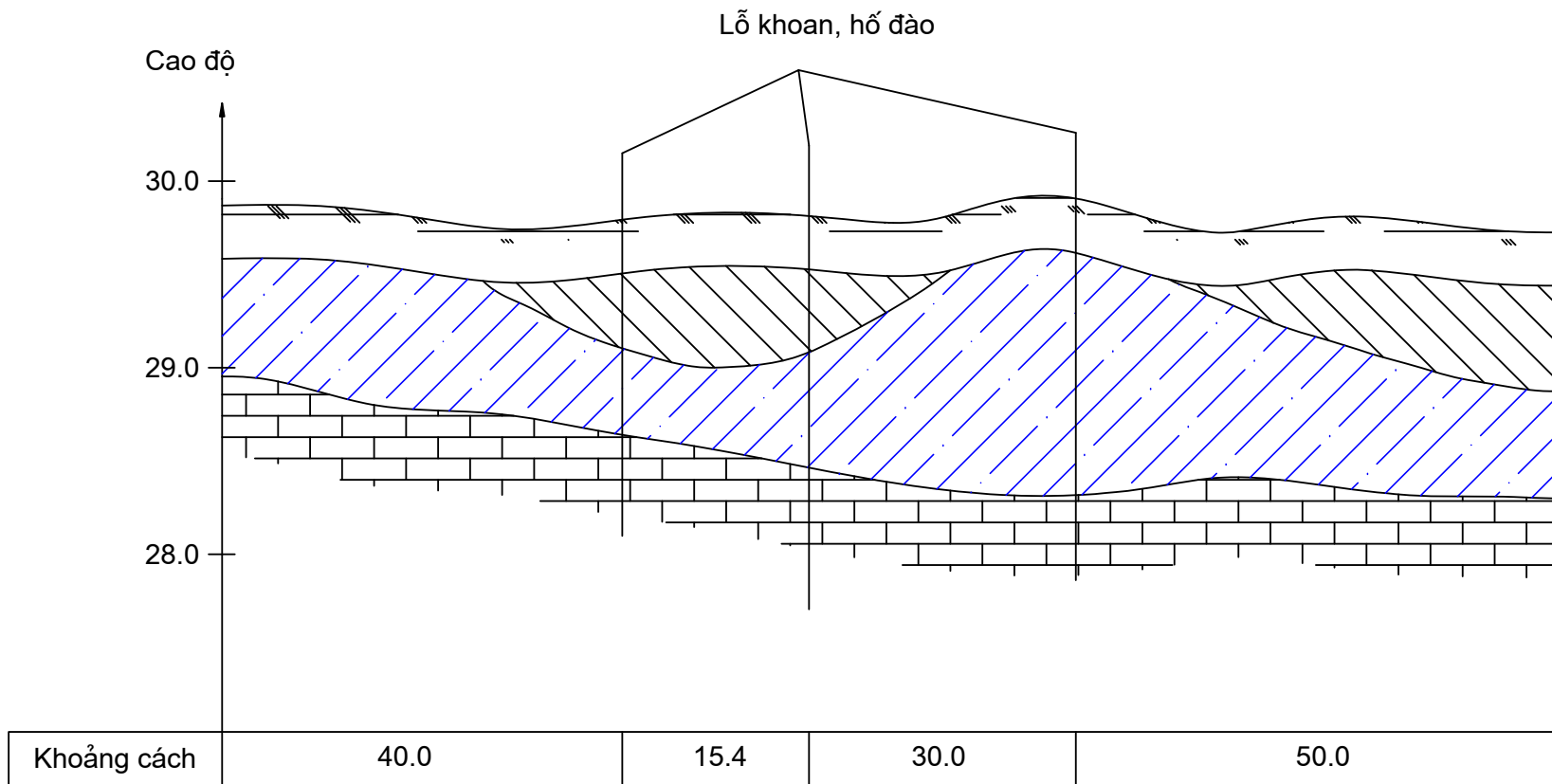
Mặt cắt địa chất là một mặt thẳng đứng qua địa hình, trên đó thể hiện chiều dày, phạm vi, phân bố của các tầng đất đá, vị trí các lỗ khoan thăm dò.

Mặt cắt địa chất được thể hiện như hình 8-7

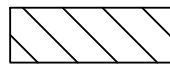
CÂU HỎI ÔN TẬP

- 1- Khi nghiên cứu tác dụng phong hoá với quan điểm địa chất công trình phải bao gồm các nội dung gì?
- 2- Khi nghiên cứu khảo sát vùng mương xói phải làm các nội dung gì?
- 3- Khi nghiên cứu khảo sát dòng sông phải nắm vững vấn đề gì?
- 4- Lày phát sinh do các nguyên nhân nào?
- 5- Có các dạng Kacstơ nào?

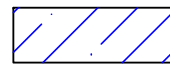
- 6- Thế nào là cát chảy giả và cát chảy thật? Cách nhận biết các dạng cát chảy.
- 7- Hãy nêu các dấu hiệu để nhận biết có sự trượt đất?
- 8- Khảo sát địa chất công trình cần giải quyết những vấn đề gì?



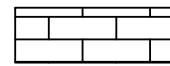
Lớp thổ nhưỡng



Đất sét màu nâu



Á sét



Sa thạch

Hình 8-7

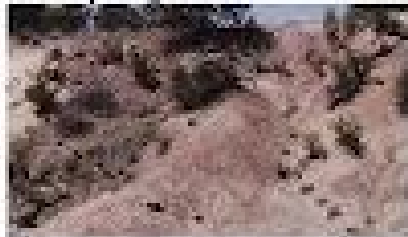
Bảng 3-3: Hệ số k_g

l/b z/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	6.0	10.0
0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2486	0.2489	0.2490	0.2491	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492
0.4	0.2401	0.2420	0.2429	0.2434	0.2437	0.2439	0.2441	0.242	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443
0.6	0.2229	0.2275	0.2300	0.2315	0.2324	0.2329	0.2335	0.2338	0.2340	0.2341	0.2341	0.2342	0.2342	0.2342
0.8	0.1999	0.2075	0.2120	0.2147	0.2165	0.2176	0.2188	0.2194	0.2198	0.2199	0.2200	0.2202	0.2202	0.2202
1.0	0.1752	0.1851	0.1911	0.1955	0.1981	0.1999	0.2020	0.2031	0.2037	0.2040	0.2042	0.2044	0.2045	0.2046
1.2	0.1516	0.1626	0.1705	0.1758	0.1793	0.1818	0.1849	0.1865	0.1873	0.1878	0.1882	0.1885	0.1887	0.1888
1.4	0.1308	0.1423	0.1508	0.1569	0.1613	0.1644	0.1685	0.1705	0.1718	0.1725	0.1730	0.1735	0.1738	0.1740
1.6	0.1123	0.1241	0.1329	0.1396	0.1445	0.1482	0.1530	0.1557	0.1574	0.1584	0.1590	0.1598	0.1601	0.1604
1.8	0.0969	0.1083	0.1172	0.1241	0.1294	0.1334	0.1389	0.1423	0.1443	0.1455	0.1463	0.1474	0.1478	0.1482
2.0	0.0840	0.0947	0.1034	0.1103	0.1158	0.1202	0.1263	0.1300	0.1324	0.1339	0.1350	0.1363	0.1368	0.1374
2.2	0.0732	0.0832	0.0917	0.0984	0.1039	0.1084	0.1149	0.1191	0.1218	0.1235	0.1248	0.1264	0.1271	0.1277
2.4	0.0642	0.0734	0.0813	0.0879	0.0934	0.0979	0.1047	0.1092	0.1122	0.1142	0.1156	0.1175	0.1184	0.1192
2.6	0.0566	0.0651	0.0725	0.0788	0.0842	0.0887	0.0955	0.1003	0.1035	0.1058	0.1073	0.1095	0.1106	0.1116
2.8	0.0502	0.0580	0.0649	0.0709	0.0761	0.0805	0.0875	0.0923	0.0957	0.0982	0.0999	0.1024	0.1036	0.1048
3.0	0.0447	0.0519	0.0583	0.0640	0.0690	0.0732	0.0801	0.0851	0.0887	0.0913	0.0931	0.0959	0.0973	0.0987
3.2	0.0401	0.0467	0.0526	0.0580	0.0627	0.0668	0.0735	0.0786	0.0823	0.0850	0.0870	0.0900	0.0916	0.0933
3.4	0.0361	0.0421	0.0477	0.0527	0.0571	0.0611	0.0677	0.0727	0.0765	0.0793	0.0814	0.0847	0.0864	0.0882
3.6	0.0326	0.0382	0.0433	0.0480	0.0523	0.0561	0.0624	0.0674	0.0712	0.0741	0.0763	0.0799	0.0816	0.0837
3.8	0.0296	0.0348	0.0395	0.0439	0.0479	0.0516	0.0577	0.0626	0.0664	0.0694	0.0717	0.0753	0.0773	0.0796
4.0	0.0270	0.0318	0.0362	0.0403	0.0441	0.0474	0.0535	0.0588	0.0620	0.0650	0.0674	0.0712	0.0733	0.0758
4.2	0.0247	0.0291	0.0333	0.0371	0.0407	0.0439	0.0496	0.0543	0.0581	0.0610	0.0634	0.0674	0.0696	0.0724

4.4	0.0227	0.0268	0.0306	0.0343	0.0376	0.0407	0.0462	0.0507	0.0544	0.0574	0.0597	0.0639	0.0662	0.0692
4.6	0.0209	0.0247	0.0283	0.0317	0.0348	0.0378	0.0430	0.0474	0.0510	0.0540	0.0564	0.0606	0.0630	0.0663
4.8	0.0193	0.0229	0.0262	0.0294	0.0324	0.0352	0.0402	0.0444	0.0480	0.0509	0.0533	0.0576	0.0601	0.0635
5.0	0.0179	0.0212	0.0248	0.0274	0.0302	0.0328	0.0376	0.0417	0.0451	0.0480	0.0504	0.0547	0.0573	0.0610

Tóm tắt bài giảng cơ học đất

Các tính chất vật lý của đất



CƠ HỌC ĐẤT

Chương mở đầu


Th.S Phạm Sơn Tùng

Các yêu cầu của môn học

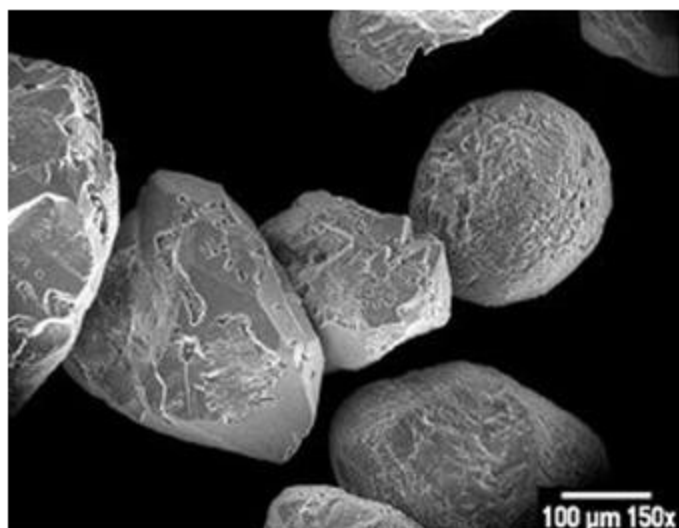
- Tham gia bài giảng đầy đủ
- Kiểm tra trên lớp bất cứ lúc nào với số lần tùy ý giảng viên
- Kiểm tra 10% báo trước
- (Tham gia bài giảng + kiểm tra 10% phút + thi giữa kì) = 30%
- Thi cuối học kì = 70%

Định nghĩa môn học

Cơ học đất là bộ môn nghiên cứu các ứng xử của đất trước các tác động cơ học.

- 
- Các tính chất vật lý của đất
 - Các tính chất cơ học của đất
 - Ứng suất trong đất
-
- Dự tính độ lún của nền móng công trình
 - Khả năng chịu tải của nền móng công trình
 - Áp lực đất lên tường chắn
 - Ổn định mái đất

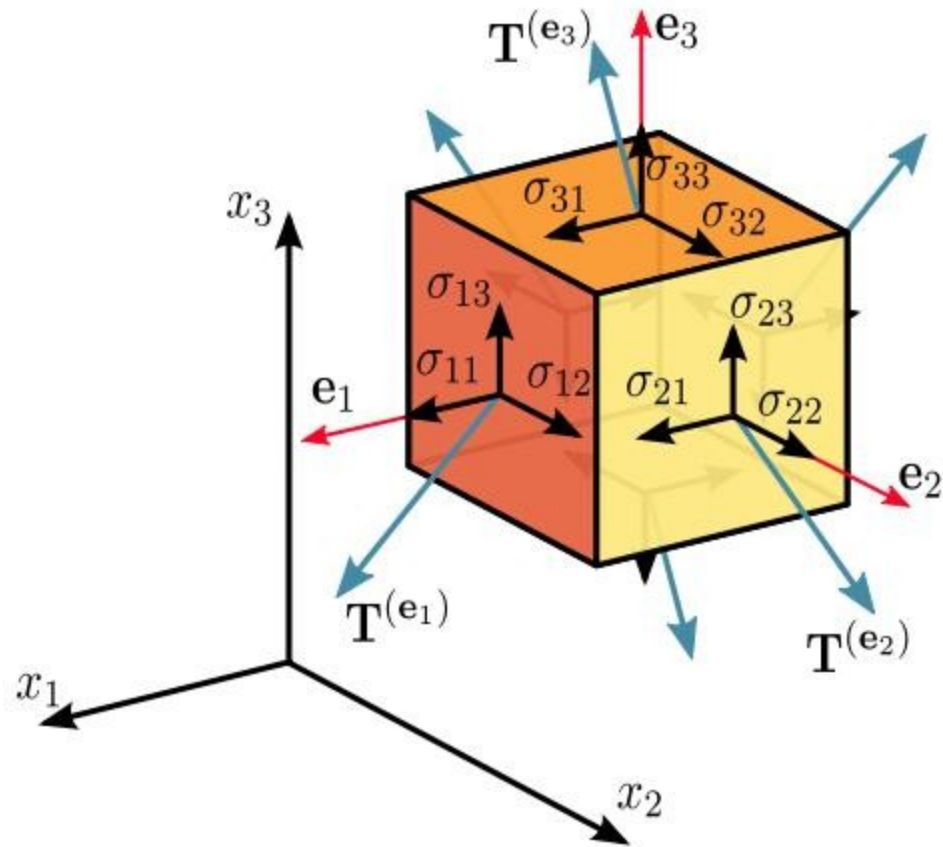
Các tính chất vật lý của đất



Các tính chất cơ học của đất



Ứng suất trong đất



Dự tính độ lún của nền móng công trình



Khả năng chịu tải của nền móng công trình



Áp lực đất lên tường chắn



Ổn định mái đất



Tài liệu tham khảo chính

- R.Whitlow, *Cơ học đất*, NXB Giáo dục 1997 (bản dịch tiếng Việt).
- Vũ Công Ngữ – Nguyễn Văn Thông, *Bài tập cơ học đất*, NXB Giáo Dục 1999.
- Nguyễn Uyên, *Cơ học đất*, NXB Xây Dựng 2005.
- N.A.Xurtovich, *Cơ học đất, (giáo trình rút gọn)*, bản dịch tiếng Việt của Đỗ Bằng, Nguyễn Công Mẫn, Moscova 1987.
- ...

CƠ HỌC ĐẤT

Chương 1

Bản chất vật lý của môi trường đất

ThS Phạm Sơn Tùng

Sự hình thành các loại đất

Toàn bộ đất có nguồn gốc trực tiếp hay gián tiếp từ đá cứng:

- 1) **Đá macma**: thành tạo từ vật liệu nóng chảy
- 2) **Đá trầm tích**: thành tạo ở dạng lớp do các vật liệu lắng đọng trong nước
- 3) **Đá biến chất**: thành tạo từ các đá đã tồn tại trước, sau bị biến đổi do quá nóng hoặc áp lực quá cao

Quá trình biến đổi Đá → Đất chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố => các loại đất khác nhau.

Các loại đất đều được hình thành do quá trình Phong hóa, Chuyển dời và Lắng đọng.

Quá trình phong hóa

- Là quá trình đá bị biến đổi thành đất dưới tác dụng của các tác nhân tự nhiên
- Các tác nhân tự nhiên: vật lý, hóa học, hóa sinh
- Ví dụ:
 - Nước → vụn đá sắc, góc cạnh
 - Gió → các hạt tròn
 - Hóa học → một số khoáng vật bền, không bị biến đổi (thạch anh, muxcovit), một số khoáng vật khác không bền, bị biến đổi → hình thành các loại đất khác nhau

Quá trình chuyển dời

- Quá trình các hạt đất được di chuyển từ nơi này sang nơi khác dưới tác dụng của gió, nước, sông băng, trọng lượng bản thân...
- Tác dụng chính của chuyển dời là sự tuyển lựa
- Sự chuyển dời sẽ kéo theo quá trình lắng đọng (nước), hoặc trầm đọng (gió, sông băng) → hình thành trầm tích

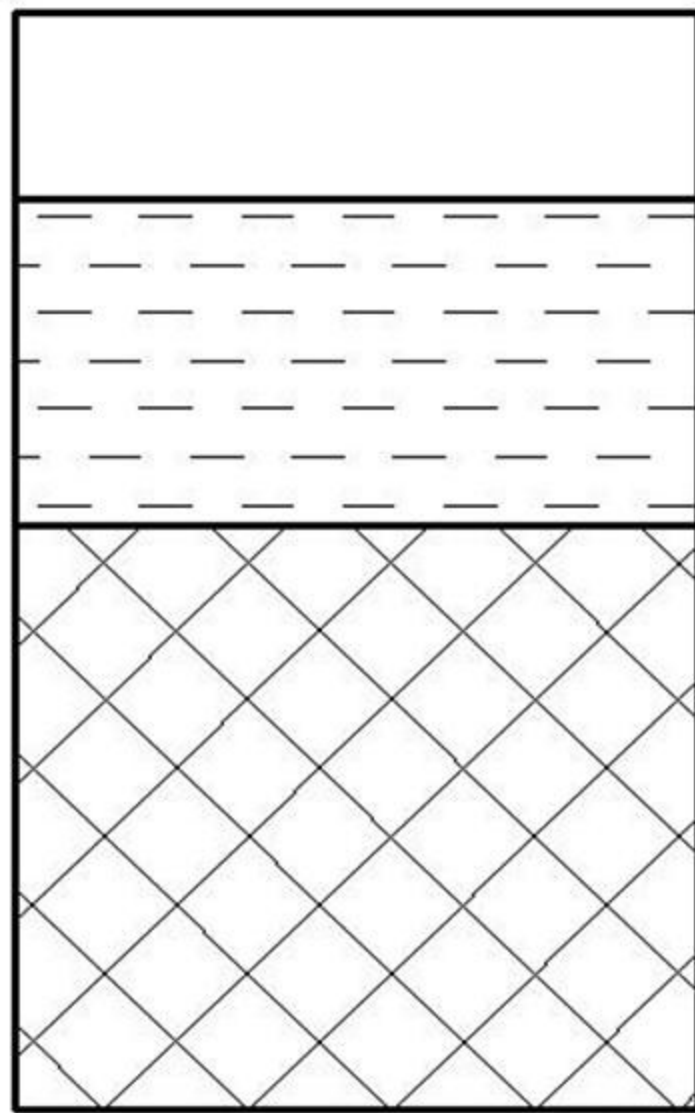
Các thành phần cấu tạo chính của đất

Các pha

Khí

Lỏng

Rắn



Thành phần

Không khí
Hơi nước

Nước
Các muối hòa tan

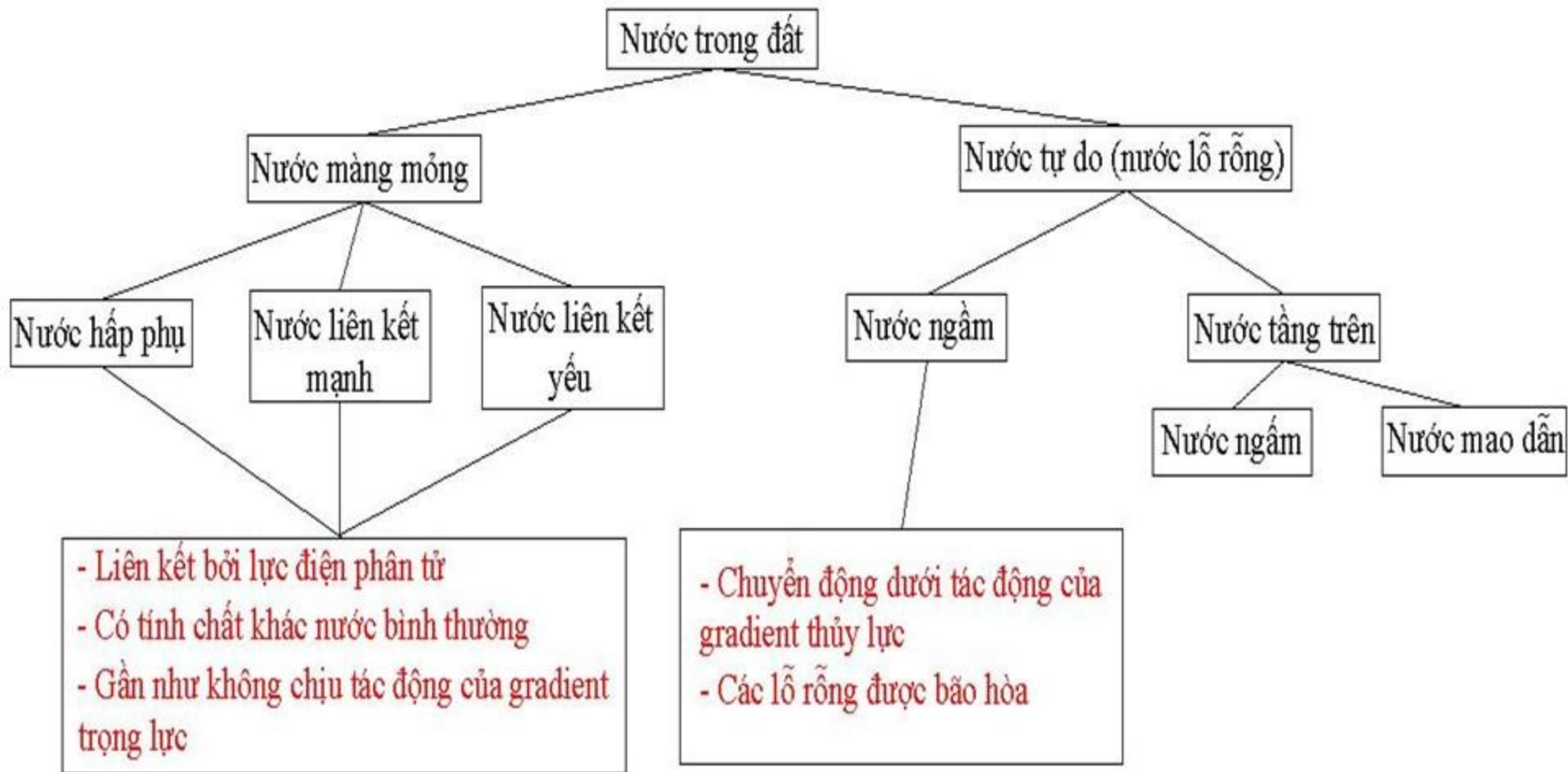
Vụn đá
Hạt khoáng vật
Vật chất hữu cơ

Mô hình ba pha của đất

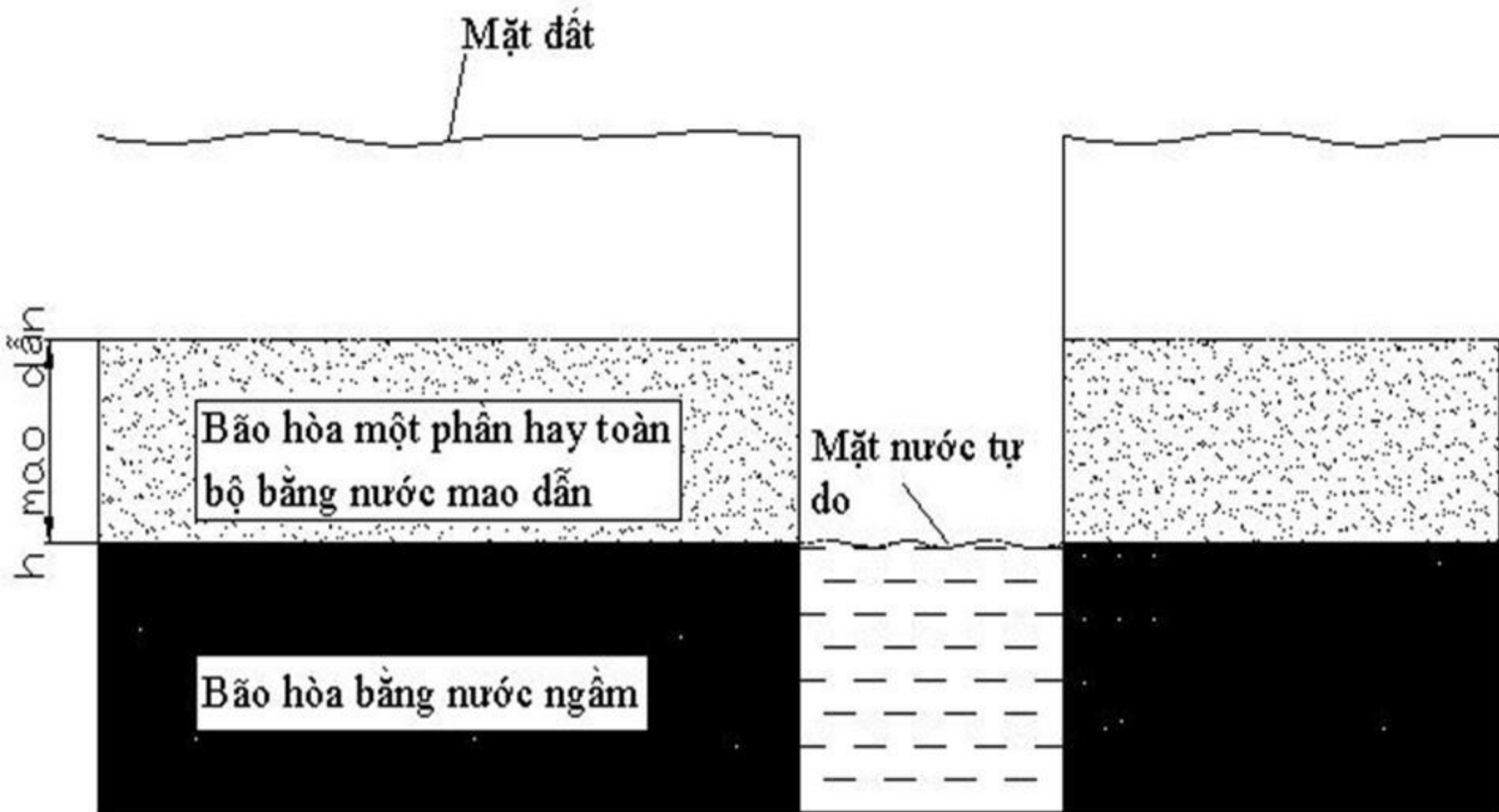
Pha rắn

- Các vụn đá, hạt cuội: $d > 2 \text{ mm}$
- Các hạt khoáng: $2 \text{ mm} \geq d > 1 \mu\text{m}$
 - Hạt cát: $2 \text{ mm} \geq d > 0,05 \text{ mm}$
 - Hạt bụi: $0,05 \text{ mm} \geq d > 0,005 \text{ mm}$
 - Hạt sét: $0,005 \text{ mm} \geq d > 0,001 \text{ mm}$
- Vật chất hữu cơ: đất mùn, thường nằm trên cùng, không dày quá 0,5 m. Có tính nén lún cao, hấp thụ nhiều nước

Nước trong đất



Các đới nước ngầm



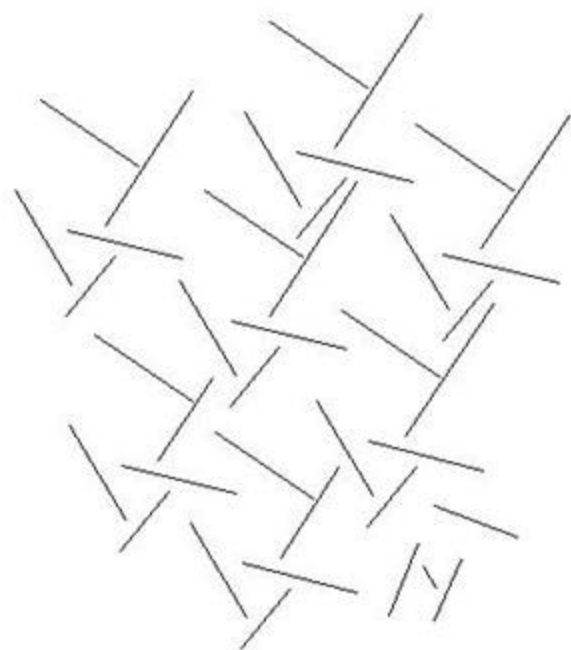
- Chiều cao mao dẫn với đất cát khoảng từ vài đến vài chục cm
- Chiều cao mao dẫn với đất sét có thể lên đến hàng trăm cm

Khí trong đất

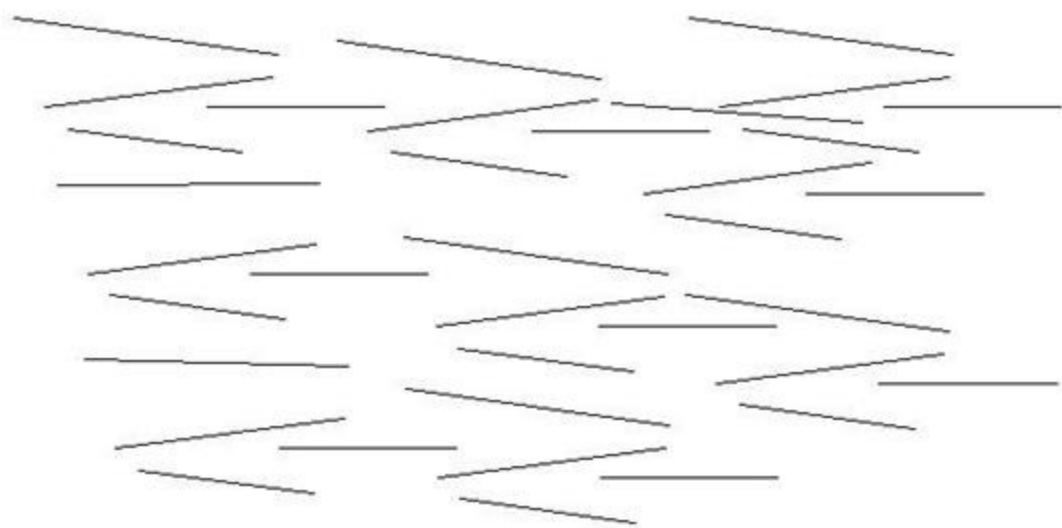
- Đất không hoàn toàn khô hay hoàn toàn bão hòa
- Thực tế: đất “khô” vẫn chứa hơi nước, đất “hoàn toàn bão hòa” vẫn có 2% lỗ rỗng khí
- Không khí chịu nén và hơi nước có thể đóng băng nên có ảnh hưởng tới tính chất của đất

Đất rời và Đất dính

- Hàm lượng các hạt sét chiếm trên 3% khối lượng đất khô thì đất có tính **dẻo dính** → đất dính
- Các hạt sét có thể ở dạng cấu trúc **Kết bông** hoặc cấu trúc **Phân tán**



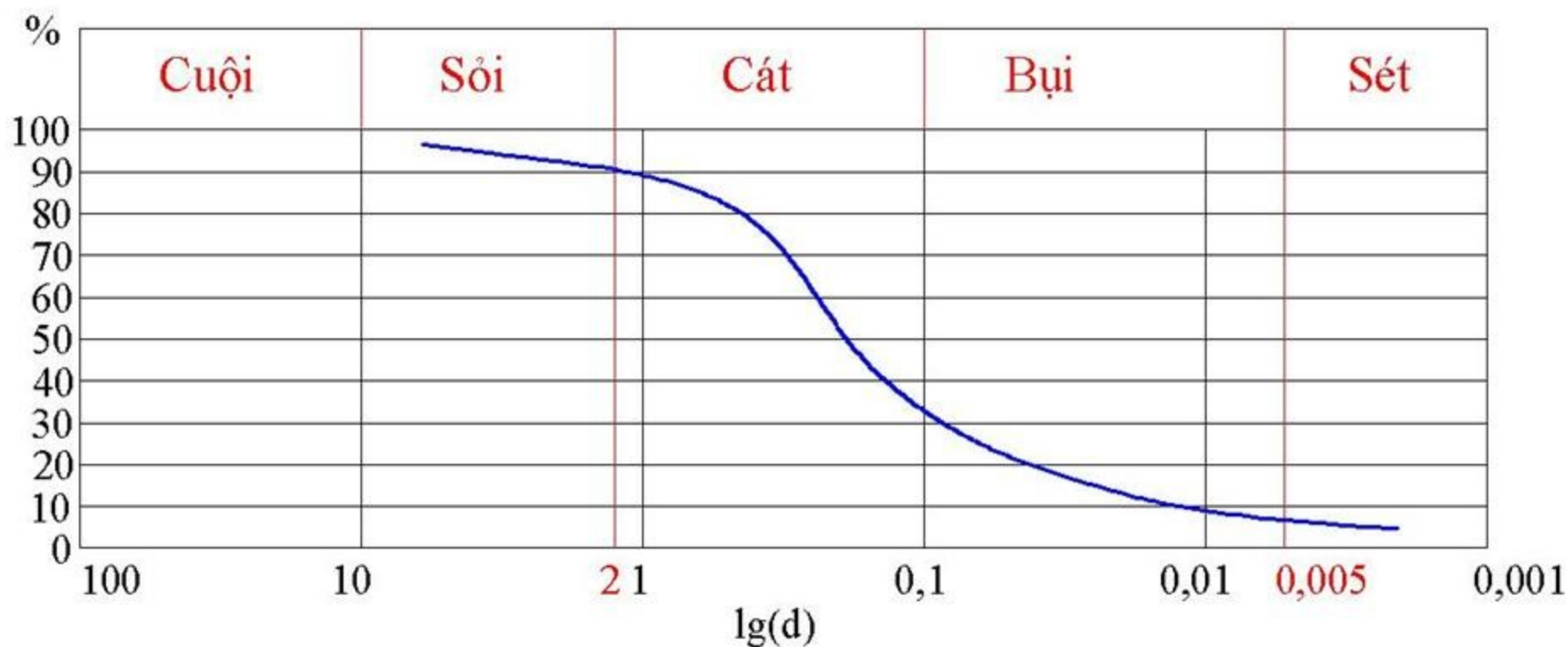
Cấu trúc kết bông



Cấu trúc phân tán

Đường cong tích lũy thành phần hạt

- Đường cong tích lũy thành phần hạt của đất là đường cong biểu diễn mối quan hệ giữa đường kính các hạt đất và phần trăm khối lượng của chúng trong mẫu đất khô

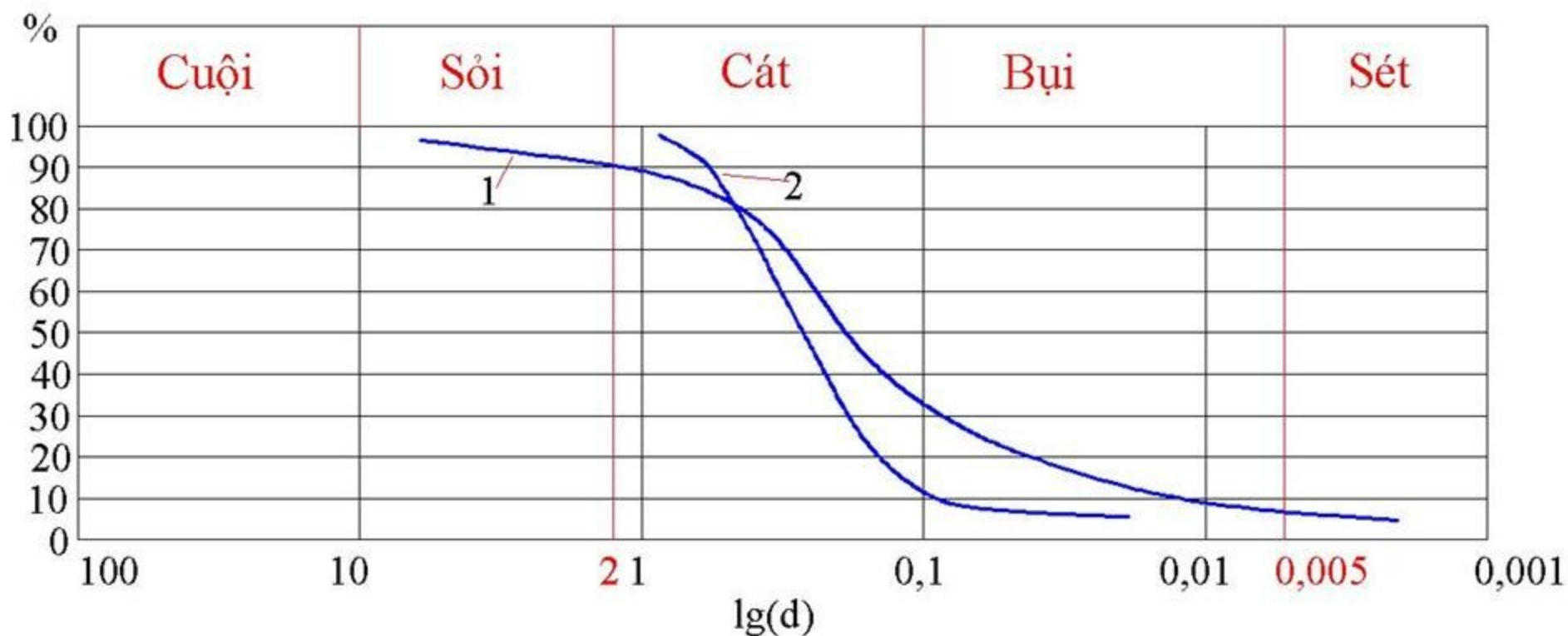




- Hệ số không đồng đều $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$
- Hệ số cấp phối: $C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} * d_{60}}$
- d_{60} : những cỡ hạt có đường kính bằng và nhỏ hơn nó chiếm 60 % trọng lượng đất khô

Phân loại cấp phối

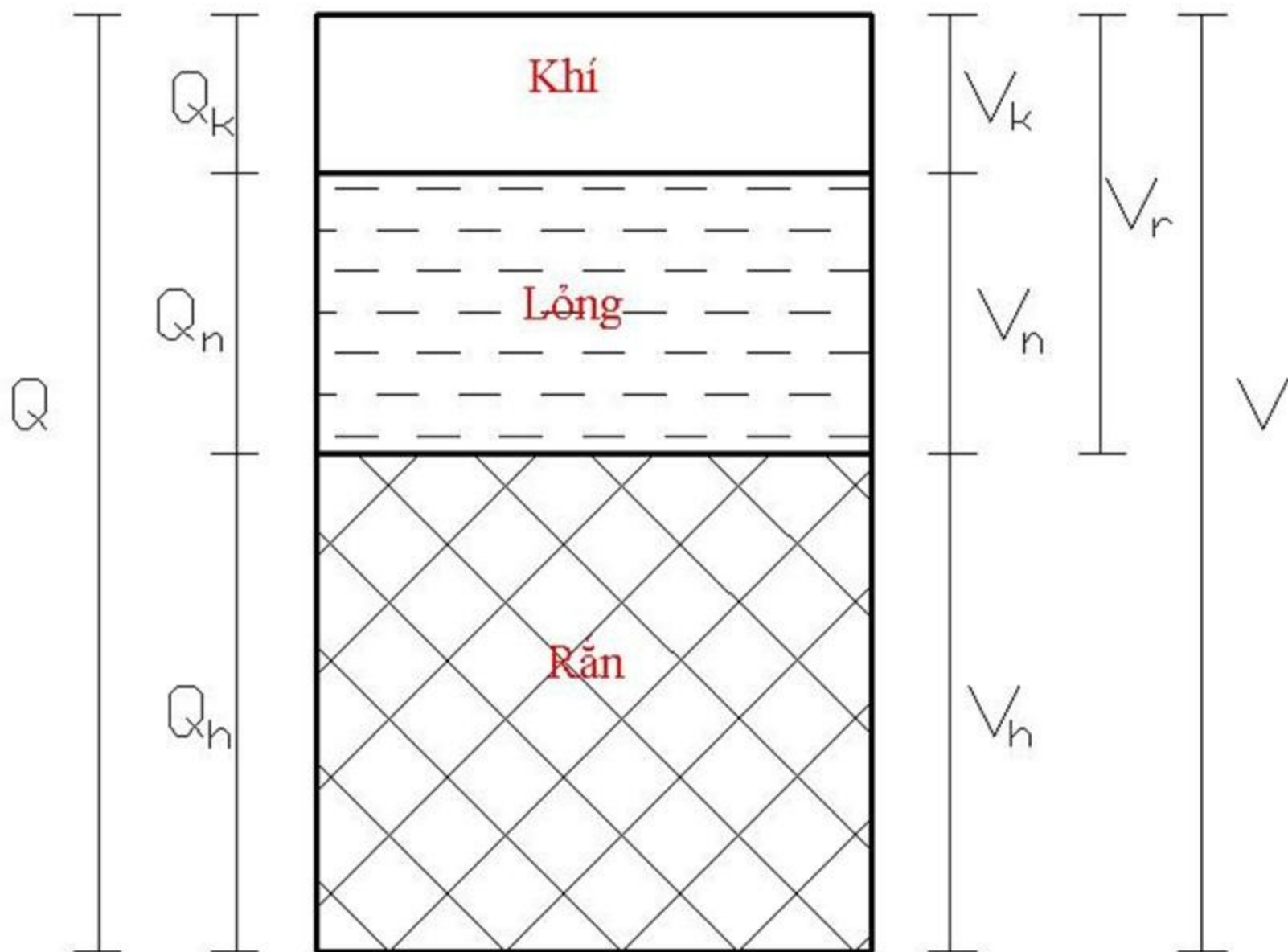
- W: cấp phối tốt (đường 1)
- P: cấp phối kém (đường 2)
- ĐCCP càng thoải thì đất càng không đồng đều (W), và ngược lại, càng dốc thì đất càng đồng đều (P)
- C_u càng lớn đất càng không đồng đều và ngược lại



Phân loại đất rời theo hàm lượng hạt

- Đất hòn lớn (sỏi, cuội): khối lượng hạt lớn hơn 2 mm trên 50%
- Đất cát:
 - Cát sỏi: khối lượng hạt lớn hơn 2 mm trên 25 %
 - Cát thô: khối lượng hạt lớn hơn 0,5 mm trên 50 %
 - Cát vừa: khối lượng hạt lớn hơn 0,25 mm trên 50 %
 - Cát nhỏ: khối lượng hạt lớn hơn 0,1 mm trên 75 %
 - Cát bột: khối lượng hạt lớn hơn 0,1 mm dưới 75 %
- Các phương pháp xác định thành phần hạt trong phòng thí nghiệm: TCVN 4198:1995

Tính chất vật lý của đất



Ba chỉ tiêu vật lý cơ sở

- 1) Trọng lượng riêng tự nhiên của đất (γ_w): trọng lượng của một đơn vị thể tích đất ở trạng thái tự nhiên
- 2) Trọng lượng riêng hạt của đất (γ_h): trọng lượng một đơn vị thể tích hạt rắn của đất
- 3) Độ ẩm của đất (W): tỷ số giữa trọng lượng nước chứa trong lỗ rỗng của đất với trọng lượng hạt của đất

Trọng lượng riêng của đất tự nhiên

$$\gamma_w = \frac{Q}{V}$$

- Đơn vị: N/cm^3 hoặc kN/m^3
- Thường được xác định bằng thí nghiệm:
TCVN 4202:1995

Trọng lượng riêng hạt của đất

$$\gamma_h = \frac{Q_h}{V_h}$$

- Đơn vị: N/cm^3 hoặc kN/m^3
- Thường được xác định bằng thí nghiệm: TCVN 4195:1995

- Tỷ trọng hạt: $\Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n}$

Độ ẩm của đất

$$W = \frac{Q_n}{Q_h}$$

- Đơn vị: biểu thị bằng phần trăm (%) hoặc dưới dạng số thập phân
- Thường được xác định bằng thí nghiệm:
TCVN 4196:1995

Các chỉ tiêu vật lý khác

- Trọng lượng riêng khô: trọng lượng một đơn vị thể tích đất ở trạng thái hoàn toàn khô

$$\gamma_k = \frac{Q_h}{V}$$

- Đơn vị: N/cm^3 hoặc kN/m^3
- Thường được xác định gián tiếp bằng những công thức tính đổi

- Trọng lượng riêng của đất no nước (hay đất bão hòa): trọng lượng một đơn vị thể tích đất ở trạng thái no nước (các lỗ rỗng chứa đầy nước)

$$\gamma_{nn} = \frac{Q_n + Q_h}{V}$$

- Đơn vị: N/cm^3 hoặc kN/m^3
- Thường được xác định gián tiếp bằng những công thức tính đổi

- Trọng lượng riêng đầy nổi của đất (hay trọng lượng riêng của đất nằm dưới mực nước ngầm): trọng lượng của đất có kể đến lực đẩy nổi của nước (lực Acsimet)

$$\gamma_{dn} = \frac{Q_h - V_h \cdot \gamma_n}{V} = \gamma_{nn} - \gamma_n$$

- Đơn vị: N/cm³ hoặc kN/m³
- Thường được xác định gián tiếp bằng những công thức tính đổi

- Độ bão hòa: là phân lượng nước chứa trong lỗ rỗng, hay nói cách khác là tỷ số giữa thể tích nước với thể tích lỗ rỗng

$$G = \frac{V_n}{V_r}$$

- Đơn vị: biểu thị bằng phần trăm (%) hoặc dưới dạng số thập phân
- $G = 0$: đất khô hoàn toàn
- $G = 1$: đất bão hòa hoàn toàn

Độ bão hòa của đất cát

- Độ bão hòa có liên quan tới một số tính chất cơ học của đất, đặc biệt là đất cát
- $G < 0,5$: cát ít ẩm
- $0,5 \leq G \leq 0,8$: cát ẩm
- $G > 0,8$: cát no nước

- Độ rỗng: $n = \frac{V_r}{V}$

- Độ đặc: $m = \frac{V_h}{V}$

- Hệ số rỗng: $e = \frac{V_r}{V_h}$

- $m + n = 1$

- Đất cát: $0,3 \leq e \leq 0,8$

- Đất sét: $0,3 \leq e \leq 2$

- Than bùn: $2 \leq e \leq 10$

Các công thức tính đổi

$$e = \frac{\Delta \cdot \gamma_n (1 + 0,01W)}{\gamma_w} - 1$$

$$e = \frac{\gamma_h}{\gamma_k} - 1$$

$$n(\%) = \frac{e}{1 + e} 100$$

$$G = \frac{0,01W \cdot \Delta}{e}$$

$$\gamma_k = \frac{\gamma_w}{1 + 0,01W}$$

$$\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \gamma_n}{1 + e}$$

Độ chặt của đất rời

Loại đất	Hệ số rỗng e		
	Chặt	Chặt vừa	Xốp (rời)
Cát sỏi, cát thô, cát vừa	$< 0,55$	$0,55 \div 0,70$	$> 0,70$
Cát nhỏ	$< 0,60$	$0,60 \div 0,75$	$> 0,75$
Cát bột (cát bụi)	$< 0,60$	$0,60 \div 0,80$	$> 0,80$

Độ chặt tương đối của đất rời

- Độ chặt tương đối của đất rời:

$$D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

- e_{max} : hệ số rỗng của đất cát ở trạng thái xốp nhất
- e_{min} : hệ số rỗng của đất cát ở trạng thái chặt nhất
- e : hệ số rỗng của đất cát ở trạng thái tự nhiên
- $e = e_{max} \rightarrow D = 0$: đất ở trạng thái xốp nhất
- $e = e_{min} \rightarrow D = 1$: đất ở trạng thái chặt nhất

Độ chặt tương đối của đất rời

Loại đất	Độ chặt tương đối D
Cát chặt	$1,00 \geq D > 0,67$
Cát chặt vừa	$0,67 \geq D > 0,33$
Cát xốp (rời)	$0,33 \geq D > 0$

Một số thí nghiệm tại hiện trường để xác định độ chặt của đất rời

- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT (xem TCXD 226:99): đo được số N là số nhát đập để ống mẫu tiêu chuẩn ($D = 51$ mm, $d = 38$ mm) xuyên sâu vào đất 30 cm; búa đập nặng 63,5 kg được thả rơi tự do ở độ cao 76 cm

Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT

N	D	Trạng thái của cát
0 ÷ 4	0,2	Rất xốp
4 ÷ 10	0,20 ÷ 0,4	Xốp
10 ÷ 30	0,4 ÷ 0,6	Chặt vừa
30 ÷ 50	0,6 ÷ 0,8	Chặt
> 50	> 0,8	Rất chặt

Thí nghiệm xuyên tĩnh CPT

- Thí nghiệm xuyên tĩnh CPT (xem TCXD 174:89): là thí nghiệm ấn một mũi côn (tiết diện ngang 10 cm^2 góc mũi 60°) vào trong đất bằng lực ép tĩnh của kích thủy lực. Ta đo được sức kháng xuyên q_c của đất ở mũi.

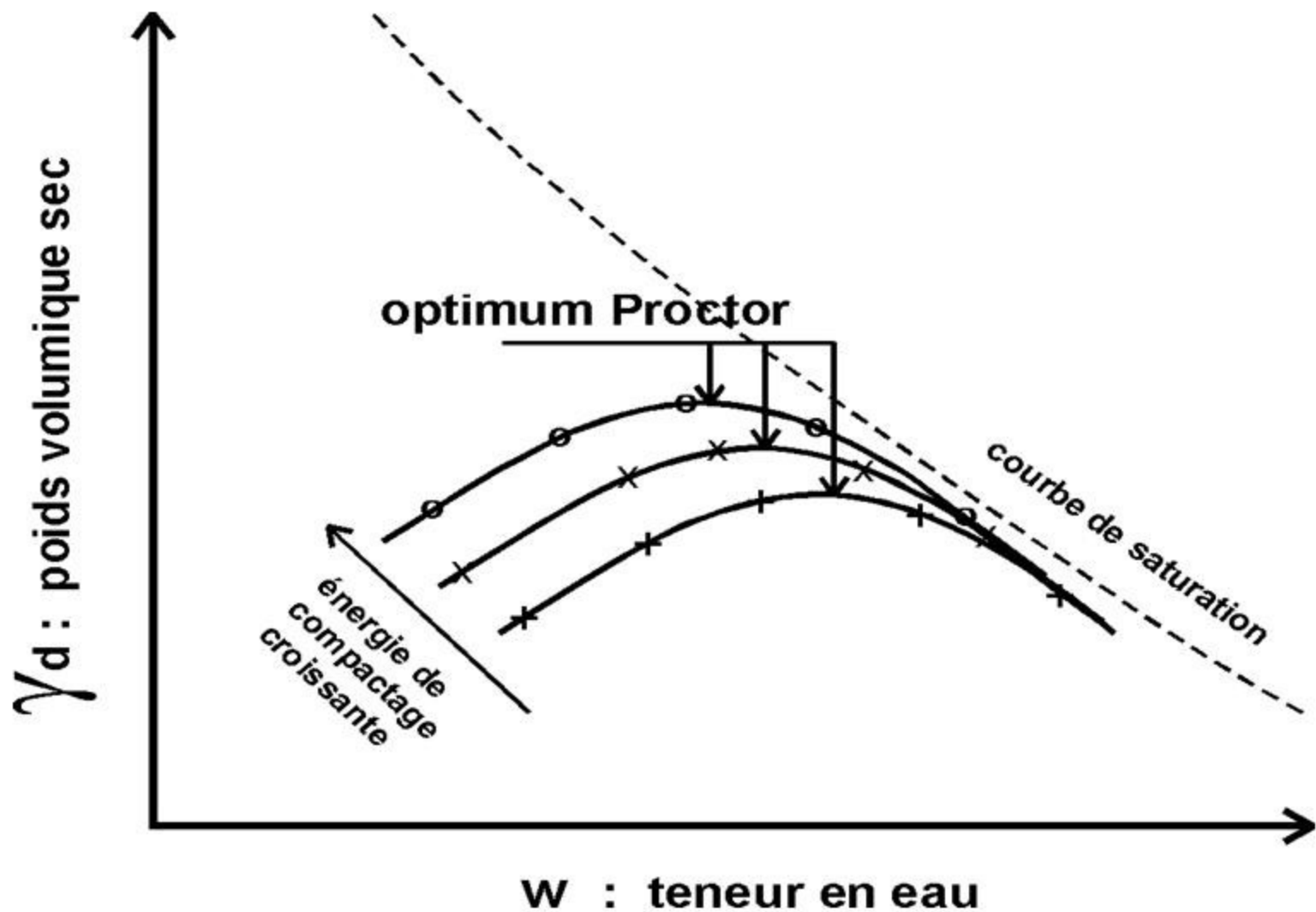
Thí nghiệm xuyên tĩnh CPT

Loại cát	Trạng thái cát tùy thuộc q_c , kg/cm^2		
	Chặt	Chặt vừa	Rời
Cát to, cát vừa (không phụ thuộc độ ẩm)	150	150 – 50	<50
Cát nhỏ (không phụ thuộc độ ẩm)	120	120 – 40	<40
Cát bụi – ít ẩm và ẩm	100	100 – 30	<30
Cát bụi – no nước	70	70 - 20	<20

Sự đầm chặt đất

- Ba mục tiêu chính của việc đầm chặt đất:
 - Giảm hệ số rỗng \rightarrow Giảm hệ số thấm
 - Tăng độ bền chống cắt \rightarrow Tăng sức chịu tải
 - Khả năng nén chặt của đất giảm đi \rightarrow đất kém nhạy cảm với các thay đổi thể tích \rightarrow tính lún giảm đi
- Đầm chặt \rightarrow thể tích lỗ rỗng khí giảm, thể tích nước không đổi \rightarrow tăng dung trọng khô của đất
- Hiệu quả của quá trình đầm chặt được đánh giá thông qua dung trọng khô đạt được của đất sau khi đầm. Dung trọng khô càng lớn thì hiệu quả đầm chặt càng cao

- Hệ số đầm chặt:
$$k = \frac{\gamma_{knht}}{\gamma_{kmaxtc}}$$
- γ_{knht} : dung trọng khô của đất ngoài hiện trường
- γ_{kmaxtc} : dung trọng khô lớn nhất của đất đạt được sau khi được đầm chặt theo điều kiện tiêu chuẩn
- Phương pháp xác định k trong phòng thí nghiệm: TCVN 4201:1995



- Độ ẩm tối ưu (W optimum) là lượng ngậm nước thích hợp để đạt được dung trọng khô lớn nhất ứng với một công đầm tiêu chuẩn nào đó
- Mọi loại đất có 1 giá trị độ ẩm tối ưu riêng. Ứng với độ ẩm này khi đầm đất sẽ cho dung trọng khô lớn nhất

Một số phương pháp đầm chặt đất

- Đầm lăn bánh láng: cho tất cả các loại đất trừ đất cát, cát bụi có độ đồng nhất cao (cấp phối kém)
- Đầm bánh hơi: đất dính ẩm ướt
- Đầm lăn kết hợp rung: đặc biệt hiệu quả với sét pha hoặc cát pha
- Đầm chân cừu: dùng cho đất dính trong điều kiện độ ẩm thấp
- Đầm rung điều khiển bằng tay: cho đất rời ít ẩm

Đầm lăn bánh láng



Lăn kết hợp rung



Đầm lăn bánh hơi



Đầm chân cừu



Đảm rung điều khiển bằng tay



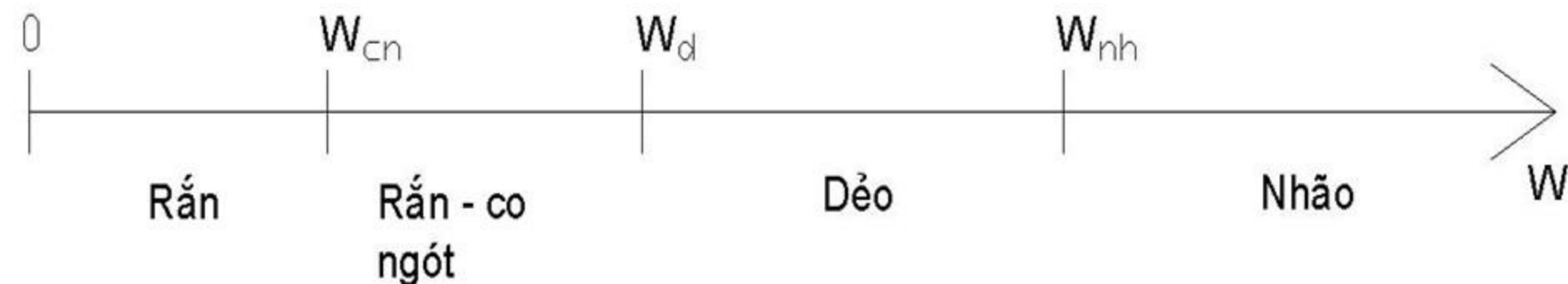
Tên và trạng thái của đất dính

- Dựa vào chỉ số dẻo IP và độ sệt B

$$IP = W_{nh} - W_d$$

$$B = (W - W_d)/IP$$

- Xác định W_{nh} và W_d : TCVN 4197:1995



Tên và trạng thái của đất dính

- **Giới hạn co ngót:** là hàm lượng nước của mẫu mà sau đó mẫu sẽ không giảm thể tích nữa cho dù lượng nước có giảm thêm
- **Giới hạn dẻo:** là hợp lượng nước thích hợp cho phép các hạt trượt qua với nhau mà không xuất hiện các vết nứt
- **Giới hạn chảy:** khi độ ẩm tăng cao tới mức đất không còn khả năng hút ẩm và biểu hiện giống như một dịch thể (chảy tự do dưới trọng lượng bản thân)

Phân loại đất dính theo chỉ số dẻo IP

Tên đất dính	IP
Đất pha cát (á cát)	$1 \leq IP \leq 7$
Đất pha sét (á sét)	$7 < IP \leq 17$
Đất sét	$IP > 17$

Phân loại đất dính theo độ sệt B

Tên và trạng thái của đất	Độ sệt B
Cát pha:	
Rắn	$B < 0$
Dẻo	$0 \leq B \leq 1$
Sệt	$B > 1$
Sét, pha sét:	
Rắn	$B < 0$
Nửa rắn	$0 \leq B \leq 0,25$
Dẻo	$0,25 \leq B \leq 0,5$
Dẻo mềm	$0,5 \leq B \leq 0,75$
Dẻo sệt	$0,75 \leq B \leq 1$
Sệt (nhão)	$B > 1$

Bài tập

CƠ HỌC ĐẤT

Chương 2

Những quy luật cơ bản trong cơ học đất

Mở đầu

- Muốn giải quyết các bài toán cơ bản của Cơ học đất như: tính độ lún, tính sức chịu tải của đất nền, tính áp lực lên các vật chèn... thì trước hết phải hiểu rõ các tính chất của đất dưới tác dụng của các lực ngoài
- Trong cơ học đất sử dụng rộng rãi những kết quả của các môn cơ học ứng dụng khác như cơ học lý thuyết, cơ học các vật thể rời, lý thuyết đàn hồi, lý thuyết dẻo...
- Đất rất khác so với các vật liệu khác nên không thể áp dụng trực tiếp, nguyên vẹn kết quả của các môn cơ học khác → phải nắm vững các tính chất cơ học của đất để giải quyết đúng đắn các bài toán của Cơ học đất

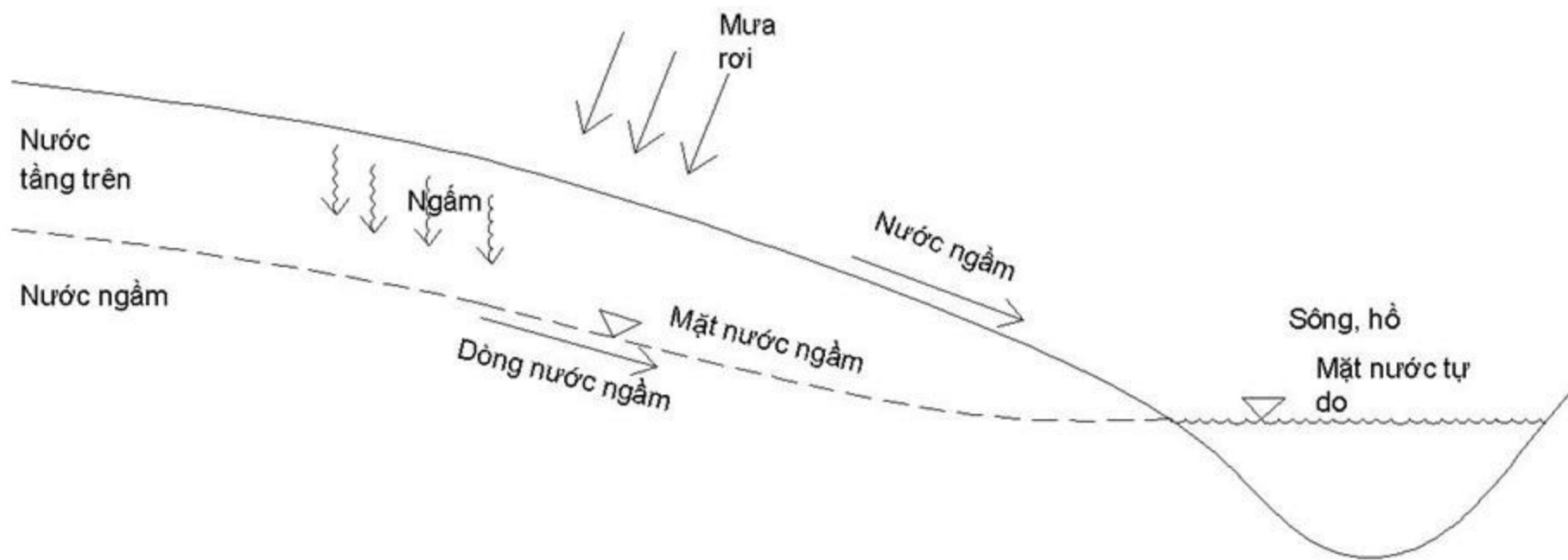
Những quy luật cơ bản trong cơ học đất

- 1) Tính thấm của đất
- 2) Tính biến dạng của đất
- 3) Tính chống cắt của đất
- 4) Tính đàn chặt của đất

Tính thấm nước của đất

Quy luật thấm Darcy

- Đất tạo bởi các hạt rời rạc, các khoảng rỗng giữa chúng được thông với nhau nên nước có thể chuyển từ vùng có áp lực cao tới vùng có áp lực thấp
- Mặt nước có áp lực nước lỗ rỗng được gọi là mặt nước ngầm



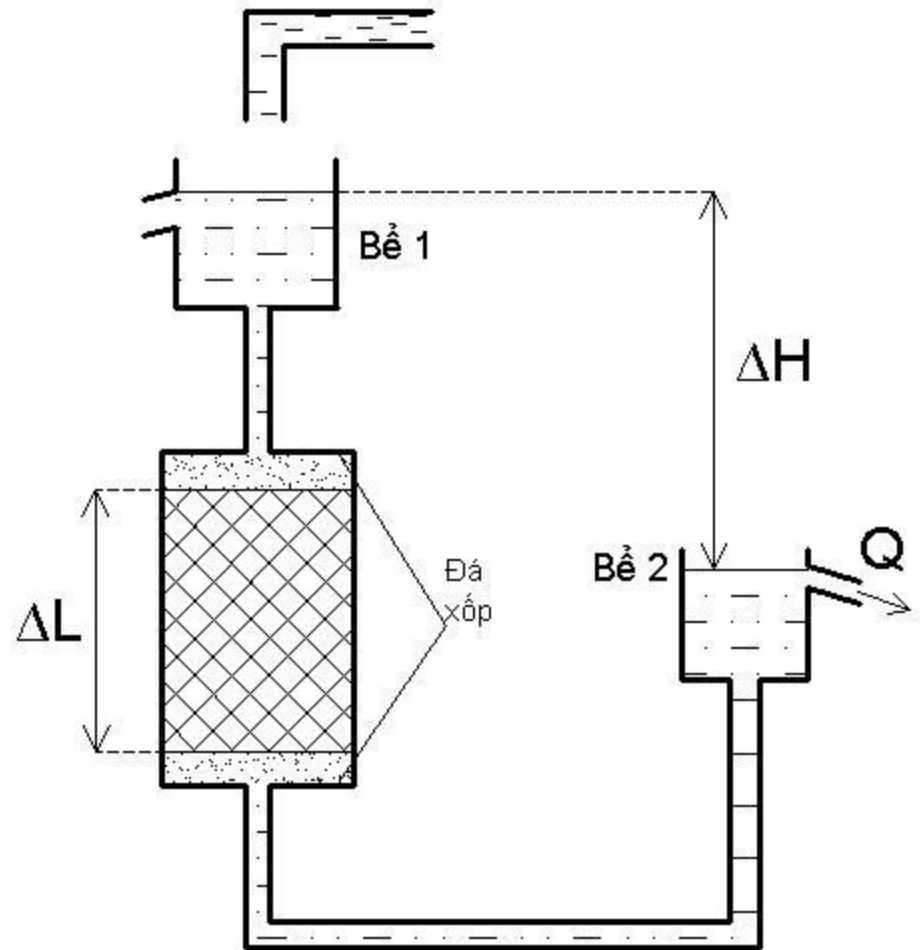
Quy luật thấm Darcy

- Trong điều kiện bão hòa, dòng thấm một hướng tuân theo định luật Darcy: $v = k \cdot i$
- k : hệ số thấm của đất
- i : gradient thủy lực – $i = \Delta H / \Delta L$
- ΔH : độ chênh cột áp nước
- ΔL : chiều dài đường thấm giữa 2 điểm đang xét

Thí nghiệm Darcy

- Chiều cao của 2 bể nước được giữ ổn định
→ ΔH (m)
- Sau một khoảng thời gian t thu được lượng nước V (m^3)
- Lưu lượng $Q = V/t$ (m^3/s)
- $A = \pi.D^2/4$ là diện tích mặt cắt ngang mẫu
- Vận tốc thấm của nước qua mẫu đất:

$$v = Q/A$$



Thí nghiệm Darcy

- Định luật Darcy: vận tốc thấm tỷ lệ với gradient thủy lực

$$v = k \cdot i$$

- Gradient thủy lực

$$i = \Delta H / \Delta L$$

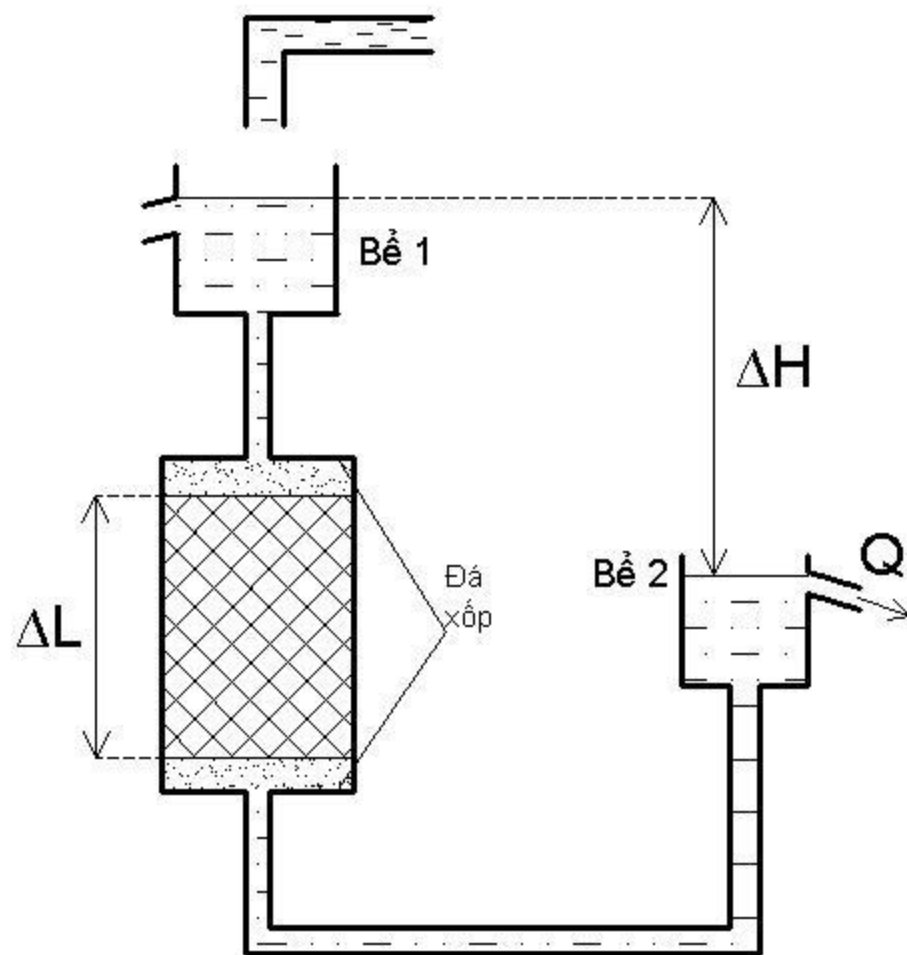
- ΔH : độ chênh cột áp nước
- Hằng số thấm k phụ thuộc vào bản chất của đất
- Thay đổi độ cao tương đối giữa 2 bể nước \rightarrow thay đổi gradient thủy lực

$$\Delta H_1 \rightarrow i_1$$

$$\Delta H_2 \rightarrow i_2$$

$$\Delta H_3 \rightarrow i_3$$


- Nhận xét: v và i quan hệ tuyến tính



Phạm vi các giá trị k (m/s)

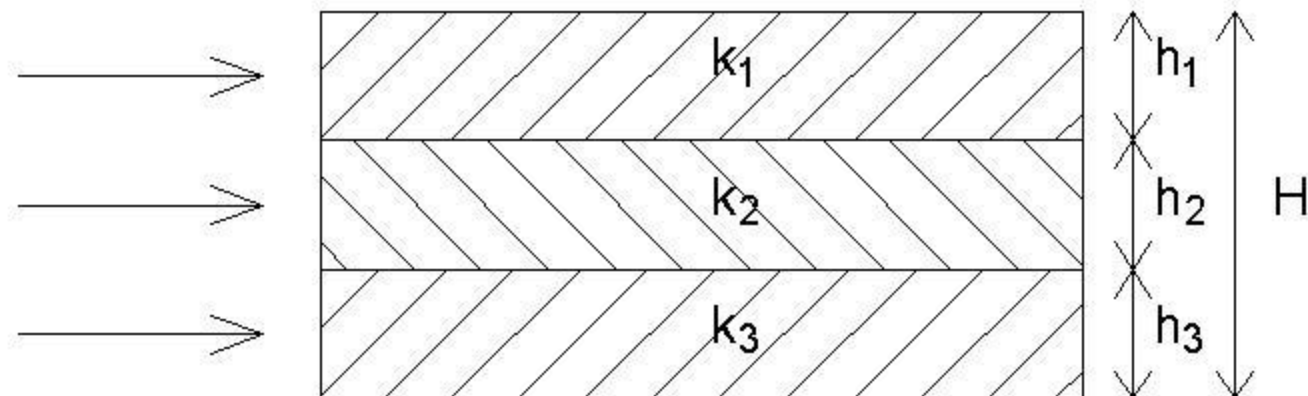
10^2		
10^1		Thoát nước rất tốt
1	Cuội sạch	
10^{-1}		
10^{-2}		
10^{-3}	Cát sạch, cát và cuội hỗn hợp	Thoát nước tốt
10^{-4}	Đất sét phong hóa và nứt nẻ	
10^{-5}	Cát rất mịn	
10^{-6}	Bụi và cát bụi	Thoát nước kém
10^{-7}		
10^{-8}	Bụi sét; Đất sét không nứt nẻ	Thực tế không thấm nước

Hệ số thấm k

- Độ nhớt và mật độ của nước chịu ảnh hưởng của nhiệt độ \rightarrow k bị ảnh hưởng bởi nhiệt độ
 - Có một số công thức tính k gần đúng, nhưng thực nghiệm cho thấy không có công thức nào là hoàn toàn tin cậy
-  Thực tế nhất là nên tính k theo thí nghiệm trong phòng hoặc thí nghiệm ngoài thực địa

Hệ số thấm tương đương của khối đất gồm nhiều lớp đất khác nhau

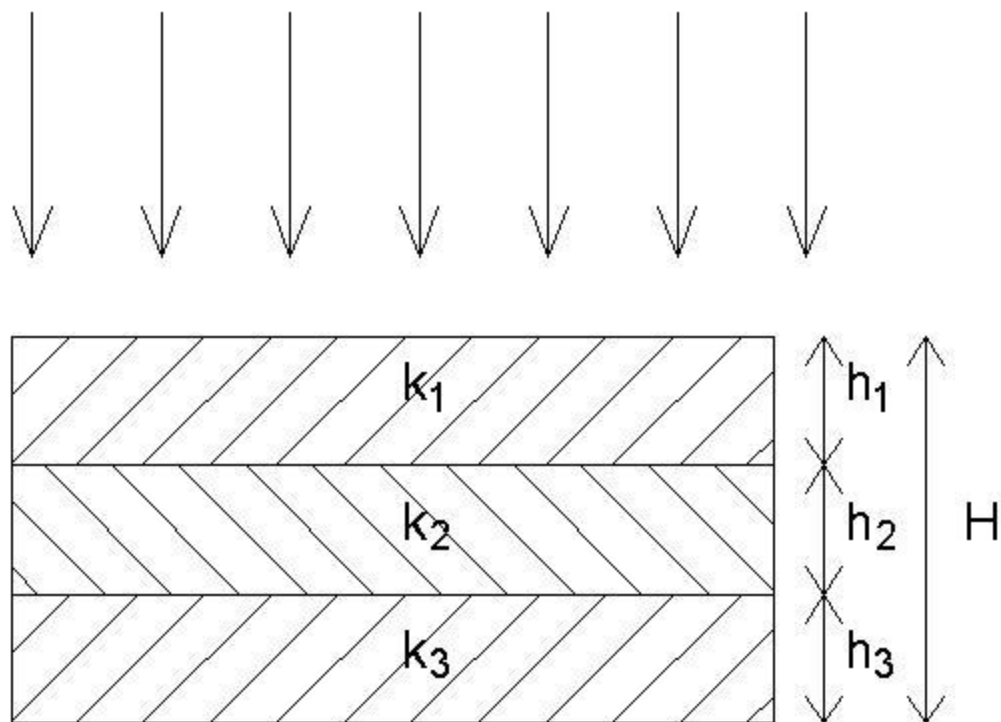
1. Thấm ngang: các lớp đất song song với nhau và dòng thấm song song với mặt phân lớp



$$k_{td} = \frac{1}{H} (k_1 h_1 + k_2 h_2 + k_3 h_3 + \dots + k_n h_n)$$

Hệ số thấm tương đương của khối đất gồm nhiều lớp đất khác nhau

2. Thấm đứng:
các lớp đất
song song với
nhau và dòng
thấm vuông góc
với mặt phân
lớp



$$k_{td} = \frac{H}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \frac{h_3}{k_3} + \dots + \frac{h_n}{k_n}}$$

Lực thấm

- Là lực mà dòng thấm tác động lên đất mà nó thấm qua.
- Lực thấm cho một đơn vị thể tích:

$$j = i\gamma_w$$

Hiện tượng xói ngầm

- Điều kiện mất ổn định xảy ra khi áp lực thấm thẳng đứng hướng lên $>$ trọng lượng của đất hướng xuống.
- Mất ổn định làm cho các hạt đất di chuyển theo dòng thấm. Đây là hiện tượng xói ngầm.
- Hệ số an toàn để tránh hiện tượng xói ngầm:
 $F = \text{trọng lượng hướng xuống} / \text{lực thấm hướng lên}$
Để $F \uparrow \Rightarrow j \downarrow \Rightarrow i \downarrow$

Sức chống cắt của đất

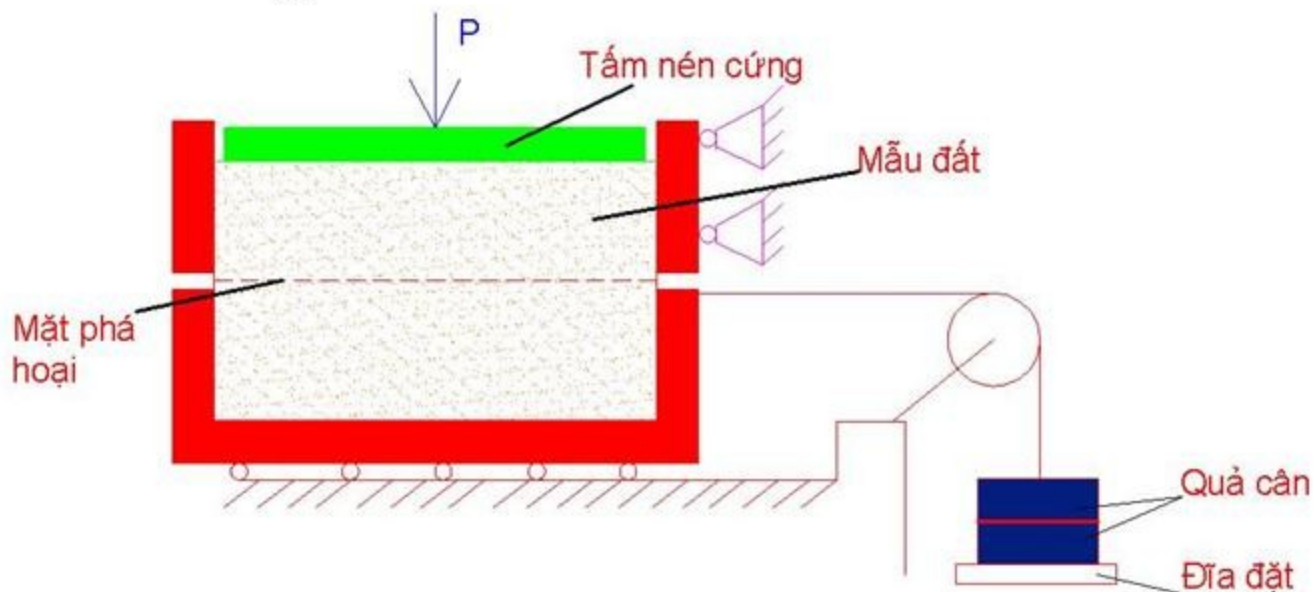
Quy luật Coulomb

Mở đầu

- Sự phá hoại của khối đất là phá hoại trượt (hay phá hoại cắt)
- Phá hoại cắt xảy ra khi trên mặt trượt (mặt phá hoại) ứng suất tiếp (τ) lớn hơn sức kháng cắt của đất (τ_f): $\tau > \tau_f$
- Phá hoại cắt gây nguy hiểm cho công trình xây dựng $\rightarrow \tau_f = ?$
- Thực nghiệm cho thấy: với mỗi mẫu đất, ứng với mỗi $\sigma \rightarrow$ có một giá trị τ_f

Thí nghiệm cắt trực tiếp

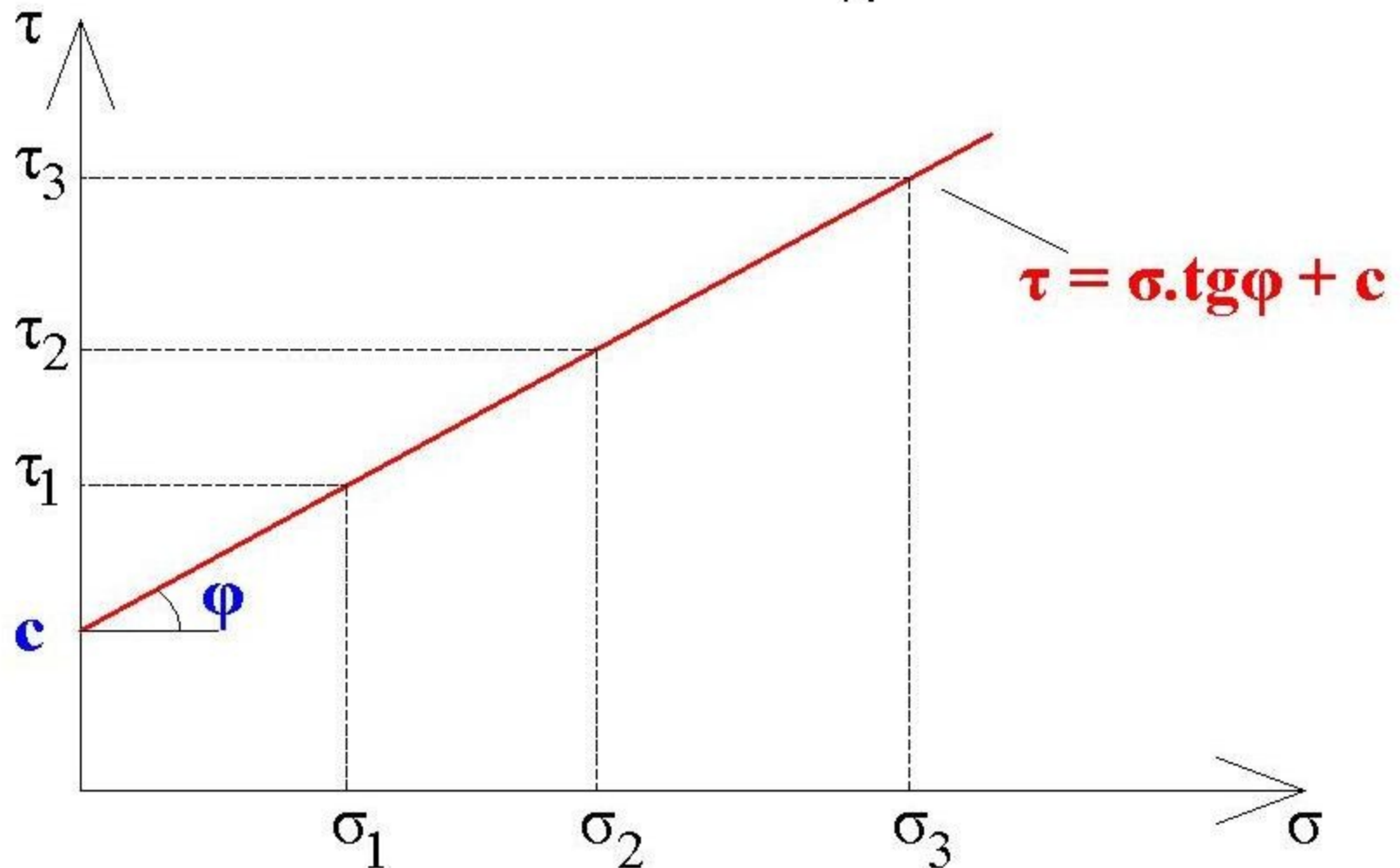
- Mục đích: vẽ đường liên hệ $\tau - \sigma$
- Thí nghiệm trực tiếp tại hiện trường hoặc trong phòng thí nghiệm
- Sơ đồ hộp cắt Casagrande:

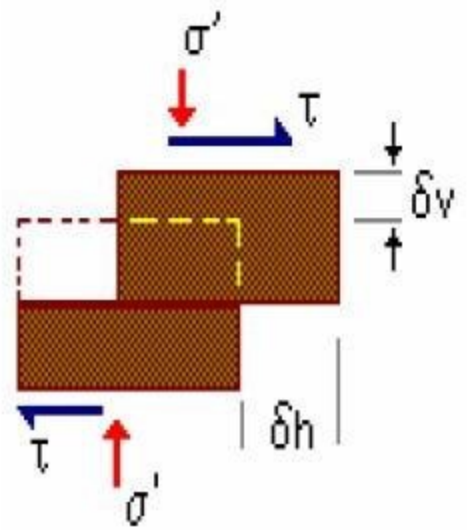


Thí nghiệm cắt trực tiếp

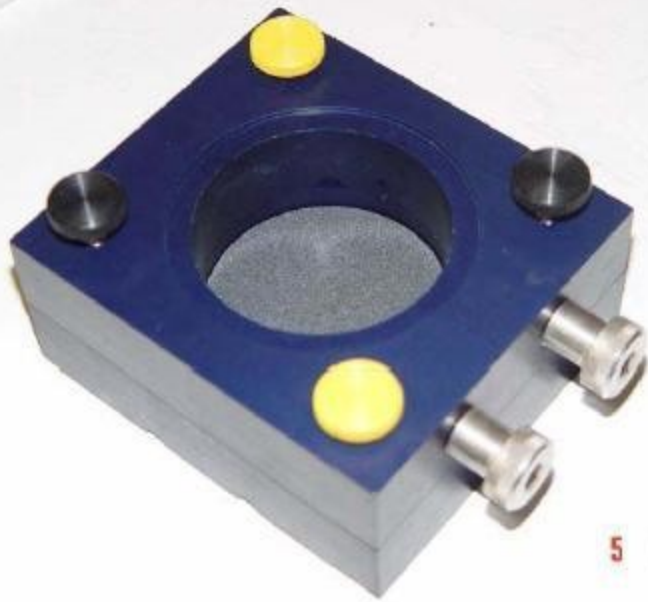
- Chuẩn bị 3, 4 mẫu như nhau. Mẫu đất hình trụ, phù hợp kích thước của hộp cắt
- Cho mẫu đất vào hộp cắt
- Gia tải P theo phương thẳng đứng
- Thí nghiệm cắt nhanh - không thoát nước: tăng tốc thời lực cắt đến khi phần dưới của hộp cắt trượt theo mặt phá hoại, ta có T_{gh}
- Thí nghiệm cắt chậm - thoát nước: tăng từ từ lực cắt đến khi phần dưới của hộp cắt trượt theo mặt phá hoại, ta có T_{gh}
- Làm tương tự với các mẫu đất còn lại nhưng với các giá trị khác nhau của tải trọng thẳng đứng (P_1, P_2, P_3, P_4)

- Tiết diện ngang mẫu đất: S
- Ứng suất pháp: $\sigma_i = \frac{P_i}{S}$
- Ứng suất tiếp giới hạn: $\tau_{gh} = \frac{T_{gh}}{S}$



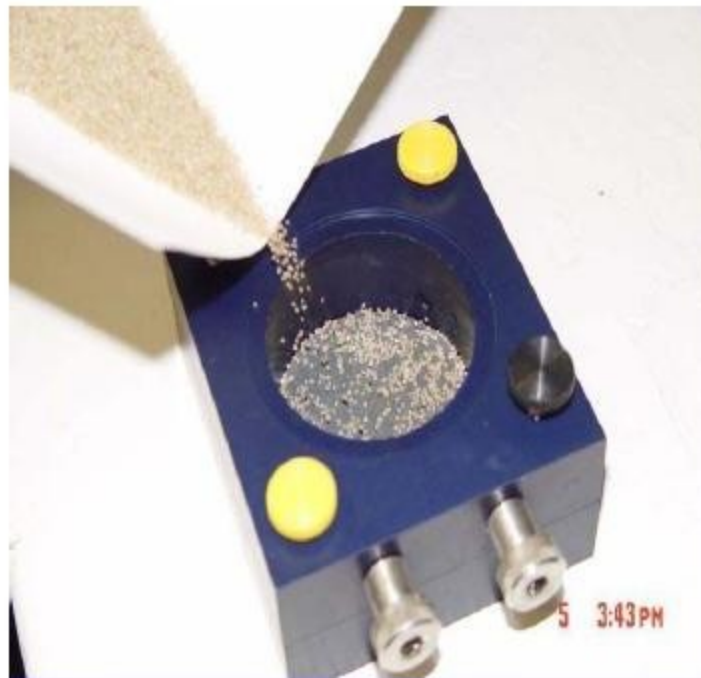


Hộp cắt

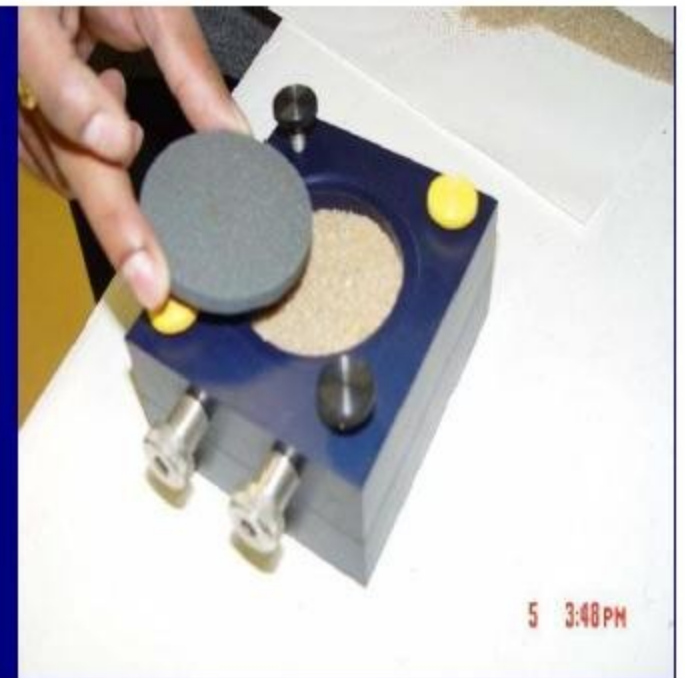


5 3:43 PM

Chuẩn bị mẫu



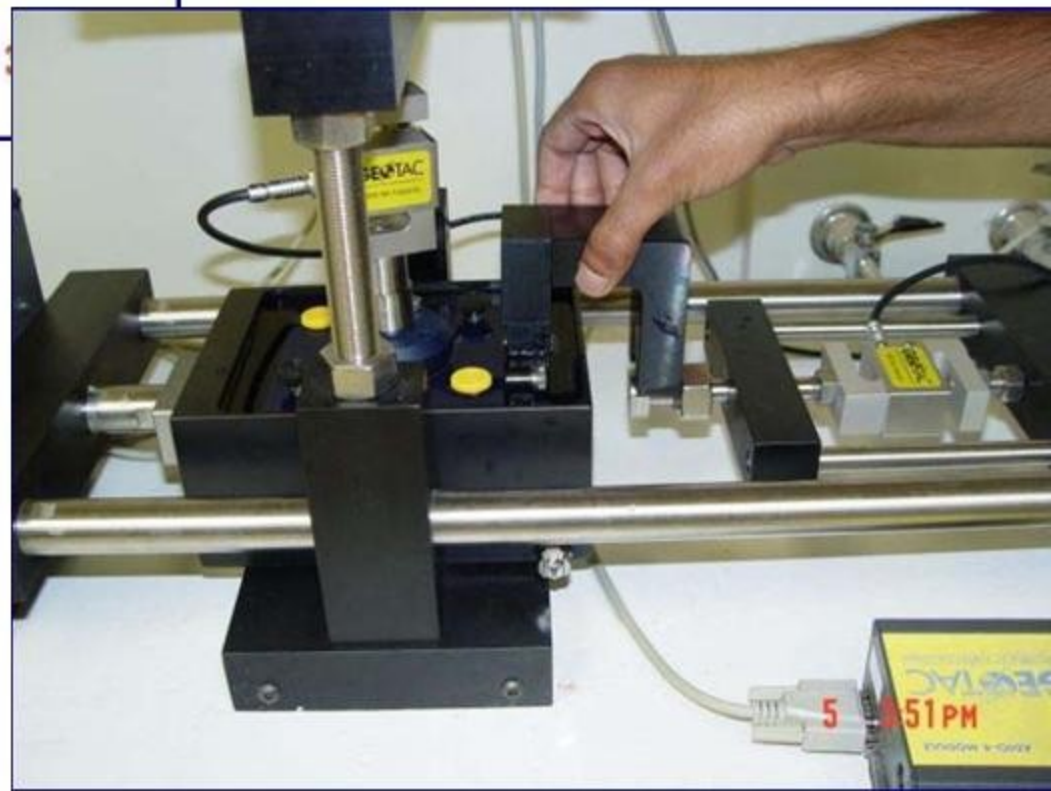
5 3:43 PM



5 3:48 PM

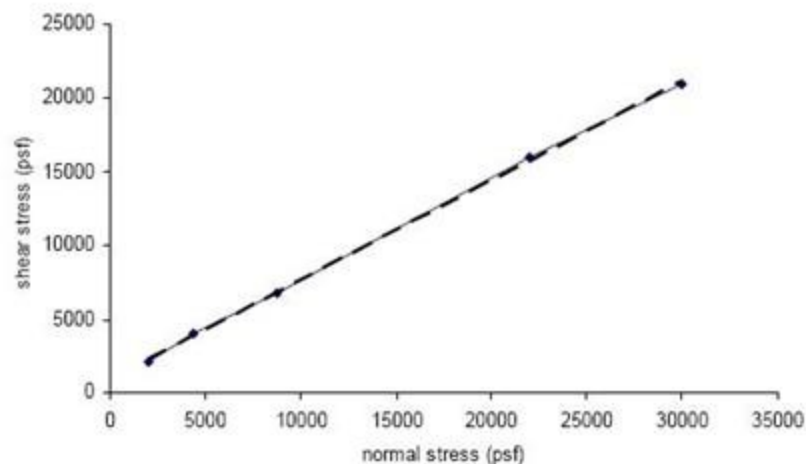


Đưa hộp cắt
vào vị trí dưới
tải thẳng đứng
P



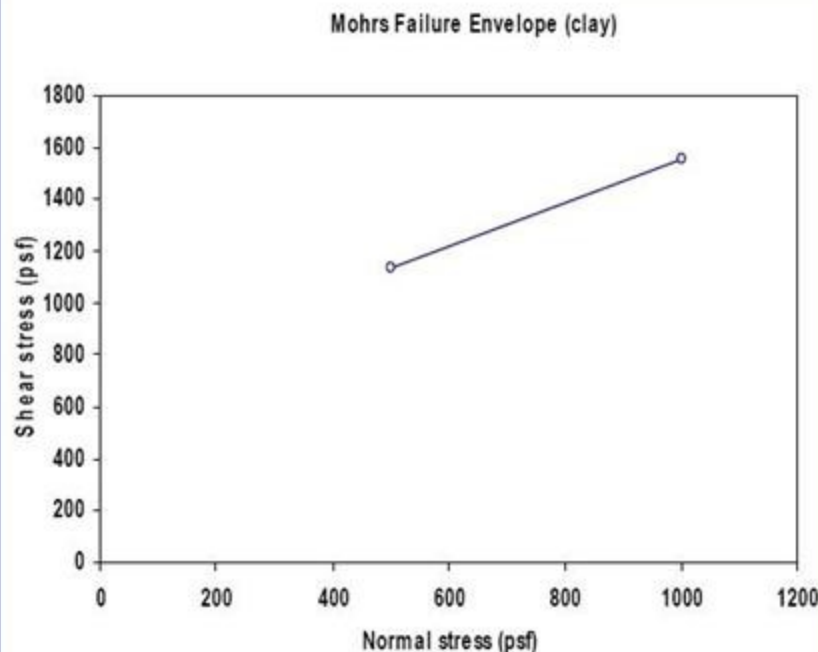
Giữ cố định nửa
trên của hộp cắt

$$\tau = \sigma \cdot \tan \phi + c$$



normal Vs shear stress (psf)

SANDS, $c=0$, $\phi \approx 40$ degrees



CLAYS, USUALLY $\phi \approx 0$, "c" exists

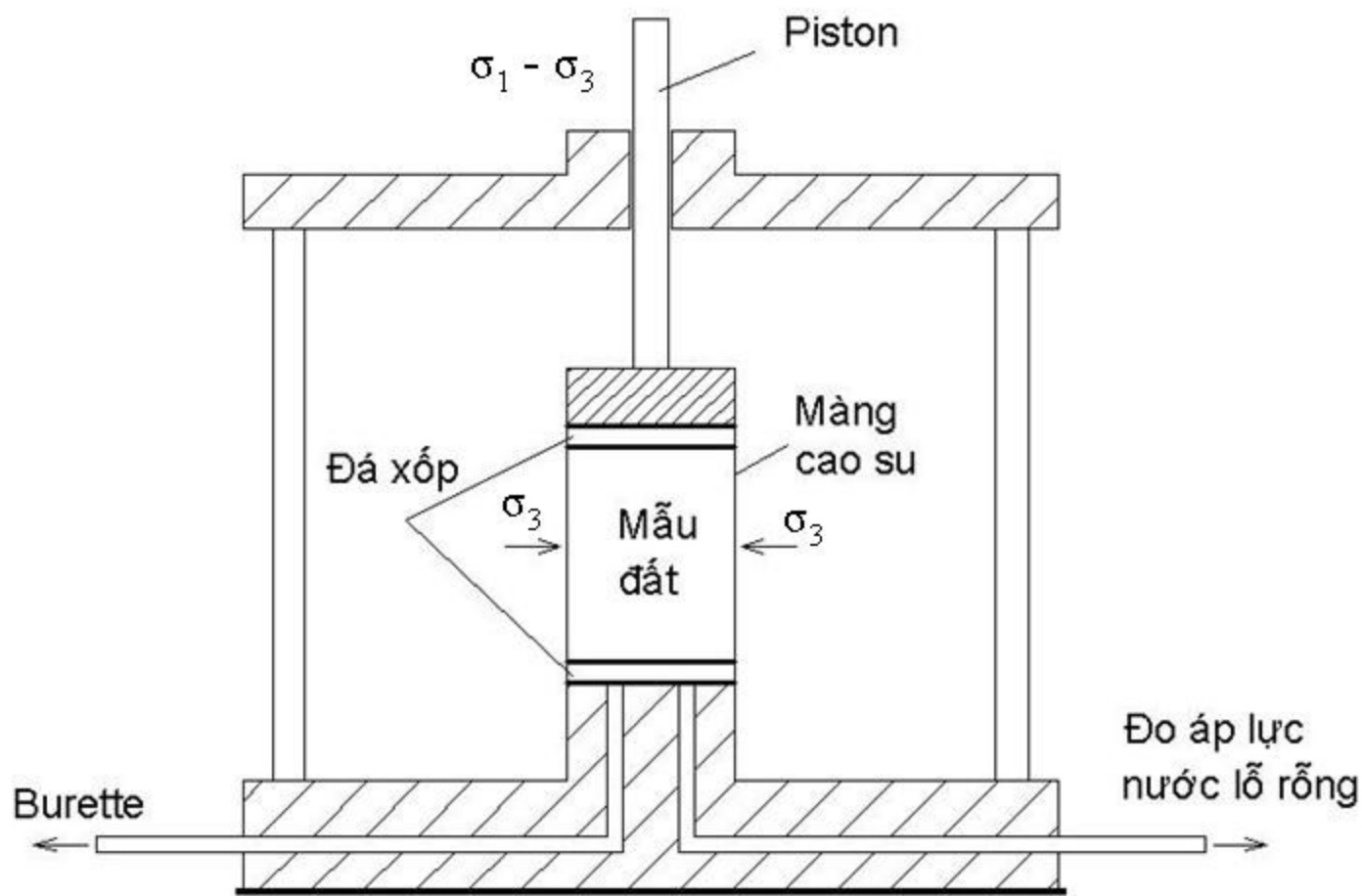
Nhược điểm: chỉ có thể đo ứng suất tổng, trừ khi **tốc độ cắt** được khống chế chậm để đảm bảo không làm tăng áp lực nước lỗ rỗng

Muốn kiểm soát áp lực nước lỗ rỗng \rightarrow thí nghiệm nén 3 trục

Thí nghiệm cắt gián tiếp mẫu đất trong máy nén 3 trục

- Là thí nghiệm độ bền chống cắt được sử dụng rộng rãi nhất
- Mẫu đất hình trụ: tỉ số chiều cao/đường kính là 2:1 (76 x 38 mm hoặc 100 x 50 mm)
- Chất lỏng được chứa đầy buồng và tăng áp lực tới giá trị quy định $\rightarrow \sigma_3$
- Tăng tải dọc trục $\Delta\sigma_1 \rightarrow \sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1$
- Các thông số cần đọc:
 - Đo áp lực buồng
 - Tải dọc trục
 - Thay đổi chiều dài mẫu
 - Đo áp lực nước lỗ rỗng trong thí nghiệm cố kết - không thoát nước
 - Đo thể tích nước thoát ra \rightarrow sự thay đổi thể tích trong thí nghiệm thoát nước

Thí nghiệm cắt gián tiếp mẫu đất trong máy nén 3 trục



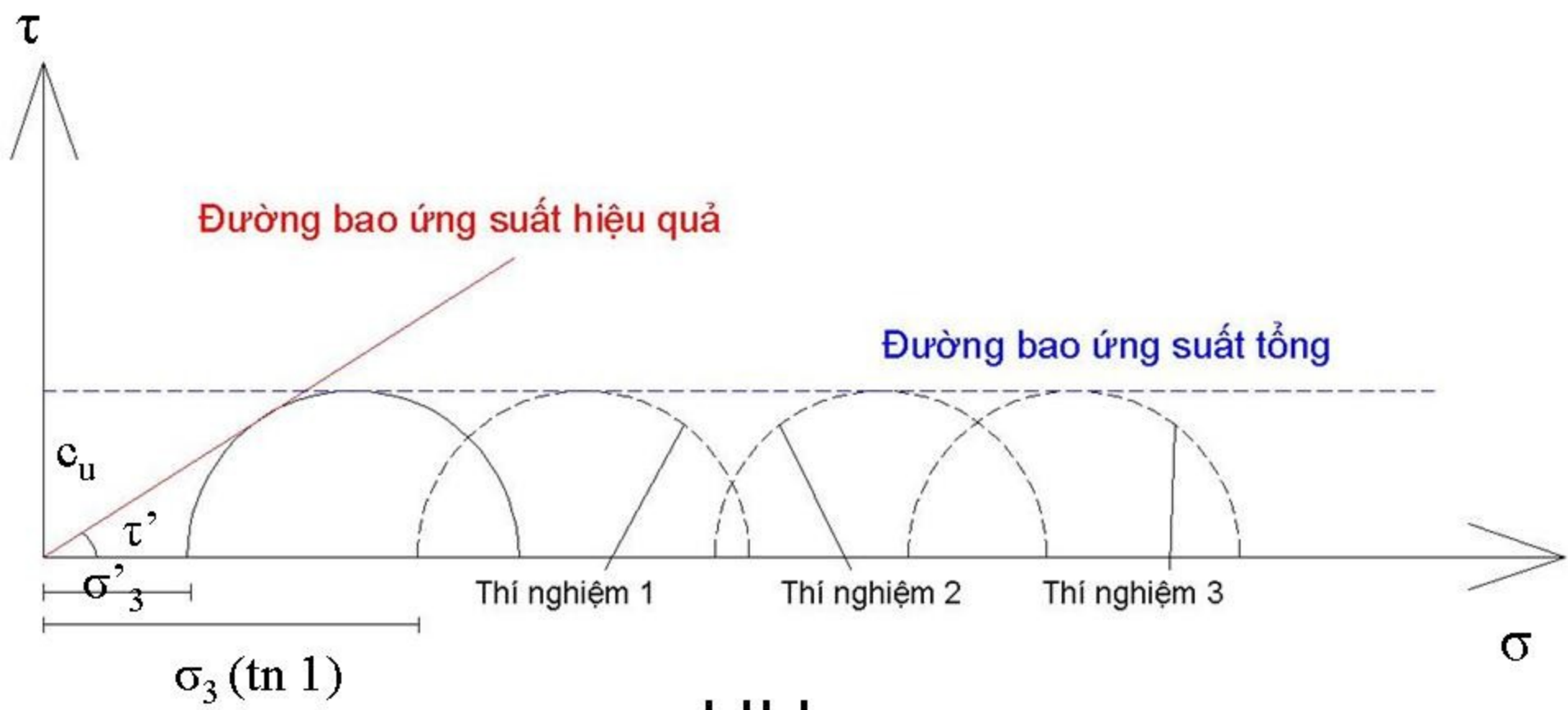




Các loại thí nghiệm 3 trục

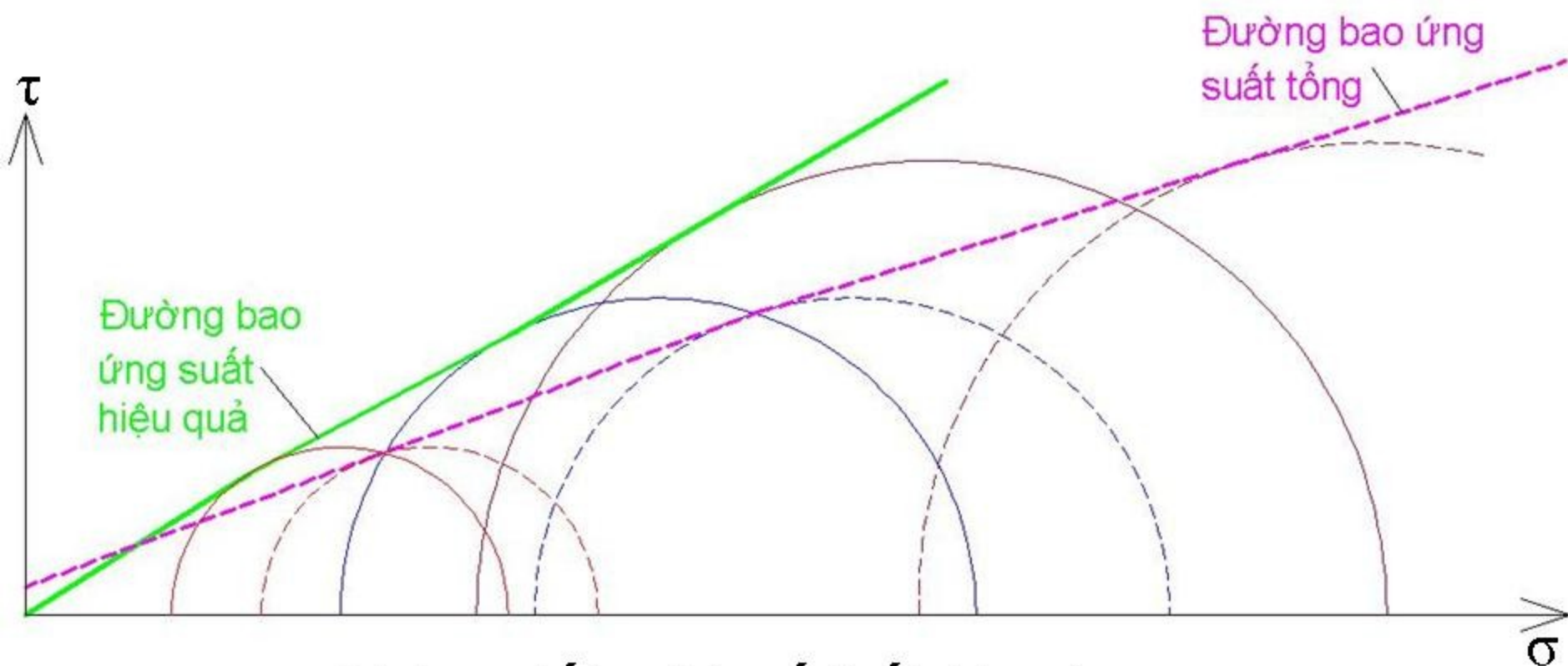
- 1) Thí nghiệm không thoát nước UU:
 - Thí nghiệm nhanh không thoát nước
 - Chủ yếu thích hợp cho đất dính bão hòa hoàn toàn ($\varphi_u = 0$)
 - Xác định c_u, φ_u
- 2) Thí nghiệm cố kết – không thoát nước CU:
 - Mẫu trước hết được cố kết đến σ_3 với sự thoát nước hoàn toàn
 - Đóng van nước để tiến hành thí nghiệm không thoát nước. Gia tải dọc trục $\Delta\sigma_1$
 - Xác định các thông số (c_{cu}, φ_{cu}) và (c', φ')
- 3) Thí nghiệm cố kết – thoát nước CD:
 - Mẫu trước hết được cố kết đến σ_3 với sự thoát nước hoàn toàn
 - Van nước để mở. Gia tải dọc trục $\Delta\sigma_1$ thật chậm để áp lực nước lỗ rỗng không đổi
 - Xác định các thông số (c'_d, φ'_d).
 - Trên lý thuyết: $c' = c'_d, \varphi' = \varphi'_d$

Các kết quả của thí nghiệm nén 3 trục



UU

Các kết quả của thí nghiệm nén 3 trục



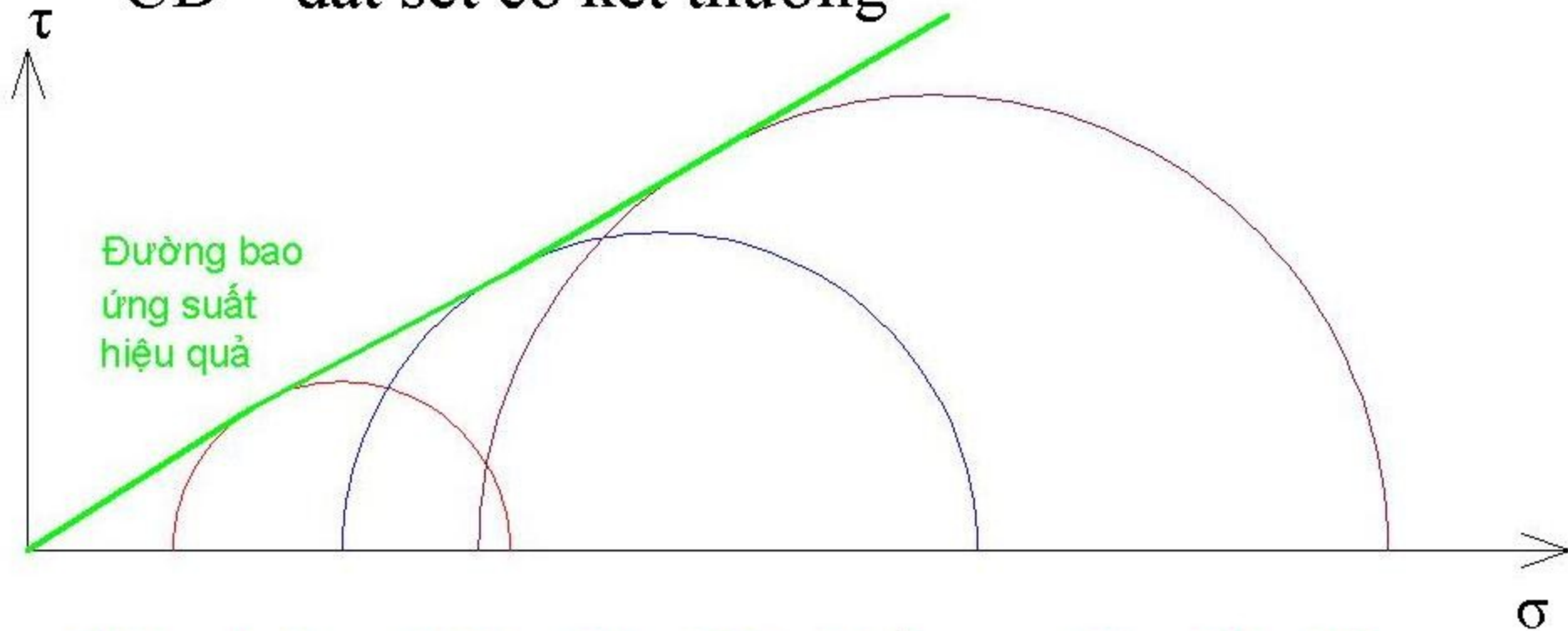
CU – đất sét cố kết thường

Với đất sét quá cố kết: $c' > 0$ là do sự tăng thể tích \rightarrow giảm áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất hiệu quả tăng lên

Các kết quả của thí nghiệm nén 3 trục

trục

CD – đất sét cô kết thường



- Thông thường từ thí nghiệm CU có thể suy ra thí nghiệm CD
- Thí nghiệm CD có thể phải kéo dài rất lâu nhất là đối với đất có độ thấm kém

Tính biến dạng của đất

Quy luật biến dạng tuyến tính

Thí nghiệm nén đơn

- Hay thí nghiệm nén nở hông: là một trường hợp đặc biệt của thí nghiệm nén 3 trục UU với áp lực buồng nén bằng 0.
- Khối đất hình trụ, kích thước $H = 2D$
- Tải trọng gia tải được tăng cho tới khi mẫu đất bị phá hoại σ_{ph}

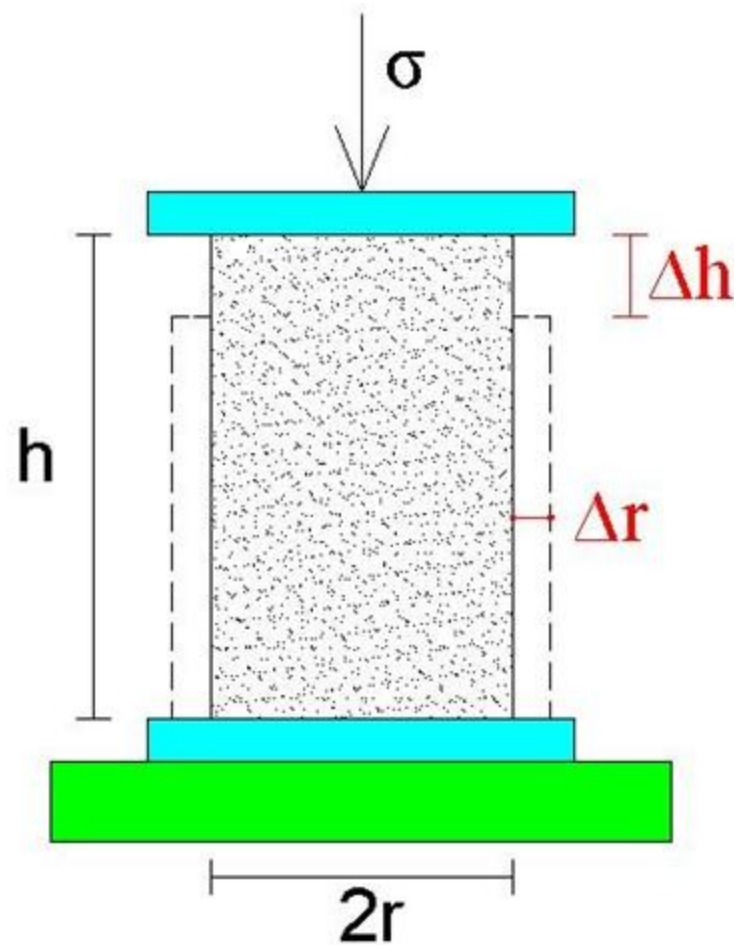
Thí nghiệm nén đơn

- Biến dạng đứng tỷ đối:

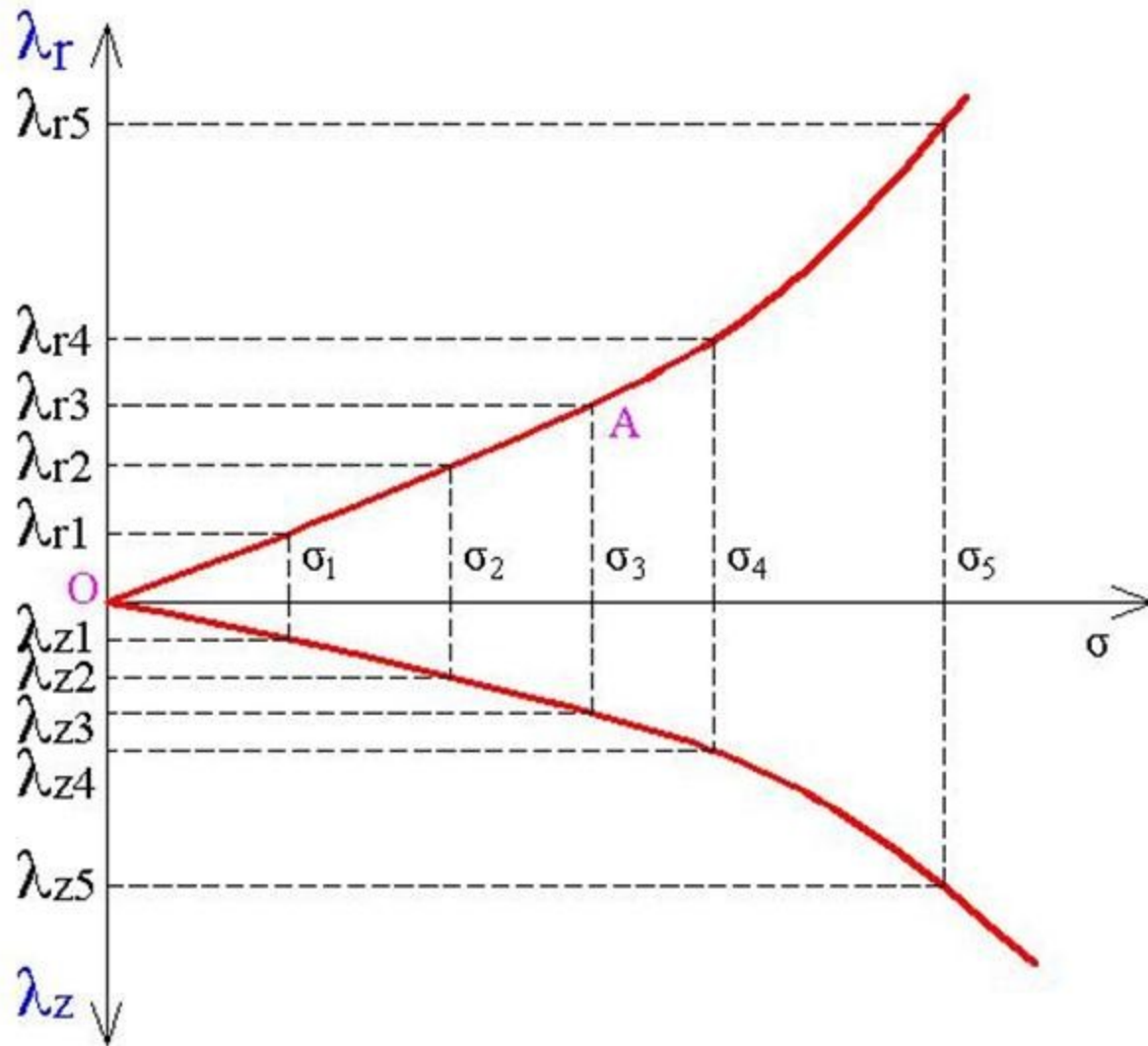
$$\lambda_z = \frac{\Delta h}{h}$$

- Biến dạng ngang tỷ đối:

$$\lambda_r = \frac{\Delta r}{h}$$



Thí nghiệm nén đơn



Thí nghiệm nén đơn

- Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng là phi tuyến
 - Trong trường hợp tải trọng công trình lên đất không quá lớn, ta xem đất như là vật thể biến dạng tuyến tính
 - thỏa mãn định luật Hook
 - với đoạn OA, ta có: $E_0 = \sigma_3 / \lambda_3$
- E_0 : module biến dạng tổng quát của đất
- $\mu = \lambda_r / \lambda_z$: hệ số Poisson (hệ số biến dạng ngang)

Thí nghiệm nén đơn

- Đất càng cứng thì E_0 và σ_{ph} càng lớn và ngược lại
- Giá trị tham khảo của E_0 với một số loại đất:

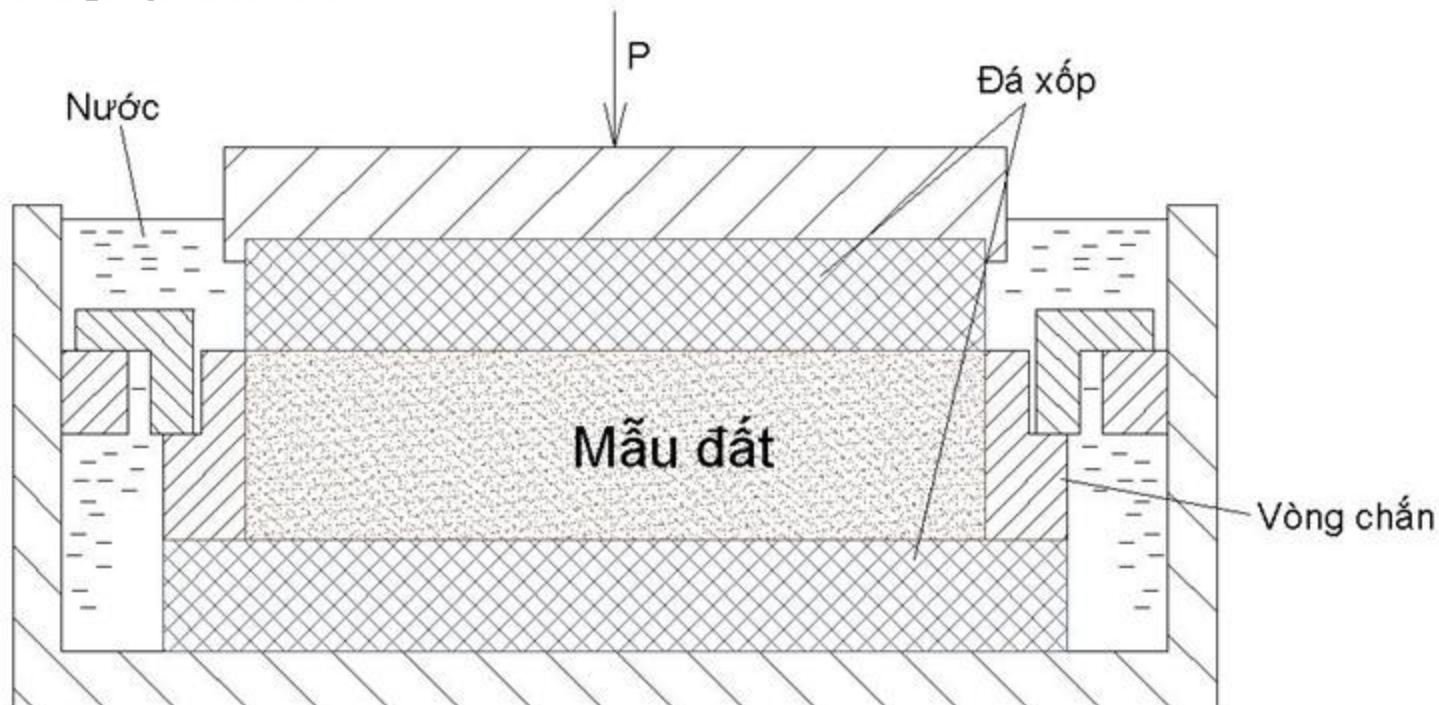
Đất sét, sét pha ở trạng thái nhão	$E_0 = 10 - 30 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Đất sét ở trạng thái dẻo mềm	$E_0 = 50 - 70 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Đất sét cứng, cát chặt	$E_0 = 300 - 500 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Đá	$E_0 > 1000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

Tính biến dạng của đất

Quy luật biến dạng tuyến tính

Thí nghiệm nén ép

- Còn gọi là thí nghiệm Oedometer
- Mẫu đất hình đĩa ($D = 75 \text{ mm}$, $H = 15 - 20 \text{ mm}$)
- Mẫu đất được đặt trong 1 vòng kim loại và kẹp giữa 2 đĩa đá xốp
- Mẫu đất cho ngập nước



Oedometer

- Tải trọng P (hay ứng suất σ) được gia tăng dần dần sau một chu kỳ thường là 24 – 48 giờ cho đất hoàn toàn cố kết, cấp tải sau thường gấp đôi cấp tải trước đó
- Đo sự thay đổi bề dày mẫu Δh ở mỗi cấp tải trọng
- Áp lực cho giai đoạn đầu thông thường bằng ứng suất thẳng đứng tại chỗ ở độ sâu lấy mẫu, chưa kể đến đất yếu còn phải dùng giá trị thấp hơn: 25, 12, 6 hay thậm chí 1 kN/m^2

Oedometer

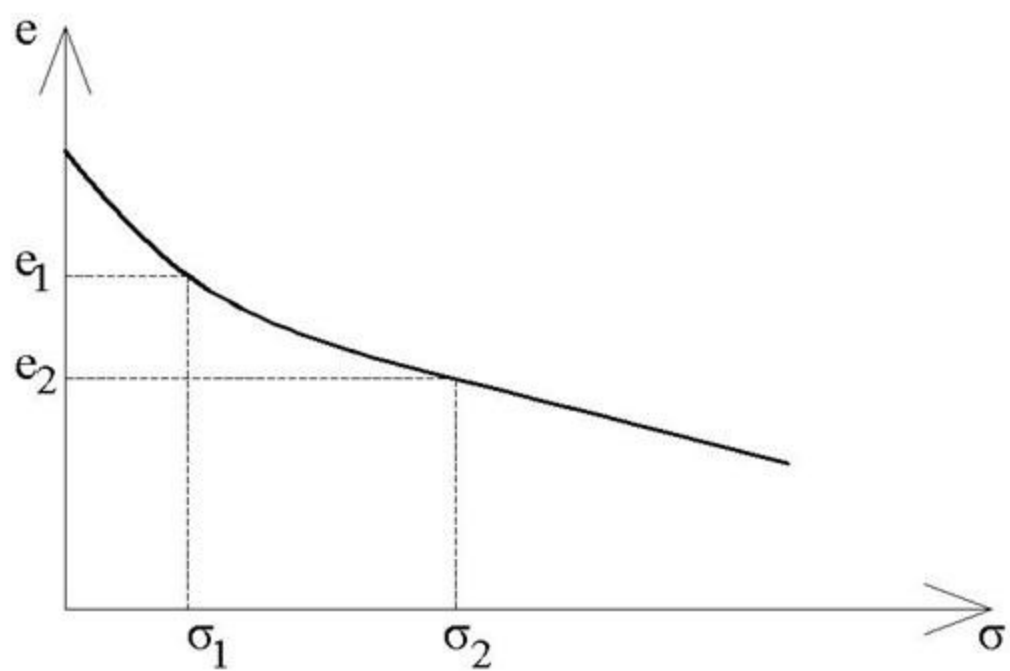
- Kết quả thu được là các giá trị ($\Delta h/h$, σ)
- Vì biến dạng lún của mẫu đất chỉ là do thay đổi thể tích lỗ rỗng (thể tích hạt rắn và nước xem như không đổi) \rightarrow từ $\Delta h/h$ ta sẽ suy ra được hệ số rỗng e :

$$\Delta e = \frac{\Delta h}{h_1} (1 + e_1)$$

- Đồ thị biểu diễn quan hệ giữa e và σ gọi là đường cong nén ép của đất

Oedometer

- Đồ thị $e = f(\sigma)$
- Giả thiết: trong khoảng ứng suất biến đổi nhỏ, biến thiên hệ số rỗng tỷ lệ bậc nhất với biến thiên áp lực nén



$$\Delta e = -a\Delta\sigma$$

a: hệ số nén của đất

Hệ số nén của đất

$$a = - \Delta e / \Delta \sigma$$

- Hệ số nén càng lớn thì đất càng yếu và ngược lại
- Hệ số nén thể tích biểu thị giá trị biến đổi thể tích đơn vị gây ra do độ tăng đơn vị của ứng suất.

$$m_v = a_0 = \frac{a}{1 + e_1}$$

- Độ lún ổn định do cố kết:

$$s = \Delta h = a_0 \cdot \Delta \sigma \cdot h_0$$

Liên hệ giữa các đặc trưng biến dạng của đất

Từ $\lambda_z \neq 0, \lambda_x = \lambda_y = 0$, ta có:

- Hệ số áp lực hông $\sigma_x = \sigma_y = \xi \cdot \sigma_z$

$$\xi = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

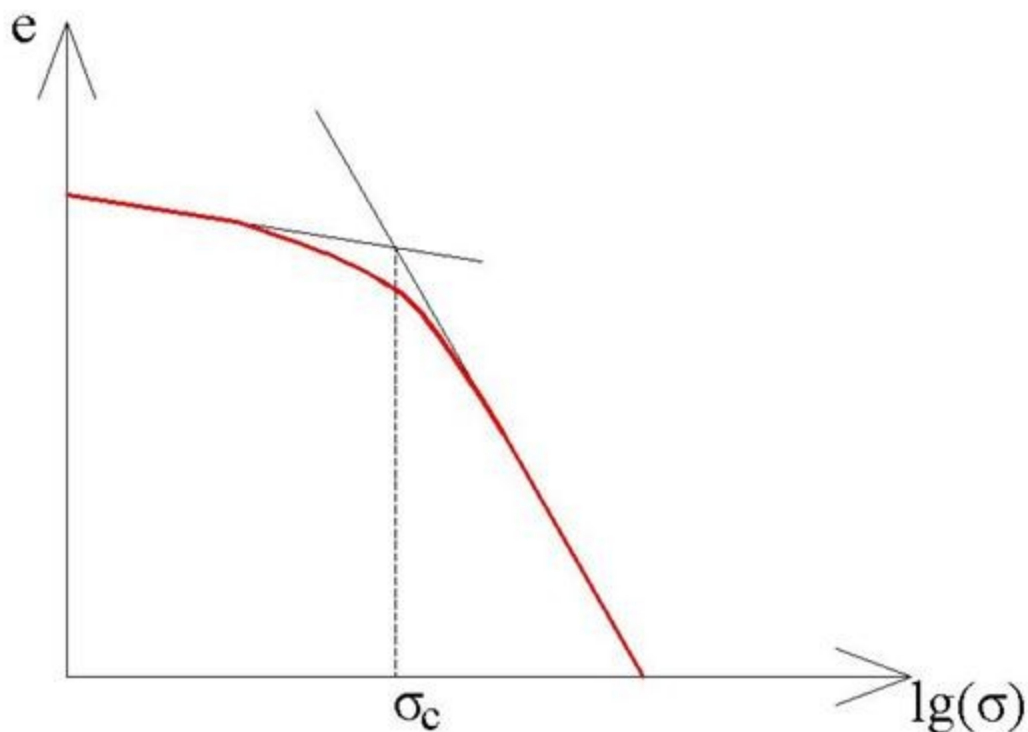
- Module tổng biến dạng:

$$E = \beta / a_0$$

với
$$\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}$$

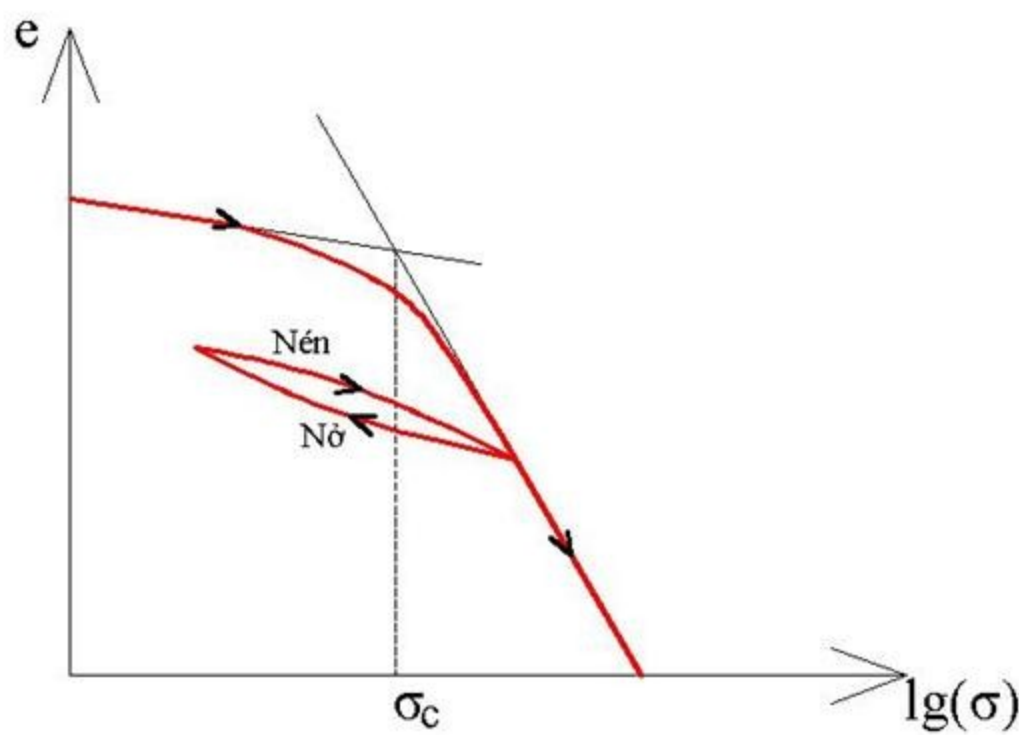
Oedometer

- Đồ thị $e = f(\lg\sigma)$
- Có 2 nhánh thẳng
- $\sigma < \sigma_c$: nhánh thẳng này có độ dốc nhỏ, độ dốc này gọi là C_s (chỉ số nở)
- $\sigma > \sigma_c$: nhánh thẳng này có độ dốc lớn, độ dốc này gọi là C_c (chỉ số nén)



$$C = \frac{e_1 - e_2}{\lg \sigma_2 - \lg \sigma_1}$$

- Theo Terzaghi:
 $C_c \approx 0,009 (LL - 10)$
- Thừa nhận ước lượng:
 $0,1.C_c < C_s < 0,25 C_c$
- Nếu nở ra và nén lại với σ' luôn nhỏ hơn $\sigma_c \rightarrow$ đất được xem như là vật thể đàn hồi lý tưởng
- σ_c : ứng suất cố kết trước
 $\sigma'_{\text{hiện tại}} < \sigma_c$: đất quá cố kết
 $\sigma'_{\text{hiện tại}} = \sigma_c$: đất cố kết bình thường
- Ví dụ đất quá cố kết: các trầm tích sau bị xói mòn hoặc tan băng



Xác định E_0 bằng thí nghiệm bàn nén

- Module biến dạng E_0 thường được xác định bằng thí nghiệm nén đất ở hiện trường
- Bàn nén là tấm kim loại cứng hình tròn hoặc hình vuông
- Gia tải lên bàn nén đợi đến khi nào độ lún ổn định thì đo độ lún của bàn nén

Dùng công thức của lý thuyết đàn hồi, ta có:

$$E = (1 - \mu^2) \frac{N}{S \cdot d}$$

N: tổng tải trọng tác dụng lên tấm nén

S: độ lún của tấm nén ứng với tải trọng N

d: đường kính tấm nén tròn (nếu tấm nén vuông thì dùng đường kính tương đương)

μ : hệ số Poisson của đất coi như đã biết

Bài tập

CƠ HỌC ĐẤT

Chương 3 Ứng suất trong khối đất

Mở đầu

- Công trình tác dụng lên đất tải trọng \rightarrow muốn tính toán nền các công trình, ta phải biết trạng thái ứng suất trong đất
- Tại 1 điểm bất kỳ của nền thường có 2 loại ứng suất:
 - Ứng suất do trọng lượng bản thân của đất
 - Ứng suất do tải trọng ngoài gây ra
- Phân biệt 2 trường hợp cơ bản:
 - Bài toán không gian: nếu tải trọng là một số hữu hạn các lực tập trung hoặc là lực phân bố trên một diện hữu hạn thì các thành phần ứng suất tại 1 điểm bất kỳ trong đất phụ thuộc cả 3 tọa độ (x, y, z)
 - Bài toán phẳng: nếu tải trọng phân bố vô hạn theo một phương thì các thành phần ứng suất tại một điểm bất kỳ trong đất sẽ không phụ thuộc vào tọa độ phương có tải trọng phân bố vô hạn, ứng suất chỉ phụ thuộc 2 tọa độ (x, z) hoặc (y, z)

Giả thiết

- Đất là một vật thể biến dạng tuyến tính, ta áp dụng những kết quả của lý thuyết đàn hồi để tính ứng suất trong nền đất

Ứng suất do trọng lượng bản thân đất

- Trường hợp một lớp đất đồng nhất:

$$\sigma_z = \gamma \cdot z$$

$$\sigma_x = \sigma_y = K_0 \cdot \sigma_z$$

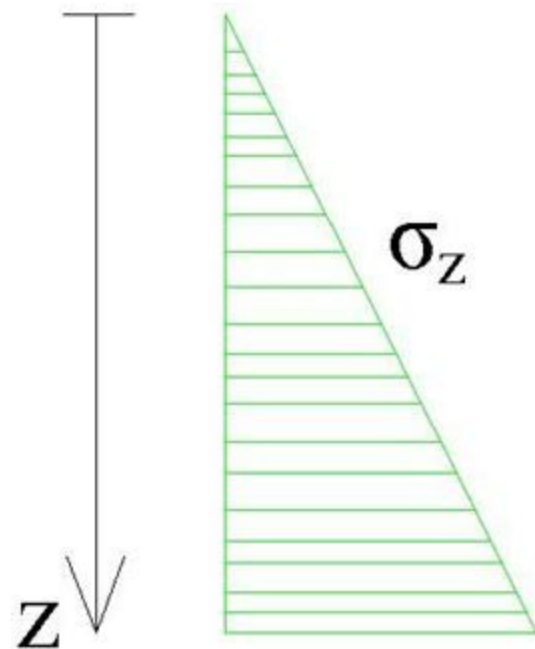
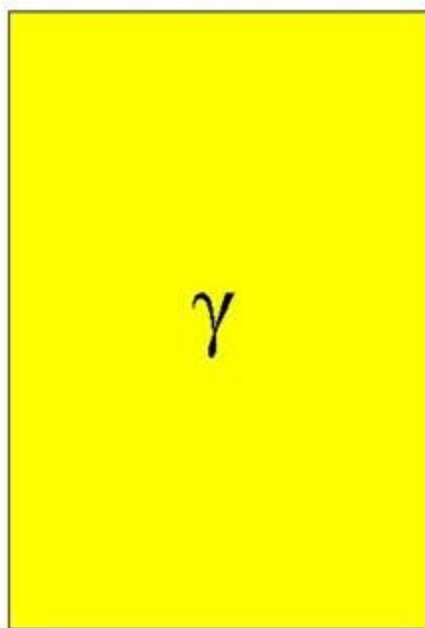
$$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

Đất cát:

$$K_0 = 1 - \sin\varphi'$$

Đất sét cố kết thường.

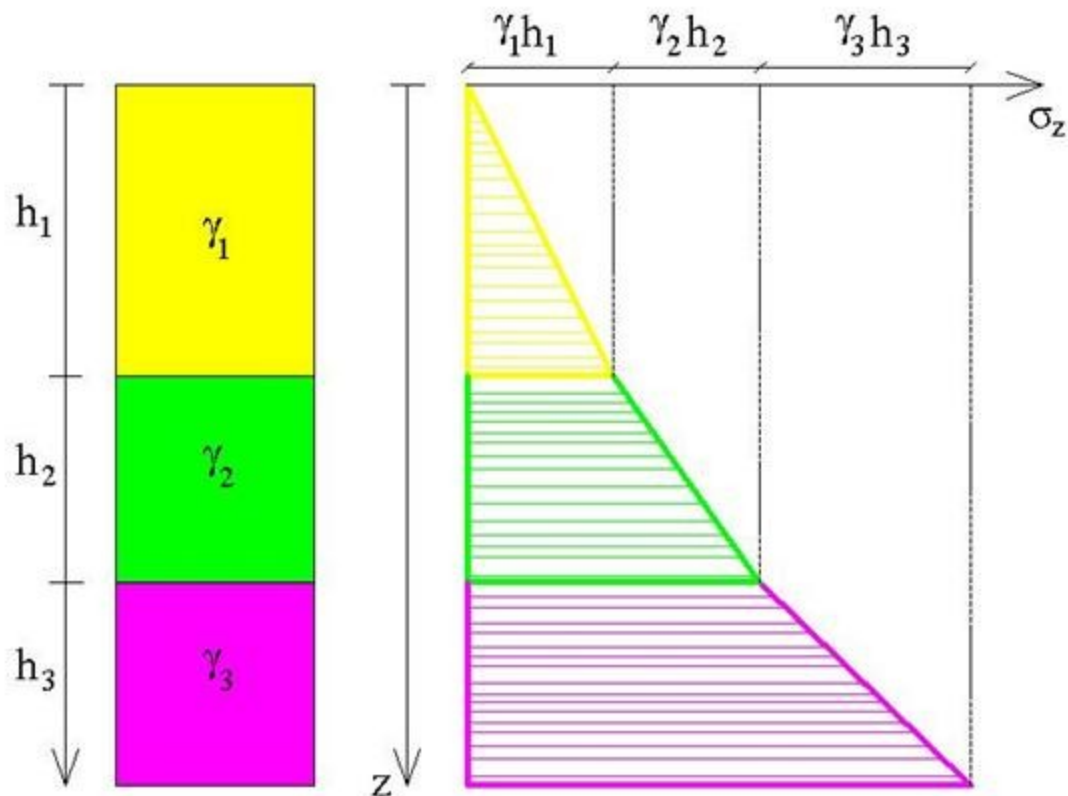
$$K_0 = 0,19 + 0,233 \cdot \log IP$$



Ứng suất do trọng lượng bản thân đất

- Trường hợp đất có nhiều lớp song song:

$$\sigma_z = \sum_1^n \gamma_i h_i$$



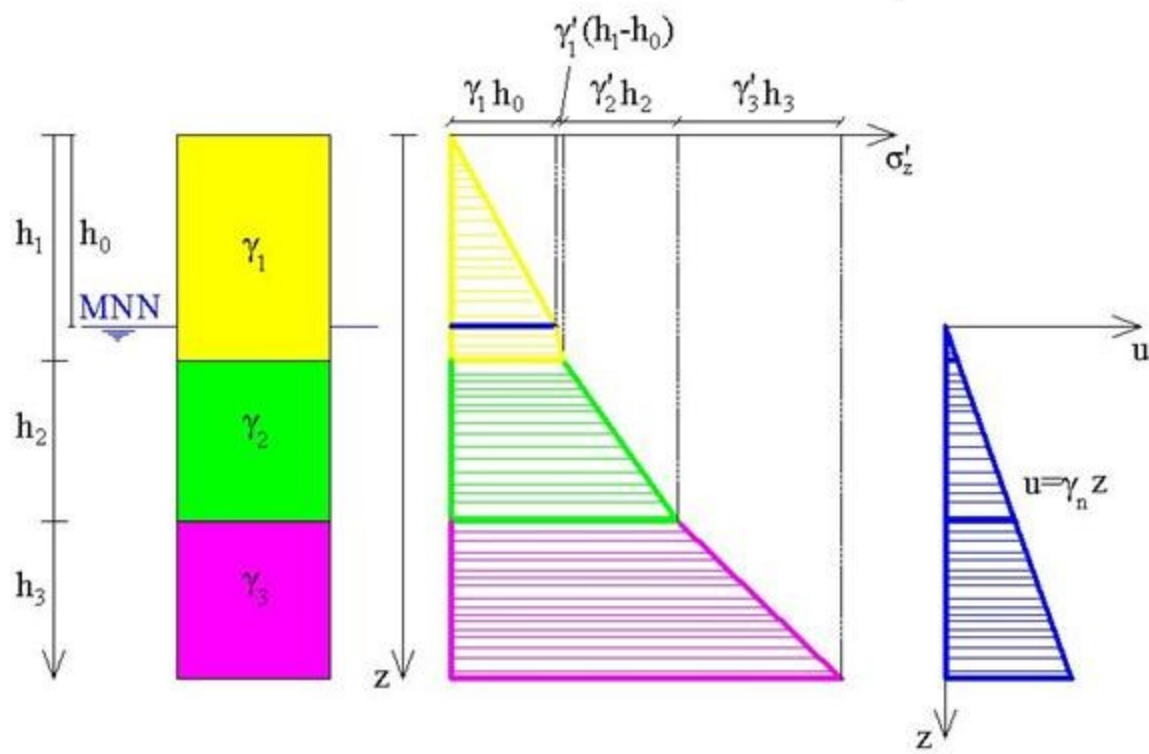
Ứng suất do trọng lượng bản thân đất

- Trường hợp có mặt nước ngầm:

Ứng suất hiệu quả: $\sigma' = \sigma - u$

Ở trên mặt nước ngầm: $\sigma' = \sigma_{\text{tự nhiên}} = \gamma \cdot Z$

Ở dưới mặt nước ngầm: $\sigma' = \sigma - u = \gamma_{\text{đầy nổi}} \cdot Z = (\gamma_{\text{nn}} - \gamma_n) \cdot Z$



Ứng suất do tải trọng ngoài

1) Tải trọng đứng tập trung tác dụng lên mặt đất:

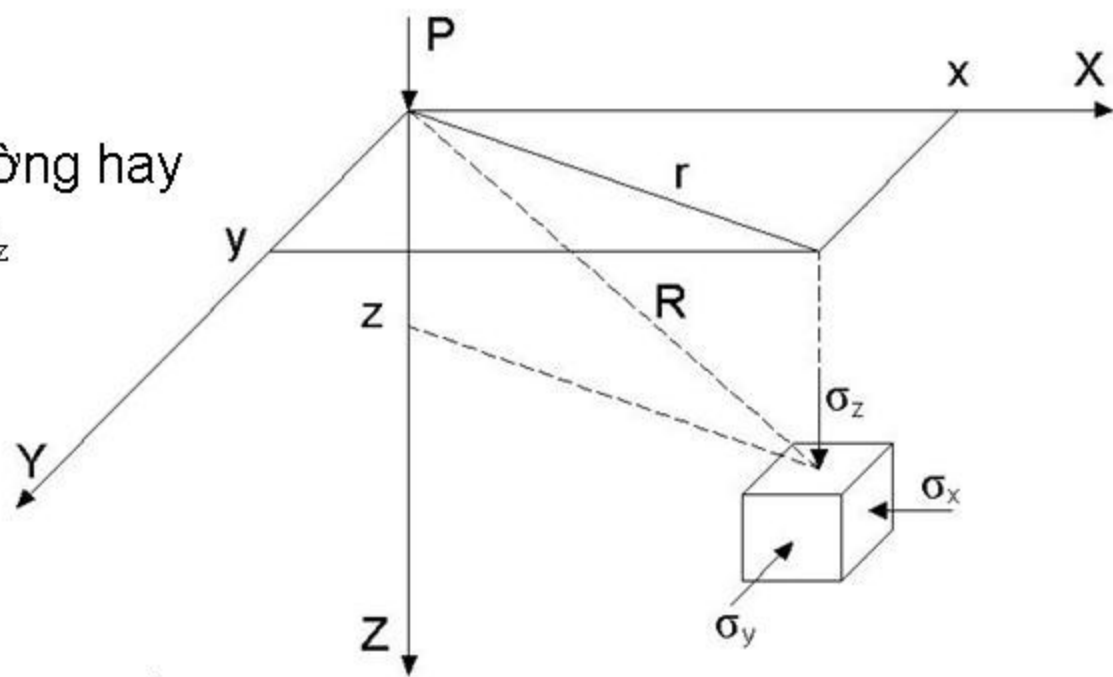
- Tất cả các thành phần ứng suất – biến dạng tại 1 điểm bất kỳ đã được Boussinesq giải từ 1885

- Trong thực tế tính toán thường hay dùng ứng suất thẳng đứng σ_z

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5}$$

$$\text{Đặt } k = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

$$\rightarrow \sigma_z = \frac{kP}{z^2}$$



k phụ thuộc r/z → tra bảng

Ứng suất do tải trọng ngoài

- Khi trên mặt nền có n tải trọng đứng tập trung tác dụng, trị số của σ_z xác định bằng cách cộng tác dụng:

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_1^n k_i P_i$$

Ứng suất do tải trọng ngoài

2) Tải trọng thẳng đứng phân bố đều trên diện chữ nhật: xem tải trọng phân bố là tổng hợp của nhiều tải trọng tập trung \rightarrow tích phân biểu thức của Boussinesq trên diện chữ nhật

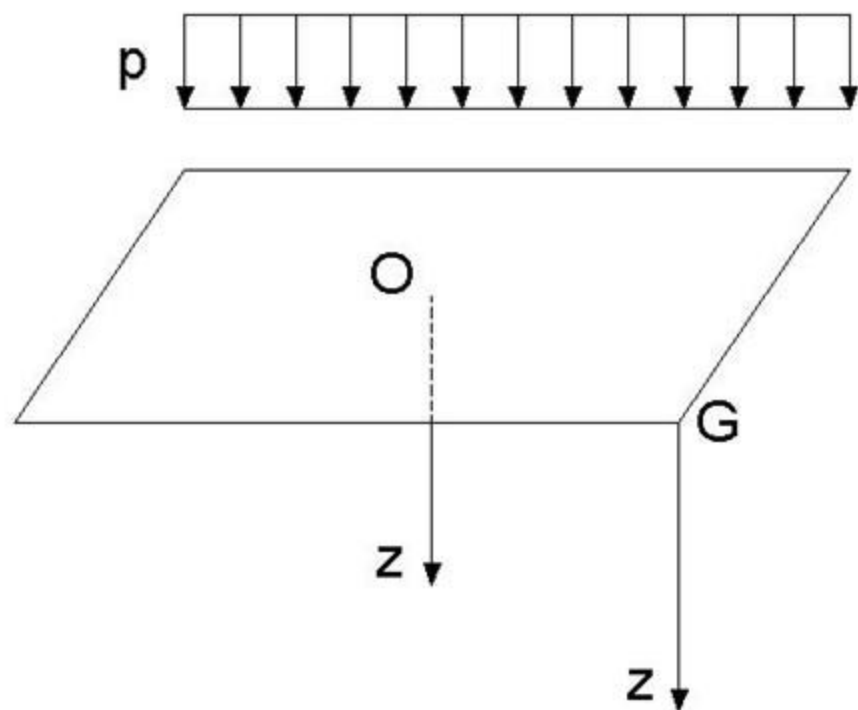
Trên trục Oz:

$$\sigma_z = k_0 \cdot p$$

Trên trục Gz:

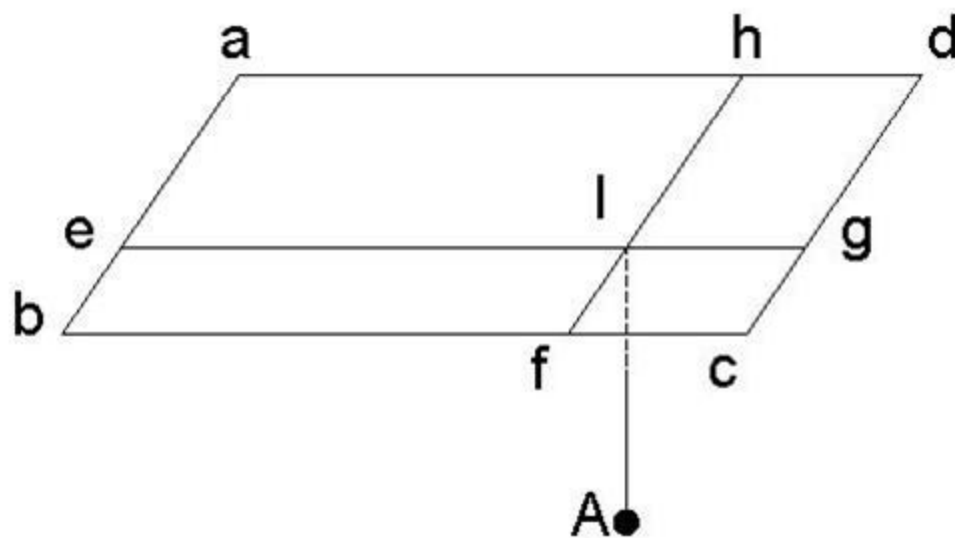
$$\sigma_z = k_g \cdot p$$

k_0, k_g phụ thuộc tỷ số l/b
(l – bề dài; b – bề rộng
diện đặt tải) và tỷ số z/b



Ứng suất do tải trọng ngoài

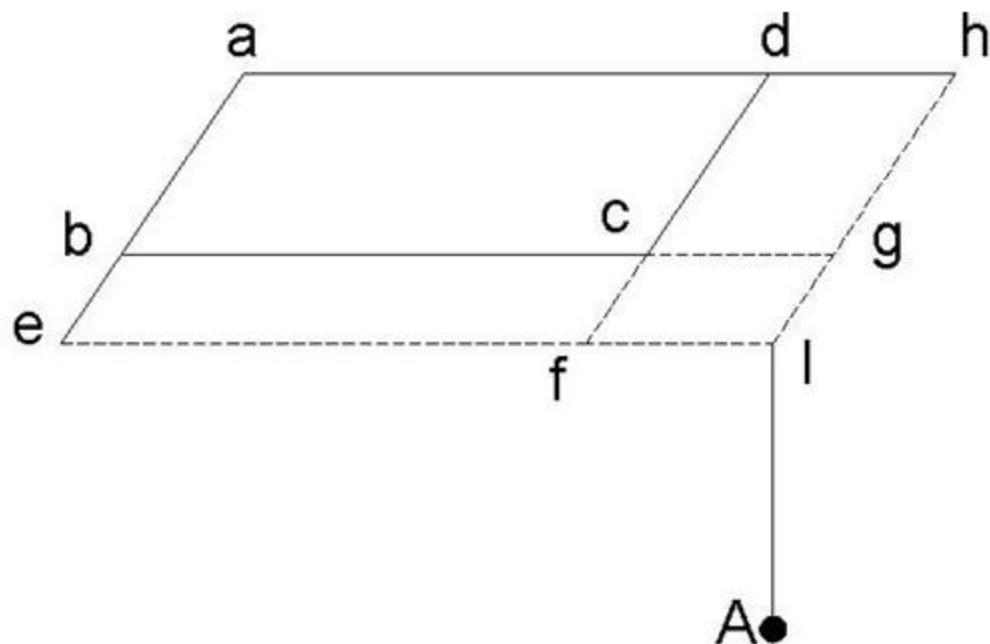
- 2) Tải trọng thẳng đứng phân bố đều trên diện chữ nhật:
Muốn tính ứng suất tại một điểm bất kỳ \rightarrow phương pháp điểm góc



$$\sigma_z = [k_{g(Ihae)} + k_{g(Ihdg)} + k_{g(Iebf)} + k_{g(Igcf)}]p$$

Ứng suất do tải trọng ngoài

- 2) Tải trọng thẳng đứng phân bố đều trên diện chữ nhật:
Muốn tính ứng suất tại một điểm bất kỳ → phương pháp điểm góc



$$\sigma_z = [k_{g(Ihae)} - k_{g(Igbe)} - k_{g(Ihdf)} + k_{g(Igcf)}]p$$

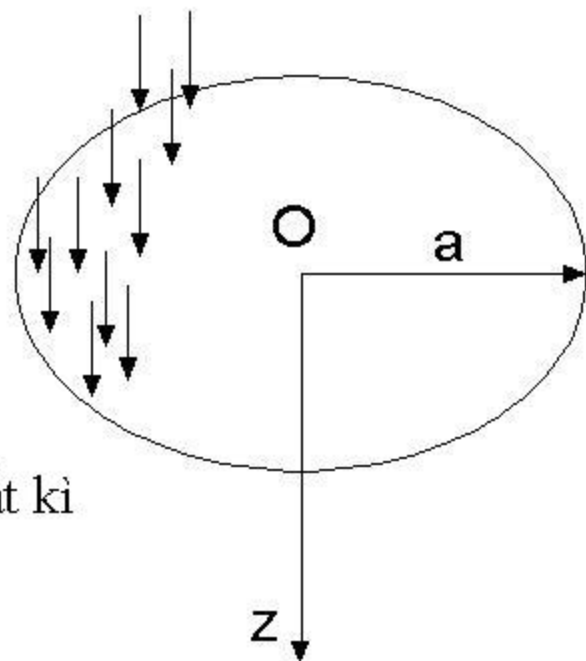
Ứng suất do tải trọng ngoài

3) Tải trọng thẳng đứng phân bố đều trên diện tròn:

Ứng suất σ_z của những điểm nằm trên trục qua tâm diện tròn:

$$\sigma_z = k_{tr} \cdot p$$

k_{tr} tra bảng



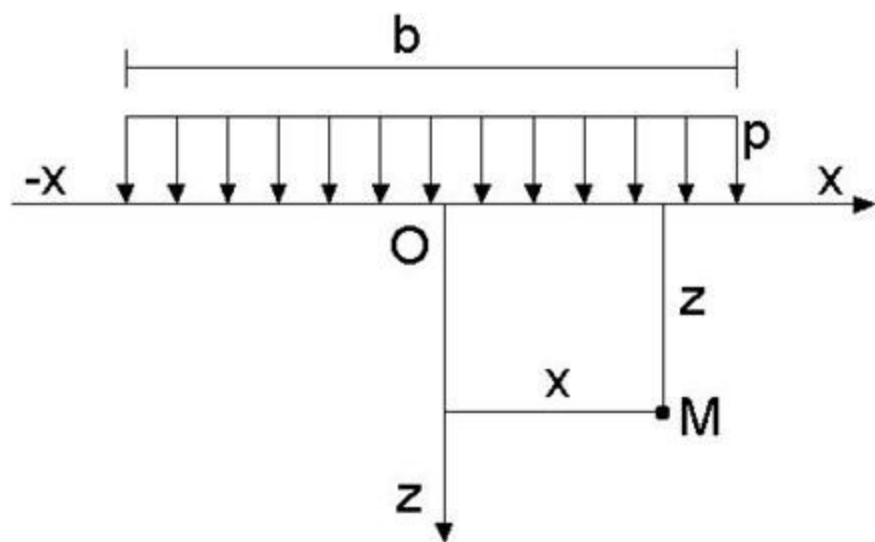
Chưa có lời giải chính xác cho ứng suất tải một điểm bất kì

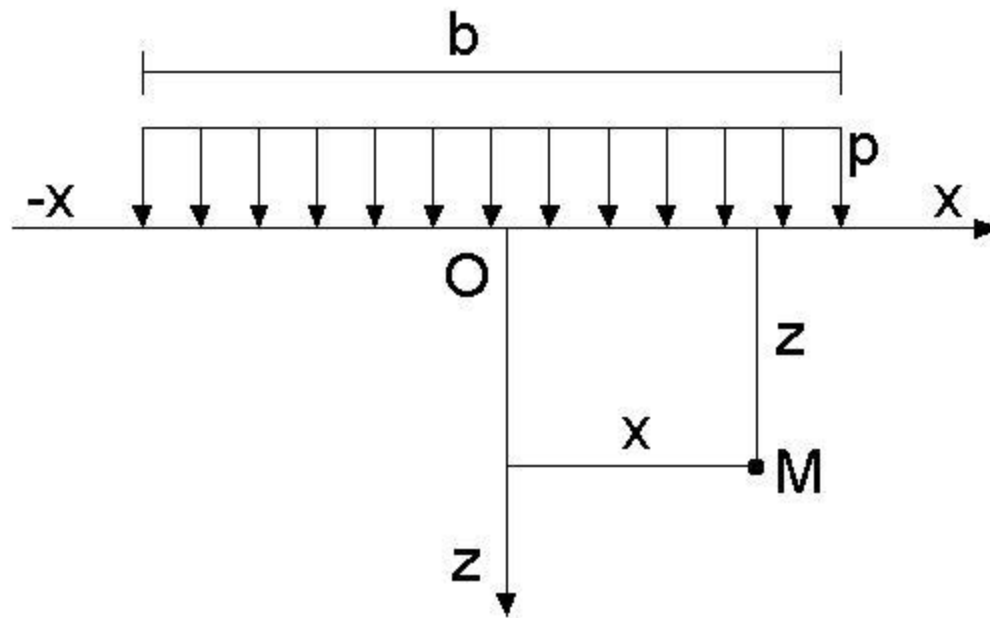
Ứng suất do tải trọng ngoài

- 4) Tải trọng thẳng đứng phân bố đều trên diện hình băng:

Nếu tải trọng là một băng dài vô hạn (ví dụ theo phương y) thì ta có bài toán phẳng (x, z)

Trong thực tế, khi $l = [3b, 4b]$ với công trình thủy lợi; $l = [7b, 10b]$ với công trình khác \rightarrow đưa về bài toán phẳng cho đơn giản và thiên về an toàn



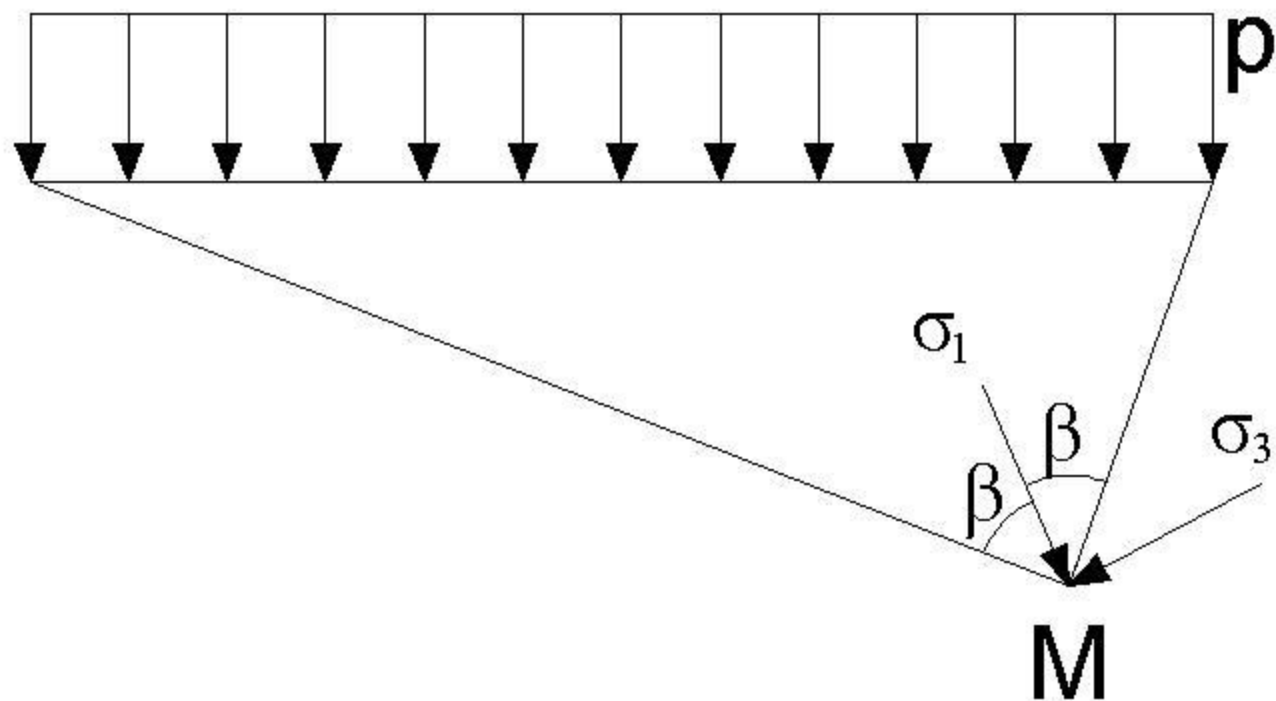


$$\sigma_z = k_z \cdot p$$

$$\sigma_x = k_x \cdot p$$

$$\tau_{xz} = k_\tau \cdot p$$

k_z, k_x, k_τ – phụ thuộc x/b và $z/b \rightarrow$ tra bảng



Các ứng suất chính: tại mỗi điểm, phương của ứng suất chính trùng với phương phân giác góc nhìn của điểm đó

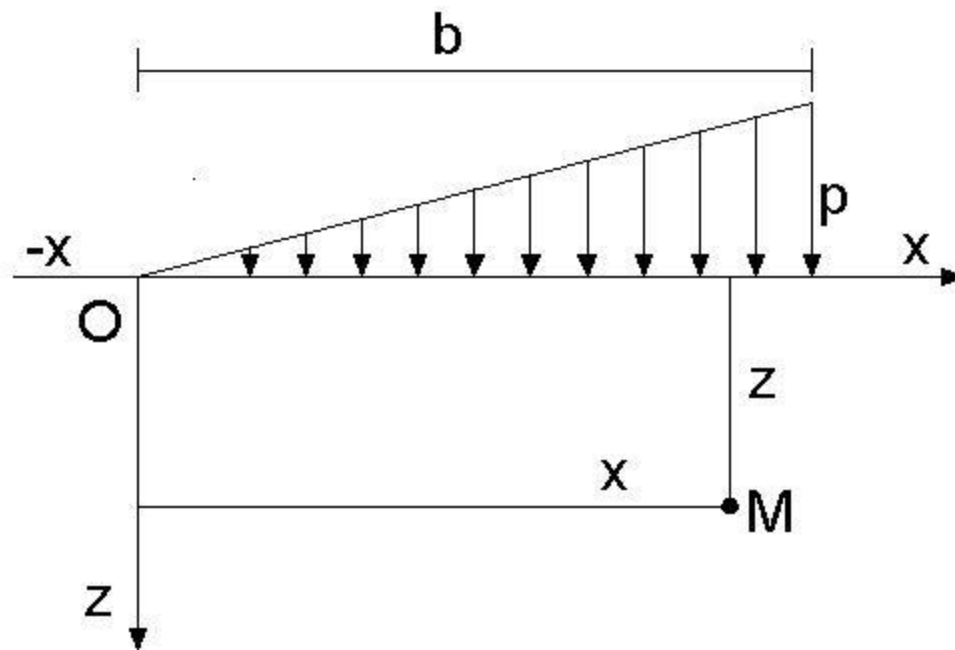
$$\sigma_1 = p(2\beta + \sin 2\beta)/\pi$$

$$\sigma_3 = p(2\beta - \sin 2\beta)/\pi$$

Ứng suất do tải trọng ngoài

4) Tải trọng bằng phân bố theo quy luật tuyến tính:

Các tỷ số σ_z/p , σ_x/p , τ_{xz}/p được cho sẵn trong bảng



Bài tập

CƠ HỌC ĐẤT

Chương 4

Dự tính độ lún của nền móng công trình

Mở đầu

- Các công trình tác dụng lên đất một tải trọng → khối đất dưới công trình sẽ bị lún
- Lún gây nguy hiểm cho các công trình, do đó yêu cầu phải dự tính được độ lún của công trình

Lún đều



**Khu tập thể
Thành Công**

**Khu tập thể Quỳnh Mai,
gần nhà máy nước Lương Yên**



Lún lệt



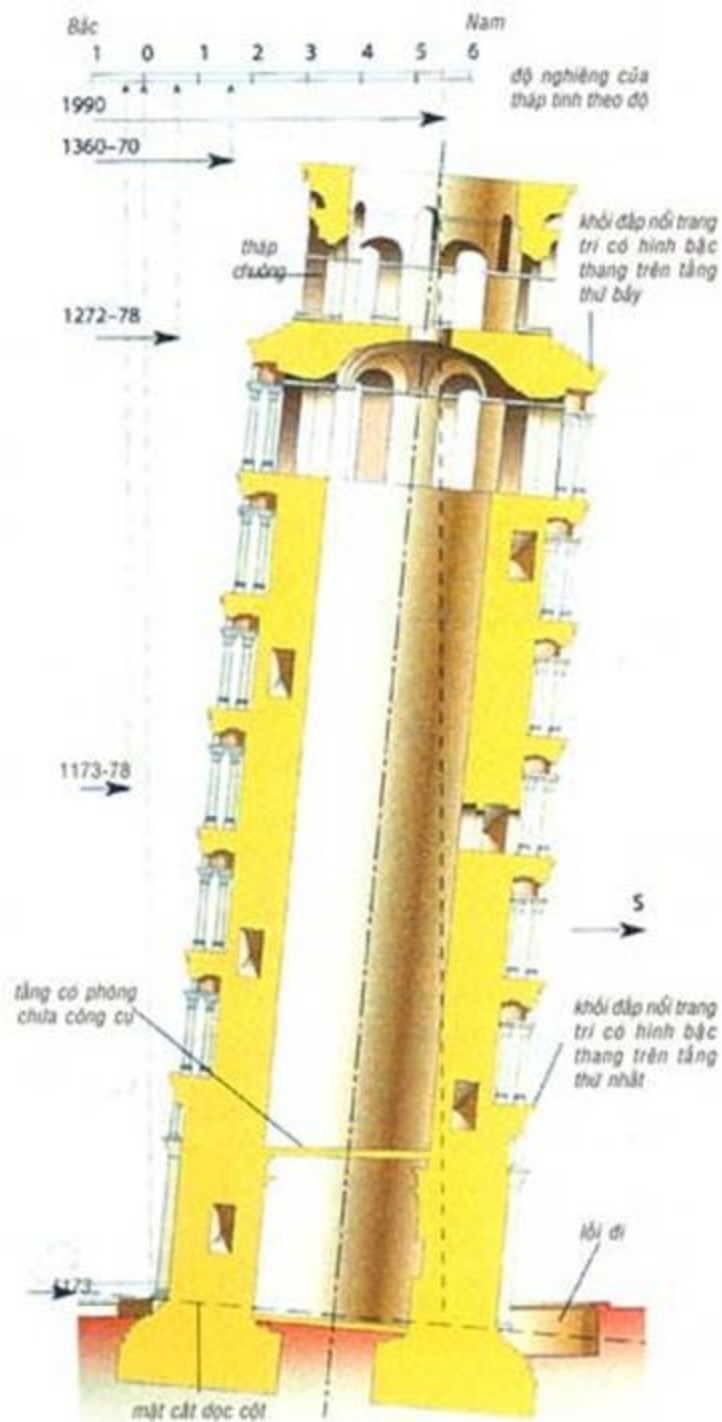
The palace of Fine arts in New Mexico

- Xây dựng 1900 – 1934.
- Bị lún 341 cm.
- Năm 1960: tòa nhà chuyển động ngược lên trên 365 cm.
- Nguyên nhân: các công trình cao ốc xung quanh đẩy nước và đất vào trong đất dưới móng khiến đất nở ra.





Tháp ngiên PISA, Ý



- Quá trình lún xảy ra phức tạp và phụ thuộc vào nhiều yếu tố nhưng chủ yếu là phụ thuộc bản thân công trình (móng) và điều kiện đất nền → dự tính độ lún của NỀN MÓNG công trình.
 - Độ lún theo thời gian
 - Độ lún ổn định

Mục lục chương 4

- Dự tính độ lún ổn định của đất nền dựa trên kết quả của lý thuyết đàn hồi.
- Dự tính độ lún ổn định của đất nền bằng phương pháp tổng phân tố.
- Dự tính độ lún của nền đất theo thời gian.

Dự tính độ lún ổn định của đất nền dựa trên kết quả của lý thuyết đàn hồi

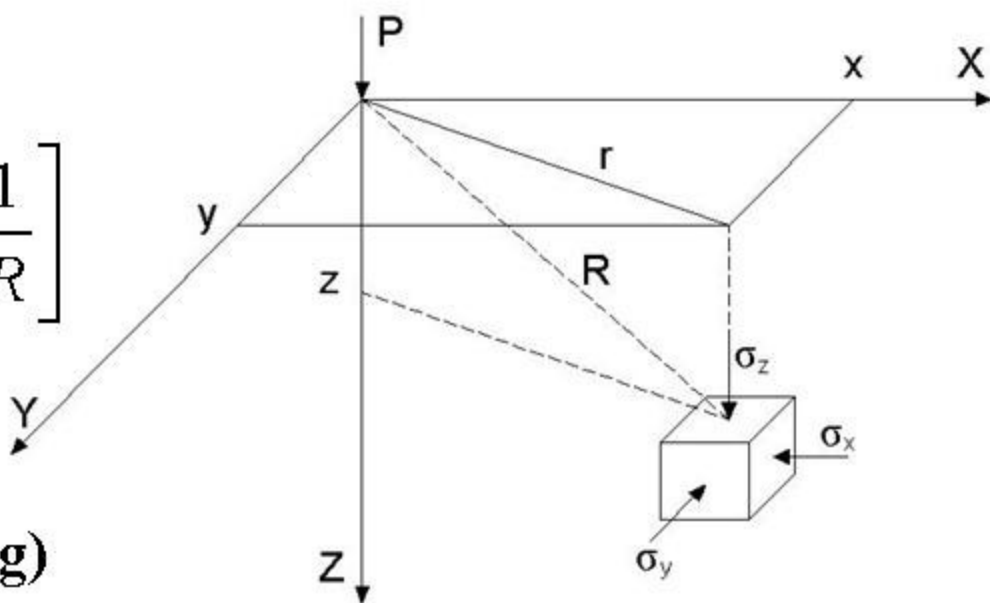
- Xem nền đất là một bán không gian vô hạn đàn hồi, có thể áp dụng công thức chuyển vị của Boussinesq để tính độ lún của nền

Chuyển vị thẳng đứng:

$$W = \frac{P(1+\mu)}{2\pi E} \left[\frac{z^2}{R^3} + 2(1-\mu) \frac{1}{R} \right]$$

E : module biến dạng

μ : hệ số Poisson (hệ số nở hông)



Dự tính độ lún ổn định của đất nền dựa trên kết quả của lý thuyết đàn hồi

- Trường hợp đế móng chữ nhật, vuông hoặc tròn, tải trọng phân bố đều, thì độ lún của móng được tính bằng công thức sau:

$$S = \frac{pb\omega(1-\mu^2)}{E}$$

p : ứng suất gây lún

b : chiều rộng móng (hoặc đường kính móng tròn)

ω : hệ số phụ thuộc hình dạng, kích thước đáy móng \rightarrow tra bảng

ω_0 : hệ số để tính độ lún tại tâm móng mềm

ω_c : hệ số để tính độ lún tại góc móng mềm

ω_m : hệ số để tính độ lún trung bình của móng mềm

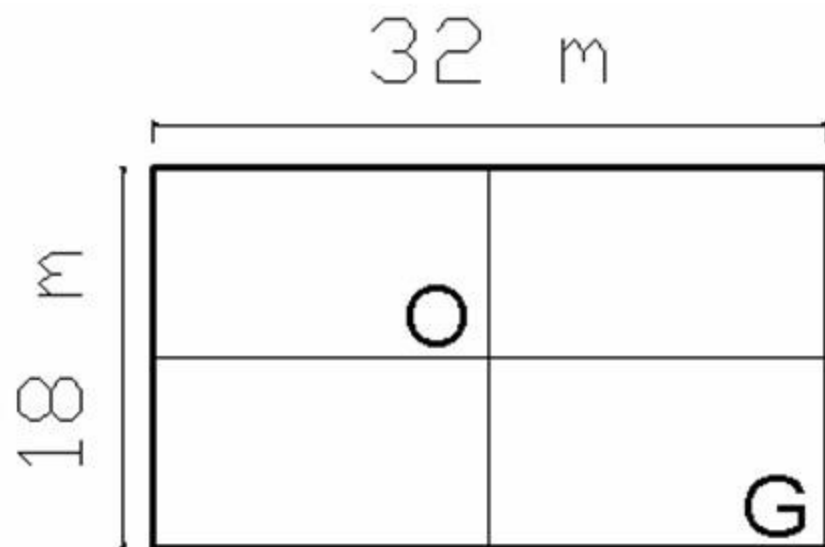
ω_{const} : hệ số để tính độ lún tại tâm móng cứng

Dự tính độ lún ổn định của đất nền dựa trên kết quả của lý thuyết đàn hồi

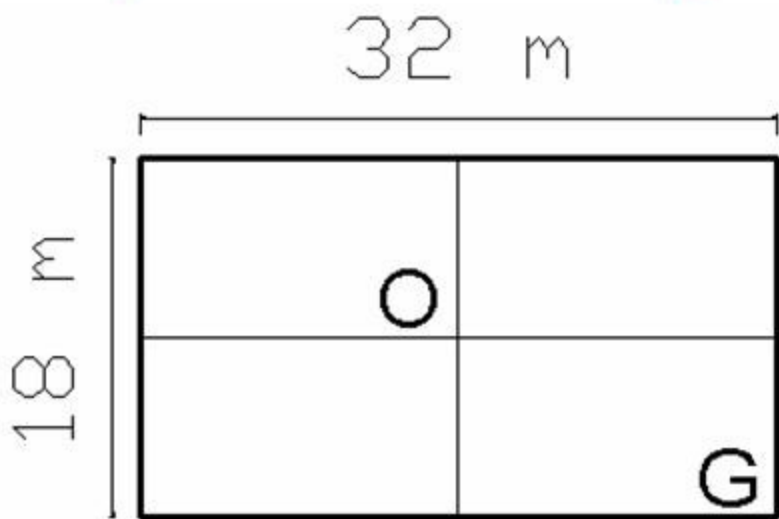
- **Móng mềm:** độ lún tại các điểm dưới đế móng là không đều
- **Móng cứng:** lún đều trong phạm vi của móng
- **Tính ứng suất tại điểm bất kỳ tại đế móng**
→ phương pháp điểm góc
- **Ưu điểm:** đơn giản, dễ tính toán
- **Nhược điểm:** chỉ sử dụng hợp lý khi lớp đất có bề dày khá lớn ($h > 2,5b$)

Dự tính độ lún ổn định của đất nền dựa trên kết quả của lý thuyết đàn hồi

- Ví dụ:** Một móng mềm kích thước 32 m x 18 m đặt trên nền đất có $\mu = 0,5$ và $E = 45000 \text{ kN/m}^2$, chịu tác dụng của tải trọng phân bố đều $p = 200 \text{ kN/m}^2$. Tính độ lún tại tâm móng và tại góc móng.



Dự tính độ lún ổn định của đất nền dựa trên kết quả của lý thuyết đàn hồi



- $l/b = 32/18 = 1,78$
- Tra bảng IV-1 \rightarrow nội suy
 $\Rightarrow \omega_0 = 1,455$

$$S_o = \frac{pb\omega(1-\mu^2)}{E} = \frac{200.18.1,455.(1-0,5^2)}{45000} = 0,0873m$$

**Từ bảng IV-1 $\rightarrow S_o = 2. S_G$ và $S_o > S_m$
với S_m là độ lún trung bình**

Dự tính độ lún ổn định của đất nền bằng phương pháp tổng phân tố

- Áp dụng: khi nền đất có một hoặc nhiều lớp đất khác nhau
- Nội dung của phương pháp này là chia nền đất dưới móng công trình trong vùng chịu nén thành nhiều lớp, tính độ lún của mỗi lớp rồi cộng kết quả lại

$$S = \sum_{i=1}^n S_i$$

n: số lớp phân tố

• **Bài toán:** móng có kích thước $b \times l$,
chịu tải đúng tâm, chôn móng ở độ sâu h

1) Xác định ứng suất tại đế móng:

$$\sigma_{tc}^{z=0} = \frac{N_{tc}}{bl} + \gamma_{tb}h$$

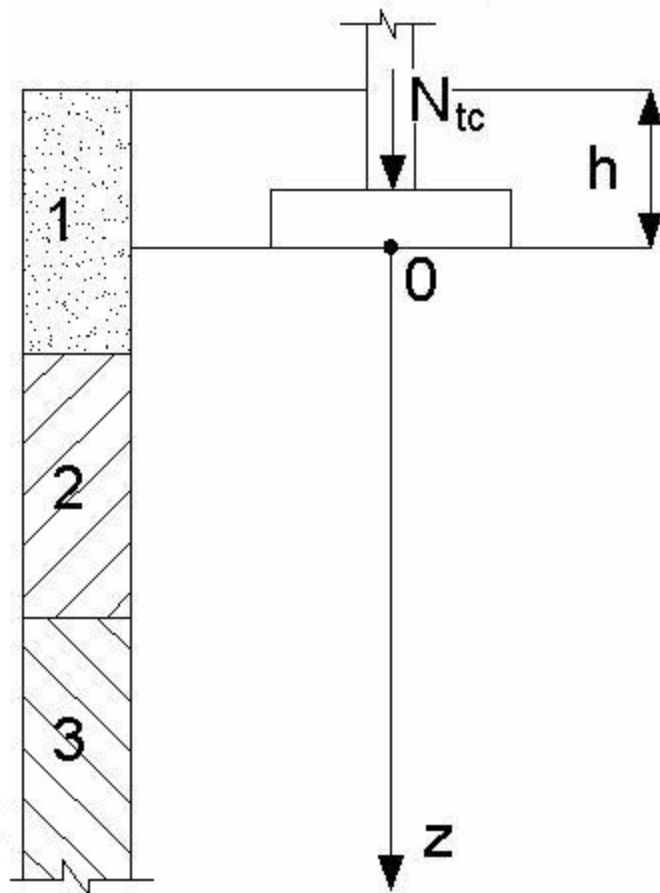
γ_{tb} : dung trọng trung bình của đất và bê tông trên đáy móng, thường lấy từ 20 đến 22 kN/m³

2) Xác định ứng suất do trọng lượng bản thân đất tại đế móng:

$$\sigma_{bt}^{z=0} = \gamma_1 h$$

3) Xác định ứng suất gây lún tại đế móng:

$$\sigma_{gl}^{z=0} = \sigma_{tc}^{z=0} - \sigma_{bt}^{z=0}$$



4) Chia nền đất thành các lớp phân tổ có độ dày h_i sao cho:

- Trong một lớp phân tổ không chứa 2 lớp đất

- $h_i \leq 0,2 b$

$$\rightarrow h_1 = z_1 - z_0; h_2 = z_2 - z_1; h_3 = z_3 - z_2; \dots$$

5) Vẽ biểu đồ ứng suất gây lún:

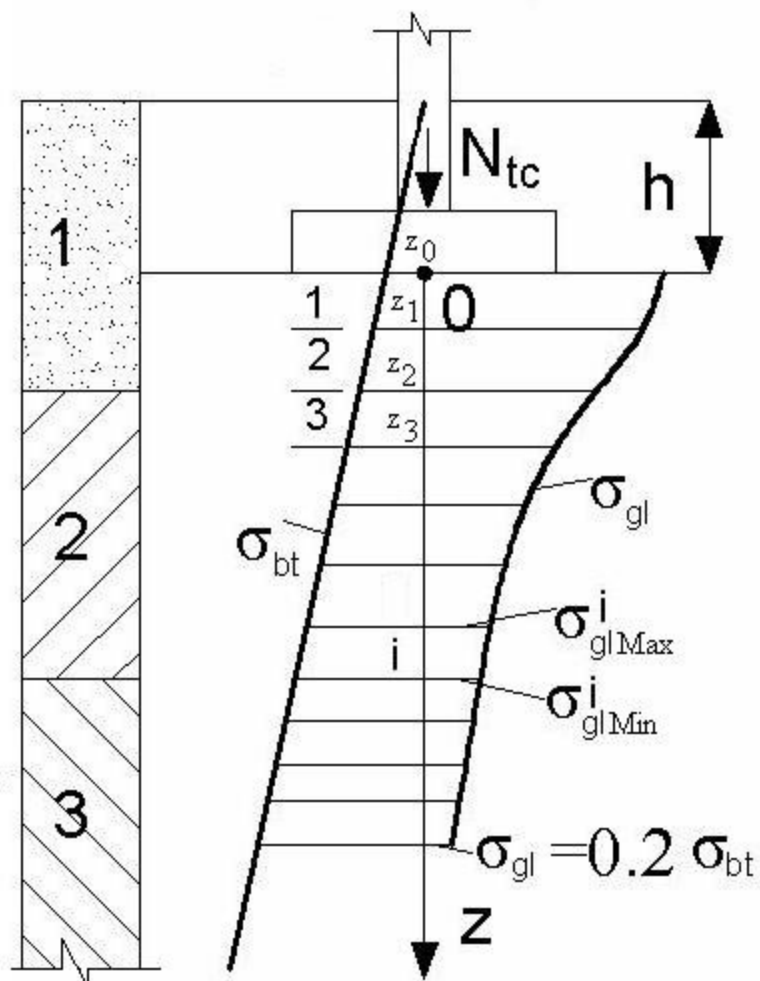
$$\sigma_{gl}^{z=z_i} = K_o \sigma_{gl}^{z=0}$$

K_o phụ thuộc l/b ; $z/b \rightarrow$ tra bảng III-2

6) Vẽ biểu đồ ứng suất σ_{bt} do trọng lượng bản thân các lớp đất gây ra

7) Xác định phạm vi gây lún: là vùng có ứng suất gây lún $\geq 1/5$ ứng suất bản thân*

* Nếu giới hạn của tầng chịu nén tìm được kết thúc trong lớp đất có module biến dạng $E < 5000$ kPa thì phạm vi gây lún cần lấy đến độ sâu mà tại đó $\sigma_{gl} = 0,1 \sigma_{bt}$



8) Tính độ lún của từng lớp phân tố:

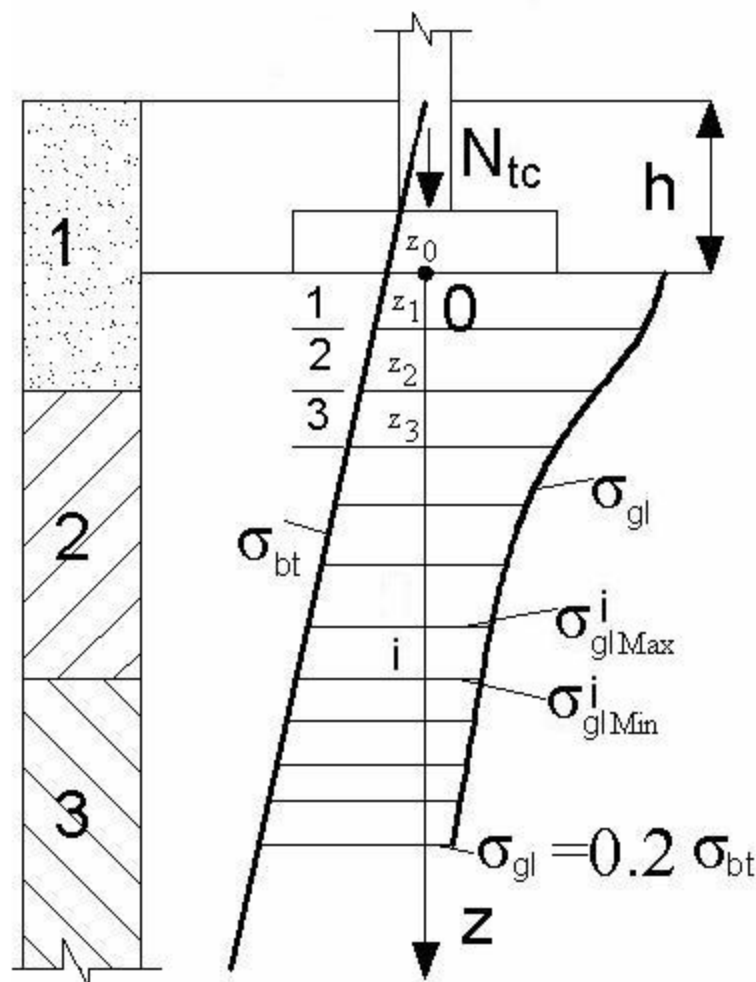
$$S_i = a_{0i} \cdot h_i \cdot \sigma_{gltb}^i$$

a_{0i} : hệ số nén ép thể tích của lớp đất phân tố thứ i đang xét

σ_{gltb}^i : ứng suất gây lún trung bình tại lớp phân tố thứ i đang xét

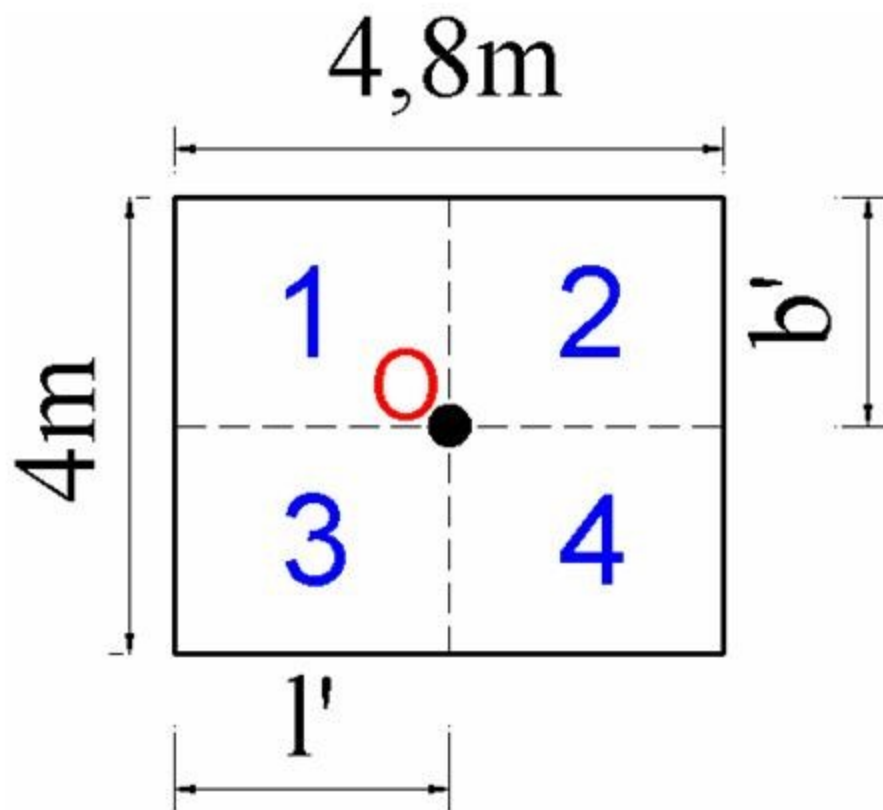
$$\sigma_{gltb}^i = \frac{\sigma_{glMax}^i + \sigma_{glMin}^i}{2}$$

Lưu ý: trường hợp nền đất có chiều dày hữu hạn và nhỏ hơn nhiều so với kích thước móng thì ta coi như ứng suất gây lún không đổi theo chiều sâu ($K_0 = 1$)



Dự tính độ lún ổn định của đất nền bằng phương pháp tổng phân tố

- **Ví dụ:** Một móng nông chữ nhật kích thước 4m x 4,8m chôn ở độ sâu 2m trong lớp đất có $\mu = 0,4$; $E = 6000 \text{ kN/m}^2$ và $\gamma = 18 \text{ kN/m}^2$. Lớp đất này dày 7m và nằm trên nền đá cứng. Tải trọng thẳng đứng tiêu chuẩn $N^{tc} = 700 \text{ kN}$ tác dụng tại tâm móng. Tính độ lún ổn định của móng bằng phương pháp tổng phân tố.



- $K_0 = K_{g(1)} + K_{g(2)} + K_{g(3)} + K_{g(4)} = 4 \cdot K_{g(1)}$
- $K_{g(1)}$ phụ thuộc vào tỉ số z/b' và l'/b' → tra bảng III-3

Dự tính độ lún ổn định của đất nền bằng phương pháp tổng phân tổ

- **Ví dụ:** Một sân vận động có diện tích 500 m x 500 m được đắp tôn nền bằng lớp cát dày 3 m có trọng lượng riêng tự nhiên $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. Dưới lớp tôn nền là lớp đất có chiều dày 10 m với $a_0 = 0,04 \text{ cm}^2/\text{kg}$. Phía dưới cùng là lớp đá cứng không bị nén lún ($a_0 = 0,04 \text{ cm}^2/\text{kg}$). Hãy dự tính độ lún ổn định của mặt đất thiên nhiên.

$$p = 18.3 = 54 \text{ kN/m}^2$$

$$S = a_0.H.p = 0,04.1000.0,54 = 21,6 \text{ cm}$$

Dự tính độ lún của nền đất theo thời gian

- Tính biến dạng của đất có một đặc điểm quan trọng là lún theo thời gian, do 2 nguyên nhân:
 - 1) Dưới tác dụng của áp lực nén nước trong lỗ rỗng của đất phải dần dần mới thoát đi được → tốc độ lún phụ thuộc tốc độ thoát nước lỗ rỗng (hay hệ số thấm k) → độ lún do thời gian của đất sét kéo dài hơn rất nhiều so với đất cát.
 - 2) Do tính từ biến của cốt liệu đất: bản thân các hạt khoáng vật không có tính ép co, tuy nhiên dưới tác dụng của lực nén chúng có thể sắp xếp lại theo hướng giảm thể tích.

- Quá trình độ chặt của đất tăng dần, biến dạng (độ lún) tăng dần dưới tác dụng của một áp lực nén không đổi gọi là quá trình cố kết
- Có 2 giai đoạn cố kết xảy ra trong quá trình đất bị nén chặt:
 - 1) Cố kết thâm: nước lỗ rỗng bị ép thoát ra dưới tác dụng của áp lực nén. Còn được gọi là cố kết sơ cấp.
 - 2) Cố kết do sự sắp xếp lại của các hạt rắn, còn được gọi là cố kết thứ cấp

Dự tính độ lún của nền đất theo thời gian

- Lưu ý: do quá trình cố kết làm thoát nước lỗ rỗng nên muốn dự tính độ lún của nền đất ta phải xác định được ứng suất hữu hiệu của đất tại thời điểm đang xét

$$\sigma' = \sigma - u$$

- Mức độ cố kết của đất ở thời điểm t:

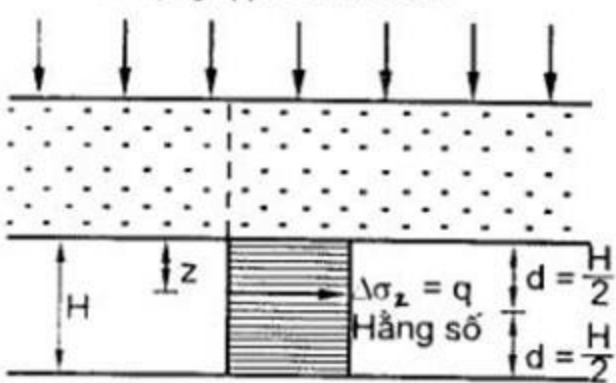
$$U_t = S_t/S_f$$

S_t : độ lún do cố kết tại thời điểm t

S_f : độ lún cuối cùng do cố kết

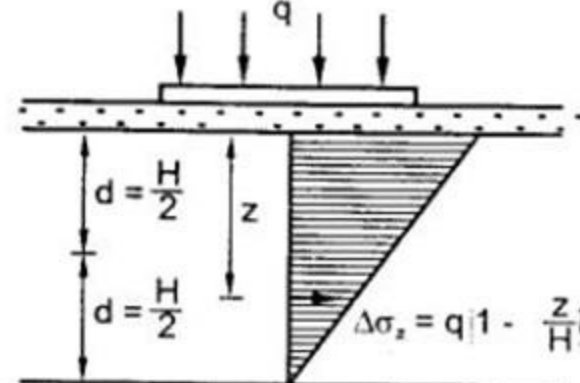
U_t chịu ảnh hưởng của điều kiện thoát nước và ứng suất ban đầu

Tải trọng q phân bố đều

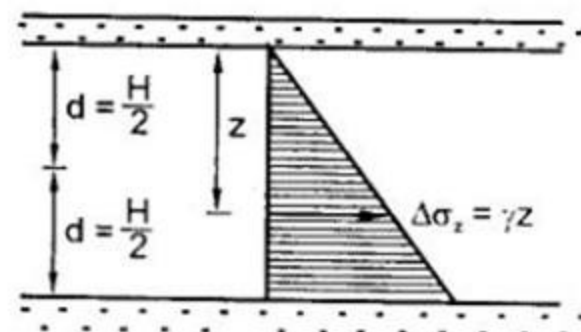


a)

Các lớp mở

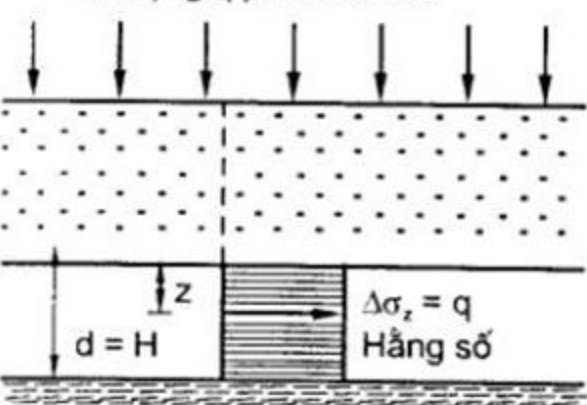


b)



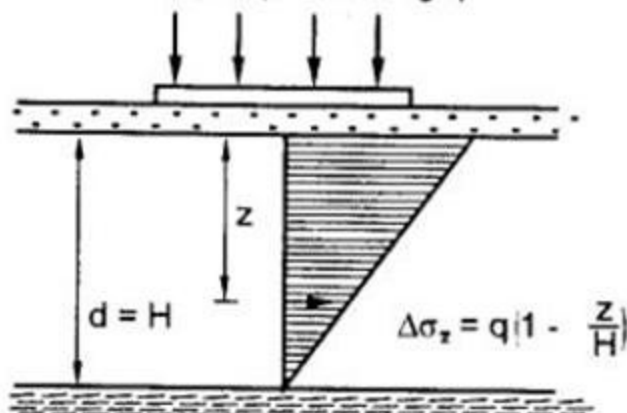
c)

Tải trọng q phân bố đều



d)

Các lớp nửa đóng



e)

Một số kiểu phân bố ứng suất cơ bản trong bài toán cố kết

- Trường hợp 0 (các sơ đồ a, b, c, d):

$$U_{t(0)} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}$$

$$N = \frac{\pi^2 C_v}{4d^2} t$$

d: chiều dài đường thoát nước

Hệ số cố kết $C_v = \frac{k_t}{a_0 \gamma_n}$

- Trường hợp 1 (sơ đồ e):

$$U_{t(1)} = 1 - \frac{32}{\pi^3} e^{-N}$$

$$N = \frac{\pi^2 C_v}{4d^2} t$$

d: chiều dài đường thoát nước

Hệ số cố kết $C_v = \frac{k_t}{a_0 \gamma_n}$

- Trường hợp 2(lớp nửa đóng với ứng suất tăng tuyến tính theo chiều sâu):

$$U_{t(2)} = 2U_{t(0)} - U_{t(1)}$$

Chú ý

- Cần phân biệt sự khác nhau về ký hiệu giữa các trường hợp 0, 1, 2 trong bài giảng và trong sách Bài tập Cơ học đất của Vũ Công Ngữ
- Có 2 cách để tính N và U_t :
 - Tính theo công thức trong bài giảng
 - Sách bài tập CHĐ cho phép tra bảng để tính $N \longleftrightarrow U_t$

Bài giảng	Sách bài tập
TH 0	TH 0
TH 1	TH 2
TH 2	TH 1

Bài tập

CƠ HỌC ĐẤT

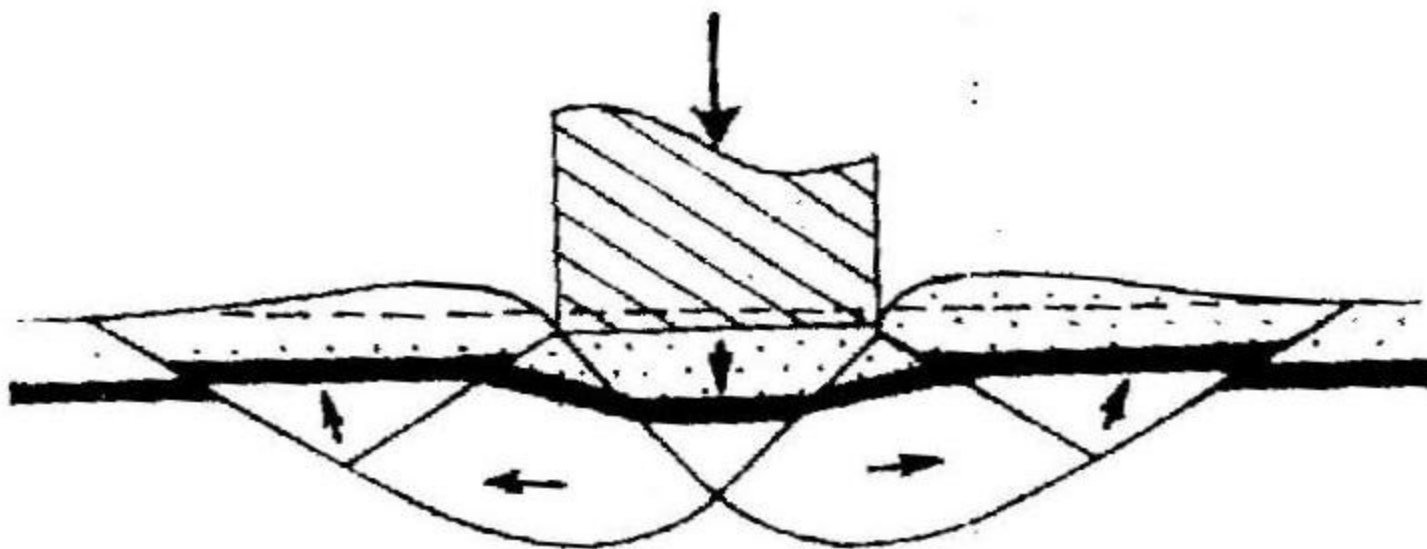
Chương 5

Khả năng chịu tải của nền móng công trình

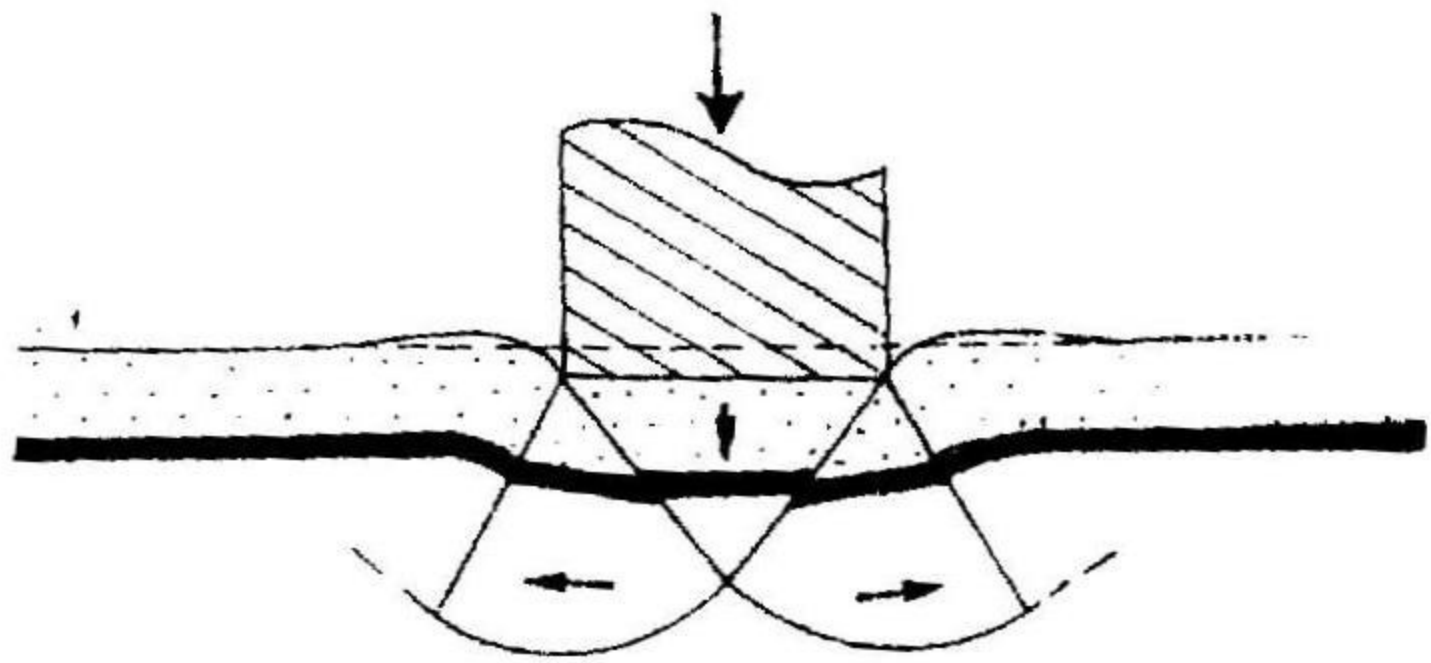
Ba giai đoạn làm việc của nền đất khi tăng tải

- Sức chịu tải cực hạn q_u (hay q_{gh}) là giá trị cường độ tải trọng thực mà tại đó đất bị phá hoại do trượt
- 3 dạng phá hoại cắt:
 - Phá hoại cắt tổng quát
 - Phá hoại cắt cục bộ
 - Phá hoại cắt kiểu xuyên

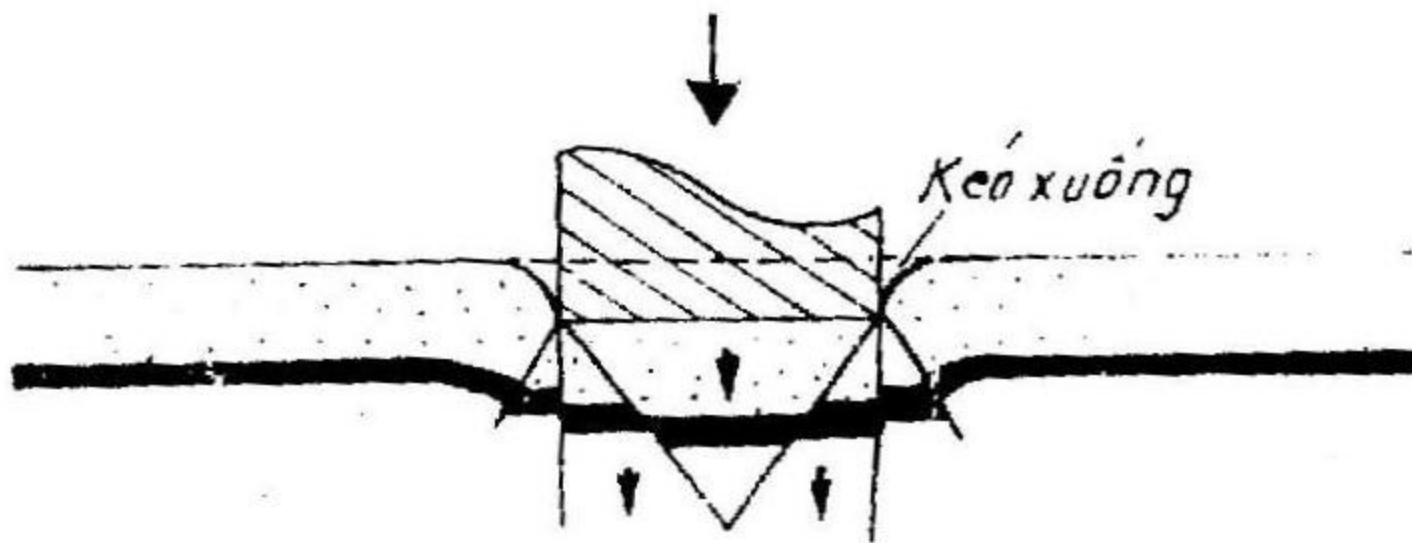
Phá hoại cắt tổng quát



Phá hoại cắt cục bộ

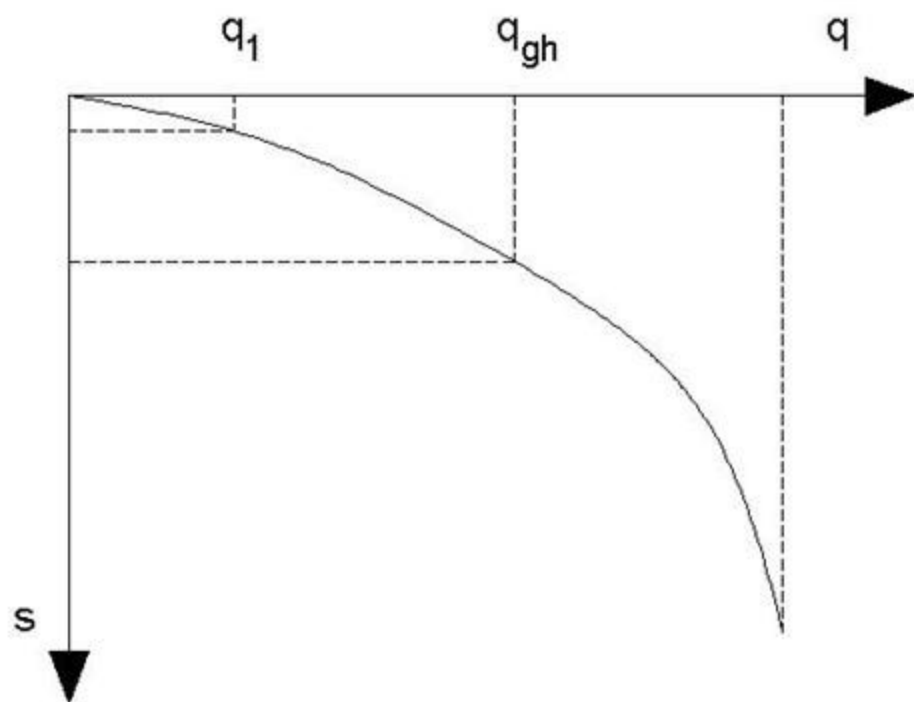


Phá hoại cắt kiểu xuyên



Ba giai đoạn làm việc của nền đất khi tăng tải

- Tăng từ từ tải trọng (ứng suất q) cho đến khi đất phá hoại trượt, ta sẽ được đồ thị quan hệ giữa độ lún ổn định s tương ứng với từng cấp tải trọng (ứng suất q)



Ba giai đoạn làm việc của nền đất khi tăng tải

- 1) $q < q_1$: giai đoạn nén chặt, quan hệ $q - s$ là quan hệ tuyến tính, đất được coi như trong trạng thái đàn hồi
- 2) $q_1 < q < q_{gh}$: giai đoạn chuyển tiếp, quan hệ $q - s$ là quan hệ phi tuyến
- 3) $q > q_{gh}$: giai đoạn phá hoại, nền đất bị phá hoại cùng với các biến dạng lớn (đường cong $s - p$ dốc đứng)

Sức chịu tải của nền đất

- Để nền đất không mất ổn định thì $q < q_{gh}$
- Khả năng chịu tải an toàn của đất nền:

$$q_s = \frac{q_{gh}}{F} + \gamma h$$

h : độ sâu chôn móng

F : hệ số an toàn

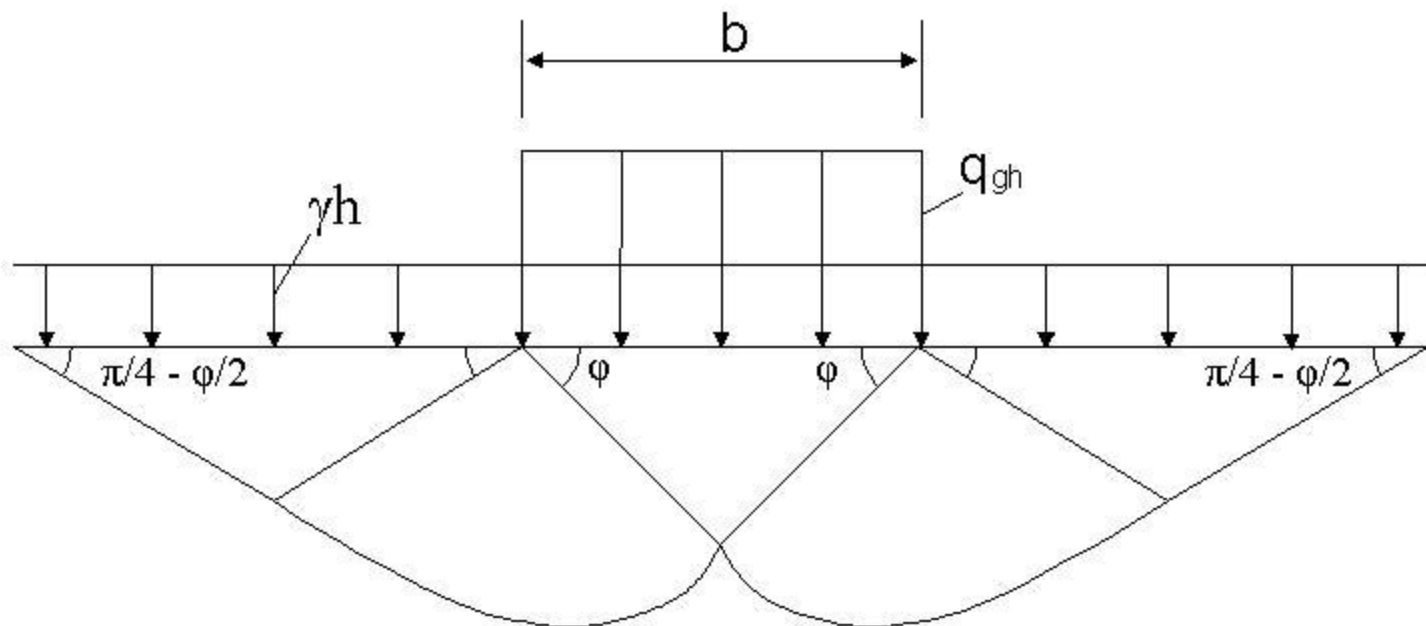
Các phương pháp tổng quát để xác định sức chịu tải của nền đất

- 1) Tính toán dựa trên một mặt trượt giả định và xét sự cân bằng của lăng thể trượt
- 2) Tính toán dùng kết quả của lý thuyết đàn hồi (xem đất là một bán không gian biến dạng tuyến tính)
- 3) Tính toán theo lý thuyết cân bằng giới hạn của môi trường rời

Xác định sức chịu tải q_{gh} của nền đất

Phương pháp Terzaghi

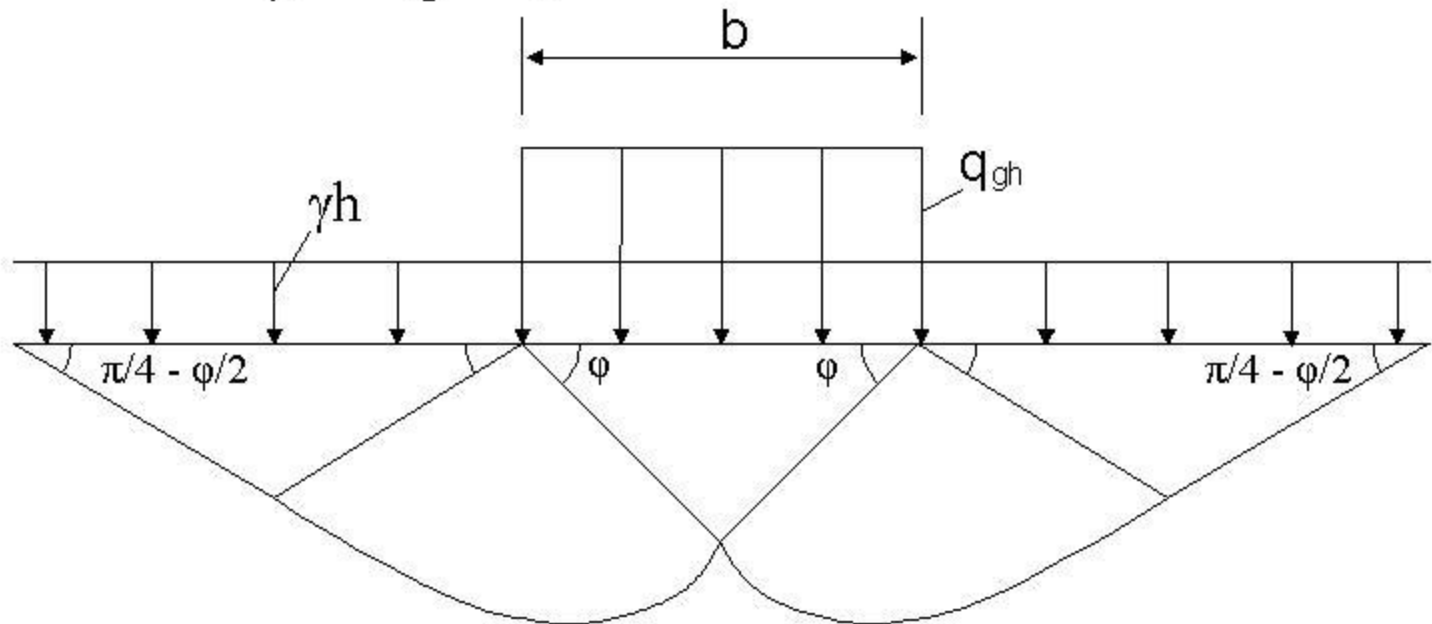
- Phá hoại cắt tổng quát
- Thực nghiệm cho thấy khi móng làm việc, một khối đất được gắn chặt với đáy móng tạo thành một nền đất
- Terzaghi đã xây dựng được đường trượt từ thực nghiệm, từ đó chỉ cần xét cân bằng tĩnh học của lăng thể trượt để có được q_{gh}



Phương pháp Terzaghi

$$q_{gh} = 0,5\gamma bN_{\gamma} + \gamma hN_q + cN_c$$

N_{γ} , N_q , N_c là các hệ số chịu tải, phụ thuộc $\varphi \rightarrow$
tra bảng N_{γ} , N_q , N_c của Terzaghi

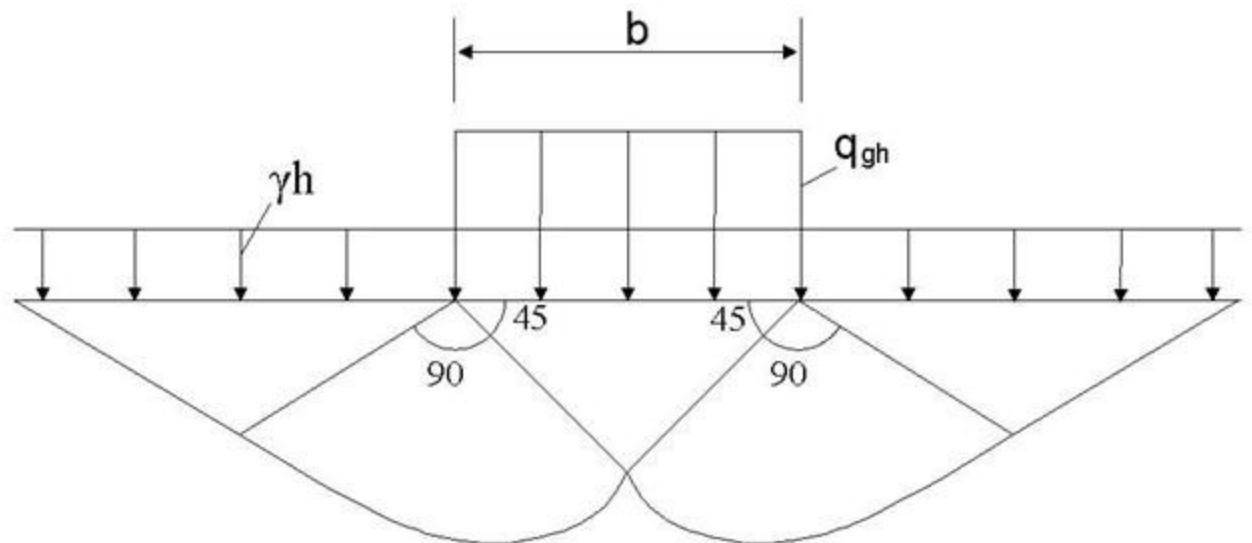


Xác định sức chịu tải q_{gh} của nền đất Cách làm của Bêrêzantxev (dựa theo phương pháp Terzaghi)

Bêrêzantxev, cũng bằng thực nghiệm, phát hiện thấy khi bị trượt đáy móng gắn với một nêm đất hình thành dưới đế móng (bởi ma sát đáy móng – đất). Khi móng đặt khá nông ($h/l < 0,5$) nêm đất có dạng tam giác vuông cân.

$$q_{gh} = \gamma b N_{\gamma} + \gamma h N_q + c N_c$$

N_{γ} , N_q , N_c là các hệ số chịu tải, phụ thuộc $\varphi \rightarrow$ tra bảng N_{γ} , N_q , N_c của Bêrêzantxev



Xác định sức chịu tải q_{gh} của nền đất

Phương pháp Xôcôlovski

- Phương pháp tính toán theo lý thuyết cân bằng giới hạn: Xôcôlovski xét một nửa mặt phẳng cân bằng giới hạn với giả thiết mọi điểm trong nền đất đều ở trạng thái cân bằng giới hạn, nghĩa là các ứng suất σ_z , σ_z , τ_{zx} của nó thỏa mãn điều kiện Mohr – Rankine. Xôcôlovski giải hệ 3 phương trình (biểu thức Mohr – Rankine cùng 2 phương trình cân bằng tĩnh học) \rightarrow

$$q_{gh}(x) = x\gamma N_\gamma + \gamma h N_q + cN_c$$

- N_γ , N_q , N_c là các hệ số chịu tải, phụ thuộc φ và δ (góc nghiêng của tải trọng) \rightarrow tra bảng N_γ , N_q , N_c của Xôcôlovski

Phương pháp Xêcôlovxki

Tải trọng giới hạn theo phương thẳng đứng:

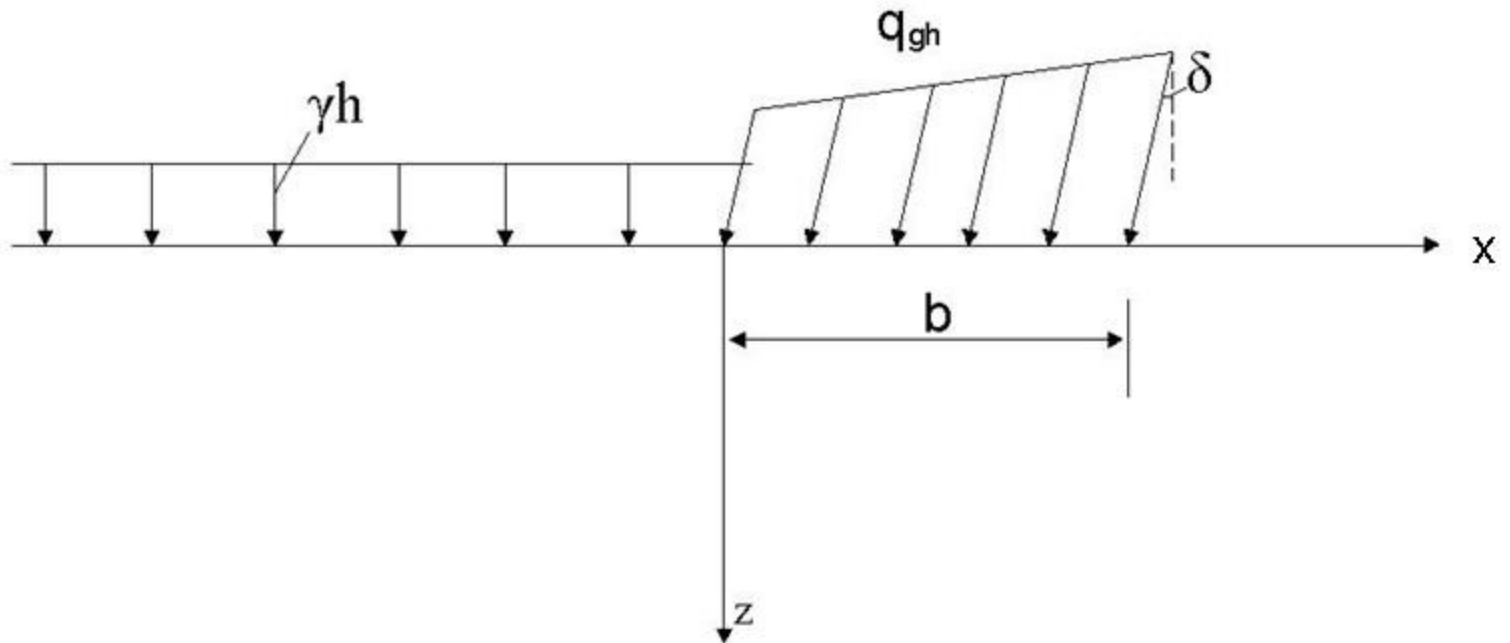
$$q_{gh}(x) = x\gamma N_\gamma + \gamma h N_q + c N_c$$

$$\rightarrow q_{gh}(0) = \gamma h N_q + c N_c$$

$$\rightarrow q_{gh}(b) = b\gamma N_\gamma + \gamma h N_q + c N_c$$

Tải trọng giới hạn theo phương thẳng ngang:

$$t_{gh}(x) = q_{gh}(x) \cdot \text{tg}(\delta)$$



Bài tập

- Móng băng có bề rộng $b = 3$ m đặt sâu $h = 1$ m. Nền đất có các chỉ tiêu cơ lý như sau: $\gamma = 18,5$ kN/m³, $c = 10$ kPa, $\varphi = 20^\circ$.
- Tính q_{gh} theo:
 - Terzaghi
 - Bêrêzantxev
 - Xôcôlovxki

Dùng phương pháp nào?

- Dùng công thức tính sức chịu tải giới hạn của Terzaghi:

$$q_{gh} = 0,5\gamma b N_{\gamma} + \gamma h N_q + c N_c$$

- Công thức trên có nhược điểm là:

- Chỉ dùng được cho móng băng
- Không kể đến góc nghiêng của tải trọng

- Công thức tổng quát của Terzaghi:

$$q_{gh} = s_{\gamma} i_{\gamma} \gamma b N_{\gamma} + s_q i_q \gamma h N_q + s_c i_c c N_c$$

- $N_q = e^{\pi \cdot \text{tg}\phi} \cdot \text{tg}^2(45^{\circ} + \phi/2)$ (Prandtl)

- $N_c = \cot\phi \cdot (N_q - 1)$ (Prandtl)

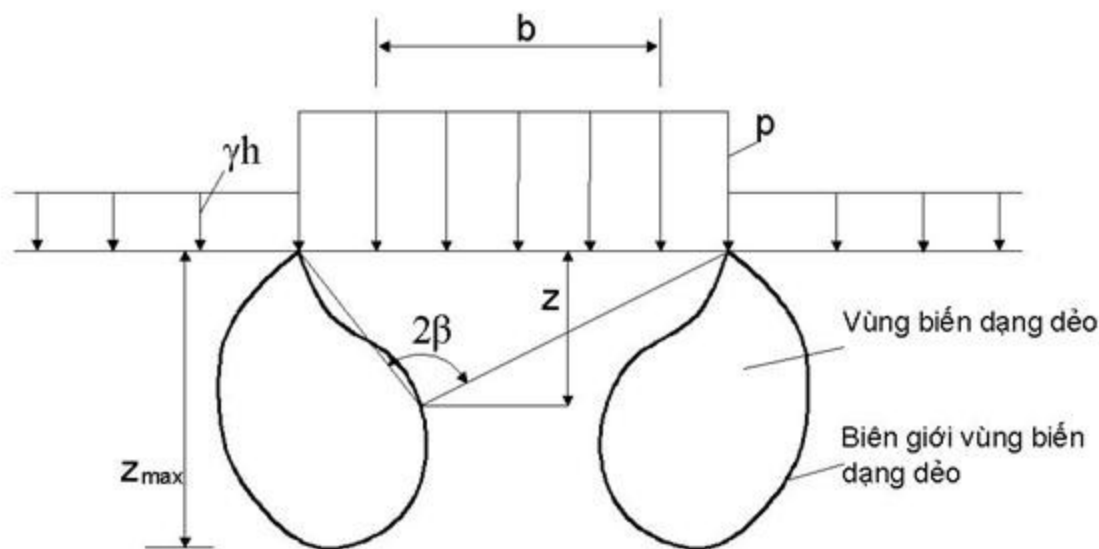
- Riêng với $\phi = 0 \rightarrow N_c = 5,14$

- $N_{\gamma} = 1,8 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}\phi$ (Hansen)

- Các công thức tính s_{γ} , s_q , s_c , i_{γ} , i_q , i_c , xem trang 264 sách bài tập Cơ học đất (Vũ Công Ngữ)

Xác định giới hạn tuyến tính q_m và $q_{1/4}$ theo giả thuyết nền là một bán không gian biến dạng tuyến tính

- Xác định ứng suất tại mỗi điểm trong nền đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài và trọng lượng bản thân
- Dựa vào điều kiện cân bằng của phân tố đất ta xác định được vùng cân bằng cực hạn (biến dạng dẻo)



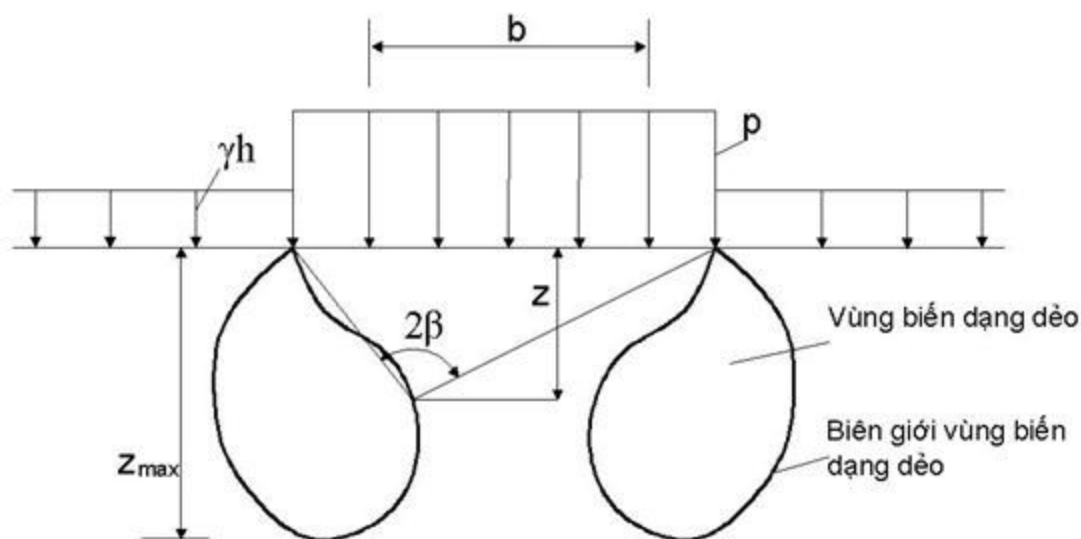
$$z = \frac{p - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \alpha} - 2\beta \right) - \frac{c}{\gamma} \cot g\varphi - h$$

- Độ sâu vùng biến dạng dẻo:

$$z_{max} = \frac{p - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi - h$$

- Tải trọng giới hạn theo độ sâu vùng biến dạng dẻo:

$$P_{gh} = P_{z_{max}} \frac{\pi \gamma (z_{max} + h + \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi)}{\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h$$

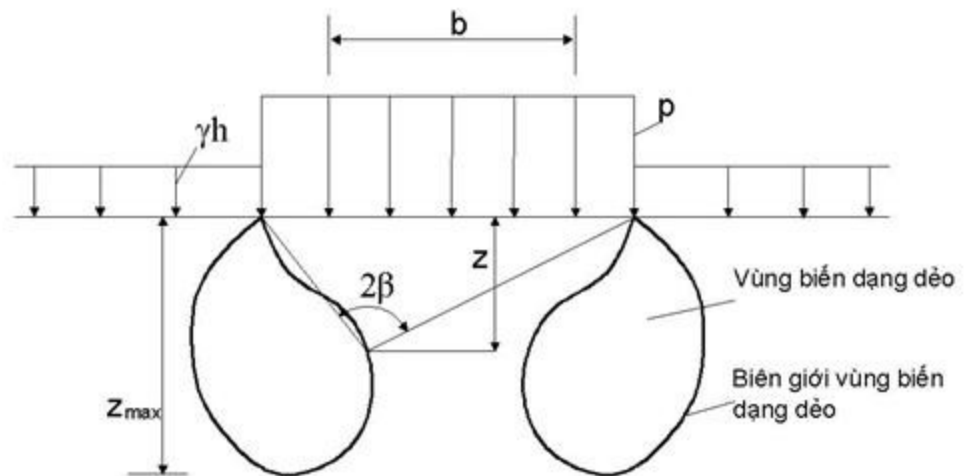


Lưu ý: những tính toán trên chỉ đúng khi trong nền đất không có biến dạng dẻo

Những tính toán trên chỉ đúng khi trong nền đất không có biến dạng dẻo \rightarrow công thức tính p_{gh} có thể dùng để xác định tải trọng ứng với lúc bắt đầu phát triển vùng biến dạng dẻo ($z_{max}=0$) gọi là tải trọng mép:

$$p_m = \frac{\pi\gamma\left(h + \frac{c}{\gamma} \cot g\varphi\right)}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h$$

Nhận xét: p_m rất bé vì thực chất nó chưa đụng chạm tới vấn đề ổn định của đất nền (khi đất biến dạng dẻo)

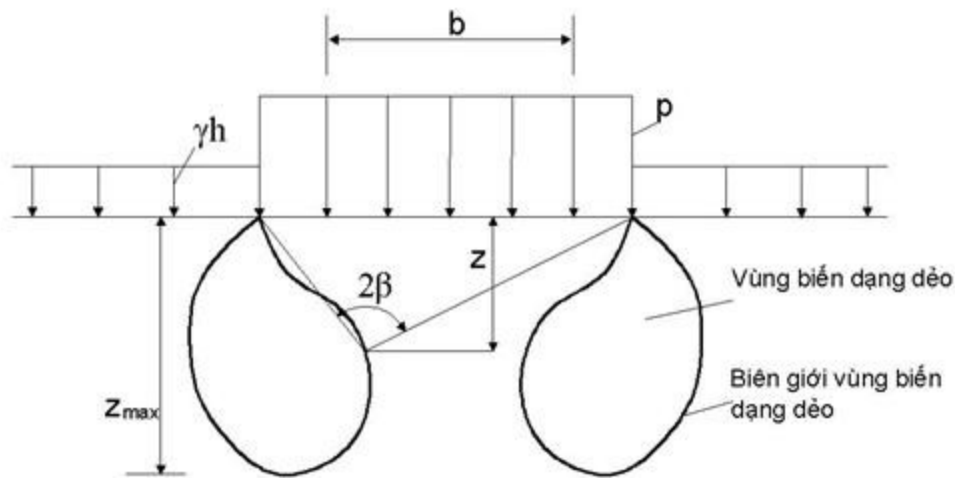


Nhận xét: p_m rất bé vì thực chất nó chưa đụng chạm tới vấn đề ổn định của đất nền (khi đất biến dạng dẻo) \rightarrow chấp nhận giả thiết đất nền ổn định khi $z_{max} = 1/4b$

$$p_{1/4} = \frac{\pi\gamma\left(\frac{b}{4} + h + \frac{c}{\gamma} \cot g\varphi\right)}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h$$

Nhận xét: p_m rất bé vì thực chất nó chưa đụng chạm tới vấn đề ổn định của đất nền (khi đất biến dạng dẻo)

2 giá trị p_m và $p_{1/4}$ được gọi là tải trọng giới hạn tuyến tính của nền đất



Chương 6.

Áp lực đất lên tường chắn

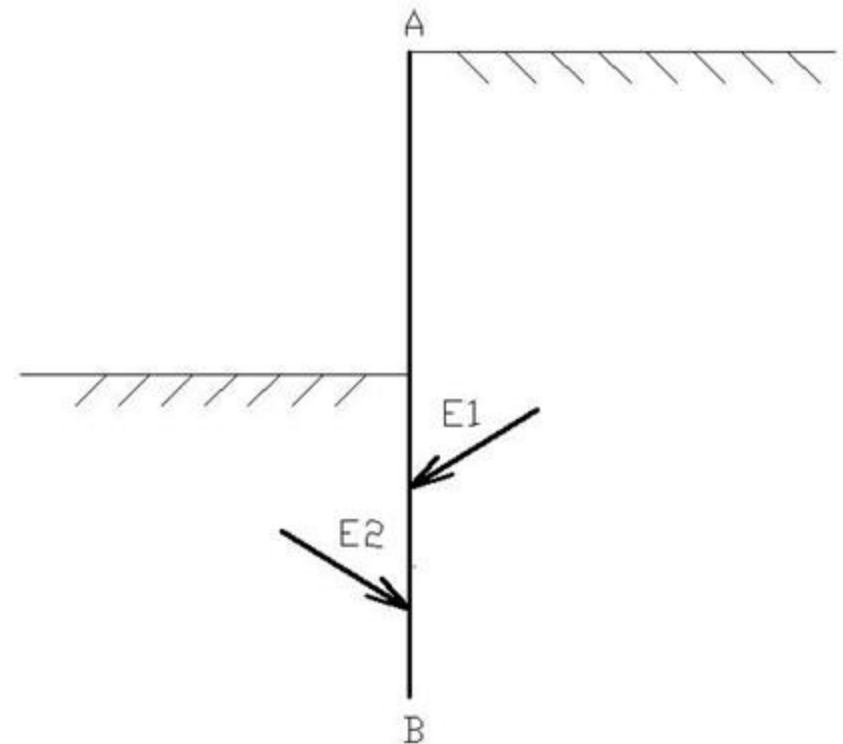
ThS Phạm Sơn Tùng

Định nghĩa tường chắn – Ba dạng tường chắn chính

- Tường chắn là công trình xây dựng để giữ ổn định mái đất, tránh cho đất bị sụt lở
- Sử dụng rộng rãi trong xây dựng dân dụng cũng như xây dựng cầu đường, các công trình ngầm
- Ba dạng tường chắn chính:
 1. Tường cọc bản
 2. Tường trọng lực
 3. Tường kiểu thước thợ

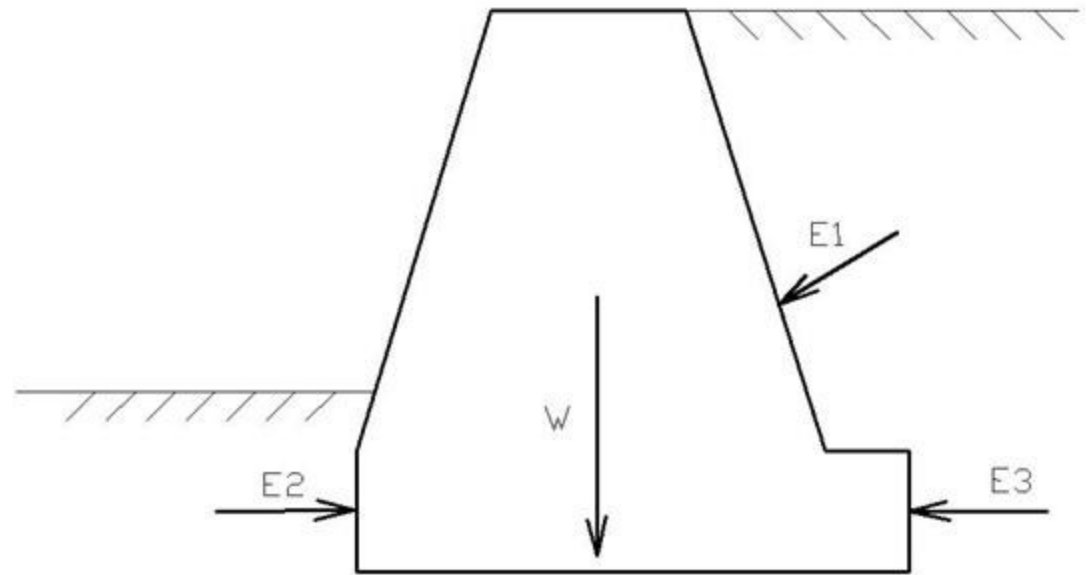
Tường cọc bản

- Kết cấu rất phổ biến để bảo vệ công trình và chống sạt lở bờ sông
- Bằng gỗ, ván thép, hoặc bê tông
- Cơ chế làm việc: dựa vào phản lực của đất ở chân tường
- Thường có thêm neo để tường làm việc tốt hơn



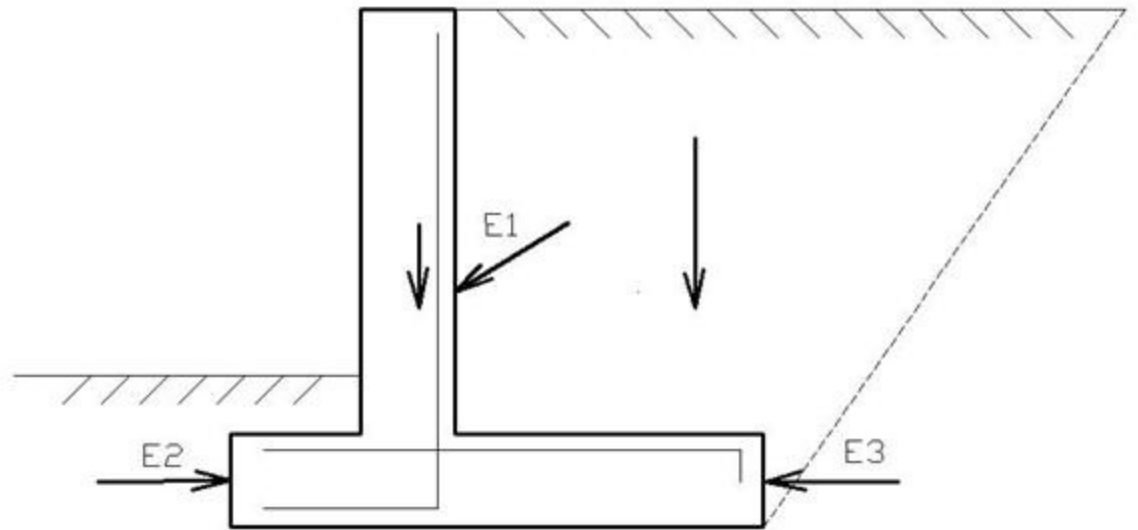
Tường trọng lực

- Giữ ổn định mái đất nhờ trọng lượng bản thân tường
- Làm bằng vật liệu nặng như bê tông, đá



Tường kiểu thước thợ

- Giữ ổn định mái đất nhờ trọng lượng bản thân tường và chủ yếu là nhờ trọng lượng đất phía trên móng tường
- Thường làm bằng bê tông cốt thép



Ba dạng áp lực lên tường chắn – Quan hệ giữa áp lực và dịch chuyển ngang lưng tường

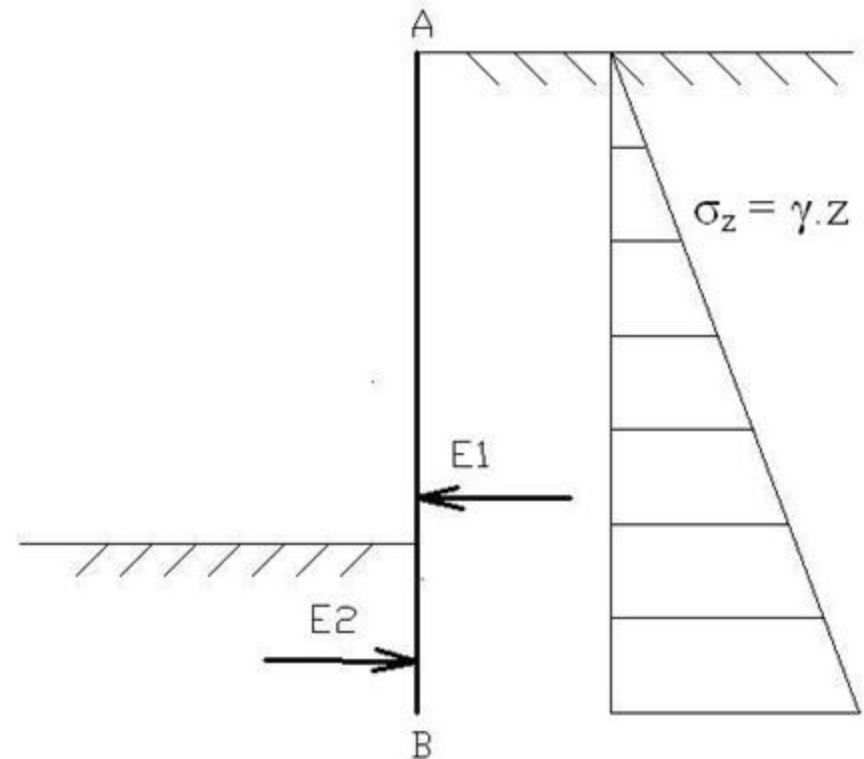
- Đất tác dụng lên lưng tường một áp lực E

- E là tổng hợp các ứng suất ngang của đất tác dụng lên lưng tường:

$$E = \sum \sigma = \sum K \cdot \sigma_z$$

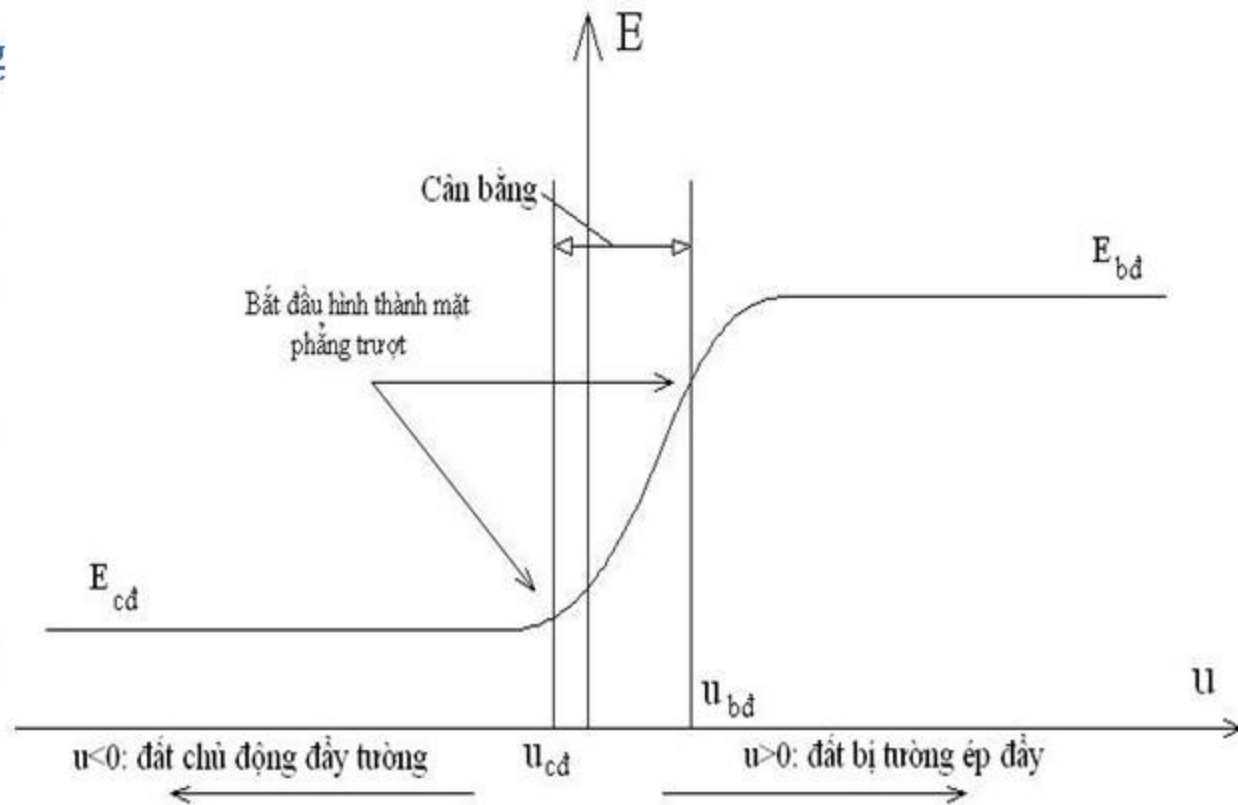
- Giá trị K phụ thuộc vào sự chuyển dịch tương đối giữa lưng tường và đất:

1. $K_t \rightarrow$ Áp lực tĩnh: E_t
2. $K_{cd} \rightarrow$ Áp lực chủ động: E_{cd}
3. $K_{bd} \rightarrow$ Áp lực bị động: E_{bd}



Ba dạng áp lực lên tường chắn – Quan hệ giữa áp lực và dịch chuyển ngang lưng tường

- Áp lực tĩnh E_t : khi chuyển dịch của tường bằng 0
- Áp lực chủ động E_{cd} : đất đẩy tường chuyển dịch ra xa mái đất và đạt đến trạng thái cân bằng giới hạn dưới
- Áp lực bị động E_{bd} : tường đẩy đất và dịch chuyển về phía mái đất, đồng thời đạt trạng thái cân bằng giới hạn trên

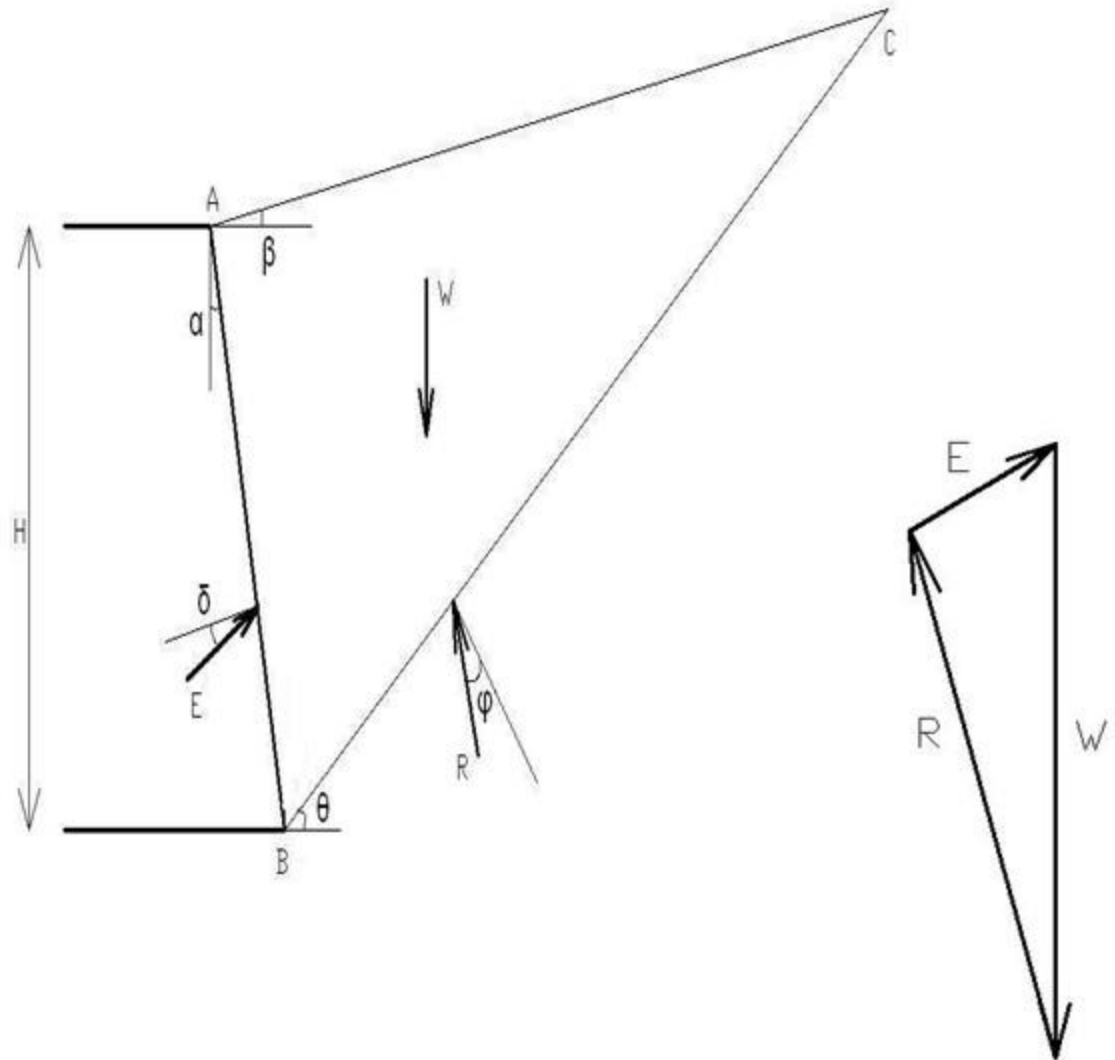


Áp lực chủ động đất rời tác dụng lên tường chắn

Lý thuyết Coulomb

Các giả thuyết cơ sở:

- Khối đất sau tường chắn trượt theo một mặt phẳng trượt BC
- Lãng thể trượt ABC xem như là một cố thể: khi trượt thì trượt toàn khối chứ không rời ra
- Lãng thể trượt ABC ở trạng thái cân bằng giới hạn (cân bằng tĩnh)
- Xét 1 m chiều dài tường chắn



Tính toán áp lực đất rời lên tường chắn theo lý thuyết Coulomb

Xét sự cân bằng tĩnh của lăng
thể trượt ABC: sự cân bằng
của 3 lực E, R và W

$$\Rightarrow E = f(\alpha, \beta, \delta, \gamma, \varphi, \theta)$$

δ : góc ma sát giữa đất và tường
chắn

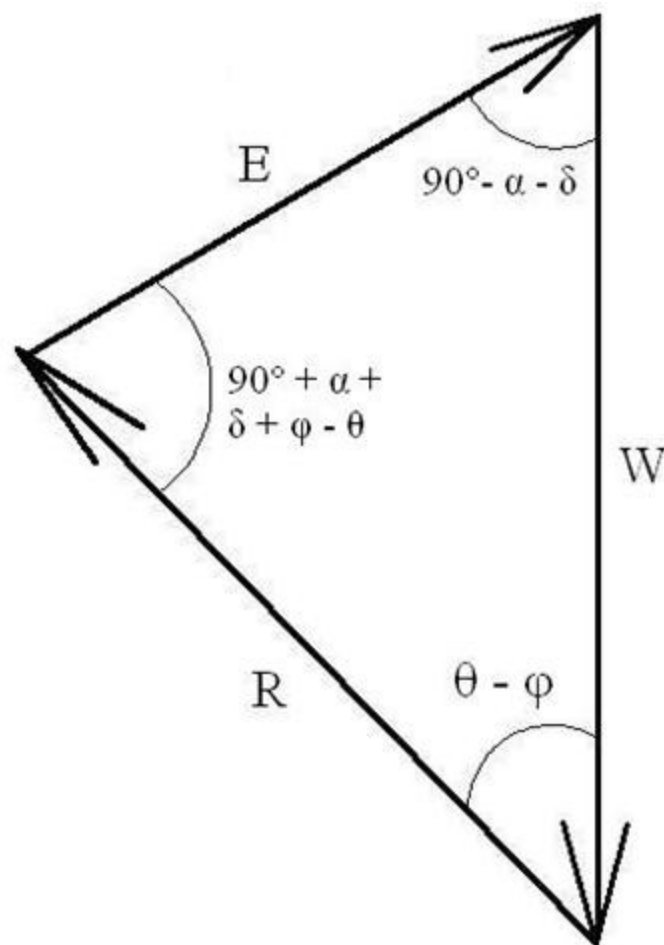
φ : góc ma sát trong của đất

$\alpha, \beta, \delta, \gamma, \varphi$: xác định được từ
ban đầu

θ : góc của mặt phẳng trượt BC
(chưa biết)

$$\Rightarrow E = f(\theta)$$

$$W = \gamma \cdot S_{\Delta ABC}$$



Tính toán áp lực đất rời lên tường chắn theo lý thuyết Coulomb

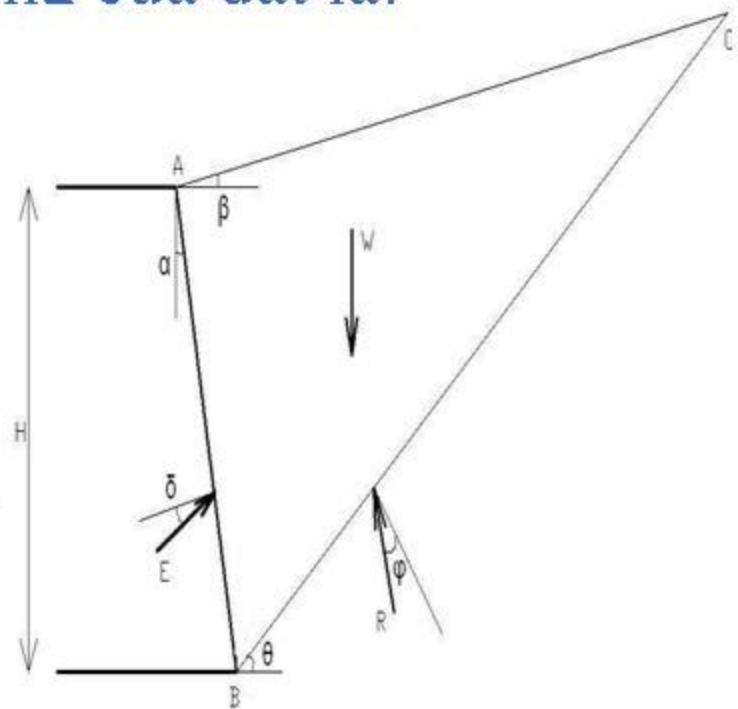
$\frac{dE}{d\theta} = 0 \Rightarrow \theta = \theta_0 \Rightarrow$ giá trị cực tiểu của E (áp lực của tường lên đất khi lăng thể đất bị trượt)

Công thức chung tính áp lực chủ động của đất là:

$$E_a = \frac{1}{2} \lambda_a \gamma H^2$$

λ_a : hệ số áp lực chủ động

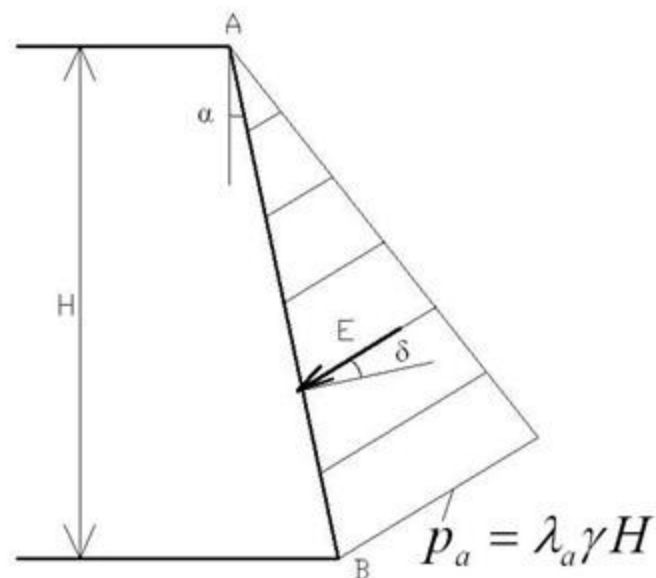
$$\lambda_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \alpha) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$



Tính toán áp lực đất rời lên tường chắn theo lý thuyết Coulomb

Áp lực đất phân bố theo chiều cao tường:

$$p_a = \lambda_a \cdot \gamma \cdot z$$



Trong điều kiện đơn giản nhất: $\alpha = \beta = \delta = 0$, ta có:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

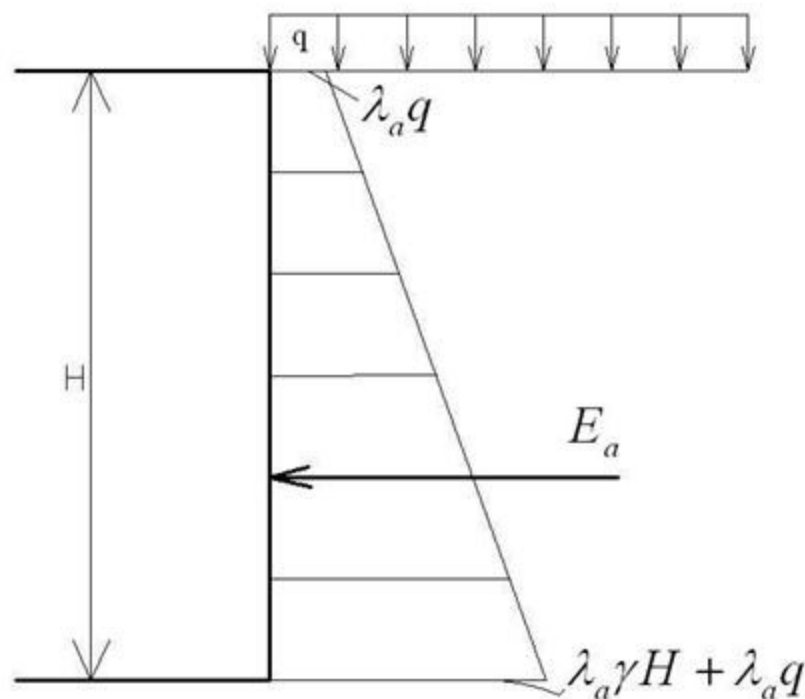
Tính toán áp lực đất rời lên tường chắn theo lý thuyết Coulomb
Trường hợp trên mặt đất có tải trọng thẳng đứng phân bố đều
cường độ q

Trong trường hợp $\alpha = \beta$
 $= \delta = 0$:

$$p_a = \lambda_a \cdot \gamma \cdot z + \lambda_a \cdot q$$

$$E_a = \frac{1}{2} \lambda_a \gamma H^2 + \lambda_a q H$$

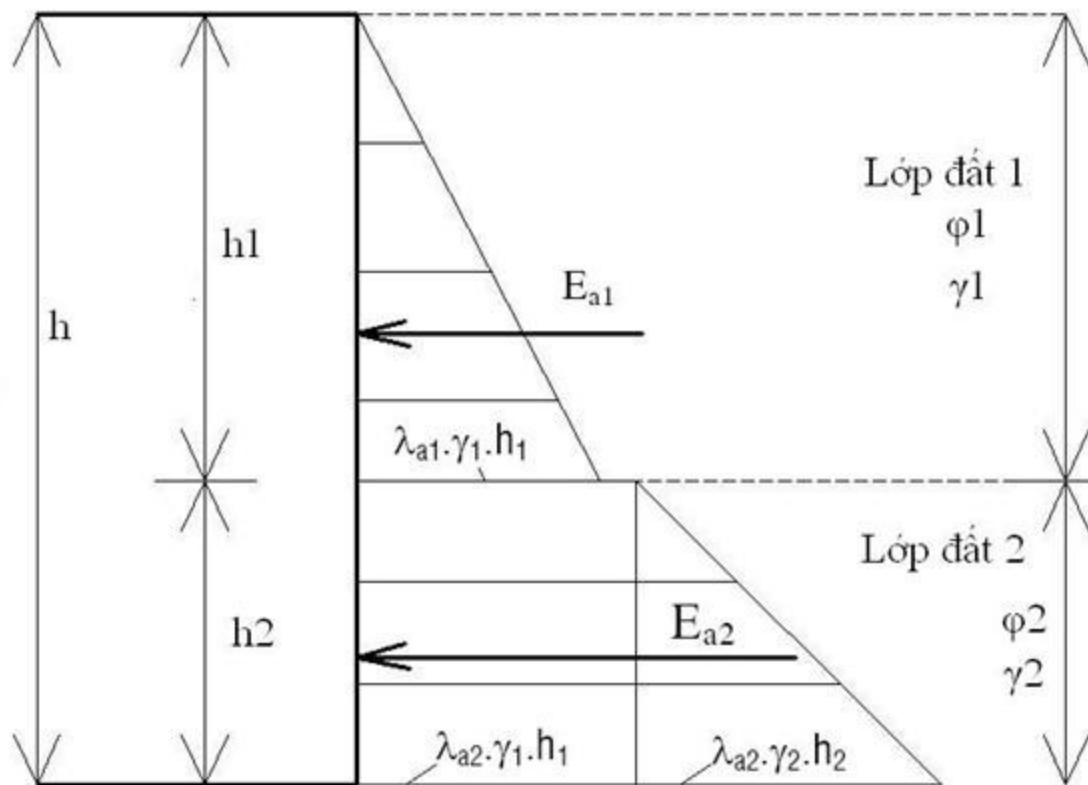
λ_a xác định như trên



Tính toán áp lực đất rời lên tường chắn theo lý thuyết Coulomb

Trường hợp đất sau lưng tường gồm nhiều lớp đất song song

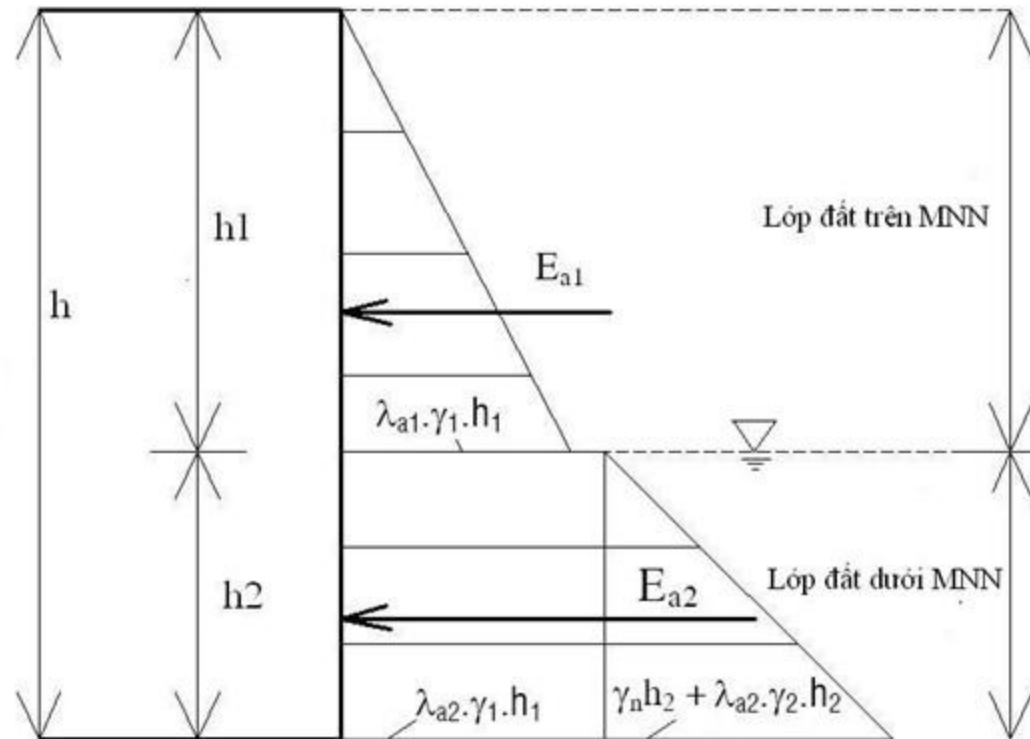
- Chia tường thành nhiều đoạn ứng với các lớp đất
- Áp lực lớp đất đầu tiên lên tường chắn tính bình thường
- Với lớp đất phía dưới: thay thế lớp đất bên trên bằng tải trọng thẳng đứng phân bố đều tác dụng lên mặt phân cách giữa 2 lớp đất



Tính toán áp lực đất rời lên tường chắn theo lý thuyết Coulomb

Trường hợp đất sau lưng tường có mực nước ngầm

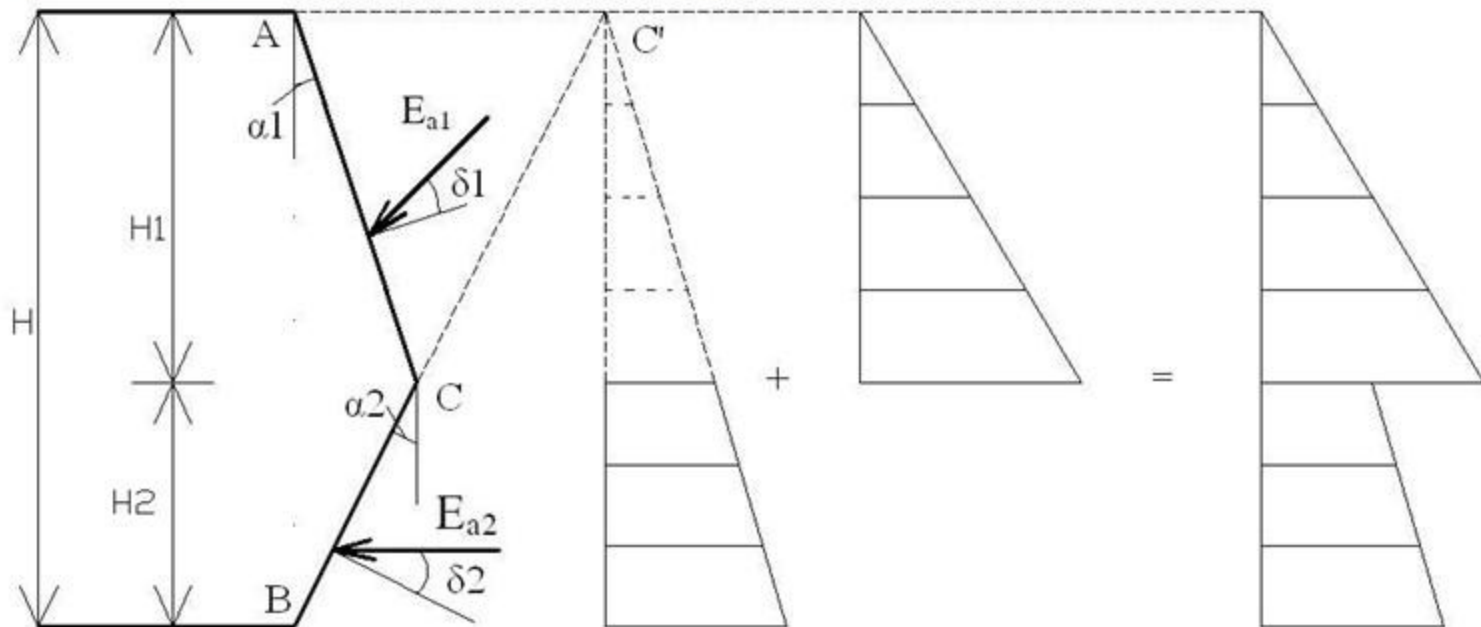
- Coi đất gồm 2 lớp:
lớp đất phía trên mực nước ngầm và lớp đất phía dưới mực nước ngầm
- Bài toán trở về trường hợp lớp đất gồm 2 lớp đất song song như ở trên
- Chú ý: $\gamma_2 = \gamma_{bh} - \gamma_n$



Tính toán áp lực đất rời lên tường chắn theo lý thuyết Coulomb

Trường hợp lưng tường gãy khúc

- Chia tường thành nhiều đoạn ứng với các gãy khúc
- Đoạn đầu tiên (AC): tính toán bình thường
- Đoạn tiếp sau: kéo dài tường chắn đến khi gặp mặt đất. Ta sẽ tính áp lực đất lên lưng tường BC'. Vẽ biểu đồ áp lực đất lên lưng tường BC', sau đó bỏ đi phần ứng với đoạn CC'



Bài tập

1. Có 1 tường chắn đất cao 6 m, lưng tường có góc nghiêng $\alpha = -15^\circ$. Đất đắp sau tường có mặt nghiêng dưới góc $\beta = 25^\circ$. Đất đắp là đất cát, trọng lượng riêng $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, góc ma sát trong $\varphi = 30^\circ$
2. Có 1 tường chắn đất cao 7 m, $\alpha = \beta = \delta = 0$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$. Tải trọng đứng phân bố đều trên mặt đất sau lưng tường chắn $q = 15 \text{ kN/m}^2$
3. Có 1 tường chắn đất cao 8 m, $\alpha = \beta = \delta = 0$; đất đắp sau lưng tường gồm 2 lớp:
 $h_1 = 3 \text{ m}$, $\gamma_1 = 16 \text{ kN/m}^3$, $\varphi_1 = 30^\circ$
 $h_2 = 5 \text{ m}$, $\gamma_2 = 18 \text{ kN/m}^3$, $\varphi_2 = 15^\circ$

Cơ học đất

Chương 7

Ổn định mái dốc

Giảng viên: ThS. Phạm Sơn Tùng

Ổn định mái dốc

1. Mở đầu

2. Hai bài toán đơn giản

2.1. Góc nghiêng lớn nhất của mái đất rời lý tưởng ($c = 0, \varphi > 0$)

2.2. Chiều cao lớn nhất của mái dốc đứng đất dính lý tưởng

3. Kiểm tra ổn định mái dốc bằng phương pháp mặt trụ tròn

4. Hai bài toán đơn giản của lý thuyết môi trường cân bằng giới hạn

4.1. Tải trọng giới hạn P_{gh} trên mặt bờ dốc có góc nghiêng α cho trước

4.2. Hình dạng của mái dốc cân bằng ổn định giới hạn

Mái dốc



Mái dốc



Mái dốc

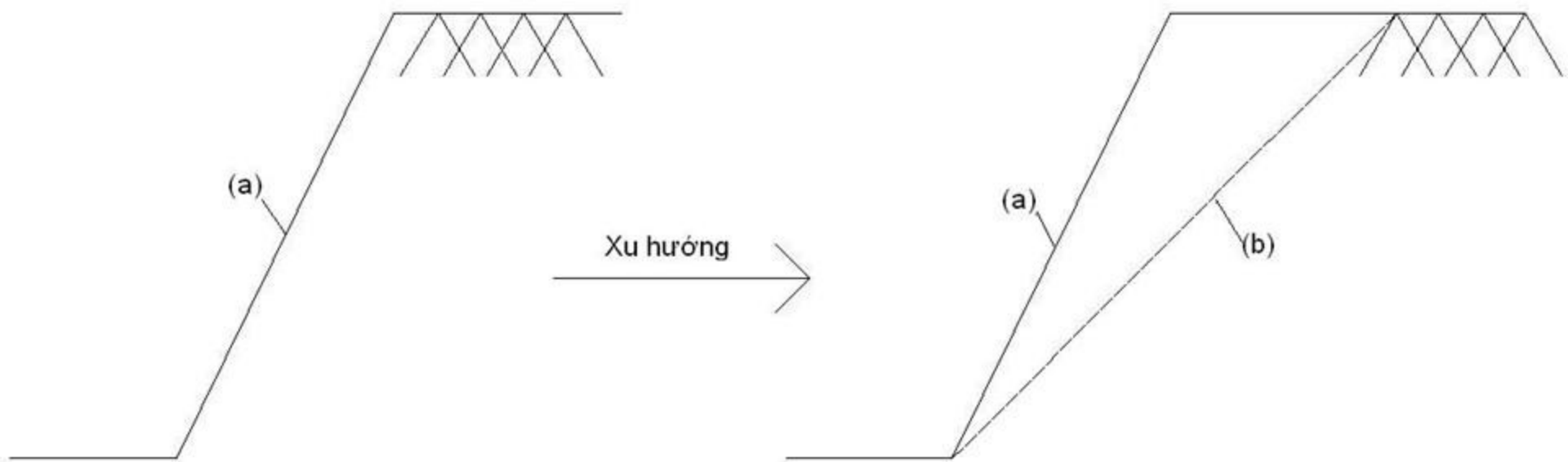


Mái dốc



Mở đầu

- Mái dốc tự nhiên hoặc nhân tạo
- Xu hướng: giảm độ dốc đến một dạng ổn định hơn => khối đất đá di chuyển



Ba dạng di chuyển của mái dốc

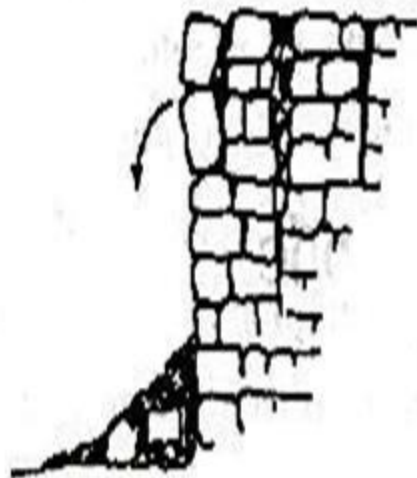
1. Sụt lở

2. Trượt: khối đất đá *không bị xáo động* trong khi trượt dọc theo *một mặt xác định*

1. Trượt tịnh tiến

2. Trượt xoay

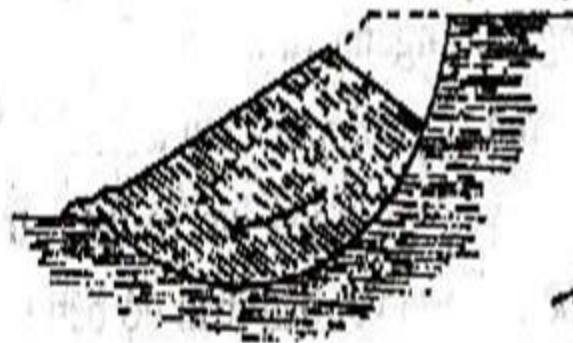
3. Trượt dòng: khối đất đá *bị xáo động* và di chuyển như một khối *chất lỏng*



a) Sụt lở



b) Trượt tịnh tiến



c) Trượt xoay



d) Trượt dòng

Sự lở



Trượt dòng



Trượt xoay



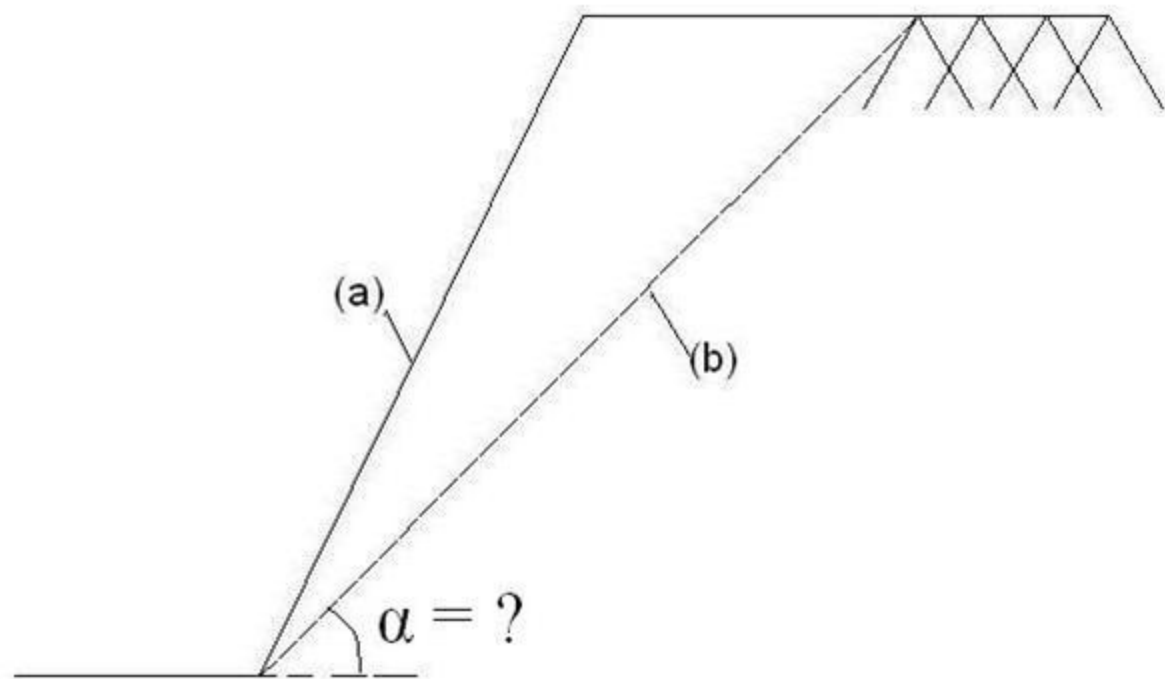
Độ dốc bao nhiêu là hợp lý?

1. **Kinh tế:** thể tích đất đào vừa phải

→ a tối ưu hơn b

2. **An toàn:** tránh xảy ra mất ổn định mái đất

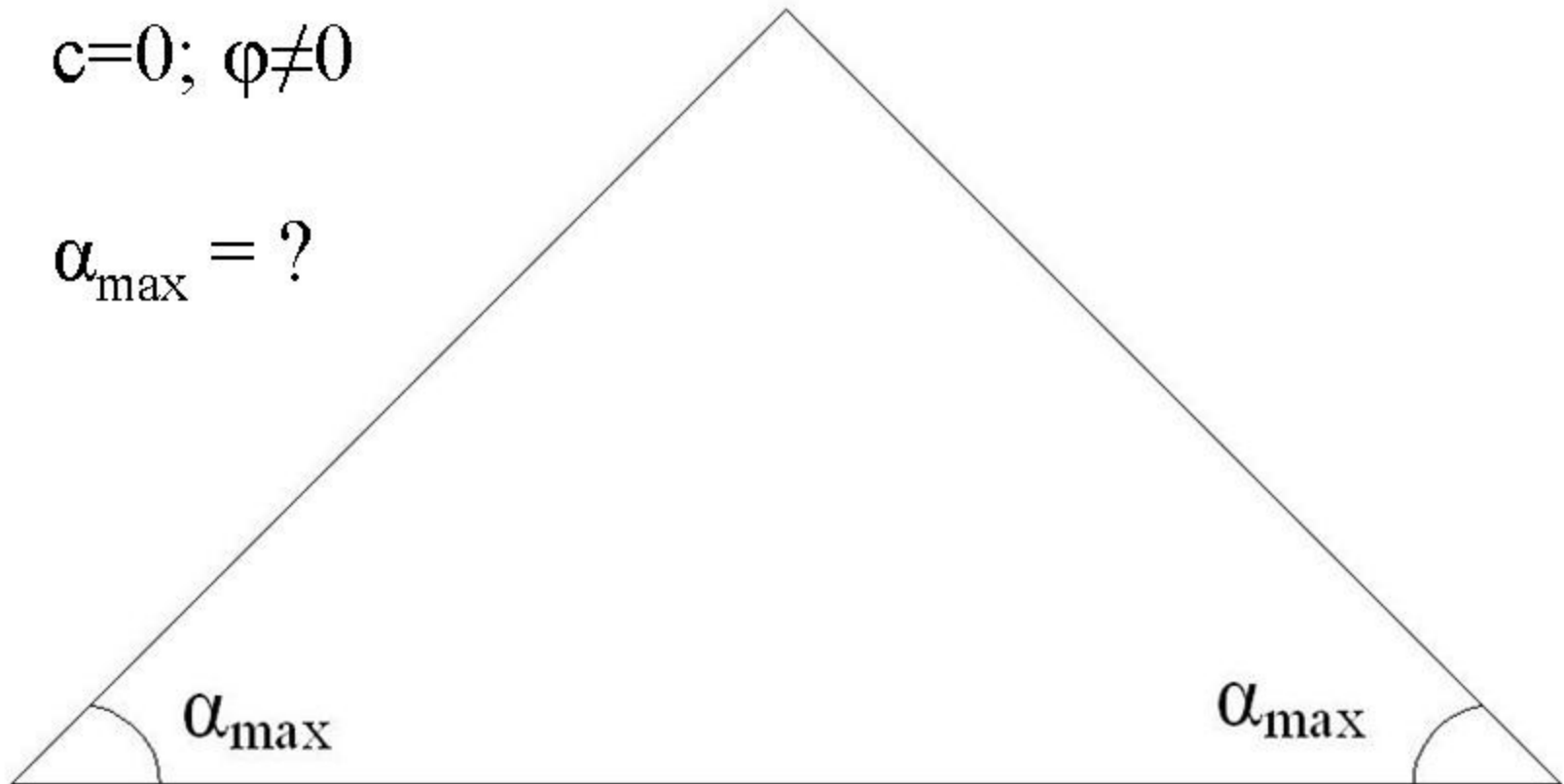
→ b tối ưu hơn a



Góc nghiêng lớn nhất của mái đất rời lý tưởng

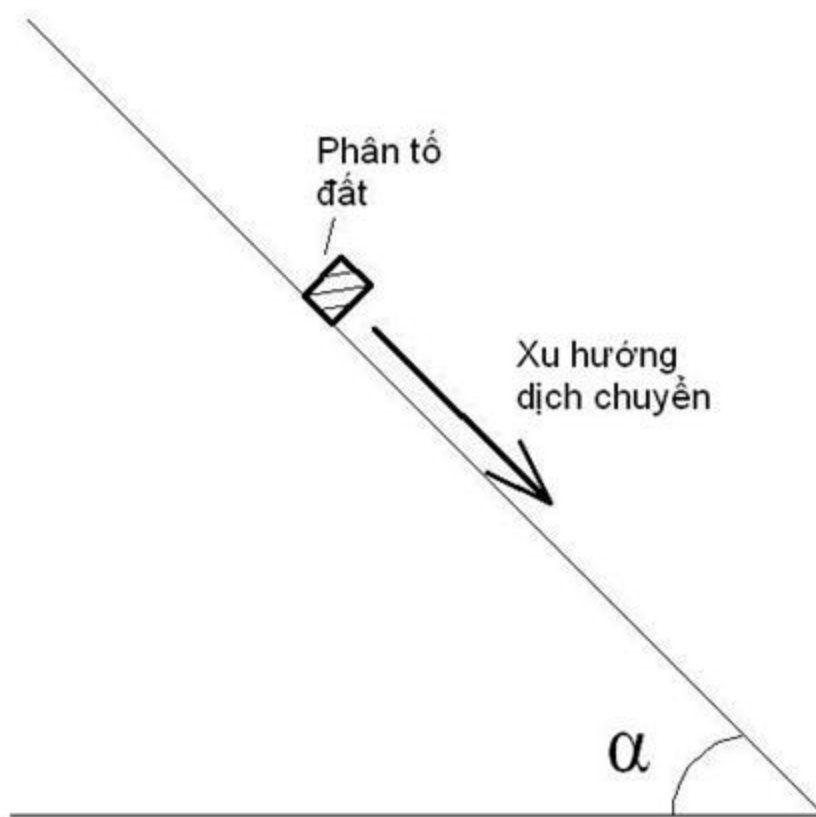
$$c=0; \varphi \neq 0$$

$$\alpha_{\max} = ?$$



Góc nghiêng lớn nhất của mái đất rời lý tưởng

Xét cân bằng tĩnh của một phân tử đất trên mặt mái dốc

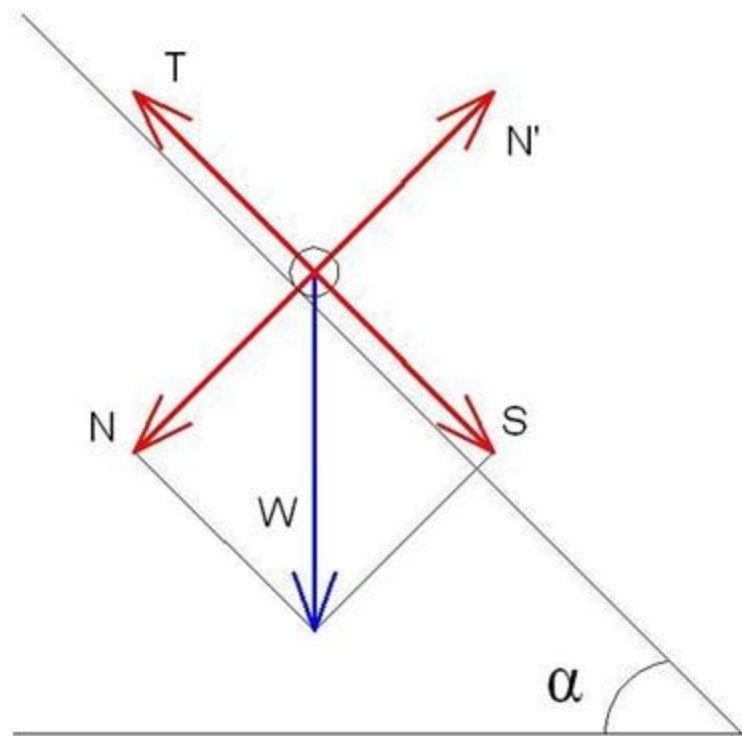


Góc nghiêng lớn nhất của mái đất rời lý tưởng

- Xét cân bằng tĩnh của một phân tử đất trên mặt mái dốc

$$\vec{W} = \vec{N} + \vec{S}$$

- $N = W \cdot \cos\alpha$
- $S = W \cdot \sin\alpha$
- Lực kéo phân tử đất trượt: **S**
- Lực giữ phân tử đất là lực ma sát: **T**
- $T = N \cdot \operatorname{tg}\varphi$



$$\vec{W} + \vec{T} + \vec{N}' = 0$$

Góc nghiêng lớn nhất của mái đất rời lý tưởng

Xét cân bằng giới hạn

$(\alpha = \alpha_{\max})$:

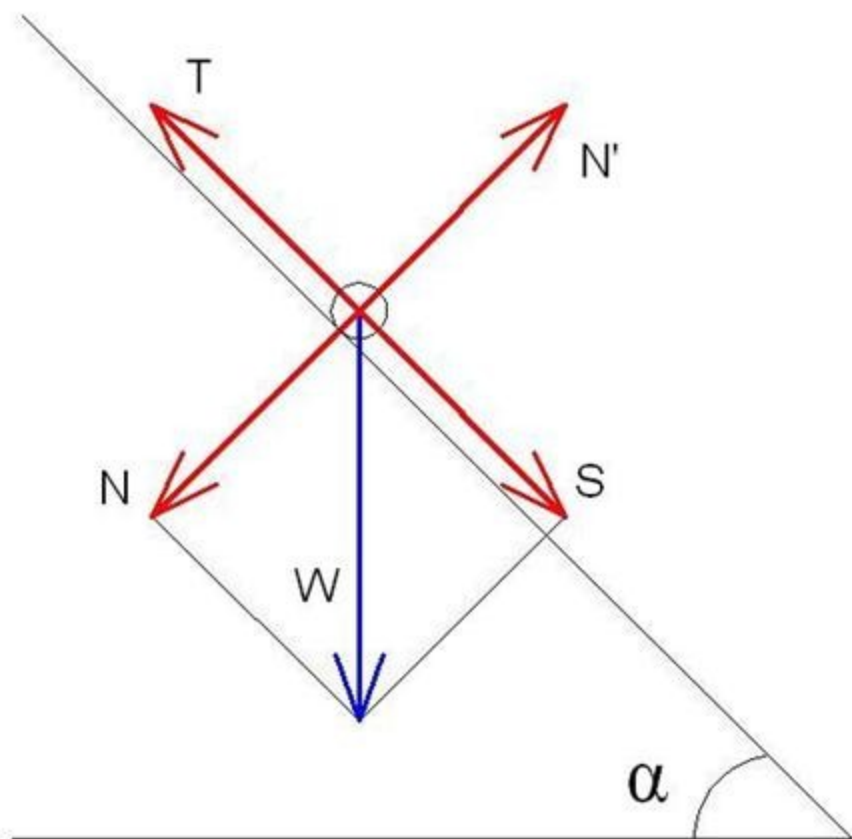
$$\Rightarrow S = T$$

$$\rightarrow W \cdot \sin \alpha_{\max} = N \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

$$\rightarrow W \cdot \sin \alpha_{\max} = W \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

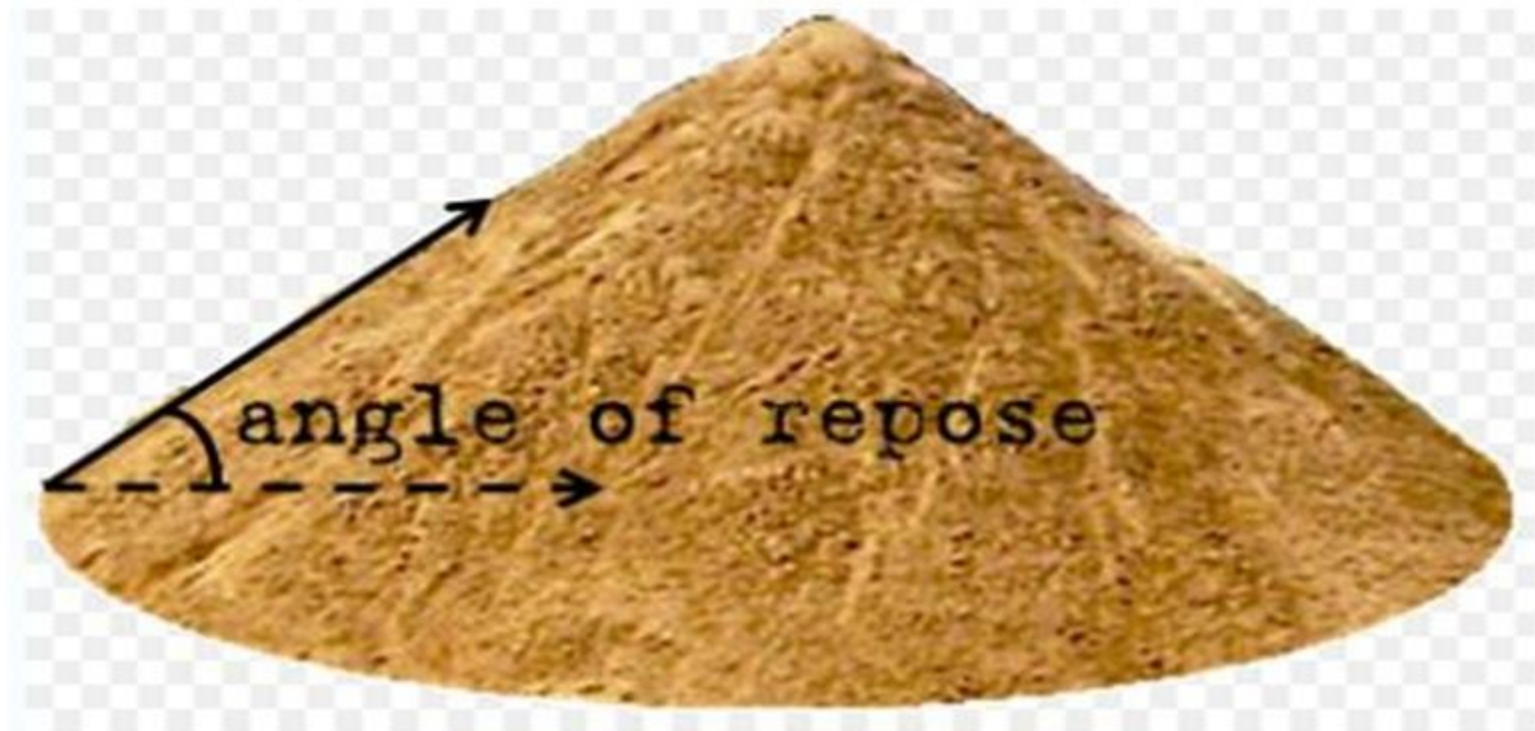
$$\rightarrow \operatorname{tg} \alpha_{\max} = \operatorname{tg} \varphi$$

$$\rightarrow \alpha_{\max} = \varphi$$



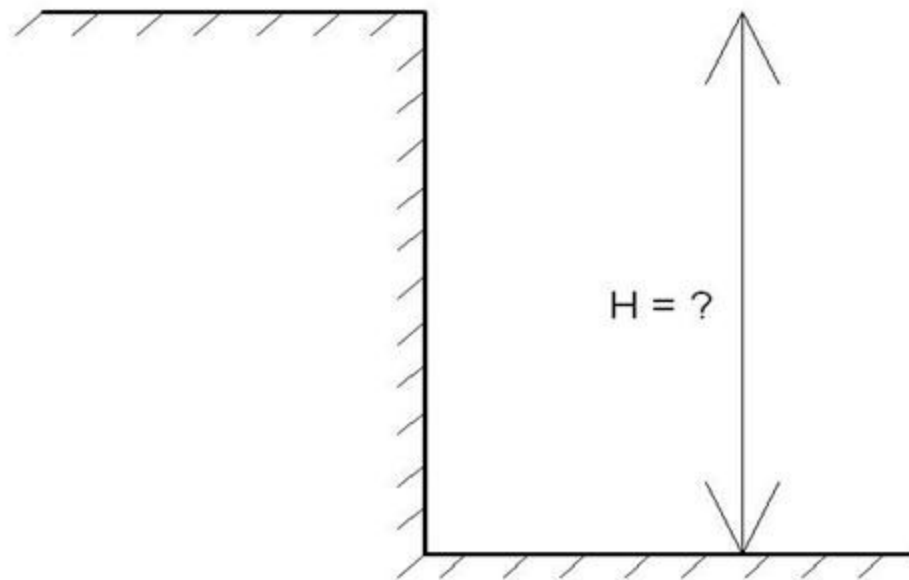
Góc nghiêng lớn nhất của mái đất rời lý tưởng

$$\alpha_{\max} = \varphi$$



Chiều cao lớn nhất của mái dốc đứng đất dính lý tưởng

- Lực dính c
- Trọng lượng riêng γ
- Góc ma sát trong $\varphi = 0$



Chiều cao lớn nhất của mái dốc đứng đất dính lý tưởng

Xét cân bằng tĩnh của khối đất

ABC:

$$W = \gamma \cdot S_{\Delta ABC} = \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot h \cdot (h \cdot \tan \alpha)$$

$$\vec{W} = \vec{N} + \vec{S}$$

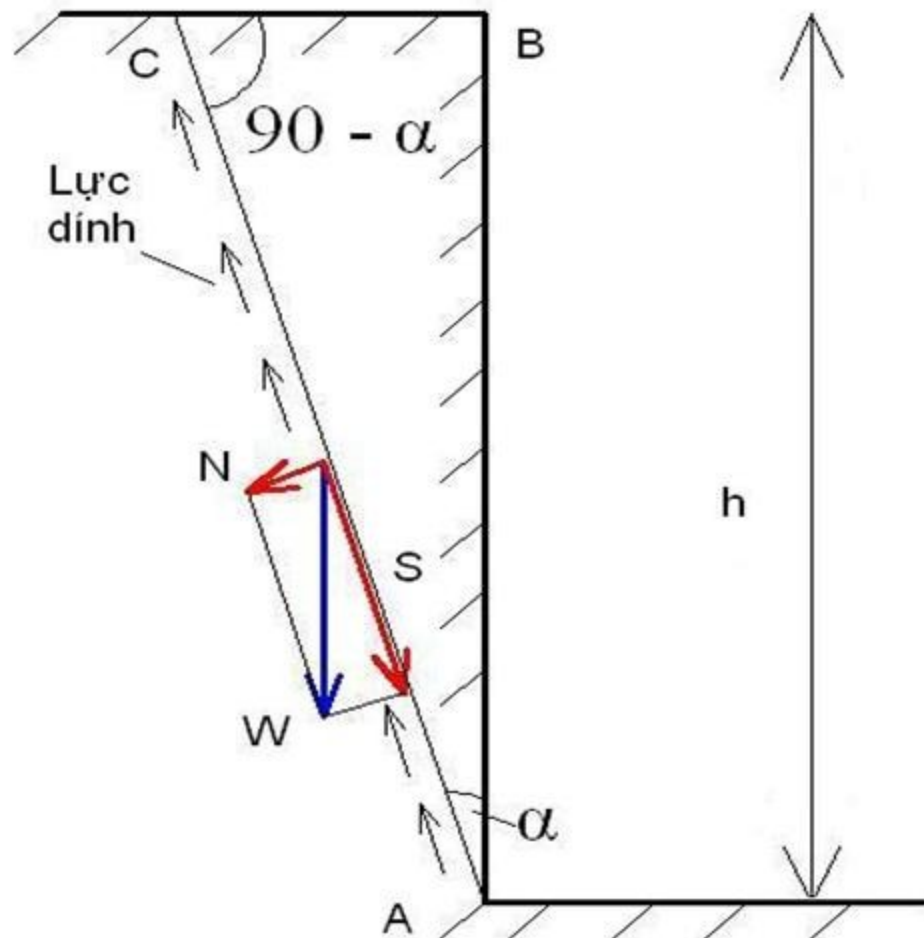
1) Lực gây trượt mái đất là **S**:

$$S = W \cdot \cos \alpha$$

2) $\tau = \sigma \tan \varphi + c = c$

=> Lực giữ mái đất là **lực dính**

$$F_c = c \cdot h / \cos \alpha$$



Chiều cao lớn nhất của mái dốc đứng đất dính lý tưởng

- Hệ số an toàn

$F_s = \text{lực giữ ổn định} / \text{lực gây mất ổn định}$

$$F_s = \frac{F_g}{S}$$



$$F_s = \frac{2c}{h \cdot \gamma \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}$$

- Góc $\alpha = ?$

- $F_{s \min} \Leftrightarrow \sin 2\alpha_{\max}$

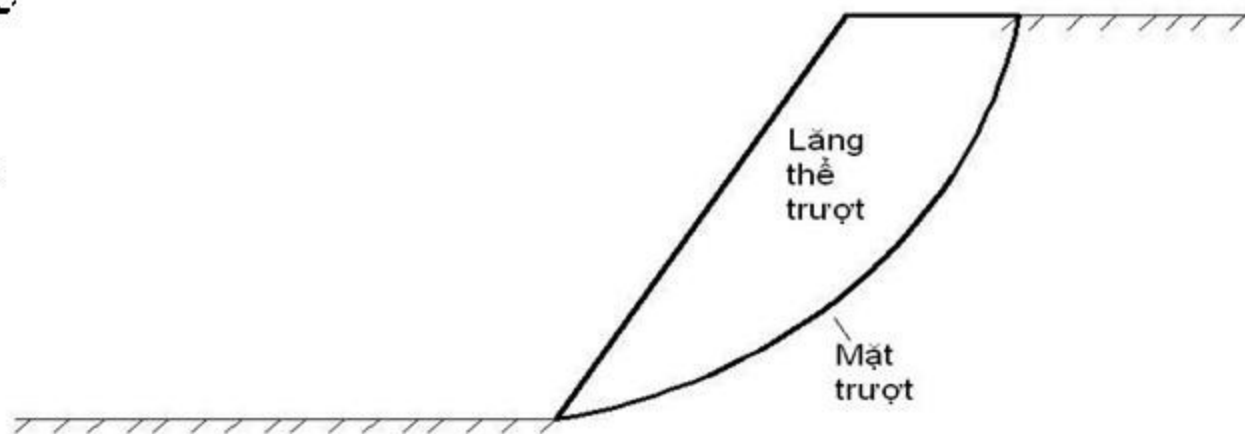
$$\Rightarrow \alpha = 45^\circ$$



$$h_{\max} = \frac{4c}{F_s \gamma}$$

Kiểm tra ổn định mái dốc bằng phương pháp mặt trượt tròn

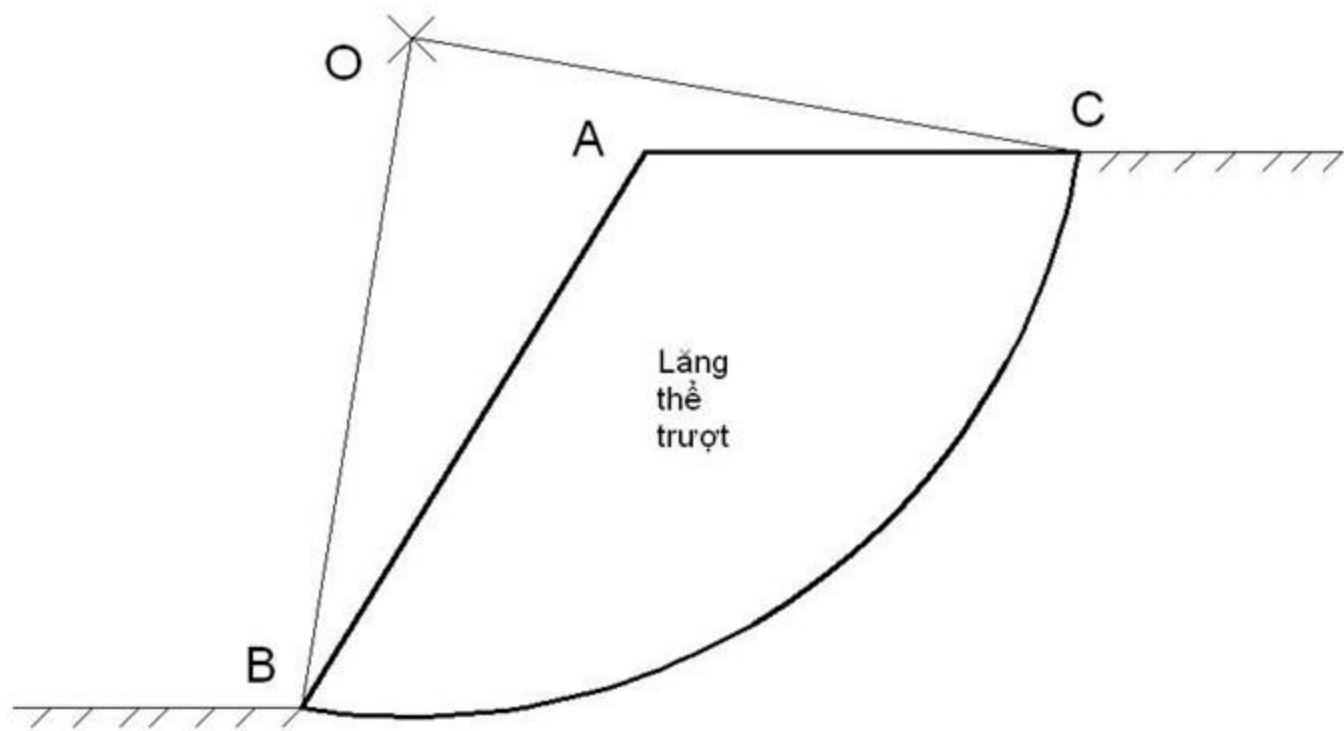
- Có nhiều dạng mặt trượt, nhưng đạt mức gần đúng và tiện lợi hơn cả là chọn mặt trượt trụ tròn
- Phương pháp này vẫn đang được sử dụng rộng rãi



Kiểm tra ổn định mái dốc bằng phương pháp mặt trụ tròn

Các giả thiết cơ sở:

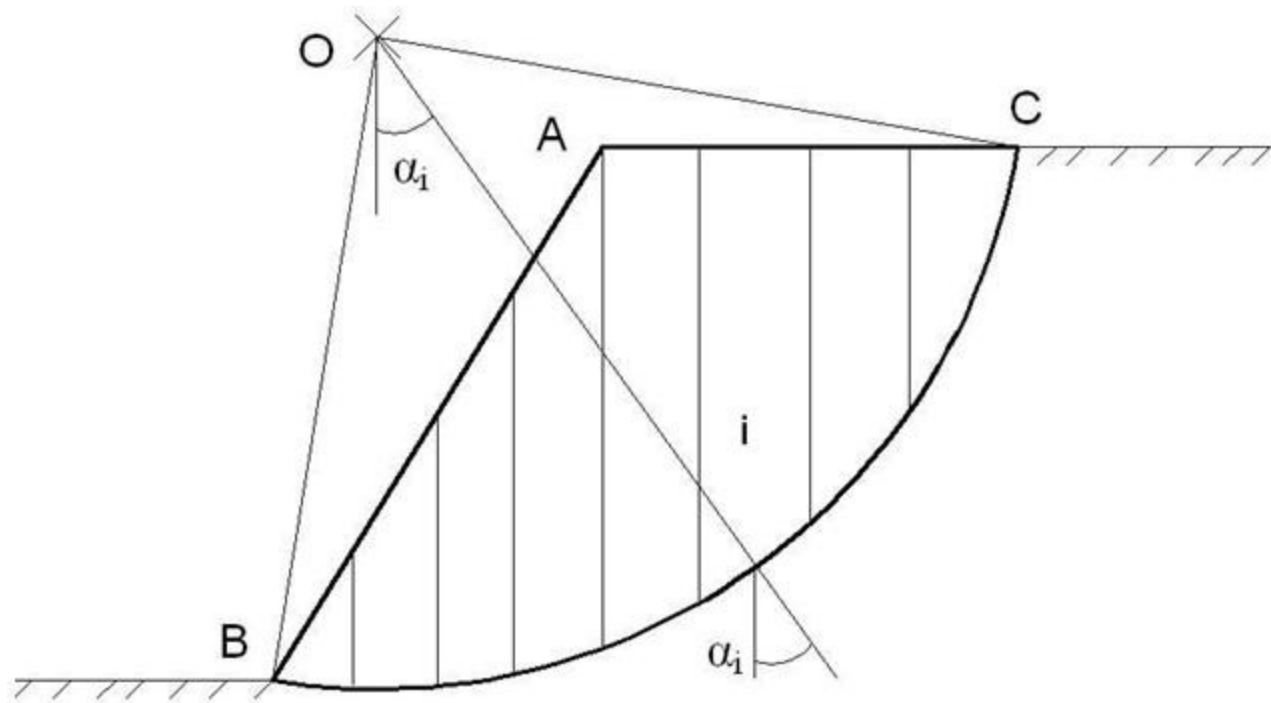
- Giả thiết mặt trượt là cung tròn BC
- Khối đất di chuyển quay quanh tâm trượt O



Phương pháp phân mảnh

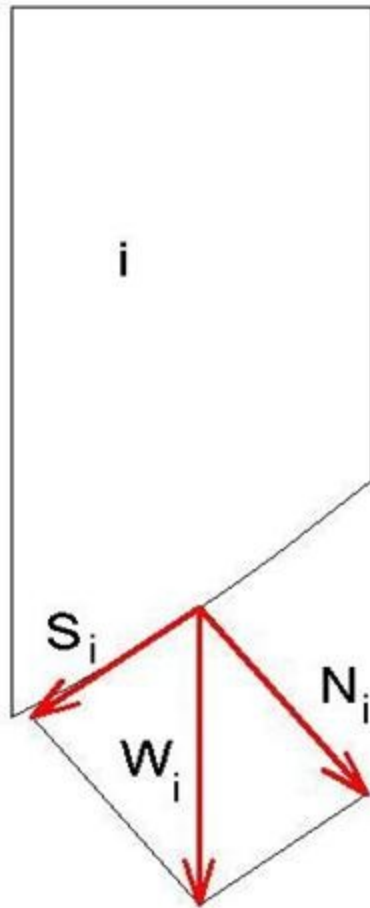
Ưu điểm:

- Dùng được cho cả trường hợp thoát nước (ứng suất hiệu quả) lẫn không thoát nước (ứng suất tổng)
- Thuật toán phổ biến trong các chương trình tính toán ổn định mái đất hiện nay



Phương pháp phân mảnh

Phương pháp phân mảnh Fellenius



$$W_i = \gamma \cdot \Omega_i$$

Ω_i : diện tích mảnh i

Giả thiết của Fellenius:

tổng hình chiếu của tất cả các lực tương tác giữa các mảnh trên phương pháp tuyến là bằng 0.

Phương pháp phân mảnh Fellenius

- Tác nhân gây trượt: S_i
- Tác nhân chống trượt:
lực ma sát & lực dính

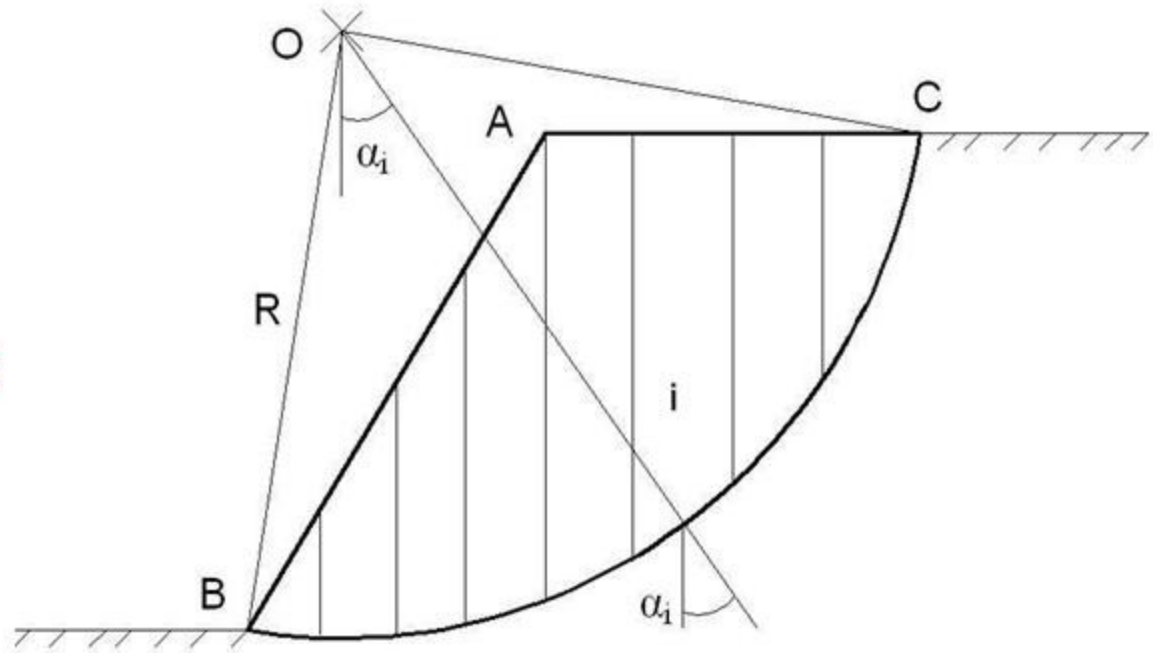
- Mô men gây trượt:

$$M_{gt} = \sum RS_i$$

- Mô men chống trượt:

$$M_{ct} = \sum RN_i \operatorname{tg} \varphi + \sum cl_i R$$

- l_i : chiều dài cung trượt của mảnh thứ i
- c : lực dính của đất



Phương pháp phân mảnh Fellenius

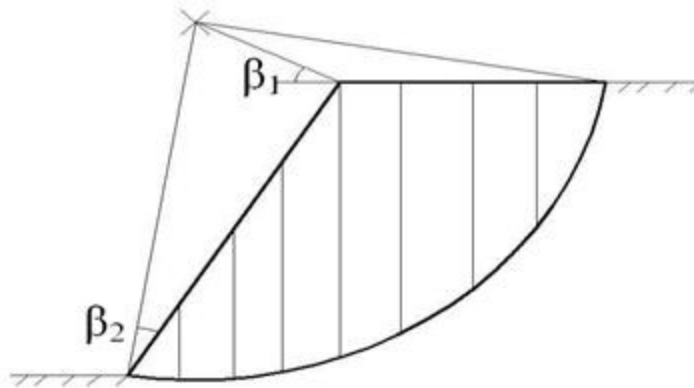
- Sự ổn định của mái đất được đánh giá bằng hệ số an toàn F_s

$$F_s = \frac{M_{ct}}{M_{gt}}$$

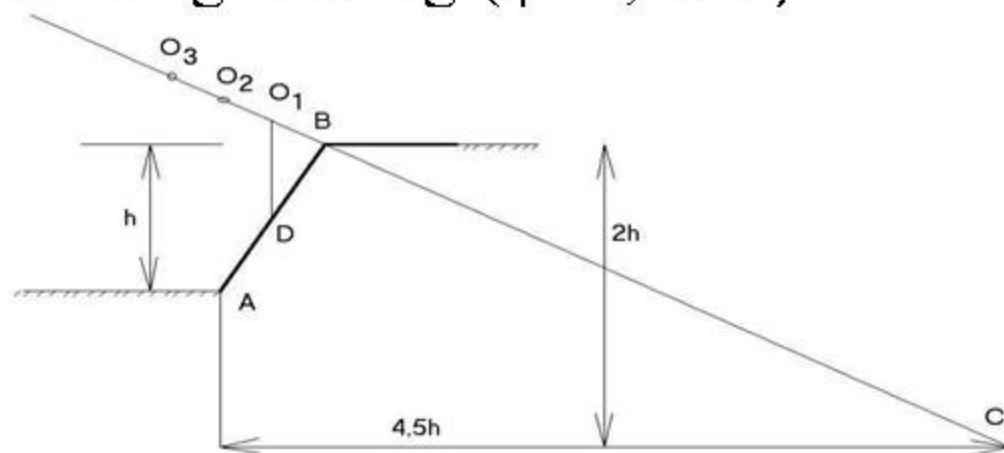
- $F_s \leq 1$: mái dốc không ổn định
- $F_s > 1$: tìm tâm trượt nguy hiểm nhất. Tâm trượt nguy hiểm là tâm trượt cho hệ số an toàn nhỏ nhất.
- Trong thực tế: mái đất ổn định khi $F_{s \min} = 1,2$

Cách tìm tâm trượt nguy hiểm nhất

- Đối với đất dính lý tưởng ($\varphi=0$, $c\neq 0$)



- Đối với đất thông thường ($\varphi\neq 0$, $c\neq 0$)



MỞ ĐẦU

1. ĐỊNH NGHĨA VÀ ĐỐI TƯỢNG NGHIÊN CỨU:

CƠ HỌC ĐẤT là một ngành của cơ học ứng dụng chuyên nghiên cứu về đất. Hầu hết các công trình xây dựng đều đặt trên đất, nghĩa là dùng đất làm nền cho các công trình, số khác các công trình như nền đường, đê, đập đất thì lại dùng đất làm vật liệu xây dựng. Vì vậy, muốn cho các công trình được tốt, nghĩa là công trình ổn định, bền lâu và tiết kiệm thì nhất thiết phải nắm rõ các tính chất của đất khi dùng nó làm vật liệu xây dựng hay làm nền cho các công trình xây dựng.

Như vậy đối tượng nghiên cứu của cơ học đất là các loại đất thiên nhiên, là sản phẩm của quá trình phong hóa các đá gốc ở lớp trên cùng của vỏ quả đất. Mỗi loại phong hóa có tác dụng phá hủy đá gốc khác nhau và nó tạo ra các loại đất khác nhau. Đặc điểm cơ bản của đất là một vật thể gồm nhiều hạt rần rần riêng rẽ không gắn với nhau hoặc gắn kết với nhau bằng các liên kết có sức bền nhỏ hơn nhiều lần so với sức bền của bản thân hạt đất. Do quá trình hình thành đất mà chúng tồn tại độ rỗng trong đất và độ rỗng này lại có khả năng thay đổi dưới ảnh hưởng của tác động bên ngoài. Ngoài ra trên bề mặt hạt đất có năng lượng, chúng gây ra các hiện tượng vật lý và hóa lý phức tạp, dẫn đến làm thay đổi các tính chất vật lý và cơ học của đất. Vì vậy khi nghiên cứu đất phải nghiên cứu đến nguồn gốc hình thành và các điều kiện tự nhiên mà đất tồn tại.

2. ĐẶC ĐIỂM VÀ NỘI DUNG CỦA MÔN HỌC:

Cơ học đất là môn học cần vận dụng các hiểu biết về đất từ các môn khoa học khác có liên quan như địa chất công trình, thổ chất học... Và đồng thời vận dụng các kết quả của các ngành cơ học khác như cơ học các vật thể biến dạng (lý thuyết đàn hồi, lý thuyết dẻo, lý thuyết từ biến). Trên cơ sở của các lý thuyết này, Cơ học đất đã xây dựng được các lý thuyết riêng phù hợp với các quá trình cơ học xảy ra đối với đất. Tuy vậy ngoài các nghiên cứu lý thuyết, các nghiên cứu thực nghiệm, thực nghiệm và các quan trắc thực tế cũng đóng vai trò quyết định trong nghiên cứu sử dụng đất trong xây dựng.

Từ các nghiên cứu lý thuyết và các nghiên cứu thực nghiệm, Cơ học đất tập trung giải quyết các nhiệm vụ và nội dung cơ bản sau:

- Xác lập các quy luật cơ bản về các quá trình cơ học xảy ra đối với đất, đồng thời xác định được các đặc trưng tính toán ứng với các quá trình xảy ra đó.
- Nghiên cứu sự phân bố ứng suất trong đất, quan hệ giữa ứng suất và biến dạng dưới tác dụng của ngoại lực.
- Giải quyết các bài toán về biến dạng, về cường độ, về ổn định các nền đất, về mái dốc cũng như bài toán áp lực đất tác dụng lên tường chắn.

3. SƠ LƯỢC LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN CỦA MÔN HỌC

Cơ học đất là môn học được hình thành chậm hơn nhiều so với các môn học ứng dụng khác, nhưng từ lâu loài người đã có những nghiên cứu về đất, tuy nhiên do xã hội lạc hậu nên các kiến thức về đất xây dựng chỉ nằm ở mức độ nhận thức cảm tính, chưa được nâng cao thành nhận thức lý luận. Nhiều nhà khoa học đã có những cống hiến to lớn và đã có công xây dựng nên môn cơ học đất ngày nay. Ở đây chỉ giới thiệu hai nhà bác học đã có công lao lớn đến sự phát triển của cơ học đất.

Công trình khoa học đầu tiên của Cơ học đất là của C.A Coulomb (1736 - 1806) thiếu tá kỹ sư công binh, viện sĩ viện khoa học Pháp, năm 1773 đã đưa ra lý

luận nổi tiếng về cường độ chống cắt của đất và cũng là người đầu tiên xây dựng được phương pháp xác định áp lực đất lên vật chèn. Trải qua hai thế kỷ và cho đến ngày nay, các phương pháp của ông vẫn được sử dụng rộng rãi.

Sự hình thành của cơ học đất như một môn khoa học độc lập với hệ thống hoàn chỉnh và các phương pháp riêng biệt của nó được xem như bắt đầu từ năm 1925, khi K.Terzaghi (1883-1963) cho xuất bản cuốn “ Cơ học đất trên cơ sở vật lý của đất”.

Năm 1963 Hội nghị khoa học quốc tế về Cơ học đất - Nền móng họp lần thứ nhất và sau đó cứ 4 năm họp một lần. Hội nghị Cơ học đất - Nền móng và các hội thảo khoa học liên quan cũng được tổ chức ở nhiều nước và khu vực.

Đến nay, Cơ học đất đã trở thành một môn khoa học với nhiều nội dung phong phú, gồm nhiều lĩnh vực khác nhau nhằm đáp ứng sự phát triển mạnh mẽ của công nghiệp, xây dựng.

Ở Việt Nam, Cơ học đất được bắt đầu nghiên cứu từ năm 1956. Đến nay đội ngũ những người làm công tác nghiên cứu Cơ học đất đã trưởng thành cả về chất lượng và số lượng, đủ sức giải quyết các bài toán đa dạng và phức tạp do thực tế xây dựng các công trình đề ra. Tuy vậy do điều kiện kinh tế và xã hội còn hạn chế nên trang thiết bị chuyên ngành đầu tư chưa đầy đủ và đồng bộ, vì vậy việc phát triển kiến thức và công nghệ về Cơ học đất cần đòi hỏi những nỗ lực lớn hơn.

CHƯƠNG I: BẢN CHẤT VẬT LÝ CỦA ĐẤT VÀ PHÂN LOẠI ĐẤT

§1. SỰ HÌNH THÀNH CỦA ĐẤT

1.1. Quá trình phong hóa:

Sự phá hoại và làm thay đổi thành phần của đá gốc dưới tác dụng vật lý, hóa học của các yếu tố khác nhau gọi là quá trình phong hóa. Do tác dụng của phong hóa nên các khối đá của nham thạch quyển không thể giữ nguyên được trạng thái ban đầu của nó, mà luôn thay đổi, bị vỡ vụn, bị rời ra, bị các dòng nước và gió cuốn đi, hình thành các lớp đất phủ quanh phần lớn mặt ngoài của vỏ quả đất. Do vậy, khi sử dụng đất làm nền công trình, làm môi trường, hoặc vật liệu xây dựng, cần phải xét đến sự biến đổi không ngừng xảy ra ở các lớp đất bên trên của vỏ quả đất.

Dựa vào đặc trưng biến đổi của đá gốc và sự ảnh hưởng của các tác nhân phong hóa, có thể chia ra phong hóa vật lý, phong hóa hóa học và phong hóa sinh học. Trong đó, theo quan điểm về xây dựng, chỉ có phong hóa vật lý và phong hóa hóa học là đáng được quan tâm nghiên cứu.

Phong hoá vật lý: Sinh ra chủ yếu có liên quan với sự thay đổi của nhiệt độ, gây nên nở nhiệt không đều về thể tích, làm cho các đá gốc bị phá hoại và phân vụn ra thành những hạt to nhỏ không đều nhau, nhưng không làm thay đổi về thành phần hóa học của khoáng vật. Do đó sản phẩm của phong hóa vật lý tạo ra các loại đất rời (đá dăm, cuội sỏi, các hạt cát, v.v...) có thành phần khoáng vật tương tự với đá gốc.

Phong hoá hoá học: Sinh ra là do các tác nhân như nước, oxy, axit cacbonic và các axit khác hòa tan trong nước, làm cho các đá gốc bị phá hoại kèm theo sự thay đổi thành phần khoáng vật mới ổn định hơn, tạo ra các loại đất sét khác nhau có kích thước hạt nhỏ và cực kỳ nhỏ, phần lớn không phân biệt bằng mắt thường được. Các nhóm hạt sét nhỏ này phần lớn chứa nhiều hạt đơn khoáng thuộc ba nhóm khoáng vật - Mônmôrilonit, Ilit và Kaolinit. Tất cả những khoáng chất này đều có cấu tạo tinh thể bản mỏng, nhưng có năng lượng bề mặt khác nhau, Mônmôrilonit hoạt động mạnh hơn cả và Kaolinit là yếu nhất.

Thông thường quá trình phong hóa vật lý và hóa học xảy ra cùng một lúc và hỗ trợ cho nhau. Ở vùng khí hậu khô lạnh thì phong hóa vật lý là chủ yếu, còn vùng khí hậu nóng ẩm, như nước ta chẳng hạn, thì phong hóa hóa học đóng vai trò quan trọng hơn.

Các sản phẩm cuối cùng của sự phong hóa có thể nằm ngay tại chỗ hình thành ban đầu của nó hoặc có thể bị di chuyển đi chỗ khác bởi dòng nước hoặc gió và tạo thành các dạng trầm tích của đất.

1.2. Các dạng trầm tích của đất:

- Trầm tích tàn tích (Eluvian) : Là trầm tích của những sản phẩm phong hóa các lớp đá và nằm ngay tại chỗ hình thành ban đầu của nó. Đặc điểm nổi bật là bao gồm các hạt có dạng góc cạnh nhọn sắc không thể phân loại theo kích thước hạt, về thành phần thạch học nói chung rất giống đá gốc. Ở nước ta, do khí hậu nhiệt đới nên quá trình phong hóa hóa học xảy ra mãnh liệt hơn và biến các loại đá gốc thành các loại đất sét có màu đỏ, nâu, vàng, thường gọi là đất Laterit. Quá trình Laterit hóa này là quá trình hình thành đất chủ yếu ở nước ta.

- Trầm tích sườn tích (Deliuvian) : Chủ yếu được tích lũy lại ở sườn dốc và chân sườn dốc, cũng như các khoảnh thấp sát đường chia nước. Trầm tích này được tạo thành do nước mưa cuốn trôi các sản phẩm rời xốp của phong hóa từ những vùng

cao hơn đưa xuống. Đặc điểm gồm các loại đất rời rạc, các hạt đất nhỏ lẫn với những hạt rất lớn, không ổn định, thường hay bị trượt lở theo mặt lớp đá gốc bên dưới, có bề dày của lớp đất rất không đồng đều.

- Trầm tích bồi tích (Aluvian): Đó là tất cả các sản phẩm được tạo thành bằng mọi cách ở sông, hợp thành các trầm tích các thung lũng cổ, hiện đại và lòng sông. Đặc điểm của loại trầm tích này là có tính phân lớp theo quy luật về thành phần hạt của chúng, từ các lớp bên trên thường là đất loại sét và cát mịn, đến các lớp bên dưới thường được cấu tạo bởi đất cát lẫn ít sỏi và cuội.

- Trầm tích tam giác trâu và hồ sừng trâu: Được hình thành do sông mang vật liệu đến và lắng đọng ở vùng cửa sông và các khúc sông chết. Trầm tích này được đặc trưng bởi sự tồn tại các lớp bùn sét, bùn hữu cơ chưa được nén chặt mấy, cát mịn, cát pha sét ... Các đất thuộc loại này thường có độ dày và diện tích phân bố lớn, tạo thành một khối dẻo có tính nén lớn.

- Trầm tích biển: Là sự tích lũy dưới đáy biển các vật liệu do dòng nước mang đến. Thành phần và tính chất của loại trầm tích biển này phụ thuộc rất nhiều vào sự tồn tại các chất hữu cơ thực vật và động vật sống dưới đáy biển. Trầm tích này chủ yếu là các đất sét và đất bùn phổ biến trên một diện tích rất rộng lớn và được đặc trưng bởi những tính chất rất khác nhau tùy theo tuổi và lịch sử hình thành của chúng.

Với sự mô tả tóm tắt các loại trầm tích ở trên, thì thấy rõ ràng các đất trong thiên nhiên rất khác nhau, và bản chất vật lý của chúng cực kỳ phức tạp. Từ quá trình hình thành của đất đến hoàn cảnh hiện tại của chúng, tất cả những yếu tố đó đã tạo nên những tính chất độc đáo của các đất thiên nhiên.

1.3 Ảnh hưởng của môi trường địa - vật lý đến tính chất của đất.

Với các vấn đề đã trình bày ở trên, có thể thấy rõ ràng môi trường địa - vật lý có ảnh hưởng rất lớn đến sự hình thành của đất, nên khi nghiên cứu đất không thể tách rời những điều kiện lịch sử tự nhiên hình thành và tồn tại của đất được.

Chẳng hạn, tùy theo tuổi và toàn bộ lịch sử trước đây của sự hình thành chúng, các loại đất sét thiên nhiên có những tính chất rất khác nhau. Ví dụ: các đất sét Cambri tuổi khoảng 500 triệu năm thì chắc chắn rằng, trong thời gian dài đó đã chịu tác dụng của những áp lực lớn thay đổi, bị ép mất nước trong từng bộ phận và bị khô đi, v.v... Các đất sét này đã trải qua mọi quá trình hóa học và hóa - lý đã xảy ra, ngay cả những quá trình xảy ra với những tốc độ rất nhỏ hoàn toàn không thể nhận biết được trong một khoảng thời gian tương đối ngắn. Mặt khác, các quá trình dính kết cực kỳ chậm xảy ra trong một thời gian dài cũng có ảnh hưởng đến kết cấu và cơ cấu của đất loại sét đó. Tất cả các quá trình đó đã tạo nên tính chất hoàn toàn đặc biệt của các đất sét Cambri so với các đất sét khác. Theo kết quả nghiên cứu thì các đất sét này có thể coi như vật liệu cứng như đàn hồi, có khả năng chịu tải lớn. Trái với các đất sét Cambri, các loại đất sét (trầm tích biển, hồ, đầm) hiện đại thường còn ít được nén chặt, chúng thường có trạng thái nở nhão và có sức chịu tải không đáng kể.

Đối với các đất cát cũng vậy, chúng phụ thuộc rất lớn vào điều kiện hình thành của chúng, có loại cát ở trạng thái rất chặt, có loại thì lại rời xốp, thậm chí có loại cát ở trạng thái huyền phù dễ sinh hiện tượng cát chảy.

Do đó, khi nghiên cứu các đất thiên nhiên có xét đến tác dụng tương hỗ của chúng với môi trường xung quanh và sự biến đổi liên tục các tính chất của chúng, thì cần phải chú ý nhiều đến lịch sử của chúng, nghĩa là chú ý đến các điều kiện và diễn biến của quá trình hình thành cũng như hoàn cảnh địa - vật lý của sự hình thành đất. Quá trình "hóa đá" có một ý nghĩa quan trọng trong sự hình thành các tính chất mới của đất. Các hiện tượng tái kết hợp (sự nén chặt, sự dính kết) và kiến tạo (chủ yếu là sự trượt xuống của một phần vỏ quả đất) có thể tạo nên những điều kiện có khả năng làm thay đổi thành phần và kết cấu của đất, hơn nữa, cùng với những áp lực và nhiệt độ thích hợp, chúng có thể dẫn tới hiện tượng biến chất, nghĩa là thay đổi hoàn toàn các đá rời bằng cách kết dính lại, kết tinh lại các hạt khoáng vật của chúng đến khi thành các đá khối liền.

Do các tính chất của đất phụ thuộc rất nhiều vào những tác dụng của môi trường xung quanh, nên trong Cơ học đất, khi chọn các sơ đồ tính toán cần phải xét đến hoàn cảnh tự nhiên mà đất tồn tại. Còn việc xác định các đặc trưng tính toán của đất thì cần đảm bảo sao cho các mẫu đất thí nghiệm phản ánh được trạng thái tồn tại tự nhiên của nó. Để đáp ứng được yêu cầu trên, các mẫu đất dùng để thí nghiệm phải cố gắng làm sao đảm bảo cho kết cấu của nó ít bị phá hoại nhất.

§2. CÁC THÀNH PHẦN CẤU TẠO CỦA ĐẤT VÀ TÁC DỤNG LẤN NHAU GIỮA CHÚNG

Như trên đã trình bày, đất thiên nhiên là một vật thể phân tán bao phủ phần lớn bề mặt của vỏ quả đất. Do đó khi nghiên cứu các đất thiên nhiên cần phải chú ý rằng chúng là một hệ thống phức tạp, có tác dụng tương hỗ lẫn nhau giữa các thành phần rắn (cứng), lỏng và khí.

Trong trạng thái tự nhiên, quan hệ giữa các nhóm hạt riêng rẽ có ý nghĩa cơ bản và đặc biệt là sự có mặt của số lượng các hạt rắn nhỏ và cực kỳ nhỏ trong đất, chúng có diện tích bề mặt riêng lớn nhất và do đó có hoạt tính cao nhất.

Trường hợp tổng quát, đất gồm ba thành phần: Các hạt khoáng chất rắn thường chiếm phần lớn thể tích của đất, thể lỏng chiếm một phần hay toàn bộ khoảng trống giữa các hạt rắn của đất và thành phần khí chiếm phần còn lại trong các lỗ rỗng của đất, gồm chủ yếu là không khí. Các tính chất của những thành phần này, tỷ lệ số lượng giữa chúng trong đất, các tác dụng điện phân tử, hóa - lý, cơ học và các tác dụng tương hỗ khác giữa các thành phần của đất quyết định bản chất của đất.

2.1. Thành phần rắn (cứng) của đất:

Thành phần rắn của đất chủ yếu gồm các hạt khoáng vật nguyên sinh hoặc thứ sinh, thường gọi là hạt đất, có kích thước từ vài xentimet đến vài phần trăm, phần nghìn milimet. Các tính chất của đất phụ thuộc vào thành phần khoáng chất của chúng.

2.1.1. Thành phần khoáng của đất:

Thành phần khoáng chất của đất phụ thuộc chủ yếu vào thành phần khoáng của đá gốc và vào mức độ tác dụng của phong hoá đối với các đá gốc ấy. Tùy theo mức độ tác dụng của phong hóa khác nhau, thành phần khoáng sẽ khác nhau, ngay cả khi do cùng một loại đá gốc sinh ra, do đó nó có ảnh hưởng khác nhau đến tính

chất vật lý và cơ học của đất. Các khoáng vật tạo thành đất trong thiên nhiên có thể phân thành hai nhóm như sau: Khoáng vật nguyên sinh và khoáng vật thứ sinh.

Các khoáng vật nguyên sinh: Thường gặp trong đất thiên nhiên là Fenpat, thạch anh và mica. Các hạt đất có chứa thành phần khoáng này thường có kích thước lớn. Đối với các nhóm hạt lớn thường ít khi khác nhau về tính chất cơ - lý của chúng, ngay cả những loại đất có lịch sử khác nhau, đồng thời thành phần khoáng cũng không có ảnh hưởng nhiều tới tính chất cơ - lý của chúng.

Các khoáng vật thứ sinh: Chia thành hai loại khác nhau tùy theo tính chất hòa tan trong nước. Trong số các khoáng vật thứ sinh không hòa tan trong nước, thường gặp nhiều nhất là Mômôrilônit, Ilit và Kaolinit, các khoáng vật này còn gọi là khoáng vật sét, vì chúng là thành phần chủ yếu của các hạt sét (nhỏ hơn 0,005mm và loại đặc biệt nhỏ hơn 0,002mm). Các khoáng vật này có cấu tạo kết cấu phân tử dạng tấm rõ rệt, nhưng tính hoạt động keo bề mặt rất khác nhau. Đối với thạch anh, tính hoạt động keo bề mặt gần bằng không, đối với Kaolinit khoảng 0,4, đối với Ilit là 0,9 và Mômôrilônit từ 1,5 đến 7,2 tùy theo nó chứa ion canxi (Ca^{++}) hay ion Natri (Na^{+}). Từ đó có thể thấy rằng, thành phần khoáng chất của đất chỉ ảnh hưởng chủ yếu đến các hạt đất nhỏ và cực nhỏ, vì rằng các hạt đất càng nhỏ thì tỷ diện tích (m^2/g) của chúng càng lớn, do đó hoạt tính keo của khoáng vật được phát huy đầy đủ nhất, mà như trên đã trình bày, hoạt tính keo của các loại khoáng vật khác nhau thì rất khác nhau, dẫn đến tính chất cơ - lý của đất cũng khác nhau.

Các khoáng vật thứ sinh hòa tan trong nước thường gặp là: Canxit, mica trắng, thạch cao và muối mỏ, v.v...

2.1.2. Thành phần hạt của đất:

Trong tự nhiên đất do các hạt to nhỏ có thành phần khoáng vật khác nhau hợp thành. Kích thước của các hạt thay đổi trong một phạm vi rất rộng lớn, từ hàng chục, hàng trăm xentimet như các hòn đá tảng, cuội, đến vài phần trăm, vài phần nghìn milimet như hạt sét. Hạt đất càng nhỏ thì tỷ diện tích càng lớn, do đó năng lượng mặt ngoài càng lớn và tính chất của đất càng phức tạp. Còn đối với đất hạt to thì lỗ rỗng giữa các hạt lớn, nên tính thấm nước lớn hơn đất hạt nhỏ. Điều đó nói lên rất nhiều tính chất cơ - lý của đất có liên quan đến thành phần hạt của đất. Tuy vậy cũng cần lưu ý rằng chúng ta không thể đánh giá một cách định lượng ảnh hưởng của thành phần hạt đến tính chất của đất được, bởi vì tính chất của đất còn do nhiều yếu tố phức tạp khác quyết định, hơn nữa tùy điều kiện cụ thể ảnh hưởng của chúng cũng rất khác nhau.

Khi nghiên cứu thành phần hạt của đất, trước hết phải tiến hành phân tích hạt đất để phân chia tất cả các loại hạt có kích thước các hạt khác nhau thành từng nhóm. Trong mỗi nhóm kích thước có thể thay đổi trong một phạm vi nhất định nhưng cơ bản chúng có những tính chất cơ - lý gần giống nhau. Mỗi nhóm như vậy gọi là nhóm hạt. Lượng chứa tương đối của các nhóm hạt trong đất (Tính theo phần trăm trong tổng khối lượng đất khô) gọi là thành phần hạt của đất hay còn gọi là thành phần cấp phối của đất.

Hiện nay, tùy theo từng nước và tùy theo mục đích sử dụng mà giới hạn đường kính khi phân chia các nhóm hạt và tỷ lệ giữa các nhóm hạt khi phân loại đất cũng có ít nhiều không hoàn toàn thống nhất. Ở nước ta, việc phân chia các nhóm hạt theo mục đích xây dựng hiện nay thường dùng bảng phân loại (I-1) sau đây:

Bảng (I - 1): Phân nhóm theo đường kính hạt

Nhóm hạt	Phân nhóm	Kích thước hạt (mm)	Tính chất chung
Đá lăn đá hộc	Lớn	>800	Tính thấm lớn, không dính, độ dâng cao của nước mao dẫn rất nhỏ, không giữ được nước
	Vừa	800 - 400	
	Nhỏ	400 - 200	
Đá dăm cuội	Rất lớn	200 - 100	
	Lớn	100 - 60	
	Vừa	60 - 40	
Sạn, sỏi	Nhỏ	40 - 20	
	Thô	20 - 10	
	Vừa	10 - 5	
Hạt cát	Nhỏ	5 - 2	
	Thô	2 - 0,5	Dễ thấm nước, không dính, độ dâng cao của nước mao dẫn không lớn, gặp nước không nở ra, khi khô không co lại, rời rạc, không thể hiện tính dẻo, tính nén lún nhỏ.
	Vừa	0,5 - 0,25	
Nhỏ	0,25 - 0,05		
Hạt bụi	Thô	0,05 - 0,01	Tính thấm nhỏ, hơi dính khi ướt, nước mao dẫn dâng lên tương đối cao và nhanh, gặp nước nở ra, khô không co nhiều.
	Nhỏ	0,01 - 0,002	
Hạt sét		< 0,002	Hầu như không thấm nước, tác dụng của nước màng mỏng rõ rệt, lúc ẩm có tính dẻo, tính dính lớn, gặp nước nở ra nhiều, khô co lại nhiều, tính nén lún lớn.

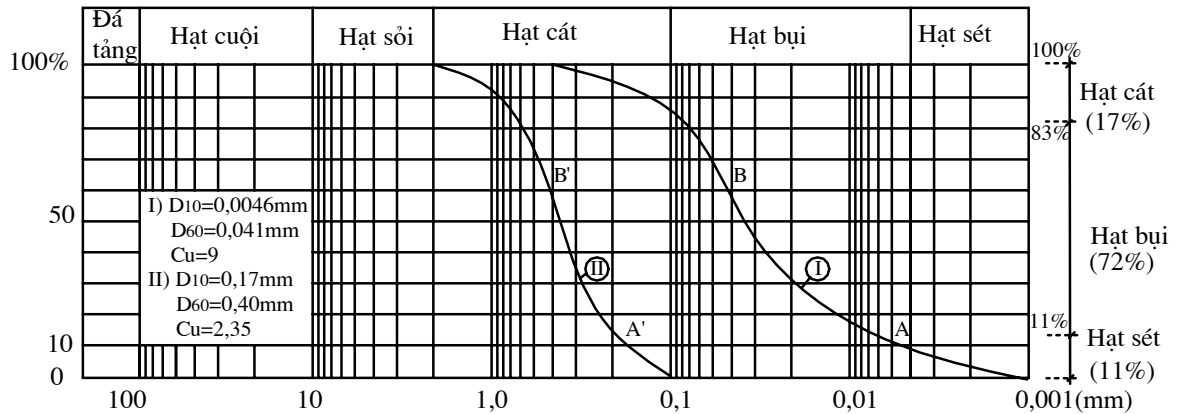
Thí nghiệm để phân chia các nhóm hạt đất gọi là thí nghiệm phân tích hạt, tùy theo kích thước hạt to nhỏ mà kỹ thuật phân tích có khác nhau. Nói chung trong những phương pháp phân tích thành phần hạt, chủ yếu chúng ta mới chỉ dùng hai loại chính như sau:

- Phương pháp dùng rây: Phương pháp này dùng cho các loại đất hạt cát và lớn hơn. Người ta dùng một hệ thống rây có đường kính lỗ to nhỏ khác nhau, để tiện cho việc sử dụng thường người ta dùng loại rây có đường kính lỗ trùng với giới hạn đường kính của các nhóm hạt đã phân chia như trên. Ở nước ta dùng rây nhỏ nhất là 0,1mm, còn ở Bắc Mỹ và một số nước Tây Âu người ta đánh số rây theo số lượng lỗ trên một in-sơ vuông, rây nhỏ nhất là N^o200 tương ứng với kích thước mắt lỗ là 0,074mm. Do nguyên nhân này 0,074 được các nước trên xem là biên tiêu chuẩn giữa vật liệu hạt thô và hạt mịn.

- Phương pháp thủy lực: Phương pháp này dựa trên cơ sở định luật Stokes, trong đó tốc độ của các hạt hình cầu lắng chìm trong môi trường lỏng là hàm số của đường kính và trọng lượng riêng của hạt đất. Trong số các phương pháp thí nghiệm dựa trên nguyên lý này, ở nước ta thường dùng nhất là phương pháp tỉ trọng kế, dùng để xác định thành phần hạt của đất hạt bụi và hạt sét. Nói chung phân tích hạt của đất sét là một vấn đề hết sức phức tạp, hiện nay còn nhiều vấn đề chưa được nghiên cứu kỹ càng, chúng ta cần đặc biệt lưu ý tới. Cách tiến hành cụ thể của từng phương pháp có thể xem trong các tài liệu hướng dẫn thí nghiệm đất và các tài liệu

có liên quan. Nếu trong đất đồng thời có cả hai nhóm hạt đã nêu trên thì phải kết hợp cả hai phương pháp thí nghiệm trên để xác định.

Kết quả thí nghiệm phân tích hạt của đất được biểu thị bằng đường cong cấp phối của đất, vẽ trên hệ trục tọa độ bán logarit, trong đó trục hoành biểu thị logarit của đường kính hạt còn trục tung thì biểu thị lượng chứa phần trăm của những hạt có đường kính nhỏ hơn một đường kính đã cho nào đó. Chẳng hạn theo kết quả phân tích, biểu diễn bởi đường cong cấp phối I của đất ở hình (I - 1) thì lượng chứa hạt bụi là 72%, lượng chứa hạt cát 17% và lượng chứa hạt sét là 11%.



Hình I - 1: Đường cong tích lũy hạt

Đường cong cấp phối của đất được dùng để xác định tên gọi, đường kính có hiệu và hệ số không đồng đều của đất. Để xác định tên đất, sau khi vẽ được đường cong cấp phối (đường cong tích lũy hạt), cần tìm ra lượng chứa tương đối của các nhóm hạt cát, hạt bụi và hạt sét trong đất. Dựa vào kết quả đó và dùng các bảng phân loại đất (bảng I-5) để xác định tên của loại đất đang xét đồng thời làm cơ sở cho việc đánh giá các tính chất cơ - lý của nó.

Hệ số không đồng đều được ký hiệu là C_u và được xác định theo công thức:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (I - 1)$$

D_{10} là đường kính mà những hạt bằng nó và nhỏ hơn nó chiếm 10%, còn D_{60} là đường kính mà những hạt có kích thước bằng và nhỏ hơn nó chiếm 60% tổng khối lượng đất khô. Đối với loại đất trên hình (I - 1) đường kính này tương ứng với điểm B và $D_{60} = 0,041\text{mm}$. Hệ số không đồng đều của một loại đất càng lớn, thì đất đó được cấu tạo bởi các hạt có kích thước càng không đều nhau, ngược lại khi C_u càng nhỏ thì đất càng đều hạt. Thông thường trong thực tế hệ số không đồng đều chỉ áp dụng cho các loại đất rời. Các loại cát sỏi, cát thô và cát vừa, nếu có hệ số không đồng đều lớn hơn 3 thì được gọi là cát không đều, và được xem là có cấp phối tốt, vì lúc này các lỗ rỗng giữa các hạt lớn được các hạt nhỏ xen kẽ và lấp kín, làm cho độ chặt của đất tăng lên và tính thấm giảm đi, đồng thời đất đó có tính lún nhỏ và khả năng chống cát lún khi chịu tác dụng của tải trọng ngoài.

Như phân trên đã trình bày, giữa kích thước các hạt đất và thành phần khoáng của chúng có mối liên quan mật thiết với nhau. Ví dụ : với những hạt có kích thước lớn hơn hạt cát thường có thành phần khoáng giống với đá gốc, các hạt có kích thước của hạt cát thành phần khoáng vật của chúng thường thuộc loại nguyên sinh, trong đó các hạt lớn thường chứa các khoáng vật kém ổn định, dễ bị phá hủy do phong hóa gây nên như Fenfát, Mica đen, v.v... Còn các hạt nhỏ thì phần lớn có

chứa khoáng vật ổn định, khó bị phong hóa như thạch anh. Từ đó có thể thấy rằng, mặc dù cùng thuộc loại hạt cát, nhưng đất gồm các hạt có kích thước lớn nhỏ khác nhau thì dẫn đến những tính chất cơ - lý cũng khác nhau. Đối với các hạt sét thì chủ yếu do khoáng vật thứ sinh tạo nên, trong đó có các hạt kích thước tương đối lớn thường là những hạt khoáng vật loại Kaolinit, còn những hạt có kích thước như hạt keo là những hạt khoáng vật loại Mômôrilorit, những hạt có kích thước trung bình giữa hai loại trên thì thường là những hạt khoáng vật loại Ilit.

2.1.3. Hình dạng hạt đất:

Hình dạng hạt đất rất khác nhau từ dạng hình cầu đến dạng tấm mỏng và hình kim, do đó mà tính chất của đất sẽ khác nhau khi hình dạng của các hạt khác nhau.

Thông thường các nhóm hạt có kích thước lớn như hạt cát trở lên thì có hình dạng tròn nhẵn hoặc sắc cạnh. Trong trường hợp này hình dạng của hạt đất sẽ có ảnh hưởng nhiều đến tính chất của đất, chẳng hạn trong nhóm các hạt cát gồm những hạt thạch anh có góc cạnh sắc nhọn, nhờ đó chúng có thể xen kẽ vào nhau để sắp xếp được chặt hơn so với nhóm các hạt có cùng kích thước nhưng có dạng tròn nhẵn.

Đối với những nhóm hạt có kích thước nhỏ (như hạt sét hay hạt keo), bằng kính hiển vi điện tử người ta đã xác minh rằng hầu như tất cả chúng đều có hình dạng bản tấm rõ rệt hoặc là trong những trường hợp riêng có dạng hình kim phẳng dài. Trong trường hợp này hình dạng của hạt đất ít làm ảnh hưởng đến tính chất của đất mà tính chất của đất chỉ phụ thuộc chủ yếu vào thành phần khoáng của chúng. Như trên đã trình bày, thành phần khoáng của các hạt đất lại có quan hệ mật thiết với mức độ phân tán của chúng, mức độ phân tán của đất khác nhau dẫn đến chúng có tỷ lệ diện tích khác nhau.

Theo kết quả phân tích các mẫu đất (Bảng I -2) các hạt thuộc nhóm hạt sét có tỷ diện tích rất lớn, do đó năng lượng mặt ngoài của chúng cũng rất lớn và tạo nên cho chúng nhiều tính chất riêng biệt khác.

Bảng I -2 : Tỷ diện tích của các khoáng vật sét

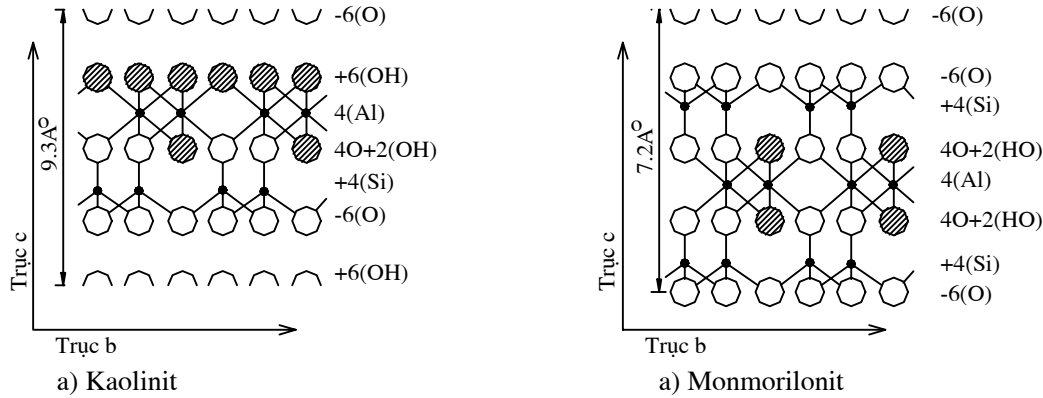
Tên khoáng vật	Tỷ số kích thước các chiều	Kích thước thực tế tính bằng anstrom (0,001 μ)		Tỷ diện tích tính bằng m ² /g
		Chiều dài và chiều rộng	Chiều dày	
Mômôrilorit	100 × 100 × 1	1000 - 5000	10 - 5	800
Ilit	20 × 20 × 1	1000 - 5000	50 - 500	80
Kaolinit	10 × 10 × 1	1000 - 20000	100 - 1000	10

Theo bảng (I -2) có thể thấy rằng bề mặt (tỷ diện tích) của những nhóm hạt sét rất nhỏ (như khoáng sét Mômôrilorit) đạt tới vài trăm mét vuông trong một gam đất. Điều quan trọng cần phải chú ý nữa là các khoáng vật nhóm Mômôrilorit không những chỉ có tỷ diện tích lớn mà còn có khả năng hấp thụ lớn nhất và tính nở mạnh nhất khi gặp nước. Điều này có thể được giải thích bởi cấu trúc tinh thể của chúng.

Trên hình (I -2) trình bày cấu tạo mạng lưới tinh thể (kết cấu phân tử) của Kaolinit và Mômôrilorit. Mạng tinh thể đơn vị của Kaolinit có năm lớp điện tử với mạng lưới tinh thể bất động.

Vì giữa hai tinh thể đơn vị tiếp giáp nhau có liên kết chặt [giữa - 6(O) và +6(OH)] nên chúng khó tách rời nhau, làm cho Kaolinit ít nở khi gặp nước. Còn

mạng tinh thể của Mômônirilonit có bảy lớp điện tử và mạng lưới tinh thể di động được, vì lớp điện tử của hai tinh thể đơn vị gần nhau quay vào nhau là các điện tử của Ôxy có điện cùng dấu [giữa-6(O) và -6(O)] và giữa chúng có lực đẩy, nên chúng dễ bị tách rời nhau, cũng chính vì thế nên nó dễ để cho các phân tử của nước chui vào giữa làm giãn rộng các mạng lưới tinh thể của Mômônirilonit ra, làm cho hạt khoáng vật này có tính nở lớn khi gặp nước.

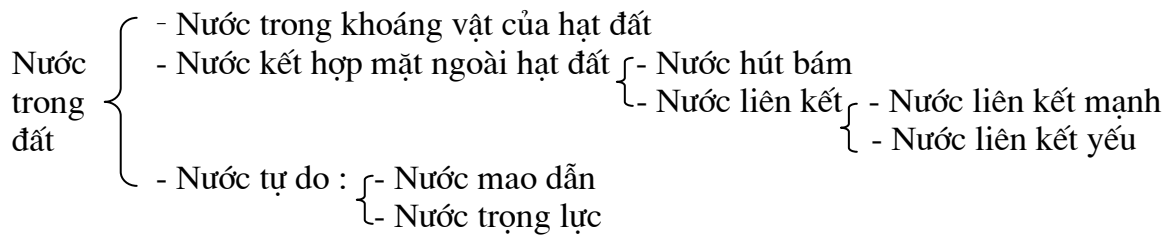


Hình I - 2: Cấu tạo mạng tinh thể của Kaolinit và Mômônirilonit

2.2. Thành phần nước trong đất:

Trong các đất thiên nhiên luôn luôn chứa một lượng nước nhất định nào đó. Nước là một thành phần có tác dụng rất chặt chẽ với các hạt đất, nhất là đối với các loại đất hạt nhỏ và có chứa các chất hữu cơ. Do mối liên quan tác dụng tương hỗ đó đã làm ảnh hưởng rất lớn đến tính chất cơ - lý của đất. Tùy theo dạng tồn tại của nước trong đất, nước có tác dụng khác nhau và dẫn đến hình thành các tính chất khác nhau của đất, do đó cần phải phân loại nước trong đất trước khi nghiên cứu ảnh hưởng của nó đến các tính chất của đất.

Tùy theo nhiệm vụ, mục đích cụ thể của từng ngành mà việc nghiên cứu nước trong đất theo từng khía cạnh khác nhau. Theo quan điểm về xây dựng thì chủ yếu nghiên cứu sự ảnh hưởng của nước đối với tính chất xây dựng của đất nền. Dựa vào quan điểm này có thể phân loại nước trong đất theo sơ đồ sau:



2.2.1. Nước trong khoáng vật của hạt đất:

Là loại nước tồn tại ở những vị trí nhất định trong mạng tinh thể của khoáng vật dưới dạng ion (H⁺ và OH⁻) hoặc dưới dạng phân tử (H₂O). Nó chỉ có thể tách ra khỏi khoáng vật ở nhiệt độ cao (400⁰ - 500⁰), thực ra nó là một bộ phận của khoáng vật loại nước này ít ảnh hưởng đến tính chất cơ - lý của đất, nên theo quan điểm xây dựng thì không có ý nghĩa quan trọng.

2.2.2. Nước kết hợp mặt ngoài hạt đất:

Nước kết hợp mặt ngoài hạt đất là loại nước được giữ lại trên bề mặt hạt đất do tác dụng hóa học, hóa - lý và điện phân tử. Tính chất của loại nước này khác hẳn với nước thông thường, nó không chịu chi phối bởi trọng lực, và cũng không truyền

áp lực thủy tĩnh. Tùy theo mức độ bám chặt của nước vào hạt đất, nước kết hợp mặt ngoài có thể phân ra như sau:

- *Nước hút bám* : Là loại nước bám rất chặt vào ngay mặt ngoài của hạt đất. Nó không có khả năng hòa tan các loại muối, không thể trực tiếp di chuyển từ hạt đất này sang hạt đất khác, tỷ trọng của loại nước này lớn hơn 1 và có giá trị khoảng 1,5. Lượng chứa nước hút bám phụ thuộc vào từng loại đất, với đất cát là 0,5%, với đất sét pha là 5 ÷ 7% và đối với đất sét là 10 ÷ 20%. Khi đất sét chỉ có nước hút bám thì đất ở trạng thái rắn.

- *Nước liên kết*: Là loại nước bao ở ngoài nước hút bám và có thể phân ra thành hai loại: nước liên kết mạnh và nước liên kết yếu.

Nước liên kết mạnh: Là nước được giữ lại trong đất bởi các lực hút phân tử, nước này ốp chặt vào đất, có khi dùng áp lực hàng chục kG/cm² cũng không thể tách nó ra khỏi hạt đất được. Khi thành tạo nước liên kết mạnh thường thoát ra một lượng nhiệt khá lớn, bởi vì khi kết hợp các phân tử nước bị hút chặt vào trên mặt hạt và mất năng lực hoạt động tự do, do đó động năng biến thành nhiệt năng phóng ra ngoài. Nó không chịu tác dụng của trọng lực, chỉ khi nó hấp thụ đầy đủ nhiệt năng thì nó mới thoát khỏi ra khỏi mặt hạt ở trạng thái hơi nước. Vì vậy nước liên kết mạnh có những tính chất khác hẳn nước thông thường, tỷ trọng của nó từ 1,2 đến 1,5. Độ ẩm tương ứng với bề dày lớn nhất của nước hút bám và nước liên kết mạnh gọi là độ ẩm phân tử tối đa. Nước liên kết mạnh có thể chuyển từ hạt đất có bề dày màng nước lớn đến hạt đất có bề dày màng nước nhỏ dưới tác dụng của lực hút phân tử. Khi trong đất tồn tại (có mặt) nước liên kết mạnh thì đất ở trạng thái nửa rắn và chưa thể hiện tính dẻo.

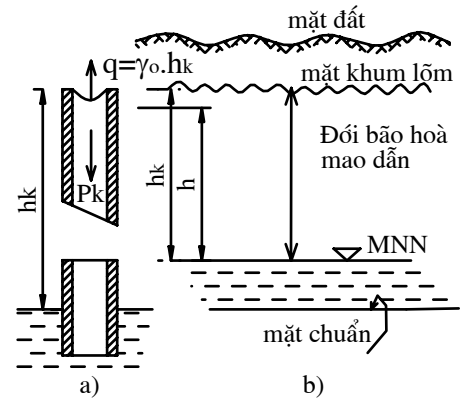
Nước liên kết yếu: Là phần bọc ngoài cùng của nước liên kết, chiếm phần chủ yếu trong màng nước liên kết. Khi thành tạo nước liên kết yếu này không phát nhiệt, điều đó chứng tỏ rằng các phân tử nước trong lớp này không bị mất quá nhiều động năng để biến thành nhiệt năng như lúc thành tạo nước liên kết mạnh. Nhưng lực hút giữa hạt đất và các phân tử nước trong lớp nước liên kết yếu cũng khá lớn, do đó nó cũng có những tính chất khác hẳn nước thông thường. Tỷ trọng lớn hơn 1, càng ra xa lớp nước liên kết mạnh thì các phân tử nước trong lớp nước này sắp xếp càng ít sát chặt hơn. Vì vậy, các phân tử nước trong lớp nước này có thể di chuyển chậm chạp từ hạt này sang hạt kia mà không cần phải qua trạng thái hơi. Nước liên kết yếu không chịu tác dụng của trọng lực, nhiệt độ kết tinh nhỏ hơn 0°C. Khi đất có chứa loại nước này và nếu kết cấu của đất bị phá hoại thì đất sẽ thể hiện tính dẻo, nhưng nếu ở trạng thái thiên nhiên thì dù đất có chứa nước liên kết yếu, đất sét cũng không xuất hiện tính dẻo, V.A.Priklonxki gọi đó là trạng thái dẻo ngầm.

2.2.3. Nước tự do:

Nước tự do là loại nước ở ngoài phạm vi tác dụng của lực điện phân tử của hạt đất do đó nó có thể chuyển dịch ở trạng thái lỏng dưới tác dụng của ngoại lực như áp lực thủy tĩnh và áp lực mao dẫn và có thể phân thành nước mao dẫn và nước trọng lực.

- *Nước mao dẫn*: Nước mao dẫn là nước chiếm một phần hay toàn bộ lỗ rỗng của đất và có bề mặt giới hạn bởi các mặt khum. Khi đất chưa bão hòa nước, các mặt khum của nước tạo thành ở trong lòng đất, còn khi đất đã bão hòa nước thì các mặt khum tạo thành trên bề mặt mực nước mao dẫn (Hình I-3).

Trong đất đất sét chiều cao mao dẫn có thể đạt tới vài mét (vì kích thước lỗ rỗng nhỏ). Cột nước mao dẫn có thể tạo ra một áp lực phụ cho đất. Còn trong đất cát, do kích thước lỗ rỗng lớn nên chiều cao mao dẫn nhỏ xem như không đáng kể. Tuy nhiên, khi các hạt đủ nhỏ, việc hình thành những mặt khum và do lực căng bề mặt làm cho các đất cát hạt nhỏ dường như có một độ dính nào đó khi ướt.



Hình I-3

- *Nước trọng lực*: Nước trọng lực là loại nước tồn tại trong các lỗ rỗng của đất và có những tính chất thông thường của nước ở trạng thái lỏng nói chung. Nước này vận động dưới tác dụng của trọng lực. Theo quan điểm xây dựng, đối với loại nước này chúng ta cần lưu ý xét đến các vấn đề sau: khả năng hòa tan và phân giải của nước, ảnh hưởng của áp lực thủy tĩnh đối với đất và ảnh hưởng của lực thấm do sự chuyển động của nước trong đất đối với tính ổn định của đất.

2.3. Thành phần khí trong đất:

Nếu các lỗ rỗng trong đất thiên nhiên mà không chứa đầy nước, thì khí (thường là không khí) sẽ chiếm chỗ trong các lỗ rỗng ấy. Căn cứ vào sự ảnh hưởng của khí đối với tính chất cơ - lý của đất, thì có hai dạng khí cơ bản trong đất cần phải xét đến là khí tự do và khí hòa tan trong nước. Các khí tự do lại chia ra làm khí thông thương với khí trời và khí không thông thương với khí trời - gọi là khí kín.

Thành phần của các khí ở trong đất có thể khác biệt rất nhiều so với khí trời, chẳng hạn như trong đó các khí sinh ra trong quá trình sinh hóa (mêtan và những khí khác) có thể đóng vai trò quan trọng, cũng như trong đó có chứa nhiều ôxít cacbon có lẫn Sunfua và các khí khác mà các khí này không đáng kể trong không khí.

Các khí thông thương với khí trời có nhiệt độ và áp suất gần giống nhiệt độ và áp suất của không khí ở điểm đang xét. Khi có tác dụng của tải trọng ngoài lên đất thì các khí này dễ dàng thoát ra khỏi đất.

Các khí kín (Khí không thông với khí trời) thường gặp trong các đất dính, chủ yếu là trong đất sét. Sự xuất hiện của các khí kín ở trong đất sét có liên quan tới kích thước to nhỏ khác nhau của các đường lỗ rỗng chằng chịt phức tạp trong đất. Loại khí kín này tồn tại trong các đường lỗ rỗng của đất, ở trong tình trạng bị cách ly không có khả năng vận động, thường thấy khi có các màng nước, cũng như nước mao dẫn và nước tự do bất động chiếm một phần lỗ rỗng.

Sự tồn tại khí kín trong đất dính có ảnh hưởng lớn tới tính chất cơ học của đất, các bọt khí này sẽ làm giảm tính thấm của đất, làm tăng tính đàn hồi và có ảnh hưởng tới quá trình nén lún của đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài.

Khí hòa tan trong nước, tùy theo thành phần hóa học có thể ảnh hưởng khác nhau tới thành phần khoáng vật của đất. Một số khí tạo ra quá trình ôxy hóa, một số khác lại tạo ra quá trình cacbonat hóa đất, v.v... Khi nhiệt độ tăng lên và áp lực giảm đi, khí hòa tan trong nước ở các lỗ rỗng tách ra và trở thành khí tự do, lúc đó xảy ra sự phá hoại kết cấu của đất. Điều này cần được xét tới khi đào hố móng, và khi lấy mẫu ở các lỗ khoan lên để phân tích các tính chất cơ học của đất trong phòng thí nghiệm.

2.4. Các tác dụng qua lại giữa các thành phần trong đất:

2.4.1. Lực điện phân tử và vỏ hydrat của đất:

Như đã trình bày ở phần trước, hạt đất có kích thước càng nhỏ thì tỷ diện tích của nó càng lớn và tới một mức độ phân tán nhất định nào đó của các hạt đất, thì các lực điện phân tử (hoạt năng) trên bề mặt chúng sẽ thể hiện một cách mạnh mẽ, các lực này sẽ quyết định bản chất tác dụng giữa các hạt khoáng vật với nhau, cũng như giữa chúng với môi trường nước. Nguyên nhân của sự hình thành các lực điện phân tử này có thể giải thích như sau:

Mạng tinh thể của các khoáng vật sét được cấu tạo bởi các nguyên tử các nguyên tố hóa học, bố trí theo một quy luật nhất định như hình (I -2). Phần lớn nguyên tử ở bên trong mạng lưới tinh thể các hạt khoáng chất trung hòa, nghĩa là điện dương của hạt nhân trong chúng cân bằng với điện âm của các điện tử. Khi một nguyên tử trung hòa mất hay nhận thêm một hoặc một số điện tử, thì nó trở thành một ion mang điện dương (cation) hay điện âm (anion). Nếu ở bên trong các hạt khoáng vật các ion có điện tích khác dấu cân bằng, thì ngược lại các điện tích tự do không được cân bằng bởi điện tích của các ion khác. Vì vậy mà hạt khoáng vật trở nên như những vật mang điện. Theo tài liệu thí nghiệm cho thấy rằng đối với các hạt sét, điện tích trên mặt ngoài của chúng thường là có dấu âm (rất ít khi mang dấu dương). Chính do trên bề mặt của hạt khoáng vật mang điện tích tự do như vậy, nên khi các hạt sét ở trong môi trường nước luôn luôn có xảy ra các tác dụng tương hỗ vật lý và hóa học nhất định và tạo thành hoạt tính hoạt động bề mặt của chúng. Cường độ điện tích bề mặt của các hạt chủ yếu phụ thuộc vào thành phần khoáng và mức độ phân tán của hạt. Nếu có các hạt khoáng của một chất bất kỳ nhỏ, đến mức độ tính hoạt động của nó có ảnh hưởng căn bản đến các tính chất cơ - lý của chúng, thì người ta nói rằng chất đó ở trạng thái keo, và hoạt tính bề mặt gọi là hoạt tính keo. Kích thước các hạt keo đất thay đổi trong khoảng từ $1 \div 0,1$ micron, khả năng của các hạt chuyển động Brao (do các sức đẩy phân tử tạo ra) và khả năng đông tụ trong nước khi có chất điện giải là những tính chất keo điển hình.

Hoạt tính bề mặt của các hạt khoáng chất thể hiện rất rõ qua các tác dụng tương hỗ của chúng đối với các phân tử nước. Như đã biết, nước gồm những phân tử lưỡng cực, một bên là ion hydro (H^+) mang điện dương và một bên là ion (OH^-) mang điện âm. Vì thế khi nằm trong điện trường do các hạt khoáng vật sét tạo ra, thì các phân tử nước lưỡng cực đều bị hút về phía hạt sét và được sắp xếp có định hướng trong điện trường, hình thành màng nước kết hợp mặt ngoài hạt đất như trên đã trình bày.

Lực hút điện phân tử của các hạt khoáng chỉ có tác dụng mạnh trong một phạm vi nhất định gần mặt hạt đất. Trị số của các lực này xác định theo cấu tạo phân tử của hạt, ở gần bề mặt của hạt khoáng vật thì nó rất lớn, nhưng xa dần mặt hạt đất nó giảm rất nhanh cho đến bằng không. Phạm vi tác dụng của các lực điện phân tử cũng phụ thuộc vào thành phần nước trong đất và theo tài liệu của Götbe các lực điện phân tử có tác dụng trong khoảng từ vài lớp đến vài chục lớp phân tử nước, chiều dày chung của lớp này theo Đériaghin là nhỏ hơn $0,1\mu$.

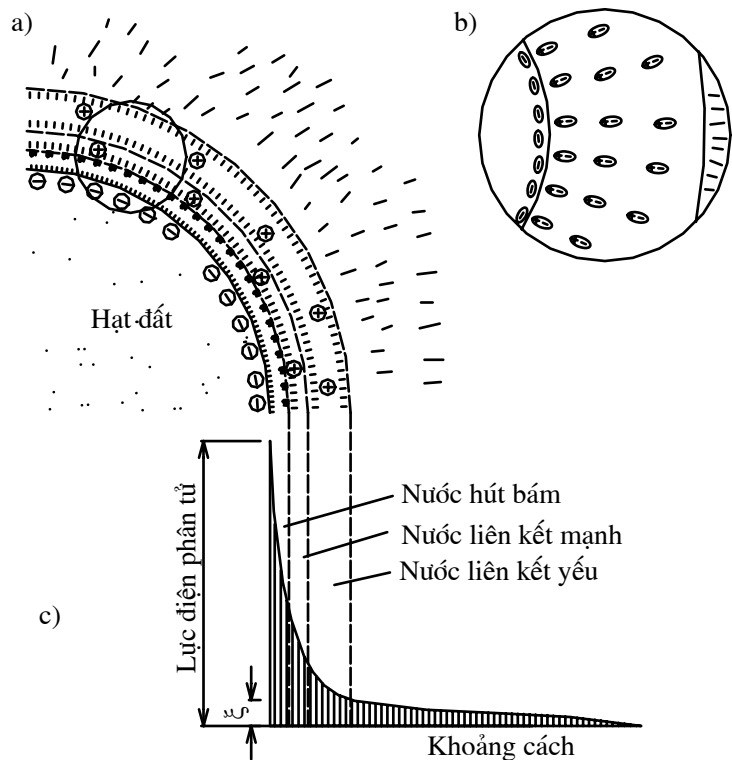
Các phân tử nước được hấp thụ vào bề mặt các hạt khoáng vật, đến lượt nó lại hút các lớp khác tạo thành lớp vỏ hydrat bao quanh các hạt khoáng vật và có ảnh hưởng lớn đến các tính chất cơ - lý của đất.

Trên hình (I-4) có trình bày sơ đồ tác dụng tương hỗ của các lực điện phân tử trên biên phân cách hạt rắn với nước, cũng như sơ đồ của sự liên kết (định hướng) của các phân tử nước trong điện trường của hạt đất.

Những lớp phân tử tiếp xúc trực tiếp với bề mặt các hạt khoáng vật chịu những lực kéo mạnh nhất, cho nên nồng độ các phân tử nước và ion là lớn nhất và chúng rất khó di động. Ra xa dần, các lực điện phân tử giảm nhanh nên nồng độ và ion giảm xuống và chúng càng có tính di động lớn. Cho đến một khoảng cách nào đó thì các phân tử nước cũng sẽ không định hướng và ở trạng thái tự do đối với các lực bề mặt. Trên hình (I -4) có trình bày sơ lược biểu đồ biến

đổi của các lực điện phân tử tùy theo khoảng cách đến bề mặt hạt đất. từ sơ đồ này có thể nhận xét rằng, trị số của lực điện phân tử giảm nhanh theo độ tăng của khoảng cách, chừng mười micron các lực này có trị số không đáng kể, không vượt quá trọng lực của các hạt phân bố. Từ đó có thể thấy rằng trạng thái của nước trong đất có quan hệ chặt chẽ với lực hút điện phân tử của hạt đất và đó cũng chính là cơ sở để phân loại nước trong đất đã được trình bày ở phần trên.

Độ dày của nước kết hợp mặt ngoài (nước màng mỏng) có ảnh hưởng rất lớn đến tính chất của đất sét. Vì vậy, nắm được các nhân tố ảnh hưởng đến độ dày của lớp nước này tức là nắm được quy luật biến đổi tính chất cơ - lý của đất, đây là một vấn đề quan trọng có ý nghĩa thực tế lớn. Chúng ta đã biết rằng, bất cứ một hạt sét nào khi tác dụng với nước đều sinh ra tầng điện kép (hay gọi là lớp lưỡng điện), tuy cách thành tạo tầng điện kép có khác nhau tùy từng loại khoáng vật và môi trường nước xung quanh. Điện thế nhiệt động và điện thế điện động cũng thay đổi tùy theo thành phần khoáng vật, thành phần và nồng độ ion cũng như độ pH của môi trường. Vì vậy đó cũng là những nguyên nhân chủ yếu ảnh hưởng đến độ dày của lớp nước màng mỏng. Chẳng hạn khi các cation nằm trong phạm vi lớp nước màng mỏng, cùng với bề mặt hạt đất mang điện tích âm tạo thành tầng điện kép. Điện thế lớn nhất (Nhiệt động lực ξ) là ở các Cation cố định của hạt khoáng, sự hạ thấp (giảm dần) điện thế theo chiều này lớp nước màng mỏng đến mức điện thế ở dung dịch



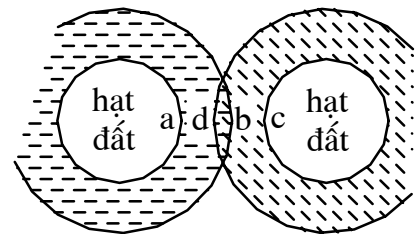
Hình I-4:

- a) Sơ đồ bố trí các phân tử nước trong điện trường của hạt đất
- b) Sơ đồ bố trí các phân tử nước xung quanh hạt đất
- c) Quan hệ giữa lực hút điện phân tử và khoảng cách kể từ mặt khoáng vật

nước tự do thì tương ứng với thế điện động (gọi là thế năng điện động ξ). Có thể thấy rằng thế năng điện động ξ càng lớn thì bề dày lớp nước màng mỏng cũng càng lớn. Mặt khác, vì chịu sức hút của lực điện phân tử, nên lớp nước màng mỏng có tính nhớt lớn hơn nước thông thường.

Khi khoảng cách \overline{ac} của hai hạt đất (hình I-5) nhỏ hơn tổng số bán kính ảnh hưởng của lực hút điện phân tử \overline{ad} & \overline{cd} thì nước trong phạm vi edfb đồng thời phải chịu ảnh hưởng lực hút điện phân tử của cả hai hạt, do đó tính nhớt của nó tương đối lớn.

Khoảng cách giữa hai hạt càng nhỏ thì rõ ràng tính nhớt của nước màng mỏng giữa hai hạt càng lớn và các hạt càng khó bị xô dịch. Ngược lại, bề dày nước màng mỏng càng lớn, thì khoảng cách giữa các hạt càng lớn, thì tính nhớt của nước màng mỏng giữa hai hạt càng nhỏ, và các hạt càng dễ dàng bị xô dịch lẫn nhau. Lý luận nước màng mỏng này hiện nay được dùng khá rộng rãi để giải thích một số tính chất đặc biệt của đất dính như độ đặc, tính dính, tính co, tính đầm chặt .v.v...



Hình I-5

Bề dày nước màng mỏng còn phụ thuộc vào nồng độ ion trong dung dịch (môi trường xung quanh) và vào tính ưa nước của hạt khoáng. Nồng độ ion trong dung dịch lớn thì điện thế điện động giảm xuống, do đó bề dày của nước màng mỏng cũng giảm và ngược lại. Đối với tính ưa nước của hạt khoáng, thì như thực tế đã cho thấy ảnh hưởng của yếu tố này thể hiện rõ rệt ở các đất sét thuộc loại Mômrlonit có khả năng hút nước lớn còn ở các đất sét thuộc loại Kaolinit ít hút nước thì nó thể hiện không rõ rệt.

Do nước màng mỏng chịu ảnh hưởng của lực hút điện phân tử, nên không thể dùng phương pháp thoát nước thông thường (trọng lực) để rút nước đó ra được. Nhưng nếu có tác dụng của điện trường, chẳng hạn như khi cắm các cực điện dương và âm vào trong đất sét và cho dòng điện chạy qua, thì lúc đó sẽ xuất hiện hiện tượng "vẫn điện" và "thấm điện" làm cho các hạt đất cùng với lớp nước hút bám xung quanh mang điện tích âm chuyển dịch về phía cực dương của điện trường "vẫn điện" còn nước màng gồm những cation thì chuyển về cực âm "thấm điện". Nếu tại cực âm bố trí thiết bị hút nước thì có thể rút nước đó đi được. Nguyên lý "thấm điện", thoát nước này trong thực tế thường được dùng để rút nước lỗ rỗng, và do đó làm tăng cường độ chịu lực của các tầng đất khó thấm như các tầng đất sét yếu.

2.4.2. Sự trao đổi ion trong đất:

Để thấy rõ được tác dụng của sự trao đổi ion trong đất, cần phải xét đến khả năng hấp thụ của đất đối với các chất cứng, lỏng và khí khác nhau, các ion, phân tử và các hạt keo từ môi trường xung quanh. Sự hấp thụ trong đất, đặc biệt là trong đất sét, có bản chất phức tạp và thường gồm một số quá trình diễn biến đồng thời. K.K.Gedroytx (1933) đề nghị phân biệt năm dạng hấp thụ: cơ học, vật lý, hóa - lý, hóa học và sinh học. Nhưng dạng hấp thụ quan trọng hơn cả là hấp thụ hóa - lý hoặc còn gọi là khả năng trao đổi ion. Chính khả năng này đã làm ảnh hưởng nhiều đến tính chất của đất.

Nước chứa trong các lỗ rỗng của đất ít nhiều đều có hòa tan các loại muối khác nhau, nên khi tiếp xúc với các hạt khoáng vật sẽ xảy ra hiện tượng: Các cation

bị hấp thụ ra khỏi dung dịch tham gia hóa hợp với thành phần khoáng của đất, thay vào chỗ chúng có một số lượng tương đương các cation khác từ lớp khuếch tán của thành phần khoáng vật chuyển sang dung dịch. Giữa các cation của lớp khuếch tán thuộc thành phần khoáng vật của đất và các cation của dung dịch bao giờ cũng có sự *Hấp thụ trao đổi chất*. Khi trao đổi ion, thì trên bề mặt hạt khoáng vật của đất có nhiều biến đổi mạnh mẽ và dẫn đến ảnh hưởng các tính chất của đất như là tính thấm, tính dẻo, lực mao dẫn, v.v...

Trong điều kiện tự nhiên, ở trạng thái trao đổi ion trong đất sét gặp chủ yếu là các Cation: H^+ , K^+ , Na^+ , Ca^{++} , Mg^{++} , ít hơn là Fe^{3+} , Al^{3+} ít hơn nữa là một số anion của các axit fôtphoric, Silicic, cacbonic và các axit khác. Trong đó riêng hai cation Ca^{++} và Na^+ thường có chứa trong các đất dính nhiều hơn cả.

Các nhân tố ảnh hưởng đến khả năng trao đổi ion của đất bao gồm thành phần khoáng, mức độ phân tán, đặc điểm kiến trúc của hạt đất, nồng độ của chất điện giải trong dung dịch, trị số pH của dung dịch và tính chất của ion trao đổi.

Khả năng trao đổi của các khoáng vật thứ sinh mạnh hơn ở các khoáng vật nguyên sinh, đồng thời trong các khoáng vật thứ sinh, riêng loại các mạng tinh thể kém vững chắc như Mônmôrilonit lại có khả năng trao đổi mạnh so với loại có mạng tinh thể bất động như Kaolinit. Trong cùng một loại khoáng vật thì mức độ phân tán càng lớn thì khả năng trao đổi càng mạnh, vì lúc đó năng lượng mặt ngoài lớn. Nếu đất đã bị phá hoại kết cấu thiên nhiên thì khả năng trao đổi càng mạnh, lúc này các liên kết giữa các hạt bị phá hỏng.

Về phía dung dịch trong đất mà xét, thì khi trị số pH giảm nhỏ, nồng độ cation H^+ sẽ tăng lên làm cho các cation khác khó xâm nhập vào trong màng nước, do đó khả năng trao đổi của đất đối với các cation này sẽ bị giảm đi.

Thực nghiệm còn cho biết rằng, nồng độ chất điện giải trong dung dịch tăng lên thì khả năng trao đổi ion cũng tăng. Ngoài ra, trừ cation H^+ , còn đối với các cation khác, khi hóa trị càng lớn thì khả năng trao đổi ion cũng sẽ mạnh lên, đồng thời trong các cation cùng hóa trị thì khả năng trao đổi tăng lên cùng với sự tăng của bán kính ion. Vì vậy có thể sắp xếp các cation theo trình tự từ trao đổi mạnh đến trao đổi yếu như sau: $Al^{+++} > H^+ > Ca^{++} > Mg^{++} > K^+ > Na^+$.

Sự trao đổi ion trong đất có ảnh hưởng rất lớn đến các tính chất cơ - lý của loại đất sét. Biết được sức chứa hấp thụ của đất và thành phần ion bị hấp thụ, có thể phán đoán gần đúng về tính chất của đất và những biến đổi có thể của chúng khi thay đổi điều kiện hóa - lý. Tuy vậy hiện nay chỉ mới đặc trưng được ảnh hưởng này một cách định tính, vẫn còn chưa thiết lập được quan hệ định lượng giữa tính chất của đất với thành phần cation bị hấp thụ. Chẳng hạn, sét Mônmôrilôni chứa Natri dưới dạng cation trao đổi (bị hấp thụ) có thể hấp thụ nước hai ba lần lớn hơn so với sét như vậy chứa Canxi. Sét Mônmôrilônit Natri có tính trương nở, tính nén lún, độ dẻo lớn hơn nhiều, độ bền bé hơn nhiều, độ thấm nước bé hơn so với sét Mônmôrilônit Canxi. Ngoài ra dựa vào sự trao đổi ion trong đất, người ta có thể cải tạo được một số tính chất của đất nền nhằm phục vụ cho việc xây dựng các công trình được an toàn và rẻ tiền. Ví dụ, nếu đất sét hấp thụ nhiều ion Na^+ và Ca^{++} , thì tính hút nước, tính dẻo, và tính nén lún của nó khá lớn. Để giảm các tính chất ấy người ta cho một dòng điện một chiều chạy qua đất mà cực dương của nó cấu tạo bằng Al. Bởi vì cation Al^{+++} sẽ đẩy các cation Ca^{++} và Na^{++} ra ngoài và hấp thụ vào đất, làm cho đất có tính hút nước và tính nén lún giảm đi rất nhiều.

§3. CƠ CẤU VÀ KẾT CẤU CỦA ĐẤT:

Thành phần rắn (cứng) của đất là một tập hợp gồm các hạt to nhỏ khác nhau, các tính chất của đất không những phụ thuộc vào thành phần của đất mà còn phụ thuộc vào hình thức tồn tại của đất như cách sắp xếp các hạt, mối liên kết giữa các hạt, v.v.... Cũng như giữa các tập hợp tạo thành đất, tức là phụ thuộc vào cơ cấu và kết cấu của đất.

3.1. Kết cấu của đất:

Kết cấu của đất là sự sắp xếp có tính quy luật của các hạt hoặc các đám hạt đất có độ lớn và hình dạng khác nhau trong quá trình trầm tích. Kết cấu của các đất thiên nhiên là yếu tố quan trọng nhất, xác định các tính chất cơ - lý của đất như là nền và môi trường để xây dựng công trình, vì nó xác định độ bền và tính biến dạng của đất dưới tác dụng của các lực ngoài.

Các lực điện phân tử tác dụng giữa các giữa các hạt khoáng vật, các lực tác dụng giữa hạt và nước cũng như tỷ số của chúng với trọng lượng hạt có ý nghĩa quan trọng khi tạo thành kết cấu của đất thiên nhiên. Các tính chất của môi trường lắng đọng có ảnh hưởng cơ bản đến kết cấu tạo thành của các khoáng chất chìm lắng và rõ ràng lúc này, kích thước cũng như hình dạng và thành phần khoáng vật của các hạt đất chìm lắng đều có ý nghĩa quan trọng.

Dựa trên cơ sở thành tạo và sự ảnh hưởng của nó đến tính chất của đất thiên nhiên, người ta thường phân tích kết cấu của đất ra làm ba loại cơ bản, bao gồm kết cấu hạt đơn, kết cấu tổ ong và kết cấu bông.

3.1.1. Kết cấu hạt đơn:

Hình thành do sự chìm lắng tự do của các hạt tương đối thô (lớn hơn 0,05mm) trong môi trường nước. Trong trường hợp này, trọng lượng của hạt lớn hơn lực hút giữa chúng nên chúng được sắp xếp theo cách hạt nọ dựa vào hạt kia (hình I-6). Với loại kết cấu hạt đơn này thường thấy trong các loại đất cát tương đối thô, đất cát, sỏi cuội.

Đối với các đất cát, thì trong loại kết cấu đơn này có thể phân biệt thành hai loại hạt khác nhau là kết cấu rời xốp và kết cấu chặt. Ở các đất cát có kết cấu rời xốp thì các hạt ở trạng thái không ổn định, đồng thời giữa các hạt có khi có các lỗ rỗng tương đối lớn, vượt quá kích thước của chúng. Ở các đất cát có kết cấu chặt thì tình hình xảy ra ngược lại. Như trên ta đã biết kết cấu của đất có quan hệ mật thiết với điều kiện trầm tích và độ lớn của cỡ hạt, do đó mà trong thiên nhiên ít gặp loại kết cấu chặt ở các hạt nhỏ, mà gặp nhiều ở các loại hạt to.

3.1.2. Kết cấu tổ ong:

Hình thành do sự lắng chìm tự do của các hạt tương đối nhỏ trong nước do trọng lượng các hạt không thắng nổi lực hút phân tử giữa chúng nên chúng không thể tiếp tục chìm xuống mà lắng đọng lại ở ngay chỗ đầu tiên chúng chạm đến lớp trầm tích, do đó tạo thành kết cấu tổ ong. Với dạng kết cấu này, các hạt đất ở trạng thái không ổn định. (Hình I-6b)

3.1.2. Kết cấu bông:

Nếu các hạt khoáng vật lắng chìm trong nước có kích thước của hạt keo thì chúng sẽ phát sinh chuyển động Braou và chúng sẽ ở trạng thái huyền phù một thời gian lâu. Nếu thêm vào hỗn hợp một chất điện giải (Ca_2Cl , hoặc là chất khác) thì lực

đẩy giữa các hạt giảm đi và các hạt có khả năng xích gần lại, rồi liên kết với nhau thành các đám hạt để hình thành kết cấu bông như hình (I - 6c). Loại kết cấu này rất không ổn định và thường gặp trong trầm tích biển.

Đất trong thiên nhiên do các hạt lớn nhỏ khác nhau tạo thành, vì vậy kết cấu của đất không đơn giản như các kết cấu cơ bản nói trên. Thông thường trong cùng một loại đất có thể gặp cả hai hoặc ba loại kết cấu đó.

Trong quá trình tạo thành và tồn tại kết cấu, trong đất và nhất là trong các đất sét hình thành ra các liên kết nội tại, gắn liền các hạt hoặc các đám hạt khác nhau gọi là *liên kết kết cấu*

Sự có mặt của các liên kết kết cấu trong đất, độ cứng của chúng, sức bền và tính đàn hồi của chúng là những yếu tố quan trọng xác định phẩm chất của đất và nền đất dưới các công trình.

Các liên kết kết cấu hoặc là xuất hiện khi các hạt chìm lắng trong nước hoặc là hình thành trong quá trình tồn tại. Dựa theo thời gian xuất hiện mà các liên kết kết cấu phân biệt ra là liên kết nguyên sinh (sơ cấp) và liên kết thứ sinh (thứ cấp).

Liên kết nguyên sinh tạo ra bởi các lực phân tử tác dụng tương hỗ giữa các hạt khoáng vật cũng như giữa các hạt khoáng vật với nước. Đặc điểm của liên kết này thường là có tính đàn hồi và tính dẻo nhớt.

Liên kết thứ sinh xuất hiện do kết quả của sự già đi của các hạt keo, sự kết dính lại của chúng và do những quá trình kết dính của các muối hòa tan trong nước. Đôi khi các liên kết thứ sinh gọi là các liên kết gia cường (Theo N.Ia.Đênhixốp). Các liên kết cứng của đất đều thuộc liên kết này. Đặc điểm của chúng là có tính cứng chỉ bị phá hoại khi các hạt có một chuyển vị tương đối với độ lớn nhất định. Khác với các liên kết nguyên sinh, các liên kết thứ sinh bị phá hoại theo dạng gãy dòn và một khi đã bị phá hoại thì không thể phục hồi lại được.

Chúng ta cần lưu ý rằng, dù thuộc loại liên kết nguyên sinh hay thứ sinh, các liên kết trong đất đều có cường độ kém xa cường độ của bản thân hạt đất. Chính điều này cùng với đặc điểm của đất là một môi trường rời, làm cho đất khác hẳn các loại vật liệu liên tục về mặt tính chất cơ - lý của chúng.

Như trên đã trình bày, kết cấu của đất ảnh hưởng rất lớn đến tính chất cơ - lý của đất, cho nên để đảm bảo có những số liệu phản ánh đúng tình hình tự nhiên của đất, các thí nghiệm đất phải được tiến hành với các mẫu đất không bị phá hoại kết cấu tự nhiên. Tuy nhiên, vì hạn chế về mặt kỹ thuật lấy mẫu cũng như do tính chất của công việc thí nghiệm, nên các mẫu thí nghiệm ở trong phòng hầu như đều bị phá hoại kết cấu ít hay nhiều, do đó kết quả nghiên cứu các tính chất của đất ở trong phòng thí nghiệm có hạn chế về mức độ chính xác. Chính vì vậy, nên hiện nay người ta đang đặt ra phương hướng cần áp dụng nhiều các phương pháp thí nghiệm trực tiếp ở ngoài hiện trường thì mới mang lại kết quả chính xác, phản ánh đúng thực tế điều kiện làm việc của đất thiên nhiên.

3.2. Cơ cấu của đất:

Cơ cấu của đất là tập hợp tất cả những đặc điểm đặc trưng cho tính không đồng bộ nhất trong sự phân bố các yếu tố kết cấu và cơ học của nó trong các lớp đất. Trong quá trình hình thành của nó, cơ cấu của đất chịu tác động của những điều kiện hình thành các trầm tích đất, chẳng hạn như tính tuần hoàn khi chìm lắng các hạt trong nước chảy và nước nằm yên cũng như chịu tác động của những biến đổi sau đó về phương và trị số của áp lực bên ngoài, làm cho các lớp đất bị uốn cong

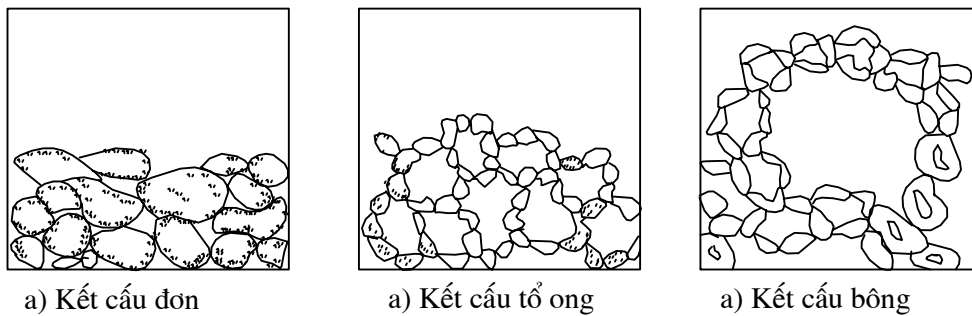
hoặc hình thành dạng phiến. Người ta thường chia Cơ cấu của đất thành những dạng cơ bản sau đây:

3.2.1. *Cơ cấu lớp*: Là loại cơ cấu phổ biến nhất và thể hiện rõ rệt trong các trầm tích lòng sông, đầm, hồ và biển cạn nước, bao gồm các lớp cát, sét xen kẽ nhau, tùy sự tồn tại và cách sắp xếp người ta có thể phân biệt thành cơ cấu lớp ngang và cơ cấu lớp nghiêng. Cơ cấu lớp của các đất có biểu hiện rõ rệt và toàn bộ tính đa dạng của nó làm cho các đất không đẳng hướng, nghĩa là các tính chất cơ - lý của những đất ấy (chẳng hạn như tính thấm, sức chống cắt, tính đàn hồi, v.v...) sẽ rất khác nhau theo các hướng khác nhau.

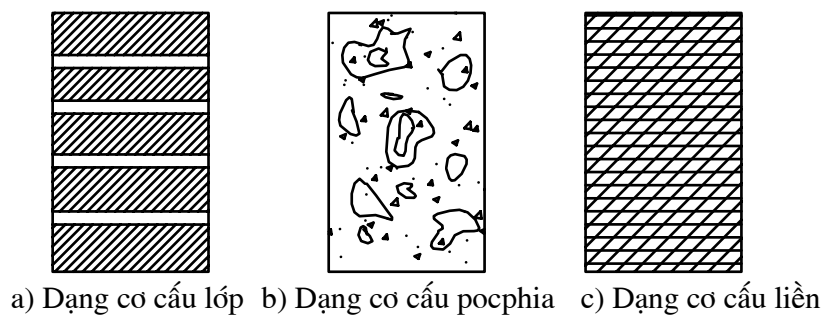
3.2.2. *Cơ cấu Pocphia*: Thể hiện ở các loại trầm tích mảnh lớn, bao gồm các hạt thô (sỏi, sạn, cát) và các hạt sét phân tán đều tham gia vào sức bền toàn phần chống các tác dụng của các lực ngoài, nhưng các tính chất như là tính nén lún, tính thấm, sức chống cắt, tính đàn hồi của đất sẽ chủ yếu phụ thuộc vào các tính chất của vật liệu phân tán nhỏ có những mảnh đá thô nằm trong đó.

3.2.3. *Cơ cấu liền*: Thường gặp ở các loại đất sét và đất bùn cỏ trong quá trình địa chất đã chịu những áp lực lớn, cũng như một số đất hoàng thổ và sét pha hoàng thổ chưa nén chặt nhưng dính kết bằng các muối.

Vì cơ cấu của đất có ảnh hưởng rất lớn tới tính chất cơ - lý của nó nên khi thăm dò và thiết kế cần phải chú ý đến yếu tố này một cách thích đáng. Hình (I -7) sẽ giới thiệu các loại cơ cấu bản của đất.



Hình I-6: Các dạng kết cấu của đất



Hình I-7: Các dạng cơ cấu của đất

§.4. CÁC CHỈ TIÊU VẬT LÝ CỦA ĐẤT

Thông thường đất có ba thành phần tạo nên là rắn - lỏng - khí. Trong tự nhiên tỷ lệ giữa ba thành phần này thay đổi rất nhiều, đặc biệt là thành phần nước, có khi chứa đầy trong các lỗ rỗng của đất. Tỷ lệ giữa ba thành phần này thay đổi thì trạng thái vật lý cũng thay đổi theo. Tỷ lệ phân phối về trọng lượng và thể tích của ba thành phần trong đất gọi chung là các chỉ tiêu tính chất vật lý của đất.

Trong công tác xây dựng, để đánh giá được tính chất và khả năng chịu lực của đất, người ta phải dựa vào các chỉ tiêu vật lý và cơ học của nó. Những chỉ tiêu cơ học (tính nén lún, tính chống cắt, v.v...) của đất sẽ được trình bày trong các chương có liên quan với chỉ tiêu này, ở đây chỉ trình bày các chỉ tiêu vật lý của đất.

Việc xác định trị số các chỉ tiêu vật lý của đất là một vấn đề rất quan trọng, vì nó được dùng rộng rãi trong tính toán thiết kế công trình. Tùy theo từng loại đất, tùy theo nguyên nhân tạo thành và điều kiện tồn tại của đất mà các chỉ tiêu vật lý của các loại đất rất khác nhau. Trong các chỉ tiêu vật lý của đất, có loại thì phải trực tiếp làm thí nghiệm mới xác định được - gọi là các chỉ tiêu xác định bằng thí nghiệm, có loại thì có thể tính toán từ các chỉ tiêu thí nghiệm mà ra - gọi là các chỉ tiêu tính toán, ngoài ra trong các chỉ tiêu này có những chỉ tiêu dùng để đánh giá (hay xác định) trạng thái của đất, ta có thể đưa về một nhóm gọi là các chỉ tiêu xác định trạng thái của đất.

Để tiện cho việc nghiên cứu các chỉ tiêu vật lý của đất, ta cùng thống nhất dùng các sơ đồ quy ước trên hình (I - 8) và các ký hiệu sau đây:

V_k, V_n, V_h, V_r, V : Là thể tích khí, nước, hạt rắn, lỗ rỗng, và thể tích của toàn bộ mẫu đất đó; Q_n, Q_h, Q : là trọng lượng phân nước, hạt rắn và toàn bộ mẫu đất còn m, n là thể tích hạt, lỗ rỗng trong một đơn vị thể tích.

4.1. Các chỉ tiêu vật lý xác định bằng thí nghiệm

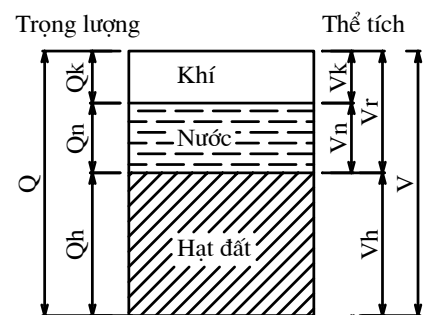
4.1.1 Dung trọng của đất:

Hay còn gọi là trọng lượng thể tích tự nhiên của đất, là trọng lượng của một đơn vị thể tích đất ở trạng thái tự nhiên, đơn vị thường dùng là g/cm^3 hay $T/m^3, N/cm^3, KN/m^3$, xác định theo công thức :

$$\gamma = \frac{Q}{V} \tag{I-2}$$

Từ định nghĩa có thể thấy rằng dung trọng của đất phụ thuộc vào thành phần khoáng, độ rỗng cũng như lượng chứa nước của đất. Khi xác định cần dùng mẫu nguyên dạng và tùy theo từng loại đất mà chọn dùng các phương pháp thí nghiệm cho thích hợp. Đất loại sét, hạt nhỏ dính kết, dễ cát, ta có thể dùng phương pháp dao vòng, đất vụn to, đất chứa sỏi, cuội không cắt được bằng dao vòng thì ta nên dùng phương pháp bọc parafin. Ngoài thực địa trong điều kiện nhất định ta có thể đào hố, xác định trọng lượng và thể tích đất trong hố đào để xác định dung trọng của đất.

Thông thường trị số dung trọng của các loại đất trong thiên nhiên như sau: đất cát từ $(1,45 \div 1,85)T/m^3$; đất cát pha, sét pha từ $(1,40 \div 1,65)T/m^3$; đất sét pha khoảng $1,75T/m^3$; đất sét bị nén chặt từ $(1,8 \div 2,1)T/m^3$.



Hình I - 8: Sơ đồ quy ước ba pha của đất và tỷ lệ giữa chúng

4.1.2. Độ ẩm của đất:

Độ ẩm của đất là tỷ số giữa trọng lượng nước chứa trong đất và trọng lượng hạt đất trong một khối đất tự nhiên, đơn vị thường tính là phần trăm, có khi dùng số thập phân và được xác định theo biểu thức sau:

$$W = \frac{Q_n}{Q_h} \cdot 100 \quad (\text{I-3})$$

Trị số độ ẩm của đất thay đổi phụ thuộc vào lượng nước chứa trong đất, phụ thuộc vào mật độ phân bố của hạt, tức là phụ thuộc vào kết cấu của đất.

Độ ẩm tự nhiên của đất có trị số thay đổi trong khoảng rất rộng từ vài phần trăm đến vài chục phần trăm. Để xác định trị số độ ẩm của đất người ta tìm trọng lượng của mẫu đất trước và sau khi sấy ở nhiệt độ $100^{\circ}\text{C} \div 105^{\circ}\text{C}$ đến trọng lượng không đổi, từ đó biết được trọng lượng nước (Q_n) và trọng lượng hạt (Q_h). Khi thí nghiệm độ ẩm của các đất bình thường, nhiệt độ sấy khô thường là $100^{\circ}\text{C} \div 105^{\circ}\text{C}$, nước tự do và nước kết hợp mặt ngoài bị bốc hơi hết và xem như đất khô tuyệt đối. Nhưng đối với đất chứa nhiều chất hữu cơ, nhiệt độ sấy khô $100^{\circ}\text{C} \div 105^{\circ}\text{C}$ là quá cao.

Ngoài thực địa để tiết kiệm thời gian, có thể dùng phương pháp đốt cồn, bỏ mẫu đất vào hộp, nhỏ cồn cho tới bão hòa rồi đốt, theo kinh nghiệm đốt chừng ba lần thì kết quả gần giống như phương pháp sấy khô. Phương pháp này không áp dụng cho đất có chứa chất hữu cơ.

4.1.3. Trọng lượng riêng hạt đất (γ_h):

Hay còn gọi là trọng lượng thể tích hạt đất, là trọng lượng của một đơn vị thể tích phân hạt (cốt) đất của chúng, đơn vị tính bằng: g/cm^3 , T/m^3 , N/m^3 , KN/m^3 . Trọng lượng riêng hạt đất được xác định chủ yếu bằng phương pháp tỷ trọng, theo định nghĩa trong vật lý học thì tỷ trọng của đất bằng:

$$\Delta = \frac{Q_h}{\gamma_o \cdot V_h}, \gamma_h = \frac{Q_h}{V_h} \quad (\text{I-4})$$

Tỷ trọng của đất khác với trọng lượng riêng hạt đất là, nó là đại lượng không thứ nguyên còn trị số thì bằng nhau.

Tỷ trọng của đất không phụ thuộc vào độ lỗ rỗng và độ ẩm của đất mà chỉ phụ thuộc và tỷ trọng của các hạt khoáng vật có trong đất. Tỷ trọng của các đất thiên nhiên thay đổi từ 2,5 - 2,8. Đất chứa mùn hữu cơ thì tỷ trọng nhỏ hơn đất chứa các khoáng vật nặng (pirit, sắt oxít) thì tỷ trọng lớn hơn, tỷ trọng của đất sét thường lớn hơn tỷ trọng của đất cát. Tỷ trọng được xác định bằng phương pháp bình đo tỷ trọng. Khi xác định tỷ trọng của đất chứa các muối dễ hòa tan phải dùng các chất lỏng hữu cơ trung tính thay cho nước, như dầu hỏa, bezen, v.v...

Trừ tỷ trọng ra, khi xác định dung trọng và độ ẩm của đất bằng thí nghiệm, phải dùng các mẫu đất nguyên dạng. Tuy nhiên, vì trong quá trình lấy mẫu và chuyên chở các mẫu đó khó tránh cho chúng khỏi bị thay đổi dung trọng và độ ẩm, nên kết quả thí nghiệm cũng không tránh khỏi sai số, đó là chưa kể đến sai số do kỹ thuật thao tác trong khi làm thí nghiệm. Nên hiện nay người ta đang có xu hướng tìm cách xác định trực tiếp các chỉ tiêu dung trọng và độ ẩm của đất ở ngay hiện trường. Phương pháp dùng chất đồng vị phóng xạ để xác định dung trọng và độ ẩm của đất ở hiện trường, hiện nay đang được áp dụng và đã mang lại một số kết quả và kinh nghiệm tốt.

4.2. Các chỉ tiêu vật lý xác định bằng tính toán:

4.2.1. Dung trọng khô (γ_k):

Dung trọng khô là trọng lượng của hạt đất trong một đơn vị thể tích đất tự nhiên và là chỉ tiêu biểu thị độ chặt của đất. Đơn vị thường dùng g/cm^3 hoặc T/m^3 , N/cm^3 , KN/m^3 và được xác định theo biểu thức sau:

$$\gamma_k = \frac{Q_h}{V} \quad (\text{I-5})$$

Trị số của dung trọng khô thường thay đổi trong khoảng $(1,2 \div 1,9)\text{T/m}^3$, trị số của dung trọng khô có thể xác định qua tính toán từ dung trọng và độ ẩm của đất.

Theo định nghĩa của độ ẩm có thể viết:

$$W = \frac{Q_n}{Q_h} = \frac{V(\gamma - \gamma_k)}{V \cdot \gamma_k} \Rightarrow \gamma_k = \frac{\gamma}{1 + W} \quad (\text{I-6})$$

Trị số dung trọng khô phụ thuộc vào độ rỗng của đất và là một chỉ tiêu kết cấu của đất. Vì vậy người ta thường dùng để biểu thị trạng thái kết cấu của đất, khi γ_k càng lớn tức là đất càng chặt, γ_k càng nhỏ thì đất càng xốp.

4.2.2. Độ rỗng của đất:

Độ rỗng của đất hay cũng có thể gọi thể tích lỗ rỗng trong một đơn vị thể tích đất tự nhiên. Theo như cách gọi trên có thể định nghĩa như sau: Độ rỗng của đất là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng trong đất và thể tích đất ở trạng thái tự nhiên, đơn vị thường dùng là phần trăm, nhưng khi tính toán thường biểu thị bằng số thập phân.

$$n = \frac{V_r}{V} \cdot 100 \quad (\text{I-7})$$

Chỉ tiêu này có thể xác định được dựa trên cơ sở biến đổi từ các biểu thức trên:

$$n = 1 - m = 1 - \frac{\gamma_k}{\Delta \cdot \gamma_0} \quad (\text{I-8})$$

4.2.3. Hệ số rỗng của đất:

Hệ số rỗng của đất là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng trong đất và thể tích hạt đất trong mẫu đất đó, chỉ tiêu này thường được biểu thị bằng số thập phân, theo định nghĩa có thể viết:

$$e = \frac{V_r}{V_h} \quad (\text{I-9})$$

Từ biểu thức (I-9) có thể khai triển thêm như sau:

$$e = \frac{V_r}{V - V_r} = \frac{n \cdot V}{(1 - n)V} = \frac{n}{1 - n} \quad (\text{I-10})$$

Tương tự có thể viết:

$$n = \frac{V_r}{V} = \frac{e \cdot V_h}{V_h + e \cdot V_h} = \frac{e}{1 + e} \quad (\text{I-11})$$

Hệ số rỗng đóng vai trò quan trọng đặc biệt trong Cơ học đất (khi tính lún v.v...), vì vậy xác định hệ số rỗng cần phải làm chính xác đến mức có thể làm được. Nói chung trong thực tế thường dùng e để biểu thị mức độ rỗng của đất thiên nhiên thuận lợi hơn nhiều khi dùng độ rỗng n . Vì dù trong trường hợp nào đi chăng nữa thể tích hạt cũng là một trị số không đổi. Từ biểu thức (I-9) có thể nhận thấy rằng,

trị số e càng lớn thì thể tích lỗ rỗng trong đất càng lớn và do đó cường độ chống cắt càng giảm nhỏ, tính nén lún càng lớn, và ngược lại.

4.2.4. Độ ẩm toàn phần của đất:

Độ ẩm toàn phần của đất, thực ra là một chỉ tiêu phụ trợ của Cơ học đất. Độ ẩm toàn phần của đất nghĩa là độ ẩm về lý thuyết ứng với lúc nước chứa đầy các lỗ rỗng trong đất, do đó có biểu thức xác định là:

$$W_{\text{tf}} = \frac{Q_n(\text{bãohòa})}{Q_h} = \frac{n.V.\gamma_0}{(1-n).V.\Delta.\gamma_0} = e \cdot \frac{\gamma_0}{\gamma_h} \quad (\text{I-12})$$

4.2.5. Độ bão hòa của đất:

Theo định nghĩa, độ bão hòa là tỷ số giữa thể tích nước trong một khối đất và thể tích lỗ rỗng của đất trong khối đất đó, hay cũng có thể định nghĩa như sau. Độ bão hòa là tỷ số giữa độ ẩm tự nhiên và độ ẩm toàn phần, chỉ tiêu này thường được biểu thị bằng số thập phân, theo định nghĩa có thể viết:

$$G = \frac{V_n}{V_r}$$

$$\text{Hoặc } G = \frac{W}{W_{\text{tf}}} = \frac{W.\gamma_h}{e.\gamma_0} \quad (\text{I-13})$$

4.2.6. Dung trọng bão hòa của đất

Dung trọng bão hòa là dung trọng của đất khi các lỗ rỗng của đất chứa đầy nước. Trong trường hợp này đất chỉ gồm hai thành phần tạo nên, đó là hạt rắn và nước, do đó ta có biểu thức xác định như sau:

$$\gamma_{\text{bh}} = \frac{Q_h + Q_n(\text{bãohòa})}{V} \quad (\text{I-14})$$

4.2.7. Dung trọng đẩy nổi của đất

Dung trọng đẩy của đất là dung trọng của đất khi bị ngập dưới mặt nước tự do, tức là bằng tỷ số giữa trọng lượng nổi của phần thể rắn trong khối đất và thể tích của khối đất đó:

$$\gamma_{\text{đn}} = \frac{Q_h - \gamma_0.V_h}{V} = \frac{\gamma_0(\Delta - \Delta_0)}{1 + e} \quad (\text{I-15})$$

Nói chung tất cả các chỉ tiêu trên đều có thể dựa vào các định nghĩa về các chỉ tiêu và sự liên hệ về thể tích và trọng lượng giữa các thành phần để rút ra các biểu thức cần thiết. Để đơn giản hóa trong vấn đề tính toán người ta đã lập sẵn cho một số các biểu thức hay ứng dụng như trong bảng (I-3).

Bảng I- 3: Biểu thức tính đổi các chỉ tiêu thường dùng

STT	Chỉ tiêu cần xác định	Công thức
1	Hệ số rỗng	$e = \frac{\Delta\gamma_o(1 + 0,01w)}{\gamma} - 1$
2		$e = \frac{\gamma_h}{\gamma_k} - 1$
3		$e = \frac{n}{1 - n}$
4	Độ rỗng	$n = \frac{e}{1 + e}$
5	Độ bão hòa	$G = \frac{\Delta\gamma \cdot 0,01W}{\Delta\gamma_o(1 + 0,01W) - \gamma}$
6		$G = \frac{0,01W \cdot \Delta}{e}$
7	Trọng lượng riêng hạt	$\gamma_h = \frac{\gamma_k}{1 - n}$
8		$\gamma_h = \Delta \cdot \gamma_o$
9	Trọng lượng riêng khô	$\gamma_k = \gamma_h(1 - n)$
10		$\gamma_k = \frac{\gamma}{1 + 0,01W}$
11	Trọng lượng riêng đẩy nổi	$\gamma_{đn} = \frac{(\Delta - 1)\gamma_o}{1 + e}$
12		$\gamma_{đn} = \gamma_m - \gamma_o$

Ghi chú: Hệ số 0,01 đặt trước đại lượng W là để chuyển từ số phần trăm sang số thập phân.

4.3. Các chỉ tiêu đánh giá trạng thái của đất:

Trước khi xây dựng các công trình trên một nền đất nào đó công việc đầu tiên đối với chúng ta là cần phải tìm hiểu trạng thái vật lý của nền đất đó, để đánh giá sơ bộ tính chất của nó về các mặt như cường độ và biến dạng, v.v....

Hiện nay người ta thường dùng hai khái niệm cơ bản để nói lên trạng thái vật lý của đất nền là: độ chặt đối với đất rời và độ sệt đối với đất dính.

4.3.1. Đối với đất rời:

4.3.1.1. Chỉ tiêu đánh giá độ chặt của đất rời:

Độ chặt tự nhiên của các đất rời là chỉ tiêu quan trọng để đánh giá trạng thái của đất rời khi làm nền cho các công trình. Vì những loại đất rời này hoàn toàn không có tính dẻo, cho nên trạng thái vật lý của nó được biểu thị bằng độ chặt là hợp lý nhất, nó được xác định từ các số liệu thí nghiệm trong phòng và hiện trường.

Theo các tài liệu tính toán và thống kê các hệ số rỗng ở trạng thái chặt nhất và xốp nhất được xác định trong phòng thí nghiệm đối với các loại cát thạch anh thuộc các nguồn gốc khác nhau, sau đó đối chiếu và điều chỉnh lại với độ chặt tự nhiên của nó người ta lập bảng (I-4) để phân loại độ chặt của đất cát theo hệ số rỗng như sau:

Bảng I - 4: Tiêu chuẩn và độ chặt của đất cát

Loại cát	Độ chặt		
	Chặt	Chặt vừa	Xốp
Cát sỏi, cát to, cát vừa	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Cát nhỏ	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Cát bụi	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Ngoài ra người ta còn đưa ra chỉ tiêu độ chặt tương đối ký hiệu là D để đánh giá trạng thái của đất cát và được định nghĩa như sau:

$$D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (\text{I - 16})$$

Trong đó: e_{\max} - Là hệ số rỗng của đất cát ở trạng thái xốp nhất, được xác định trong phòng thí nghiệm bằng cách đổ nhẹ cát khô vào bình có vạch đo dung tích không có chấn động, từ đó xác định được γ_{\min}^k và tính e_{\max} .

e_{\min} - Là hệ số rỗng của đất cát đó ở trạng thái chặt nhất được xác định trong phòng thí nghiệm, bằng cách đổ cát vào bình có vạch đo dung tích, rung chặt từ đó xác định được γ_{\max}^k và tính e_{\min} .

e - Là hệ số rỗng của đất cát đó ở trạng thái tự nhiên.

Căn cứ vào độ chặt tương đối D người ta đánh giá độ chặt của đất cát như sau:

$D \leq 1/3$	Đất cát xốp
$1/3 < D \leq 2/3$	Đất cát chặt vừa
$2/3 < D \leq 1$	Đất cát chặt

Việc xác định độ chặt của đất cát bằng thí nghiệm trong phòng vẫn còn nhiều nhược điểm do biện pháp thực hiện trạng thái xốp nhất, chặt nhất chưa đảm bảo chính xác, còn mang tính chủ quan. Hơn nữa hệ số rỗng tự nhiên e_0 của cát cũng khó xác định được vì không lấy được mẫu đất nguyên dạng. Khi đó có thể dùng các phương pháp thí nghiệm tại hiện trường để xác định độ chặt của đất cát ở trạng thái tự nhiên của nó, trong thực tế thường dùng các phương pháp thí nghiệm xuyên động và xuyên tĩnh sẽ được giới thiệu ở chương VI.

Bảng (I-5) và (I-6) giới thiệu trạng thái (độ chặt) của đất thông qua kết quả thí nghiệm ở hiện trường bằng xuyên động và xuyên tĩnh.

Bảng I - 5 : Độ chặt theo thí nghiệm xuyên động

Số lần búa rơi (N)	Độ chặt tương đối (D)	Trạng thái của đất
1 — 4	< 0,2	Rất xốp
5 — 9	0,2 ÷ 0,33	Xốp
10 — 29	0,33 ÷ 0,66	Chặt vừa
30 — 50	0,66 ÷ 1,0	Chặt
> 50	> 1	Rất chặt

Bảng I - 6 : Sức kháng mũi xuyên theo độ chặt của đất cát (100 Kpa)

Độ sâu (m)	Cát thô		Cát vừa		Cát nhỏ	
	Chặt	Chặt vừa	Chặt	Chặt vừa	Chặt	Chặt vừa
5	150	150 - 100	100	100 - 60	60	60 - 30
10	220	220 - 150	150	150 - 90	90	90 - 40

4.3.1.2. Chỉ tiêu đánh giá độ ẩm của đất rời

Đối với đất rời, mức độ khô hay ẩm, ít ảnh hưởng đến cường độ của đất, nên nó giữ nguyên được kết cấu tự nhiên của nó khi độ ẩm thay đổi. Tuy vậy, để chọn độ sâu đặt móng các công trình trên nền đất cát thì đặc trưng này lại rất cần. Vì vậy theo qui phạm về nền dùng độ bão hòa để phân loại trạng thái của đất cát như sau:

$G \leq 0,5$: Thuộc đất hơi ẩm

$0,5 < G \leq 0,8$: Thuộc đất ẩm

$G > 0,8$: Thuộc đất bão hòa nước

4.3.2. Đối với đất dính

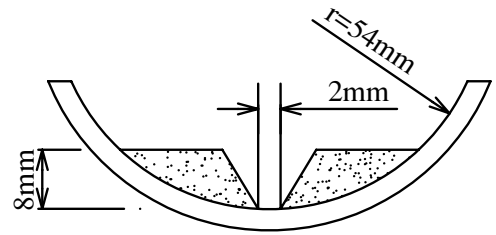
Đối với đất dính thì không thể tách rời trạng thái độ chặt riêng rẽ với trạng thái độ ẩm, đối với đất dính khi lượng nước chứa trong đất thay đổi thì trạng thái vật lý của đất sẽ thay đổi. Các loại đất dính có thể tồn tại ở trạng thái cứng khi độ ẩm rất nhỏ, và khi độ ẩm tăng dần lên thì đất bớt cứng chuyển dần sang trạng thái dẻo, độ ẩm tiếp tục tăng nữa thì đất sẽ dẫn đến trạng thái chảy nhão. Các trạng thái vật lý đó của đất đã phản ánh mật độ phân bố của hạt đất trong môi trường nước. Để đánh giá trạng thái của đất dính người ta dùng đặc trưng độ sệt (hay độ đặc), ký hiệu là B. Công thức định nghĩa của độ sệt là:

$$B = \frac{W - W_d}{W_{nh} - W_d} \quad (I - 17)$$

Trong đó : W, W_{nh} , W_d - Là độ ẩm tự nhiên, giới hạn nhão và giới hạn dẻo của đất

- Giới hạn nhão (W_{nh}): là độ ẩm ranh giới giữa trạng thái dẻo và trạng thái chảy nhão. Nó được xác định bằng cách nhào đất tự nhiên với nước cho đến trạng thái mà khi thả quả chùy tiêu chuẩn nặng 76gam, đầu nhọn 30^0 . Mũi chùy lún sâu vào đất 10mm trong 5 giây. Hoặc ở Tây Âu và Mỹ thì dùng cách làm của Casagrande: Cho

đất đã nhào trộn vào một bát chỏm cầu ($r = 54\text{mm}$, đất dày 8mm), cắt đất thành hai phần một rãnh hình chữ V, làm rung bằng cách nâng lên thả rơi xuống. Nếu sau 25 lần như vậy hai má đất vừa chập vào nhau thì đất đã tới giới hạn nhão, đem xác định độ ẩm của đất ấy thì đó là giới hạn nhão của đất (Hình I - 9).



Hình I-9

- Giới hạn dẻo (W_d) là độ ẩm ranh giới giữa trạng thái cứng và trạng thái dẻo. Nó được xác định bằng độ ẩm của đất mà ta có thể lăn đất trên một tấm kính mờ cho khô dần và hình thành các dây đất có đường kính 3mm , dài 10cm khi các dây đất này bắt đầu rạn nứt.

Theo quy phạm hiện nay người ta phân trạng thái của đất dính theo các trạng thái như bảng (I - 7).

Bảng I - 7 : Đánh giá trạng thái của đất dính

Đất và trạng thái	Độ sệt B
Đất cát pha (á cát) :	
- Rắn	$B < 0$
- Dẻo	$0 \leq B \leq 1$
- Chảy (nhão)	$B > 1$
Đất sét pha và sét (á sét, sét):	
- Rắn	$B < 0$
- Nửa rắn	$0 \leq B \leq 0,25$
- Dẻo	$0,25 < B \leq 0,5$
- Dẻo mềm	$0,5 < B \leq 0,75$
- Dẻo chảy	$0,75 < B \leq 1$
- Chảy (nhão)	$B > 1$

Trạng thái của dính đất còn có thể xác định bằng phương pháp xuyên tĩnh hiện trường. Tuy vậy, khi sử dụng các kết quả đó cũng cần phải kiểm tra lại theo chỉ tiêu độ sệt xác định qua độ ẩm.

Bảng I - 8: Xác định trạng thái của đất theo kết quả xuyên tĩnh

Sức kháng mũi xuyên (Kpa)	Trạng thái của đất
10.000	Cứng
10.000 - 5.000	Nửa cứng
5.000 - 2.000	Dẻo
2.000 - 1.000	Dẻo mềm
< 1.000	Dẻo chảy

§5. PHÂN LOẠI ĐẤT

Đất được thành tạo trong tự nhiên rất khác nhau về nguồn gốc, thành phần, cấu trúc và tính chất của nó. Do đó không thể nghiên cứu và xác định các tính chất của đất nếu không hệ thống hóa chúng lại theo một quy định nhất định, tức không phân loại chúng. Vì nếu có phân loại chúng, thì mới có cơ sở lựa chọn các phương pháp nghiên cứu phù hợp với thực tế tự nhiên hơn, từ đó có phương hướng đúng đắn sử dụng đất vào mục đích xây dựng các công trình. Để phân loại đất, khi chọn các đặc trưng cần phải chú ý làm sao cho các đặc trưng này thỏa mãn các yêu cầu sau:

- Phản ánh được một cách khách quan và đầy đủ các đặc điểm của đất là một sản vật tự nhiên, thường xuyên chịu ảnh hưởng của môi trường xung quanh.

- Phải thích hợp với mục đích sử dụng đất vào xây dựng công trình.

Để phân loại đất rời và đất dính, hiện nay người ta đều xuất phát từ quan điểm cho rằng, các loại đất dù có lịch sử hình thành khác nhau, nhưng chúng có thành phần hạt hoặc chỉ số dẻo giống nhau thì chúng có nhiều tính chất cơ lý giống nhau, các tính chất cơ lý này cho phép cung cấp được đặc trưng xác định về chất lượng xây dựng đối với từng loại.

Đối với đất rời, do tính dính không có nên độ lớn và thành phần cấp phối của hạt đất có khả năng phản ánh được đầy đủ các tính chất cơ lý của đất như tính thấm, tính nén lún và cường độ chống cắt, v.v... Do đó theo qui phạm hiện nay, việc phân loại đất rời theo bảng (I - 9).

Đối với đất dính: Như đã phân tích ở trên, trạng thái dẻo là một trạng thái đặc biệt quan trọng của các loại đất dính, tính dẻo của đất dính là kết quả tác dụng tương hỗ giữa hạt đất và nước. Do đó khi phân loại đất dính làm nền công trình người ta dựa vào chỉ tiêu chỉ số dẻo là thích hợp nhất, chỉ số dẻo ký hiệu là ϕ hoặc là IP (Index plastic) theo bảng phân loại (I - 9)

$$\phi = IP = W_{nh} - W_d \quad (I - 18)$$

Trong đó: W_{nh} , W_d - là độ ẩm giới hạn nhão và độ ẩm giới hạn dẻo của đất.

Bảng I - 9 : Phân loại đất theo quy phạm Việt Nam QPXD 45-78 (CHNπII 15-74)

Số thứ tự	Tên đất	Căn cứ để phân loại
Đất rời		Hàm lượng cỡ hạt
1	Tảng lăn	Cát hạt có $d > 200\text{mm}$ chiếm trên 50%
2	Dăm cuội	Cát hạt có $d > 10\text{mm}$ chiếm trên 50%
3	Sỏi sạn	Cát hạt có $d > 2\text{mm}$ chiếm trên 50%
4	Cát sạn	Cát hạt có $d > 2\text{mm}$ chiếm trên 25%
5	Cát thô	Cát hạt có $d > 0,5\text{mm}$ chiếm trên 50%
6	Cát vừa	Cát hạt có $d > 0,25\text{mm}$ chiếm trên 50%
7	Cát nhỏ	Cát hạt có $d > 0,1\text{mm}$ chiếm trên 75%
8	Cát bụi	Cát hạt có $d > 0,1\text{mm}$ chiếm ít hơn 75%

Đất dính		Chỉ số dẻo IP
9	á cát	$IP < 7$
10	á sét	$7 \leq IP < 17$
11	Sét	$IP \geq 17$

Trong đất thiên nhiên còn gặp một loại đất có kết cấu kém ổn định gọi là đất bùn. Đặc điểm của loại đất này là có kết cấu dễ bị phá hoại khi chịu tác dụng của tải trọng ngoài còn rất nhỏ.

Vì vậy trong tiêu chuẩn xây dựng, các đất này được xếp thành một loại riêng biệt, bao gồm các đất dính ở giai đoạn đầu hình thành, được tạo bởi trầm tích kết cấu trong nước có các quá trình vi sinh vật và ở trạng thái tự nhiên có độ ẩm vượt quá độ ẩm giới hạn nhão và hệ số rỗng vượt quá các trị số trong bảng (I - 10). Tên bùn được qui định theo chỉ số dẻo nêu ở phần trên.

Bảng I - 10 : Phân loại đất bùn

Loại bùn	Hệ số rỗng
- Bùn á cát	$e \geq 0,9$
- Bùn á sét	$e \geq 1,0$
- Bùn sét	$e \geq 1,5$

Việc phân loại đất có thể khác nhau với các nước khác nhau, và ngay cùng một nước, các ngành khác nhau. Với mục đích sử dụng đất khác nhau, có thể có nhiều cách phân loại khác nhau.

Theo AASHTO (American Association of State Highway and Transportation officials): Các đất được chia thành 8 nhóm, đất vô cơ được chia thành 7 nhóm tương tự từ A-1 đến A-7. Các nhóm này được chia thành 12 nhóm phụ. Đất có thành phần hữu cơ cao được xếp loại A-8. Các đất có chứa vật liệu hạt mịn đều được định rõ thêm bằng các chỉ số nhóm của nó, chỉ số càng cao, đất càng kém thích hợp tức là kém ổn định.

Chỉ số nhóm được xác định:

$$G_{(n)} = (F-35)[0,2+0,005(W_{nh}-40)]+0,01(F-15)(IP-10) \quad (I-19)$$

Trong đó: F - Phần trăm qua rây N^o200 (0,074mm), biểu thị bằng một số nguyên.

W_{nh} - Giới hạn nhão (chảy)

IP - Chỉ số dẻo (Index Plastic).

Các đặc trưng của nhóm và phụ nhóm khác nhau và trình tự phân loại được trình bày theo bảng (I-11).

Theo hệ thống phân loại thống nhất của Mỹ USCS (Unified Soil Classification System - USCS-ASTM. D2487), các đất hạt thô được chia thành:

+ Sỏi và đất sỏi được ký hiệu là G.

+ Cát và đất cát được ký hiệu là S.

Mỗi loại sỏi và cát được chia nhỏ thành 4 nhóm:

- + Vật liệu tương đối sạch, cấp phối tốt, ký hiệu W (Well graded).
- + Vật liệu cấp phối tốt với chất gắn kết rất tốt, ký hiệu là C (Clay).
- + Vật liệu tương đối sạch, cấp phối xấu, ký hiệu P (Poor graded).
- + Vật liệu thô chứa hạt mịn, không bao gồm các nhóm trước ký hiệu M (Silt)

Đất hạt mịn chia làm ba nhóm:

- + Đất cát rất mịn và bụi không hữu cơ, ký hiệu N.
- + Đất sét không hữu cơ, ký hiệu C.
- + Đất sét và bụi hữu cơ, ký hiệu O.

Mỗi nhóm trong ba nhóm của đất hạt mịn này, lại được chia nhỏ theo giới hạn chảy:

- + Đất hạt mịn có $W_{nh} < 50$ có tính dẻo thấp, ký hiệu L (Low plasticity)
- + Đất hạt mịn có $W_{nh} > 50$ có tính dẻo cao, ký hiệu H (High plasticity)

Đất nhiều hữu cơ như đất đầm lầy, than bùn có tính nén lún lớn, không chia nhỏ mà xếp thành một nhóm, ký hiệu Pt, các đặc trưng liên quan của các nhóm khác nhau cho theo bảng (I-12).

Bảng I-11: Phân loại đất và các hỗn hợp nhóm hạt đất của Hiệp hội Đường bộ quốc gia Mỹ M-145 (AASHTO).

Phân loại chung	Vật liệu hạt (35% hoặc thấp hơn qua rây N ^o 200)							Vật liệu sét-bụi(lớn hơn 35% qua rây N ^o 200)			
Phân loại nhóm	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Phân tích bằng rây % qua rây N ^o 10 N ^o 40 N ^o 200	max 50 max 30 max 15	max 50 max 25	min 51 max 10	max 35	max 35	max 35	max 35	min 36	min 36	min 36	min 36
Đặc trưng của phân qua rây N ^o 40 Giới hạn chảy(W _{nh}) Chỉ số dẻo IP	max 6		không dẻo	max 40 max 10	min 41 max 10	max 40 min 11	min 41 min 11	max 40 max 10	min 41 max 10	max 40 min 11	min 41 min 11
chỉ số nhóm (G)	0		0	0		<4		<8	<12	<16	<20
các loại vật liệu hợp thành chính thường gặp	Vụn đá sỏi và cát		Cát mịn	Sỏi và cát chứa sét hoặc bụi				Đất bụi		Đất sét	
Đánh giá chung khi phân cấp	Hoàn hảo đến tốt							Trung bình đến xấu			

Bảng I □ 12: Hệ thống phân loại đất thống nhất
(Unified Soil Classification System USCS-ASTM D.2487)

Phân chia rộng		Ký hiệu	Tên gọi điển hình	Tiêu chuẩn phân loại theo phòng thí nghiệm		
Đất sỏi cuội hơn 50% trên rây N 200 (0,074mm)	Đất sỏi cuội >50% lượng hạt có đường kính lớn hơn mắt rây N 4 (4,76mm)	GW	Sỏi cuội cấp phối tốt, sỏi cuội lẫn cát, không hoặc ít hạt nhỏ	Hàm lượng sỏi cuội, cát xác định từ đường cong cấp phối. Tùy theo hàm lượng hạt nhỏ hơn mắt rây N ^o 200 đất sỏi cuội phân biệt như sau:	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$	$Cc = \frac{(D_{30})^2}{[(D_{60}) \times (D_{10})]} = 1:3$
		GP	Sỏi cuội cấp phối kém, sỏi cuội lẫn cát, ít hoặc không có hạt nhỏ		Không đạt những chỉ số yêu cầu cho GW	
	GM _u ^d	Sỏi cuội lẫn bụi cát (trong xây dựng đường phân biệt GM _d và GM _u ; LL ≤ 28; IP ≤ 6 là d, LL > 28 là u)	Các giới hạn Atterberg thấp hơn đường A hoặc IP < 4.		Các giới hạn Atterberg trên đường A, IP trong khoảng 4 - 7 cần có tên kép.	
	GC	Sỏi cuội lẫn sét cát				Các giới hạn Atterberg thấp hơn đường A với IP > 7.
Đất sỏi cuội hơn 50% trên rây N 200 (0,074mm)	Cát < 50% lượng hạt qua mắt rây N 4 (4,76mm)	SW	Cát cấp phối tốt, có lẫn ít sỏi, ít hoặc không có hạt nhỏ	* Ít hơn 5%: GW, GP, SW, SP ** Lớn hơn 12%: GM, GC, SM, SC *** Từ 5% đến 12%: cần dùng một tên gọi kép	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$	$Cc = \frac{(D_{30})^2}{[(D_{60}) \times (D_{10})]} = 1:3$
		SP	Cát cấp phối kém, cát lẫn sỏi, ít hoặc không có hạt nhỏ		Không đạt những chỉ số yêu cầu cho SW	
	SM _u ^d	Cát lẫn bụi. (Chỉ số d, u như trong loại GM)	Vùng gạch chéo, IP trong khoảng 4 - 7 cần có tên kép.			
	SC	Sỏi cuội lẫn sét cát			Các giới hạn Atterberg thấp hơn đường A hoặc IP < 4. Các giới hạn Atterberg thấp hơn đường A với IP > 7.	

Phân chia rộng		Ký hiệu	Tên gọi điển hình	Tiêu chuẩn phân loại theo phòng thí nghiệm
Đất hạt nhỏ ≥ 50% qua mắt rây N ^o 200 (0,074mm)	Bụi và sét có giới hạn chảy ≤ 50	ML	Bụi vô cơ và cát rất mịn, cát nhỏ lẫn bụi sét, độ dẻo nhỏ	<p>Biểu đồ tính dẻo</p> <p>Chiều dọc trục: IP (Chỉ số dẻo)</p> <p>Chiều ngang trục: Giới hạn chảy</p>
		CL	Sét vô cơ, độ dẻo từ thấp đến trung bình, sét lẫn sỏi cuội, sét lẫn cát, sét lẫn bụi	
		OL	Bụi hữu cơ, sét lẫn bụi hữu cơ độ dẻo thấp	
	Bụi và sét có giới hạn chảy > 50	MH	Bụi vô cơ, cát nhỏ nhiều mica hoặc diatomic, đất bụi, bụi đàn hồi	
		CH	Sét vô cơ, độ dẻo cao, sét béo	
		OH	Sét vô cơ, độ dẻo từ trung bình đến cao, bụi hữu cơ	
	Đất có lượng hữu cơ cao	Pt	Than bùn hoặc các chất có hữu cơ cao	

§.6. MỘT SỐ TÍNH CHẤT CƠ - LÝ THƯỜNG XẢY RA TRONG ĐẤT

6.1. Tính dính của đất

Như chúng ta đã biết, chỉ có các loại đất dính mới có tính dính còn đối với các loại đất rời hoàn toàn không có tính dính. Tính dính là khả năng chịu lực kéo (dù rằng lực đó rất nhỏ) của các loại đất dính. Sở dĩ các loại đất này có thể chịu được lực kéo, vì giữa các hạt đất dính có những liên kết kết cấu giữ chặt nó lại với nhau, cũng chính nhờ có lực dính đó mà các khối đất sét trong thiên nhiên có thể giữ được mái dốc thẳng đứng đến một chiều cao nhất định nào đó, chiều cao này sẽ được tính toán ở chương IV. Dựa vào bản chất và nguyên nhân tạo thành nó, người ta có thể phân ra thành hai loại như sau:

Lực dính do lực hút phân tử gây ra: Dựa theo lý thuyết nước màng mỏng đã trình bày, thì lực hút phân tử có thể phát sinh trực tiếp giữa hai hạt đất với nhau, hoặc phát sinh qua các ion (cation) trung gian gắn liền hai hạt với nhau, hoặc có thể do sức căng mặt ngoài của các màng nước mao dẫn đã được trình bày ở trên. Lực dính này có đặc tính đặc biệt là có khả năng phục hồi lại sau khi bị phá hoại nếu có được những điều kiện như lúc hình thành ban đầu. Loại lực dính thứ hai là do các liên kết xi măng và các liên kết kết tinh có sẵn giữa các hạt, lực dính này được tạo thành do kết quả của sự hóa già các chất keo, sự kết tinh hoặc tái kết tinh các loại muối hòa tan trong nước, v.v... Thuộc loại lực dính này thì không có khả năng phục hồi sau khi đã bị phá hoại - loại lực dính này có tính chất cứng, giòn, ngược lại với loại lực dính do lực hút phân tử lại có tính đàn hồi và tính dẻo nhớt.

6.2. Tính co và nở của đất

Tính co và nở của đất sét là hai mặt ngược nhau của một quá trình. Khi lượng nước chứa trong đất thay đổi thì sẽ sinh ra hiện tượng co và nở của đất, tức là, tính co là khả năng giảm thể tích trong quá trình bốc hơi nước, còn tính nở là khả năng tăng thể tích của đất dính khi ngậm nước.

Trong tự nhiên hiện tượng trương nở thường rất hay gặp do nước mưa, nước mặt đất, nước dưới đất chảy vào các vùng đất dính ở trạng thái khô, đặc biệt ở các vùng khí hậu khô ráo. Hiện tượng trương nở đó thường làm cho cường độ của đất giảm xuống, toàn bộ khối đất bị biến dạng và phá hỏng, do đó gây ra nhiều tác hại cho các công trình xây dựng trên nền đất đó, phá hoại tính ổn định của bờ dốc, bờ đường, gây bùng nền, v.v...

Khi đất sét bị khô thì nước trong màng nước bao quanh dần dần bị bốc hơi, trong quá trình đó, trước hết nước mao dẫn bị bốc hơi trước và khối đất bắt đầu co lại. Màng nước bao quanh mỏng dần làm tăng nồng độ ion trong tầng ion trái dấu, do đó lực hút của các ion đối với hạt sét ở xung quanh tăng lên, vượt quá lực đẩy giữa các hạt sét do tích điện cùng dấu gây ra. Vì vậy các hạt đất bị hút lại gần nhau hơn và khối đất càng co thêm nữa, và đến một lúc nào đó việc giảm thể tích ngừng lại (tương ứng với khi lực đẩy giữa chúng đạt tới một thế cân bằng mới với lực hút) thì trên mặt khối đất xuất hiện các vết nứt có hình chân chim. Đó chính là bản chất của tính chất co rút thể tích khi khô của đất loại sét. Độ ẩm của đất ứng với thời điểm đó gọi là giới hạn co. Khi đất co thì chuyển vị của các điểm trong khối đất xảy ra không giống, do đó gây ra tình hình ứng suất không đều và làm cho khối đất nứt nẻ, cường độ giảm đi, tính thấm tăng lên, vì vậy khi dùng đất đắp đê, đắp đập, hay đắp đường thì cần phải chú ý đến hiện tượng này. Ngược lại, khi đất sét khô, màng nước tại chỗ tiếp xúc giữa các hạt có chiều dày nhỏ. Sau đó nếu gặp nước có nồng độ ion thấp hơn nồng độ ion trong tầng trái dấu giữa các hạt, thì một số ion trong tầng trái dấu sẽ chạy ra ngoài nước tự do. Do tác dụng của lực hút điện phân tử của các hạt đất nên các phân tử nước sẽ thâm nhập vào những nơi màng nước có chiều

dày nhỏ và tách các hạt đất ra, gây nên hiện tượng trương nở của đất. Tác dụng nở của đất có ảnh hưởng lớn đến các công trình xây dựng, do đó cần phải được chú ý thích đáng trong khi thiết kế và xây dựng công trình. Đối với các tường chắn chẳng hạn, khi đất đắp sau tường nở ra thì sẽ xuất hiện một áp lực phụ thêm tác dụng lên tường, ảnh hưởng đến tính ổn định của nó. Tuy nhiên, không phải lúc nào hiện tượng nở của đất cũng có hại, trái lại cũng có trường hợp có thể lợi dụng tính nở của đất để phục vụ công trình. Điều này có thể thấy rõ trong thực tế, người ta có thể dùng áp lực phun dung dịch sét Mômôrêlônit có tính nở lớn vào các lỗ rỗng hoặc khe nứt ở bờ kênh và đất nền để làm giảm tính thấm cho bờ kênh và đất nền.

Tính chất trương nở và co rút có liên quan mật thiết với sự biến đổi độ dày của màng nước bao quanh hạt đất, vì vậy các nguyên nhân ảnh hưởng đến tính chất trương nở và co rút của đất sẽ bao gồm các nhân tố chủ yếu như: Thành phần khoáng vật, thành phần hạt, thành phần hóa học và nồng độ ion trong dung dịch, kết cấu, đặc điểm mối liên kết giữa các hạt và độ rỗng của đất.

6.3. Tính tan rã của đất:

Tính chất tan rã của đất là tính chất của đất khi bỏ vào nước thì phát sinh hiện tượng mất hết tính dính và trở thành một khối rời rạc. Hiện tượng tan rã có thể là do hiện tượng trương nở phát triển mà thành. Trong những điều kiện nhất định khi hiện tượng trương nở phát triển đến một lúc nào đó, thì do màng nước khuếch tán dày lên đến trị số lớn nhất, các hạt sét không còn hút chung các ion hay các phân tử nước nữa, làm mất mối liên kết keo nước giữa các hạt và các hạt sét bị rã rời trong nước.

Các loại đất sét có tính thấm nhỏ, nói chung tốc độ tan rã chậm, hiện tượng tan rã thường phát triển dần dần từ ngoài vào trong, ít khi tan rã thành từng cục. Nếu đất có lỗ rỗng lớn thì trước hết nước ngấm vào các lỗ rỗng này gây ra ứng lực không đồng đều trong khối đất và đầu tiên đất sẽ bị tan rã dọc theo các mặt mềm yếu thành từng cục to nhỏ hình dạng bất kỳ. Các đất loại sét do hàm lượng hạt sét cao nên tác động của tầng khuếch tán đến tính chất tan rã khá rõ rệt, thời gian để màng nước khuếch tán đạt đến độ dày lớn nhất dài hơn, lực hút giữa các hạt còn tương đối lớn. Vì vậy, hiện tượng tan rã trong đất loại sét là một quá trình phát triển tiếp theo quá trình trương nở.

Hiện tượng tan rã có liên quan mật thiết với hiện tượng trương nở cho nên các nhân tố ảnh hưởng của nó cũng là thành phần khoáng vật, thành phần hạt, thành phần hóa học và nồng độ ion trong dung dịch chứa trong đất và nước, kết cấu và cơ cấu của đất.

Khi đánh giá tính chất tan rã của đất người ta thường dùng các chỉ tiêu sau:

- Thời gian tan rã: là thời gian tan rã hoàn toàn của một mẫu đất nhất định.
- Đặc điểm và các hiện tượng xảy ra trong quá trình tan rã.
- Tốc độ tan rã, tính bằng hàm lượng phần trăm phần đất bị tan rã so với mẫu đất ban đầu để trong một đơn vị thời gian.

Tính tan rã của đất có một ý nghĩa thực tế rất lớn khi đánh giá đất làm vật liệu đắp đập, đắp đê, đắp đường, đánh giá ổn định của bờ dốc, bờ kênh đào, đánh giá tính chất chống xói lở của đất v.v... Căn cứ vào đặc tính tan rã của đất ta có thể phán đoán mức độ ảnh hưởng đến việc thi công, sử dụng các công trình mà từ đó đề ra biện pháp xử lý, đề phòng cho thích hợp.

6.4. Hiện tượng Tixotrofia trong đất:

Trong thực tế có thể gặp trường hợp: Khi dưới ảnh hưởng tác dụng của một tải trọng động, một số đất sét và đất bùn có thể chuyển sang trạng thái chảy nhão rồi biến thành dung dịch, lúc này đất hoàn toàn mất hết lực dính kết cấu, và nếu để sau một thời gian không tác dụng tải trọng động nữa, các đất ấy lại hoàn toàn phục hồi các đặc tính cũ như là kết cấu, độ sét, độ rỗng, v.v... Quá trình đó có thể lặp đi lặp

lại nhiều lần. Hiện tượng xảy ra như trên gọi là hiện tượng Tixxotrofia. Đất mang tính chất này gọi là đất Tixxotrofia.

Qua thực nghiệm người ta đã nhận thấy rằng, hiện tượng Tixxotrofia chỉ xảy ra khi có đầy đủ các điều kiện sau:

- Đất chứa nhiều hạt phân tán nhỏ như hạt keo, đặc biệt là chứa nhiều Bentônít hay nói rõ hơn là chứa nhiều loại khoáng vật Mônmôrilônít.
- Đất đó phải bão hòa nước.
- Đất đó chịu tác dụng của tải trọng động.

Dựa vào các điều kiện trên có thể nhận thấy rằng hiện tượng Tixxotrofia thường hay xảy ra ở những loại đất trầm tích trẻ, chứa nhiều hạt keo.

Vì hiện tượng đó có ảnh hưởng rất lớn tới điều kiện ổn định của các công trình xây dựng, do đó trong xây dựng cần phải quan tâm chú ý đến, đặc biệt là khi thi công đóng cọc có thể gây ra ảnh hưởng hoặc làm hư hỏng các công trình lân cận.

6.5. Hiện tượng biến loãng của đất cát:

Hiện tượng biến loãng (chảy lỏng) của đất cát có thể gặp ở các đất cát nhỏ no nước, khi chịu tải trọng rung ở những điều kiện nhất định. Nếu các loại này được dùng làm nền cho các móng máy, hoặc làm vật liệu đắp các đê, đập thì trong những điều kiện ấy, đất nền sẽ bị đùn ra ngoài, hoặc khối đất đắp sẽ bị đổ sụp, gây ảnh hưởng tai hại cho công trình.

Hiện tượng biến loãng này đã được giáo sư N.M.Gerxevanov và giáo sư N.N.Maxlov chỉ rõ rằng: Đất cát nhỏ bão hòa nước phát sinh hiện tượng chảy lỏng (biến loãng) là vì, khi có tác dụng của tải trọng động thì áp lực nước lỗ rỗng xuất hiện đột ngột và có trị số lớn ở tại vị trí tác dụng của tải trọng động đó, rồi truyền đi rất nhanh lên toàn bộ khối đất bão hòa nước. Trong những trường hợp nếu trị số áp lực đó vượt quá trọng lượng bản thân của đất ở trong nước (ứng với dung trọng đẩy nổi), thì các điểm tiếp xúc giữa các hạt bị phá hoại và đất chuyển sang hoàn toàn như một dung dịch (hình I - 10).

Cường độ chống cắt của đất cát lúc này hầu như bằng không và cả khối đất hoàn toàn mất sức chịu tải, dẫn đến sự phá hoại công trình. Và nếu như ngừng tác dụng tải trọng động thì áp lực nước lỗ rỗng của nó giảm xuống, các hạt cát lại dịch lại gần nhau và sắp xếp theo một dạng kết cấu chặt hơn trước, nghĩa là độ rỗng của nó nhỏ hơn trạng thái ban đầu. Căn cứ vào các tài liệu nghiên cứu người ta thấy rằng hiện tượng biến loãng dễ xảy ra hơn cả ở các đất cát có hình dạng tròn nhẵn, đường kính D_{10} của hạt bé hơn 0,1mm, hệ số không đồng đều $C_u < 5$ và độ rỗng (n) vào khoảng 0,44 đồng thời trong đất có chứa một ít hạt sét.



Hình I-10

Hiện tượng biến loãng có ảnh hưởng lớn đến các công trình xây dựng, do đó việc đề phòng, tránh hiện tượng này xảy ra là sự cần thiết đối với chúng ta và hiện nay thường dùng các biện pháp sau đây:

- Giảm bớt cường độ của tải trọng động.
- Làm tăng độ chặt của đất cát.
- Tăng cường khả năng thoát nước của đất cát.
- Cải thiện tình hình phân bố ứng suất trong đất.

Nói chung các biện pháp thường không áp dụng riêng rẽ nhau, mà được áp dụng kết hợp chặt chẽ với nhau thì mới mang lại hiệu quả lớn nhất.

6.6. Tính đầm chặt của đất:

Đất có tính chất là: dưới tác động cơ học như rung, nén, nện các hạt đất sẽ dịch chuyển tạo thành một kết cấu mới chặt hơn. Tính chất này của đất rất thuận lợi cho việc dùng đất làm vật liệu để xây dựng những công trình bằng đất như đắp nền đường,đê,đập. Trong thực tế khi làm nền đường, đắp đập, đắp đê và gia cố nền thường cần phải đầm đất tới một độ chặt cần thiết để cho các công trình nêu trên đủ độ bền vững, ổn định và các tính thấm, tính nén lún, v.v... giảm đi. Các yếu tố chủ yếu ảnh hưởng đến việc đầm chặt đất là: cấp phối của đất, độ ẩm của đất, công đầm nén. Trong phần lớn các trường hợp người ta không thể tạo ra được một cấp phối như ý muốn (bằng cách pha trộn các cỡ hạt) mà chỉ có thể chọn bãi khai thác đất để đắp công trình. Nghĩa là chấp nhận một cấp phối tự nhiên tương đối thích hợp cho việc đầm chặt. Như vậy, việc nghiên cứu tính đầm chặt của đất chỉ còn tìm mối quan hệ giữa dung trọng khô (γ_k), độ ẩm (W) và công đầm (A), từ đó có thể chọn được dung trọng khô, độ ẩm thỏa mãn với yêu cầu của công trình, đồng thời ứng với công đầm nén nhỏ nhất. Việc lựa chọn này dựa trên kết quả thí nghiệm đầm chặt đất.

Nguyên lý thí nghiệm:

Nếu đất khô, độ ẩm nhỏ thì công đầm nén sẽ tiêu hao vào việc khắc phục ma sát giữa các hạt mà không làm cho đất chặt lại được bao nhiêu. Ngược lại nếu đất quá ướt, độ ẩm cao thì màng nước liên kết càng dày đẩy các hạt xa nhau, làm cho đất không thể chặt được. Như vậy với một công đầm nén xác định, cần phải có một độ ẩm tốt nhất để khi đầm nén đất sẽ đạt được độ chặt cao nhất.

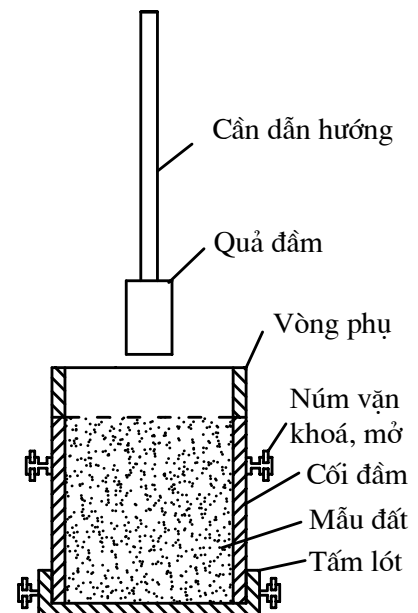
Dụng cụ thí nghiệm trong phòng (Hình I - 11) là một hình trụ tròn bằng kim loại, ở bên dưới có tấm lót, ở bên trên có vành kéo dài có thể tháo rời được. Quả đầm có hình trụ tròn xỏ vào một cần thẳng và di động, cần có tác dụng dẫn hướng và khống chế độ cao rơi, ngoài ra là cần và các dụng cụ thí nghiệm độ ẩm.

Cách thí nghiệm:

Chuẩn bị một lượng đất đủ dùng, khoảng 6-8kg, hong khô trong không khí, nghiền nhỏ (chú ý không làm vỡ hạt), loại bỏ những hạt to quá 20mm. Dùng một ống đo thể tích đo lượng nước đưa vào mẫu đất. Tưới nước vào mẫu đất bằng cách phun mưa trộn rất cẩn thận trong thời gian lâu để đảm bảo mẫu đất ẩm đều. Nếu đất là loại sét thì phủ mẫu bằng vải ẩm để trong nhiều giờ trước khi đem đầm nén.

Cần cối khi chưa có mẫu đất. Cho mẫu đất vào cối từng lớp, thường làm năm lớp. Với mỗi lớp đều đầm (bằng cách thả rơi quả đầm ở một chiều cao xác định) 55 nhất đầm, chú ý sao cho các nhát đầm phân bố đều trên mặt mẫu. Sau khi đầm xong, tháo vành kéo dài ở mặt trên, gạt mẫu đất bằng mặt cối. Cần lại cối đầm có chứa đầy đất. Cuối cùng tháo mẫu đất ra khỏi cối, lấy 2-3 mẫu nhỏ (trên - 10g), đem thí nghiệm xác định độ ẩm.

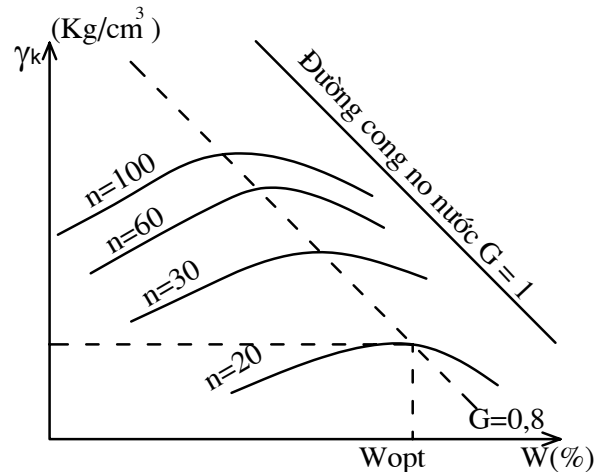
Lặp lại thí nghiệm với mẫu đất thứ hai, gia tăng lượng nước phun tưới vào mẫu đất (không quên trộn cẩn thận và thật lâu): tiếp tục thí nghiệm cho 5-6 mẫu. Với mỗi



Hình I-11

mẫu thí nghiệm ta xác định được trọng lượng thể tích đất (ướt) γ và tương ứng với nó là độ ẩm W , hoặc trọng lượng thể tích đất (khô) γ_k và độ ẩm W .

Kết quả thí nghiệm được thể hiện bằng đường cong, trên đồ thị có trục tung biểu thị $\gamma_k = f(W)$, trục hoành biểu thị W (Hình I -12). Theo đó ta xác định được độ ẩm đầm nén tốt nhất ứng với một công đầm nén xác định. Nếu thay đổi công đầm nén ta thấy: Khi tăng công đầm nén lên thì độ ẩm tốt nhất nhỏ đi một chút (điểm cực trị dịch về bên trái), tất cả các đường cong $\gamma_k = f(W)$ đều tiệm cận một đường thẳng gọi là đường bão hòa.



Hình I-12: Các đường cong đầm chặt

Thí nghiệm đầm chặt nêu trên

người ta thường gọi là thí nghiệm Proctor (tên người đã đề xuất thí nghiệm đầu tiên). Dựa vào nguyên lý thí nghiệm đầm chặt đã nêu trên, sau này người ta đã cải biến đi, nên ở các nước khác nhau có quy định khác nhau về thí nghiệm đầm chặt.

* Thí nghiệm proctor thông thường:

Cối đầm chặt có đường kính bằng 10cm, chiều cao cối đầm là 12,70cm, thể tích cối đầm là 1000cm³. Đầm có đường kính đáy là 10cm, trọng lượng quả đầm 2,5kg. Tấm lót đáy có đường kính 10cm.

Cách thí nghiệm :

- Cho quả đầm rơi tự do với chiều cao 30,5cm, số lớp đất đầm là 3, chiều dày lớp đất là 4cm, số nhát chày đầm cho mỗi lớp là 25 chày, năng lượng đơn vị 5,4kG.cm/cm³. (Năng lượng đơn vị được tính là: trọng lượng quả đầm nhân với chiều cao rơi nhân với số nhát đầm cho mỗi lớp nhân với số lớp đất đầm nén, kết quả đó chia cho thể tích cối đầm).

* Thí nghiệm proctor cải tiến:

Cối đầm chặt có đường kính bằng 12,5 cm, chiều cao cối đầm 12,70cm, thể tích cối đầm 2224cm³. Đầm có đường kính đáy là 5,08cm, trọng lượng quả đầm 4,54kg.

Cách thí nghiệm:

- Cho quả đầm rơi tự do với chiều cao 45,7cm, số lớp đất đầm nén là 5, chiều dày mỗi lớp 2,5cm, số nhát đầm cho mỗi lớp là 55, năng lượng đơn vị 25KG.cm/cm³.

* Thí nghiệm proctor do công binh Mỹ cải tiến:

Cối đầm chặt có đường kính là 15,24cm, chiều cao cối đầm 12,70cm, thể tích cối đầm là 2317cm³. Đầm có đường kính đáy là 5,08cm, trọng lượng quả đầm là 4,54KG, tấm lót đáy dày 5,08cm và đường kính là 15,24cm.

Cách thí nghiệm:

- Cho quả đầm rơi tự do với chiều cao 45,7cm, số lớp đất đầm là 5, chiều dày mỗi lớp 2,5cm, số nhát đầm 55, năng lượng đơn vị 24,5KG.cm/cm³.

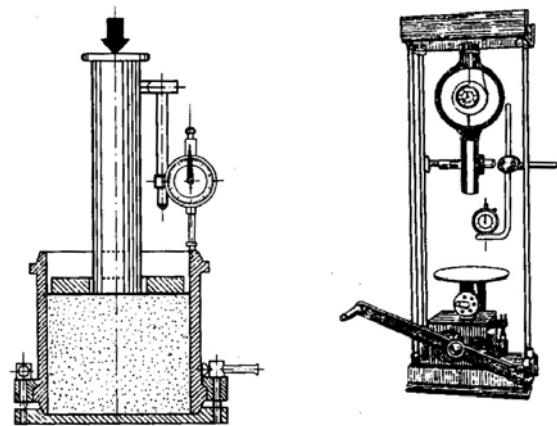
*** Thí nghiệm CBR (California Bearing Ratio)**

Ở Mỹ và một số nước, trong xây dựng đường ô tô thường dùng chỉ số CBR (viết tắt của tên California Bearing Ratio - Chỉ số chịu tải CBR), là tỷ số biểu thị bằng phần trăm giữa áp lực tạo sự xuyên ngập một trụ xuyên trong đất ta xét với áp lực tạo sự xuyên ngập như thế trong vật liệu tiêu chuẩn. Kích thước trụ xuyên, tốc độ và độ sâu xuyên được chuẩn hoá.

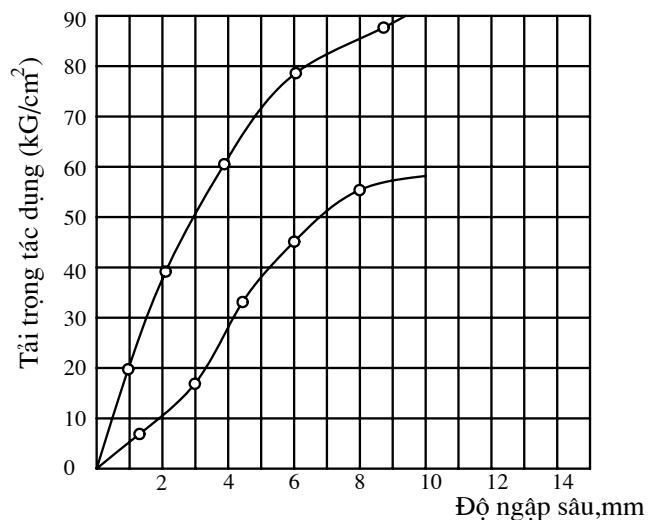
Dụng cụ thí nghiệm (hình I-13): Trụ xuyên tiết diện 3 inch² (19,35cm²), dài khoảng 20cm, gắn vào một giá đỡ có gán lực kế và đồng hồ đo chuyển vị; một cơ cấu vitme với tay quay nâng hộp mẫu tạo ra sự xuyên ngập của trụ xuyên.

Hộp mẫu là một cối đầm chặt kiểu Proctor Công binh Mỹ cải tiến, nhưng chiều cao cối lớn hơn, bằng 7 inch (17,78cm); ngoài ra có những tấm cứng vành khuyên đặt trên mẫu đất trong cối đầm dùng để gia tải lên mẫu đất, trụ xuyên đi qua lỗ tâm các tấm.

Cách thí nghiệm: Đầu tiên mẫu đất được đầm chặt như thí nghiệm Proctor Công binh Mỹ cải tiến với độ ẩm sai lệch 60,5% độ ẩm đầm nén tốt nhất. Dùng các tấm vành khuyên gia tải lên mặt mẫu bằng tải trọng đất chịu trong tự nhiên, nhưng trọng lượng tối thiểu các tấm vành khuyên là 10 lbs (4,54kG). Đưa hộp mẫu vào dưới trụ xuyên, tác dụng lực 10 lbs để trụ xuyên tiếp xúc với mẫu. Gá đồng hồ đo chuyển vị tỳ lên thành cối đầm và đưa về 0. Bắt đầu quá trình ép trụ xuyên, thao tác sao cho tốc độ xuyên là không đổi và đúng bằng tốc độ tiêu chuẩn hoá là 1/20 inch trong một phút (1,27mm/phút). Trong quá trình xuyên ghi chép áp lực xuyên ứng với các độ sâu xuyên 0,64; 1,27; 1,91; 2,54; 5,08 và 7,62mm.



Hình I-13: Dụng cụ thí nghiệm CBR



Hình I - 14: Đường cong ứng suất □ biến dạng

Kết quả đo được trình bày trên đồ thị thí nghiệm CBR (Hình I - 14)

Tính được các chỉ số chịu tải:

$$\frac{P_{(2,54)}}{70,00} 100\% \text{ và } \frac{P_{(5,08)}}{105,00} 100\%$$

Trong đó: $P_{(2,54)}$ và $P_{(5,08)}$ - áp lực làm trụ xuyên sâu 2,54 và 5,08 mm.

70,00 và 105,00 - áp lực làm trụ có cùng độ sâu xuyên như thế đối với vật liệu tiêu chuẩn lấy làm gốc so sánh.

Giá trị đầu được lấy làm trị số chịu tải CBR trừ khi giá trị sau lớn hơn. Trong trường hợp giá trị sau lớn hơn, khi đó kiến nghị làm lại thí nghiệm, nếu kết quả làm lại vẫn như vậy thì lấy giá trị thứ hai làm chỉ số chịu tải, nếu không thì lấy giá trị thứ nhất làm chỉ số chịu tải.

6.7. Tính thấm của đất:

Như chúng ta đã biết, tất cả các loại đất trong thiên nhiên đều có lỗ rỗng, các lỗ rỗng này thường nối liền nhau. Cho nên các loại đất trong thiên nhiên ít nhiều đều thấm nước. Tính thấm là một đặc tính quan trọng của đất, cần được chú ý đến khi nghiên cứu các tính chất cơ học của chúng. Tùy theo mức độ thấm nhiều hay ít, lưu lượng nước thấm lớn hay bé trong đất mà quá trình nén lún của đất đó kết thúc nhanh hay chậm. Trong khi nước thấm qua đất còn xuất hiện áp lực thủy động, gây ra hiện tượng xói đùn đất nền dưới các công trình xây dựng nói chung và dưới các công trình thủy lợi nói riêng, ngoài ra còn gây ra các hiện tượng sụt lở các mái dốc.

6.7.1. Định luật thấm

Qua hàng loạt các công trình nghiên cứu của X.A.RôZa, N.M. Gerxevanov, Darcy, Pavlovski.v.v.... cho thấy rằng đối với các loại đất cát vừa, cát nhỏ, cũng như các loại đất sét dẻo. Sự chuyển động của nước trong đất được liệt vào loại chảy tầng. Do đó, đối với các loại đất này, để nghiên cứu hiện tượng thấm, có thể áp dụng định luật Darcy:

$$Q = K.F.t.J \quad (I - 19)$$

trong đó: Q - là lượng nước thấm qua mặt cắt F trong thời gian (t).
F - là diện tích mặt cắt vuông góc với dòng thấm.
t, K - là thời gian và hệ số thấm nước của đất.
J - là Gradient thủy lực.

Theo định luật thấm này, lượng nước thấm chảy qua một mặt cắt nhất định và trong thời gian nhất định là tỷ lệ với gradient thủy lực, thời gian thấm và diện tích mặt cắt ấy. Nếu ký hiệu lượng nước thấm trên một đơn vị diện tích và trong một

đơn vị thời gian là: $V = \frac{Q}{F.t}$ thì ta có: $V = K.J$ (I-19'). (Khi quá trình nước thấm

trong đất diễn ra theo quy luật chảy tầng thì lưu tốc thấm V tỷ lệ thuận với gradient thủy lực J). Biểu thức (I-19') chính là biểu thức toán học của định luật thấm.

Thực tế nước chỉ thấm qua các lỗ rỗng của đất, cho nên lưu tốc thấm thực lớn hơn nhiều lưu tốc thấm V xác định theo biểu thức (I - 19'). Tuy vậy, trong tính toán công trình, để đơn giản hóa và tiện lợi người ta vẫn dùng V theo biểu thức (I - 19').

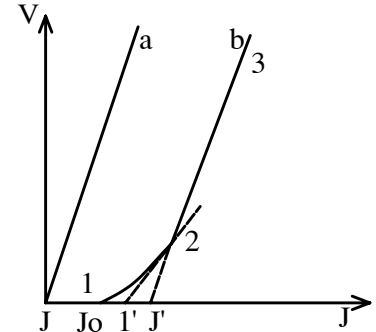
Từ biểu thức (I - 19'), ta thấy rằng, khi gradient thủy lực mà bằng một (J = 1) thì hệ số thấm K chính là lưu tốc thấm V, cho nên hệ số thấm K cũng có đơn vị tính là (cm/s) như lưu tốc thấm.

Nhiều thí nghiệm nghiên cứu cho thấy rằng, hệ số thấm K phụ thuộc rất nhiều yếu tố, như thành phần cấp phối, độ rỗng, kết cấu của đất, thành phần dung dịch nước lỗ rỗng và lượng chứa các khí kín, tức là phụ thuộc vào loại đất. Hệ số thấm của một số loại đất trong thiên nhiên có thể thay đổi như sau:

Đất cát	$K = 1.10^{-1} \div 1.10^{-4} \text{ m/s}$
A' cát	$K = 1.10^{-3} \div 1.10^{-6} \text{ m/s}$
A' sét	$K = 1.10^{-5} \div 1.10^{-8} \text{ m/s}$
Sét	$K = 1.10^{-7} \div 1.10^{-10} \text{ m/s}$

6.7.2. Gradient thủy lực ban đầu của đất sét:

Nếu theo biểu thức (I - 19') của định luật Darcy thì vận tốc thấm và gradient thủy lực được liên hệ với nhau bằng một đường thẳng (a) trên hình (I - 15). Tuy vậy, bằng nhiều công trình thực nghiệm đã cho thấy rằng đường thẳng đi qua gốc tọa độ chỉ đúng với các loại đất rời. Còn đối với các loại đất sét thì biểu đồ liên hệ giữa vận tốc thấm và gradient thủy lực là một đường cong lõm xuống và chỉ khi gradient thủy lực tương đối lớn thì quan hệ đó mới là đường thẳng (đường b trên hình I-15). J_0 được



Hình I-15

gọi là gradient thủy lực ban đầu của đất sét. Để tiện dụng, thay cho J_0 người ta kéo dài đoạn thẳng của đường quan hệ $J - V$ cho gặp trục J tại điểm J' . Thay cho J_0 người ta dùng J' để viết biểu thức định luật Darcy cho đất sét là:

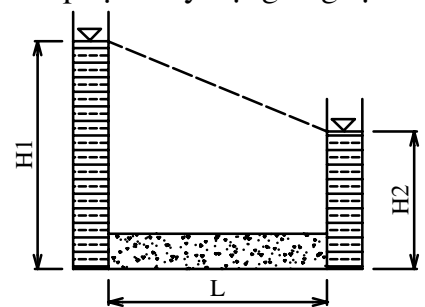
$$v = K(J - J') \tag{I - 20}$$

Sở dĩ đất sét xảy ra hiện tượng nêu trên là vì trong đất sét có nước liên kết, cho nên quy luật thấm ở loại đất này phức tạp hơn nhiều so với đất rời, ảnh hưởng của nước liên kết này tới hiện tượng thấm rất mạnh mẽ ở các đất sét phân tán cao, có chiều dày màng nước liên kết bằng kích thước các lỗ rỗng trong đất.

6.7.3. Áp lực thủy động trong đất:

Trong quá trình thấm, do sự chuyển động của nước trong đất mà nó tạo ra một áp lực lên các hạt đất và có xu hướng cuốn các hạt đất trôi theo, do đó khi xác định nội lực trong đất nền cần phải biến áp lực đó - Gọi là áp lực thủy động. Ngược lại, đất sẽ có một lực cân bằng áp lực thủy động tác dụng lên khối nước di chuyển.

Áp lực thủy động có thể xác định một cách dễ dàng trong trường hợp nước thấm qua đất có cột nước áp không di chuyển. Giả sử có trường hợp thấm qua một ống đất có chiều dài là L và diện tích mặt cắt là F , dưới tác dụng của sự chênh lệch cột nước ($H_1 - H_2$) như trên hình (I - 16).



Hình: I - 16

Dựa vào hình (I - 16) có thể thiết lập phương trình cân bằng động của đất, cả các lực tác dụng lên khối nước di chuyển như sau:

$$(H_1 - H_2). F. \gamma_0 + T. F .L + J' = 0 \tag{I-21}$$

- Trong đó: $(H_1 - H_2).F.\gamma_0$ - là lực gây ra thấm
- T - là lực cản đơn vị
- $T.F.L$ - là lực cản của khối đất

J' - là lực quán tính.

Do vận tốc thấm của nước trong đất rất nhỏ nên có thể bỏ qua lực quán tính J' nên ta có:

$$(H_1 - H_2) \cdot F \cdot \gamma_0 + T \cdot F \cdot L = 0 \quad (\text{I - 21})$$

Từ đây rút ra:

$$T = -\frac{H_1 - H_2}{L} \cdot \gamma_0 = -J \cdot \gamma_0 \quad (\text{I - 22})$$

Trong đó: J - là gradien thủy lực

Vì do áp lực thủy động ký hiệu là D có cùng trị số với lực cản, nhưng ngược chiều với lực cản T nên biểu thức xác định áp lực thủy động sẽ là:

$$D = J \cdot \gamma_0 \quad (\text{I - 23})$$

Trong thực tế tính toán công trình, áp lực thủy động được áp dụng rất nhiều, như khi tính toán ổn định mái đất trong trường hợp mực nước hai bên mái đất chênh lệch nhau, hoặc khi tính toán ổn định của đáy hố móng khi thi công bằng cách hút nước từ bên trong hố.

Bài tập : Ví dụ I - 1:

Dùng 1 dao vòng có thể tích là 50cm^3 để lấy mẫu đất nguyên dạng, trọng lượng của đất ướt là 95 gam, trọng lượng sau khi sấy khô là 75 gam, tỷ trọng hạt của đất xác định được là $\Delta = 2,68$. Tính dung trọng tự nhiên γ , độ ẩm W , hệ số rỗng và độ bão hòa G của đất.

Trình tự tính toán như sau:

- Tính dung trọng tự nhiên:

Theo công thức (I-2) ta có:

$$\gamma = \frac{Q}{V} = \frac{95}{50} = 1,9 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

- Tính độ ẩm của đất:

Theo định nghĩa ta có:

$$W = \frac{Q_n}{Q_h} \cdot 100 = \frac{Q - Q_h}{Q_h} \cdot 100 = \frac{95 - 75}{75} \cdot 100 = 26,70\%$$

- Tính hệ số rỗng:

Theo công thức (1) bảng (I-3) ta có:

$$e = \frac{\Delta \gamma_0 (1 + 0,01 \cdot W)}{\gamma} - 1 = \frac{2,68 \cdot 1 \cdot (1 + 0,01 \cdot 26,7)}{1,9} - 1 = 0,79$$

- Tính độ bão hòa G :

Theo công thức(6) bảng (I-3) ta có:

$$G = \frac{0,01 \cdot W \cdot \Delta}{e} = \frac{0,01 \cdot 26,7 \cdot 2,68}{0,79} = 0,91$$

Ví dụ I-2: Một mẫu đất sét nặng 250 gam với dung trọng $\gamma = 2,0 \text{ g/cm}^3$, tỷ trọng hạt $\Delta = 2,7$, độ ẩm tự nhiên $W = 32\%$.

Bây giờ muốn tăng độ ẩm của toàn bộ mẫu đất lên tới 35%, hỏi phải đổ thêm lượng nước vào là bao nhiêu?

Giải: Muốn tính được lượng nước đổ thêm vào, ta cần tìm lượng nước ứng với độ ẩm 30% và 35%.

- Trước hết cần tìm dung trọng khô (vì cần tìm trọng lượng hạt Q_h).

Theo công thức (10) bảng (I-3) ta có:

$$\gamma_k = \frac{\gamma}{1 + 0,01W} = \frac{2}{1 + 0,01 \cdot 32}$$

Theo công thức (I-5) ta có thể tính được trọng lượng hạt như sau:

$$Q_h = \gamma_k \cdot V = \gamma_k \cdot \frac{Q}{\gamma} = \frac{2}{1 + 0,01 \cdot 32} \cdot \frac{250}{2} = 189,4(\text{g})$$

- Trọng lượng nước ứng với độ ẩm 32% là:

$$Q_n(32\%) = Q - Q_h = 250 - 189,4 = 60,6(\text{g})$$

Theo định nghĩa:

$$W = \frac{Q_n}{Q_h}, \text{ do đó ta có thể tính được trọng lượng nước ở 35\% tức là:}$$

$$Q_n(35\%) = 0,35 \cdot Q_h = 0,35 \cdot 189,4 = 66,2(\text{g})$$

Do đó trọng lượng nước phải đổ thêm là:

$$Q_n(35\%) - Q_n(32\%) = 66,2 - 60,6 = 5,6(\text{g})$$

Ví dụ I - 3: Có một công trình xảy ra sự cố người ta cần phải điều tra để tìm ra nguyên nhân của sự cố đó, một trong những công tác điều tra không thể thiếu được là tìm hiểu tình hình nền đất đặt dưới công trình đó. Chẳng may vì điều kiện khách quan một trong những lớp đất dưới công trình không còn đủ số liệu mà chỉ có những chỉ tiêu sau: tỷ trọng hạt $\Delta = 2,68$, độ ẩm $W = 24\%$, chỉ số dẻo $\phi = 12$, độ sệt $B = 0,4$, độ bão hòa $G = 0,8$. Hỏi có thể xác định được dung trọng tự nhiên γ , giới hạn nhão W_{nh} , giới hạn dẻo W_d của đất đó hay không? nếu được thì trị số của chúng bằng bao nhiêu?

Giải : Để có thể xác định được dung trọng tự nhiên rút ra từ công thức tính e , trước hết ta cần xác định hệ số rỗng:

Hệ số rỗng của đất có thể xác định từ công thức :

$$G = \frac{0,01 \cdot W \cdot \Delta}{e} \Rightarrow e = \frac{0,01 \cdot W \cdot \Delta}{G} = \frac{0,01 \cdot 24 \cdot 2,68}{0,8} = 0,804$$

Mặt khác ta có:

$$e = \frac{\Delta \gamma_0 (1 + 0,01 \cdot W)}{\gamma} - 1 \Rightarrow \gamma = \frac{\Delta \gamma_0 (1 + 0,01 \cdot W)}{1 + e} \Rightarrow$$

$$\gamma = \frac{2,68.1(1+0,01.24)}{1+0,804} = 1,84 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

Từ công thức (I-17) ta có:

$$B = \frac{W - W_d}{W_{nh} - W_d} = \frac{W - W_d}{\phi}$$

Vậy giới hạn dẻo của đất sẽ là:

$$W_d = W - B.\phi = 0,24 - 0,4.0,12 = 0,192 = 19,2\%$$

Do đó ta có giới hạn nhão của đất sẽ là:

$$W_{nh} = \phi + W_d = 12 + 19,2 = 31,2\%$$

Ví dụ I-4: Xác định tên và trạng thái vật lý của một loại đất khi biết $\gamma = 2,01 \text{ t/m}^3$, tỷ trọng hạt $\Delta = 2,77$, giới hạn nhão $W_{nh} = 40,8\%$, giới hạn dẻo $W_d = 19,8\%$, độ ẩm tự nhiên $W = 26,27\%$.

Trình tự tính toán như sau:

- Tính chỉ số dẻo theo công thức (I-18):

$$\phi = W_{nh} - W_d = 40,8 - 19,8 = 21,0\%$$

- Tính độ sệt theo công thức (I-17):

$$B = \frac{W - W_d}{\phi} = \frac{26,27 - 19,8}{21,0} = 0,588$$

- Tính hệ số rỗng theo công thức:

$$e = \frac{\Delta.\gamma_0(1+0,01.W)}{\gamma} - 1 = \frac{2,77.1(1+0,01.26,27)}{2,01} - 1 = 0,74$$

Kết luận: Đất sét ở trạng thái dẻo mềm.

Ví dụ I-5: Xác định tên đất và trạng thái vật lý của một loại đất khi biết các số liệu thí nghiệm trong phòng như sau: Dung trọng của đất $\gamma = 1,89 \text{ g/cm}^3$, tỷ trọng hạt $\Delta = 2,69$; độ ẩm tự nhiên $W = 13,5\%$ và số liệu cho như bảng sau:

Bảng I-13: Cỡ nhóm hạt và lượng chứa.

Đường kính hạt (mm)	>10	10-2	2-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	<0,1	Tổng cộng
Khối lượng mỗi nhóm (g)	4	6	10	13	12	5	50
Phần trăm mỗi nhóm (%)	8	12	20	26	24	10	100

Trình tự tính toán như sau:

Từ số liệu cho ở trên ta có thể khẳng định rằng đây không phải là đất dính, mà là đất rời.

1) Xác định tên đất và hệ số không đồng đều:

Từ kết quả phân tích hạt ở bảng trên ta có:

Những hạt có đường kính trung bình > 10mm chiếm 8% khối lượng

Những hạt có đường kính trung bình > 2mm chiếm 8+12=20% khối lượng

Những hạt có đường kính trung bình > 0,5mm chiếm 20+20=40% khối lượng

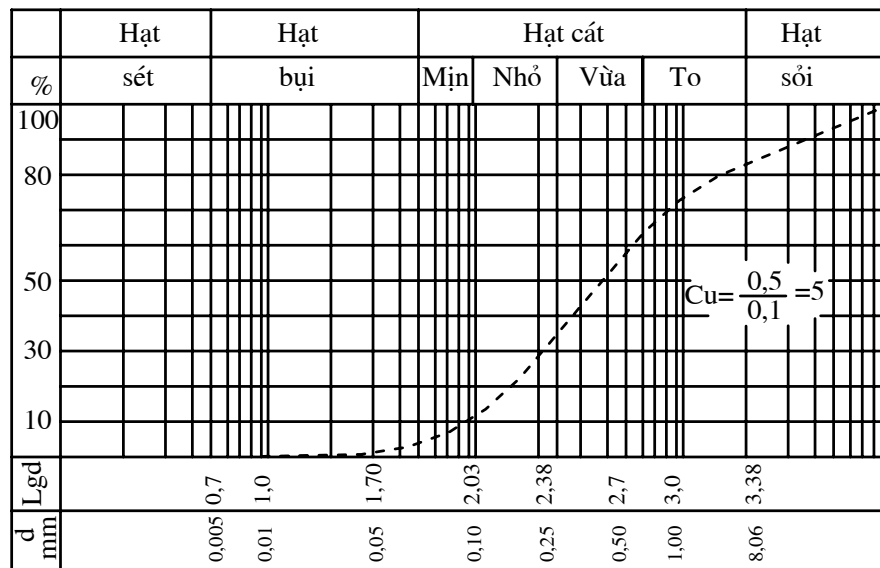
Những hạt có đường kính trung bình > 0,25mm chiếm 40+26=66% khối lượng

Những hạt có đường kính trung bình > 0,1mm chiếm 66+24=90% khối lượng

Theo bảng (I-9) và theo kết quả tích lũy phần trăm khối lượng các nhóm hạt nêu trên, thấy khối lượng những hạt có đường kính > 0,25mm chiếm 66% tổng khối lượng (>50%), cho nên đất này là đất cát vừa.

Hình (I-17) biểu thị đường cong tích lũy hạt của loại cát đó.

Từ hình (I-17) ta có: $D_{60}=0,5\text{mm}$, $D_{10} = 0,1\text{mm}$



Hình I-17 : Đường tích lũy hạt.

- Hệ số không đồng đều của cát đó là:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,5}{0,1} = 5 > 3$$

Như vậy cát không đều hạt.

2. Xác định của đặc trưng vật lý cần thiết

Theo công thức (I-18) ta có hệ số rỗng:

$$e = \frac{\Delta\gamma_0(1+0,01W)}{\gamma} - 1 = \frac{2,69.1(1+0,01.13,5)}{1,89} - 1 = 0,603$$

Theo công thức (6) bảng (I-3) ta có độ bão hòa:

$$G = \frac{0,01.W.\Delta}{\gamma} = \frac{0,01.13,5.2,69}{0,603} = 0,59$$

Kết luận: $0,5 < G = 0,59 < 0,8$ - cát ẩm

$0,55 < e = 0,603 < 0,65$ - cát chặt vừa

CHƯƠNG II: XÁC ĐỊNH ỨNG SUẤT TRONG NỀN ĐẤT**§1. KHÁI NIỆM**

Xác định ứng suất trong đất khi có tải trọng ngoài tác dụng, cũng như dưới tác dụng của trọng lượng bản thân của đất là một vấn đề có tác dụng thực tế lớn. Vì không có những hiểu biết và tính toán cụ thể về sự phân bố ứng suất trong đất thuộc phạm vi nghiên cứu, thì không thể giải quyết được những vấn đề mà ngoài thực tế quan tâm như: Nghiên cứu tính ổn định, cường độ chịu tải và tình hình biến dạng của đất nền dưới móng các công trình xây dựng, v.v...

Tuỳ nguyên nhân gây ra ứng suất trong đất mà có thể phân biệt các loại ứng suất sau:

+ Ứng suất trong đất do trọng lượng bản thân của đất gây ra gọi là ứng suất bản thân.

+ Tải trọng của công trình tác dụng lên nền đất thường thông qua đế móng mà truyền lên nền đất. Do đó, ứng suất ở mặt tiếp xúc giữa đáy móng và nền đất gọi là ứng suất tiếp xúc.

+ Ứng suất trong nền đất do ứng suất đáy móng gây ra gọi là ứng suất phụ thêm.

Vấn đề nghiên cứu sự phân bố ứng suất trong đất, đã được các nhà khoa học trên thế giới quan tâm giải quyết từ lâu, trên cả lĩnh vực lý thuyết và thực nghiệm. Cho đến nay, trong cơ học đất khi giải quyết các vấn đề phân bố ứng suất trong đất người ta vẫn áp dụng các công thức của lý thuyết đàn hồi. Như chúng ta đã biết, đất không phải là một vật liệu đàn hồi, mà là vật liệu đàn hồi có tính rỗng cao. Cho nên, khi sử dụng lý thuyết đàn hồi để tính ứng suất trong nền đất cần được nhìn nhận một cách thận trọng, luôn chú ý đến những hạn chế lý thuyết (không kể đến đầy đủ những điều kiện thực tế) và luôn xét đến khả năng sai khác của những trị số tính toán theo lý thuyết đàn hồi so với thực tế.

Như đã biết, đất là một vật thể nhiều pha tạo thành, ứng suất trong đất bao giờ cũng bao gồm ứng suất tiếp nhận bởi các hạt rắn (gọi là ứng suất hữu hiệu σ_h) và ứng suất truyền dẫn bởi nước (gọi là ứng suất trung tính - hay là áp lực nước lỗ rỗng U). Trong phần tính toán ứng suất trong chương này, sẽ chỉ đề cập đến ứng suất tổng cộng nói chung mà không phân biệt σ_h và U .

Do đất là một vật liệu rời, giữa các hạt đất có lỗ rỗng. Cho nên khi nói ứng suất của đất tại một điểm, là nói ứng suất trung bình giả định tại điểm đó trên một đơn vị tiết diện của cả hạt đất và lỗ rỗng, chứ thực ra không phải là ứng suất tác dụng lên hạt đất. Ngoài ra cũng cần phải lưu ý rằng, trị số ứng suất sẽ xét trong chương này tương ứng với khi biến dạng của đất đã hoàn toàn ổn định dưới tác dụng của tải trọng.

§2 PHÂN BỐ ỨNG SUẤT DO TẢI TRỌNG NGOÀI GÂY RA

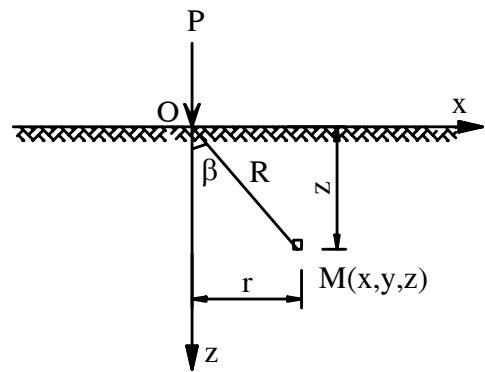
2.1 Bài toán cơ bản - Tác dụng của lực tập trung

Trong thực tế, ít khi có thể gặp trường hợp lực tập trung tác dụng trên nền đất. Vì tải trọng tác dụng bao giờ cũng thông qua đáy móng mà truyền đến đất nền trên một diện tích nhất định. Dù vậy, bài toán này vẫn có một ý nghĩa rất cơ bản về mặt lý thuyết và cũng là cơ sở để giải quyết các bài toán ứng suất khi tải trọng phân bố trên những diện tích và hình dạng nhất định. Khi nghiên cứu trạng thái ứng suất của đất dưới tác dụng của lực tập trung có thể phân biệt thành ba trường hợp: Lực tập trung tác dụng thẳng đứng trên mặt đất, lực tập trung tác dụng nằm ngang trên mặt đất và lực tập trung đặt trong đất, cả ba trường hợp trên khi xác định ứng suất và chuyển vị trong đất, đều xem nền đất là một bán không gian biến dạng tuyến tính.

2.1.1 Lực tập trung tác dụng thẳng đứng đứng trên mặt đất

Xét một điểm M bất kỳ trong nền

đất được xác định trong tọa độ cực là R và β hoặc tọa độ Decac M(x,y,z), khi trên mặt phẳng nửa không gian biến dạng tuyến tính có tác dụng một lực tập trung. Bài toán cơ bản này đã được nhà khoa học Pháp J. Boussinesq giải quyết và rút ra các biểu thức tính toán ứng suất và chuyển vị tại điểm M(x,y,z) từ năm 1885 như sau:



Hình II.1
Sơ đồ tác dụng của lực tập trung

Ứng suất pháp tuyến:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} \tag{II-1a}$$

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{y^2 \cdot z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left[\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)y^2}{(R+z)^2 \cdot R^3} - \frac{z}{R^3} \right] \right\} \tag{II-1b}$$

$$\sigma_x = \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{x^2 \cdot z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left[\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)x^2}{(R+z)^2 \cdot R^3} - \frac{z}{R^3} \right] \right\} \tag{II-1c}$$

Ứng suất tiếp tuyến

$$\left. \begin{aligned} \tau_{zy} = \tau_{yz} &= \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{y \cdot z^2}{R^5} \\ \tau_{xz} = \tau_{zx} &= \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{x \cdot z^2}{R^5} \\ \tau_{xy} = \tau_{yx} &= \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{xyz}{R^5} - \frac{1-2\mu}{3} \cdot \frac{(2R+z)xy}{(R+z)^2 \cdot R^3} \right] \end{aligned} \right\} \tag{II-2}$$

Tổng ứng suất chính:

$$\Theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \frac{P}{\pi} (1 + \mu) \frac{z}{R^3} \quad (\text{II - 3})$$

Các chuyển vị theo chiều của các trục:

$$W(Oz) = \frac{P(1 + \mu)}{2 \cdot \pi \cdot E_0} \left[\frac{z^2}{R^3} + 2(1 - \mu) \cdot \frac{1}{R} \right] \quad (\text{II - 4a})$$

$$U(Ox) = \frac{P(1 + \mu)}{2 \cdot \pi \cdot E_0} \left[\frac{x \cdot z}{R^3} - (1 - 2\mu) \cdot \frac{x}{R(R + z)} \right] \quad (\text{II - 4b})$$

$$V(Oy) = \frac{P(1 + \mu)}{2 \cdot \pi \cdot E_0} \left[\frac{y \cdot z}{R^3} - (1 - 2\mu) \cdot \frac{y}{R(R + z)} \right] \quad (\text{II - 4c})$$

Trong đó: μ, E_0 - là hệ số nở hông, môđun tổng biến dạng của đất.

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}, \quad x, y, z - \text{là tọa độ của điểm cần tính.}$$

Vị trí của điểm M trên hình (II-1) có thể xác định qua tọa độ z và r của nó, nên $R = \sqrt{z^2 + r^2}$, thay vào biểu thức (II-1a) ta được:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi \cdot Z^2} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{Z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} \quad (\text{II - 5})$$

Trong đó: r là khoảng cách tính từ trục Oz đến điểm đang xét

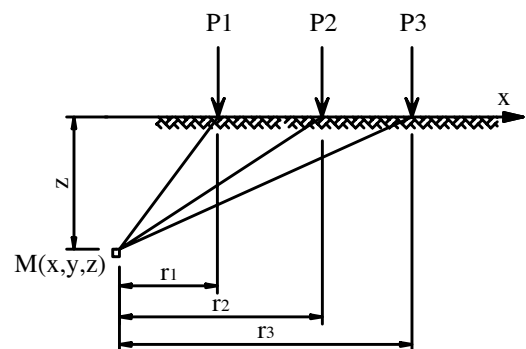
Từ biểu thức (II-5) ta có thể viết:

$$\sigma_z = K \cdot \frac{P}{Z^2} \quad (\text{II - 6})$$

Trong đó trị số K là hàm số phụ thuộc vào tỷ r/z và sẽ tra ở bảng (II - 1).

Từ biểu thức (II - 6) có thể nhận xét rằng, đối với những điểm gần điểm đặt lực tập trung, ứng suất nén σ_z sẽ đạt tới trị số lớn và đất ở trạng thái biến dạng dẻo và đó cũng chính là nhược điểm của phương pháp tính toán này. Do đó đối với những điểm này, người ta coi việc tác dụng của ngoại lực được thay thế bằng những lực bề mặt, về mặt tĩnh học tương đương với lực P.

Nếu trên mặt đất có nhiều lực tập trung P_1, P_2, P_3, \dots tác dụng như hình (II-



Hình II-2: Trường hợp có nhiều lực tập trung tác dụng

2), thì ứng suất tại một điểm bất kỳ trong nền đất sẽ được tính bằng tổng ứng suất của từng lực gây ra tại điểm đó. Nếu dùng ký hiệu như hình (II - 2) thì ta có biểu thức sau:

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \cdot \sum_{i=1}^n K_i \cdot P_i \quad (\text{II - 7})$$

Ví dụ II-1:

Trên mặt đất tác dụng một lực tập trung thẳng đứng $P=60T$. Xác định ứng suất thẳng đứng tại điểm A có độ sâu 2m và cách trục đặt lực 1m. (Hình II-3).

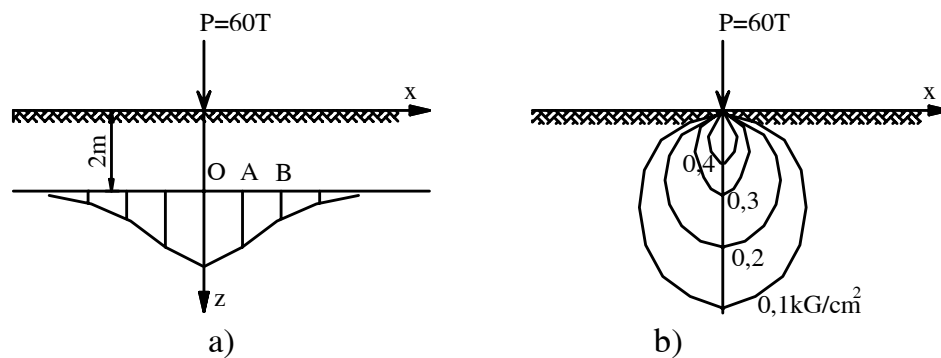
Giải: Cho biết $z = 200\text{cm}$, $r = 100\text{cm}$

Nên ta có: $r/z = 100/200 = 0,5$, tra theo bảng (II-1) sẽ được trị số của $K=0,2733$.

Ứng suất nén thẳng đứng tại điểm A sẽ là:

$$\sigma_z = 0,2733 \cdot \frac{60.000}{200 \times 200} = 0,41 (\text{kG/cm}^2)$$

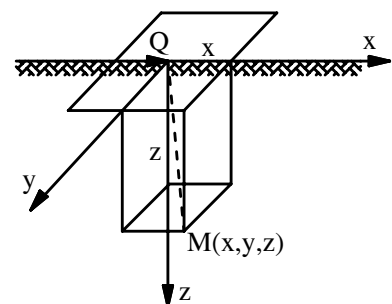
Bằng cách tương tự, xác định ứng suất nén σ_z tại những điểm khác có cùng độ sâu $z=200\text{cm}$ thì sẽ có kết quả được trình bày như trên hình (II-3a) theo dạng biểu đồ ứng suất nén thẳng đứng. Dựa vào biểu đồ σ_z ở hình (II-3a) ta có nhận xét rằng, càng xa trục Oz thì trị số ứng suất σ_z càng giảm dần. Nếu như tính và vẽ biểu đồ phân bố ứng suất nén thẳng đứng σ_z cho nhiều điểm trong nền đất và nối các điểm có cùng trị số σ_z với nhau thì sẽ thu được các đường cong đồng ứng suất hay còn gọi là “đường đẳng áp” như trên hình (II-3b).



Hình II-3.a) ứng suất nén trong đất ở độ sâu 2m; b) Các đường đẳng ứng suất

2.1.2 Trường hợp lực tập trung tác dụng nằm ngang trên mặt đất.

Đối với trường hợp lực tập trung nằm ngang tác dụng trên mặt đất có một ý nghĩa rất lớn đối với các công trình thủy lợi: Bài toán này đã được các nhà khoa học Trung Quốc (Huang Wen - Hsi) giải quyết với biểu thức tính ứng suất thẳng đứng là:



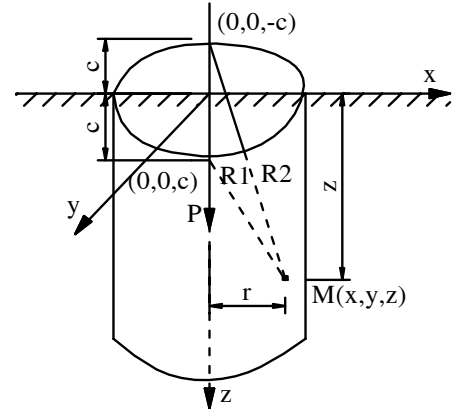
Hình II - 4

$$\sigma_z = \frac{3Q \cdot xz^2}{2\pi R^5} \tag{II - 8}$$

Trong đó: $R^2 = x^2 + y^2 + z^2$

2.1.3 Trường hợp lực tập trung thẳng đứng tác dụng trong nền đất hình (II - 5)

Trong thực tế khi tính toán công trình, có khi cần phải xác định ứng suất và chuyển vị của đất nền dưới tác dụng của lực tập trung đặt ngay trong nền đất (ví dụ: Khi phân tích các thí nghiệm nén sâu, khi nghiên cứu sự làm việc của cọc, v v ...). Bài toán này đã được R.Midlin giải. Với các ký hiệu như hình (II - 5), biểu thức tính ứng suất nén thẳng đứng σ_z và chuyển vị thẳng đứng W sẽ tính là:



Hình II-5

$$\sigma_z = \frac{P}{8\pi(1-\mu)} \left[-\frac{(1-2\mu)(z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\mu)(z-c)}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^3}{R_1^5} - \frac{3(3-4\mu)z(z+c)^2 - 3c(z+c)(5z-c)}{R_2^5} - \frac{30c \cdot z(z+c)^3}{R_2^7} \right] \tag{II - 9}$$

$$W = \frac{P}{16\pi \cdot G(1-\mu)} \left[\frac{(3-4\mu)}{R_1} + \frac{8(1-\mu)^2 - (3-4\mu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\mu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6c \cdot z(z+c)}{R_2^5} \right] \tag{II - 10}$$

Trong đó: c - là chiều sâu đặt lực tập trung.

$$G = \frac{E_0}{2(1-\mu)}$$

là môđun trượt.

$$R_1 = \sqrt{r^2 + (z-c)^2}, R_2 = \sqrt{r^2 + (z+c)^2}$$

E_0, μ - Mô đun biến dạng và hệ số nở hông của đất.

r - Khoảng cách từ trục tác dụng của lực tập trung đến điểm đang xét.

z - Toạ độ điểm đang xét.

2.2 Phân bố ứng suất trong trường hợp bài toán không gian

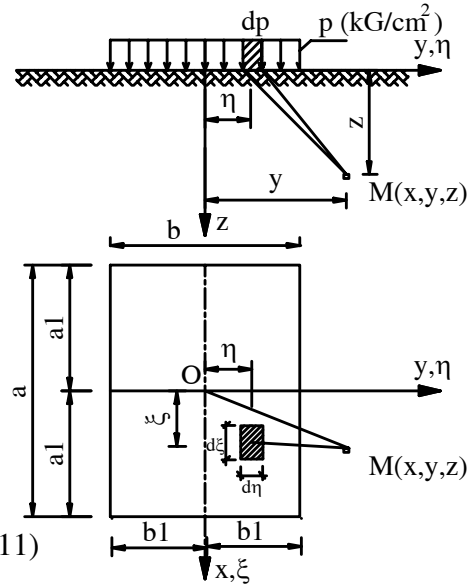
2.2.1 Trường hợp tải trọng phân bố đều trên diện tích hình chữ nhật

Như đã trình bày ở phần trên, trong thực tế không có lực tác dụng tại một điểm, mà chỉ có tải trọng tác dụng cục bộ. Để xác định ứng suất tại một điểm bất kỳ trong nền đất, dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều trên diện tích hình chữ nhật như hình (II-6). Có thể giải quyết bài toán này bằng cách, lấy một diện tích chịu tải

vô cùng nhỏ $dF = d\xi d\eta$ và xem tải trọng tác dụng trên đó như một lực tập trung $dp = p \cdot d\xi d\eta$ tác dụng tại trọng tâm của diện chịu tải đó. Áp dụng biểu thức (II-1) của J. Boussinesq để tính ứng suất thành phần σ_z tại điểm M bất kỳ, rồi tích phân diện tích F sẽ thu được biểu thức tính ứng suất dưới tác dụng của toàn bộ tải trọng hình chữ nhật như sau:

Hay:

$$\sigma_z^M = \frac{3pz^3}{2\pi} \int_{-b_1}^{+b_1} \int_{-a_1}^{+a_1} \frac{d\xi \cdot d\eta}{[(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2]^{5/2}} \quad (II-11)$$



Hình II-6: Trường hợp tải trọng phân bố đều trên diện hình chữ nhật

Trong đó: a_1, b_1 - là nửa cạnh chiều dài và nửa cạnh ngắn của hình chữ nhật.

Giải phương trình tích phân (II-11) rất

phức tạp, nên không được áp dụng rộng rãi trong thực tế. Dưới đây chỉ giới thiệu các biểu thức V.G Carotkin để xác định ứng suất nén thẳng đứng trong các trường hợp đơn giản là:

Đối với các điểm nằm trên đường thẳng đứng đi qua tâm diện chịu tải hình chữ nhật có cạnh bằng $2a_1$ và $2b_1$ (hình II-6) sẽ là:

$$\sigma_z^0 = \frac{2 \cdot p}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{b_1 \cdot a_1}{z \sqrt{b_1^2 + a_1^2 + z^2}} + \frac{b_1 \cdot a_1 \cdot z (b_1^2 + a_1^2 + 2z^2)}{(b_1^2 + z^2)(a_1^2 + z^2) \sqrt{b_1^2 + a_1^2 + z^2}} \right] \quad (II-12)$$

Đối với các điểm nằm trên đường thẳng đứng đi qua góc diện tích chịu tải hình chữ nhật có cạnh bằng $2a_1$ và $2b_1$:

$$\sigma_z^g = \frac{2 \cdot p}{\pi} \left[\frac{4 \cdot a_1 \cdot b_1 \cdot z (4b_1^2 + 4a_1^2 + 2z^2)}{(4 \cdot b_1^2 + z^2)(4a_1^2 + z^2) \sqrt{4 \cdot b_1^2 + 4a_1^2 + z^2}} + \operatorname{arctg} \frac{4 \cdot a_1 \cdot b_1}{z \sqrt{4 \cdot b_1^2 + 4a_1^2 + z^2}} \right] \quad (II-13)$$

Việc tính toán các trị số ứng suất sẽ đơn giản hơn nhiều, nếu sử dụng các bảng hệ số tỷ lệ giữa ứng suất và cường độ tải trọng tác dụng, lập cho những điểm ở độ sâu khác nhau đối với các diện chịu tải khác nhau. Trong trường hợp này các biểu thức (II-12) và (II-13) có dạng tương ứng như sau:

Đối với các điểm nằm trên trục đi qua tâm tâm diện chịu tải:

$$\sigma_z^0 = K_0 \cdot p \quad (II-12')$$

Đối với các điểm nằm trên trục đi qua góc diện chịu tải:

$$\sigma_z^g = K_g \cdot p \quad (\text{II-13'})$$

Trong đó: K_0 và K_g - các hệ số phụ thuộc vào a/b và z/b tra theo bảng (II-2) và (II-3).

Phương pháp điểm góc:

Muốn xác định ứng suất của một điểm bất kỳ trong nền đất, như trên đã trình bày, có thể dùng biểu thức tích phân tổng quát (II-11). Tuy vậy, nếu làm như thế thì việc tính toán sẽ rất phức tạp. Để đơn giản hoá vấn đề tính toán người ta thường dùng phương pháp dựa vào ứng suất của những điểm nằm trên trục đi qua góc diện tích chịu tải hình chữ nhật gọi là phương pháp điểm góc, do D.E.Polsin đề ra đầu tiên (1933). Bản chất của phương pháp này là biến điểm đang xét thành điểm góc chung của các diện tích chịu tải hình chữ nhật nhỏ được phân chia ra:

Có ba trường hợp cơ bản:

1. Điểm M đang xét nằm trong phạm vi diện tích chịu tải (hình II-7.a): Ứng suất tại điểm M được tính bằng tổng ứng suất góc do tải trọng tác dụng lên bốn diện tích chịu tải M_{gah} , M_{hbl} , M_{lcf} và M_{fdg} và ta có:

$$\sigma_z^M = (K_g^I + K_g^{II} + K_g^{III} + K_g^{IV}) \cdot p \quad (\text{II-14})$$

Trong đó: p - Cường độ tải trọng phân bố đều (kG/cm^2).

$K_g^I, K_g^{II}, K_g^{III}, K_g^{IV}$ - Các hệ số góc xác định theo bảng (II-3), phụ thuộc vào hai tỷ số a/b và z/b , trong đó a và b là chiều dài và chiều rộng hình chữ nhật đang xét tương ứng nói trên, z - Độ sâu điểm đang xét.

2. Điểm M đang xét nằm trên chu vi diện tích chịu tải (hình II-7.b): Ứng suất tại điểm M bằng tổng ứng suất góc do tải trọng tác dụng trên hai diện tích chịu tải hình chữ nhật M_{abe} và M_{ecd} và ta có:

$$\sigma_z^M = (K_g^I + K_g^{II}) \cdot p \quad (\text{II-15})$$

3. Điểm M đang xét nằm ngoài diện tích chịu tải (hình II-7.c): Khi điểm M nằm ngoài diện tích chịu tải hình chữ nhật $abcd$, thì cần giả định có những diện tích chịu tải "ảo" như trong hình (II-7.c) và tính trị số σ_z^M theo biểu thức như sau:

$$\sigma_z^M = (K_g^I + K_g^{II} - K_g^{III} - K_g^{IV}) \cdot p \quad (\text{II-16})$$

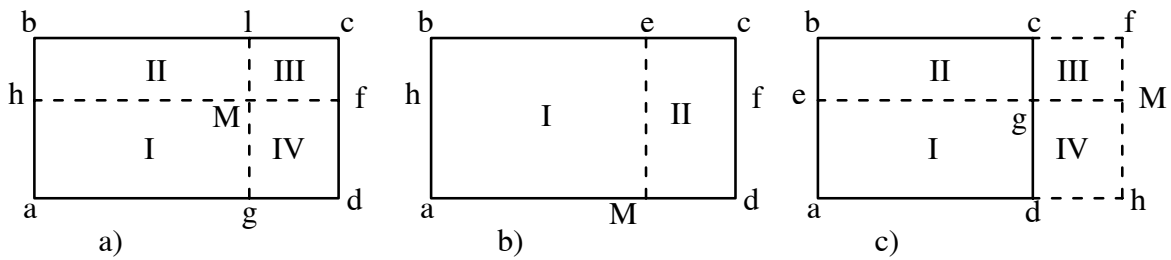
Trong đó:

K_g^I - Hệ số góc tra bảng ứng với hình chữ nhật M_{hae}

K_g^{II} - Hệ số góc tra bảng ứng với hình chữ nhật M_{ebf}

K_g^{III} - Hệ số góc tra bảng ứng với hình chữ nhật M_{gcf}

K_g^{IV} - Hệ số góc tra bảng ứng với hình chữ nhật Mgdh



Hình II-7: Sơ đồ phân chia diện tích tải trọng hình chữ nhật khi xác định ứng suất theo phương pháp điểm góc.

Ví dụ II-2: Có tải trọng $p = 4 \text{ kG/cm}^2$ phân bố đều trên một diện tích hình chữ nhật có kích thước: $(20 \times 10)\text{m}^2$. Xác định ứng suất phụ thêm σ_z tại những điểm nằm dưới tâm ở các chiều sâu 5 m, 10 m và 15 m.

Giải: Tính trị số a/b và z/b rồi tra bảng (II-2) để tìm trị số K_0 :

$$\frac{a}{b} = \frac{20}{10} = 2, \text{ Khi } z=5\text{m};$$

thì : $\frac{z}{b} = \frac{5}{10} = 0,5; K_0 = 0,734; \sigma_z = 0,734 \times 4 = 2,94 \text{ kG/cm}^2$.

$z = 10\text{m};$ thì : $\frac{z}{b} = \frac{10}{10} = 1,0; K_0 = 0,470; \sigma_z = 0,470 \times 4 = 1,88 \text{ kG/cm}^2$

$z = 15\text{m};$ thì : $\frac{z}{b} = \frac{15}{10} = 1,5; K_0 = 0,288; \sigma_z = 0,288 \times 4 = 1,15 \text{ kG/cm}^2$

Ví dụ II-3: Tải trọng như ví dụ (II-2) xác định ứng suất phụ thêm tại các điểm L, M ở độ sâu 5 m và có vị trí trên mặt bằng như trên hình (II-8).

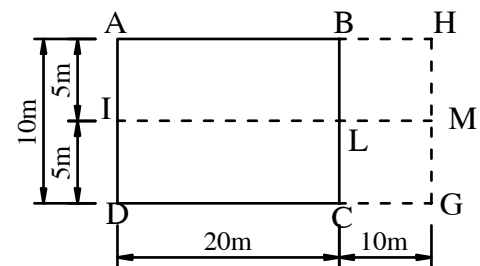
Giải: Dùng phương pháp điểm góc ta có:

Tại điểm L: $\sigma_z^L = [K_{g(LIAB)} + K_{g(LIDC)}]p$

do đối xứng nên $K_{g(LIAB)} = K_{g(LIDC)}$

Xét hình chữ nhật LIAB ta có:

$$\frac{a}{b} = \frac{20}{5} = 4; \frac{z}{b} = \frac{5}{5} = 1, \text{ Tra bảng (II-3) ta}$$



Hình II-8

được: $K_{g(LIAB)} = 0,204$

Vậy $\sigma_z^L = 2 \times 0,204 \times 4 = 1,63 \text{ kG/cm}^2$

Tại điểm M: $\sigma_z^M = [K_{g(MIAH)} + K_{g(MIDG)} - K_{g(MLBH)} - K_{g(MLCG)}]p$

hay $\sigma_z^M = 2[K_{g(MIAH)} - K_{g(MLBH)}]p$

Đối với hình chữ nhật MIAH:

$$\frac{a}{b} = \frac{30}{5} = 6; \frac{z}{b} = \frac{5}{5} = 1; K_{g(MIAH)} = 0,205$$

Đối với hình chữ nhật MLBH:

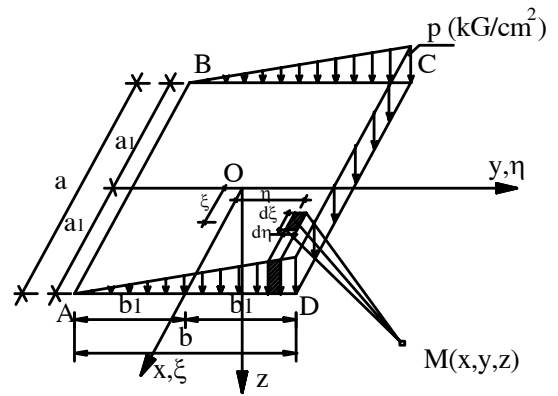
$$\frac{a}{b} = \frac{10}{5} = 2; \frac{z}{b} = \frac{5}{5} = 1; K_{g(MLBH)} = 0,200$$

$$\text{Vậy } \sigma_z^M = 2[0,205 - 0,200].4 = 0,04 \text{ kG/cm}^2$$

Qua hai ví dụ trên có thể nhận xét rằng: Càng đi xuống sâu hoặc càng ra xa khỏi tâm diện tích tác dụng của tải trọng thì trị số ứng suất phụ thêm σ_z càng giảm dần.

2.2.2 Trường hợp tải trọng phân bố trên diện tích hình chữ nhật theo biểu đồ tam giác:

Trong trường hợp này, cũng như trong trường hợp tải trọng phân bố đều trên diện tích hình chữ nhật. Ta lấy một diện tích chịu tải phân tố vô cùng nhỏ $dF = d\xi \cdot d\eta$ và xem tải trọng đó tác dụng trên phân bố dF như một lực tập trung $dp = p_{(\eta)} \cdot d\xi \cdot d\eta$ tác dụng tại trọng tâm của phân tố đó như trên hình (II-9). Áp dụng biểu thức (II-1.a) của J.Boussinesq để tính ứng suất thành phần σ_z tại điểm $M(x,y,z)$ bất kỳ trong nền đất, rồi tích phân diện tích ta sẽ thu được biểu thức tính ứng suất dưới tác dụng của toàn bộ tải trọng phân bố trên diện tích hình chữ nhật theo biểu đồ tam giác như sau:



Hình II-9

$$P_{(\eta)} = \frac{p}{2} \cdot \left(1 + \frac{\eta}{b_1} \right) \tag{II-17}$$

Trong đó: $p_{(\eta)}$ - Cường độ tải trọng tại phân tố có diện tích $dF = d\xi \cdot d\eta$.

p - Cường độ tải trọng lớn nhất tác dụng trên diện tích hình chữ nhật.

η - Toạ độ của phân tố dF .

b_1 - Nửa cạnh song song với chiều có tải trọng thay đổi.

Như vậy lực tập trung dp tại trọng tâm của phân tố đó sẽ là:

$$dp = \frac{p}{2} \cdot \left(1 + \frac{\eta}{b_1} \right) \cdot d\xi \cdot d\eta \tag{II-18}$$

Biểu thức tổng quát để tính σ_z trong trường hợp này sẽ là:

$$\sigma_Z^M = \frac{3 \cdot p \cdot z^3}{4 \cdot \pi} \int_{-a_1}^{+a_1} \int_{-b_1}^{+b_1} \frac{\left(1 + \frac{\eta}{b_1}\right) \cdot d\xi \cdot d\eta}{\left[(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2 + z^2\right]^{5/2}} \quad (\text{II-19})$$

Trong đó: a_1, b_1 - là nửa cạnh chiều dài và nửa cạnh chiều rộng của diện chịu tải hình chữ nhật.

ξ, η - Là tọa độ của điểm đặt lực tập trung dp .

x, y, z - Là tọa độ của điểm M đang xét.

Sau khi tích phân phương trình (II-19) ta sẽ thu được biểu thức tính ứng suất thành phần σ_z cho một điểm có vị trí bất kỳ. Dĩ nhiên, việc thực hiện tính toán với biểu thức trên rất phức tạp, nên người ta không dùng trực tiếp biểu thức đó, mà trong thực tế chỉ giải cho trường hợp đơn giản nhất. Đó là trường hợp, xác định ứng suất nén thẳng đứng của những điểm bất kỳ nằm trên trục thẳng đứng đi qua các điểm góc ở phía có cường độ tải trọng lớn nhất (D) và các điểm góc ở phía có cường độ tải trọng nhỏ nhất (A).

Trường hợp, đối với những điểm nằm trên trục thẳng đứng đi qua góc (A) ta có $x = a_1$ và $y = -b_1$:

$$\sigma_Z^A = \frac{3 \cdot p \cdot z^3}{4 \cdot \pi} \int_{-a_1}^{+a_1} \int_{-b_1}^{+b_1} \frac{\left(1 + \frac{\eta}{b_1}\right) \cdot d\xi \cdot d\eta}{\left[(a_1 - \xi)^2 + (-b_1 - \eta)^2 + z^2\right]^{5/2}} \quad (\text{II-20})$$

Trường hợp đối với những điểm nằm trên trục thẳng đứng đi qua điểm góc D ta có ($x = a_1$; $y = b_1$):

$$\sigma_Z^D = \frac{3 \cdot p \cdot z^3}{4 \cdot \pi} \int_{-a_1}^{+a_1} \int_{-b_1}^{+b_1} \frac{\left(1 + \frac{\eta}{b_1}\right) \cdot d\xi \cdot d\eta}{\left[(a_1 - \xi)^2 + (b_1 - \eta)^2 + z^2\right]^{5/2}} \quad (\text{II-21})$$

Để đơn giản cho việc tính toán các biểu thức trên, người ta đã lập bảng xác định hệ số tỷ lệ, nên các biểu thức (II-20) và (II-21) có thể viết dưới dạng rút gọn như sau:

Đối với những điểm nằm trên trục đi qua góc A:

$$\sigma_Z^A = K_A \cdot p \quad (\text{II-20a})$$

Đối với những điểm nằm trên trục đi qua góc D:

$$\delta_Z^D = K_D \cdot p \quad (\text{II-21a})$$

Trong đó: K_A và K_D - hệ số phụ thuộc vào hai tỷ số a/b và z/b tra theo bảng (II-4) và (II-5).

p - Trị số tải trọng lớn nhất tác dụng trên diện chịu tải hình chữ nhật (kG/cm^2)

Phương pháp điểm góc:

Trong trường hợp tính ứng suất tại một điểm bất kỳ trong nền đất, dưới tác dụng của tải trọng phân bố trên diện tích hình chữ nhật theo quy luật hình tam giác. Ta có thể biến điểm đang xét thành điểm góc của các diện chịu tải nhỏ, rồi tùy thuộc vào vị trí của điểm đang xét mà chia diện chịu tải thành các trường hợp cơ bản và áp dụng phương pháp điểm góc để xác định ứng suất. Phương pháp này được ứng dụng rộng rãi trong thực tế để xét sự phân bố ứng suất trong nền đất cũng như tính lún công trình khi xét đến ảnh hưởng của các móng công trình lân cận.

a) Trường hợp điểm M đang xét nằm trên chu vi hình chữ nhật: (hình II-10.a)

Qua điểm M ta phân hình chữ nhật lớn ABCD thành hình chữ nhật I và hình chữ nhật II (hình I tương ứng với hình chữ nhật ABMN, hình II tương ứng với hình chữ nhật MCDN). Như vậy, hình chữ nhật I chịu tải trọng phân bố theo quy luật hình tam giác có cường độ lớn nhất là p_1 điểm M tương ứng với điểm D đã xét ở trên. Hình chữ nhật II có tải trọng tác dụng theo quy luật hình thang, do đó có thể phân thành tải trọng phân bố đều trên hình chữ nhật có cường độ là p_1 và tải trọng phân bố theo quy luật hình tam giác trên diện tích hình chữ nhật (hình II-10.a) có cường độ lớn nhất là $(p-p_1)$. Vậy ứng suất nén σ_z tại điểm M do toàn bộ tải trọng gây ra trong trường hợp này có thể tính theo biểu thức như sau:

$$\sigma_z^M = K_D^I \cdot p_1 + K_g^{II} \cdot p_1 + K_A^{II} (p - p_1) \quad (II-22)$$

Trong đó: $K_D^I, K_g^{II}, K_A^{II}$ - là hệ số góc của hình I và hình II như phân trên đã xét.

b) Điểm M đang xét nằm trong diện chịu tải hình chữ nhật hình (II-10.b)

Bằng cách phân tích tương tự như trên và ký hiệu như trên hình (II-10.b) ta có thể tính ứng suất nén thẳng đứng σ_z tại điểm M do toàn bộ tải trọng gây ra như sau:

$$\sigma_z^M = (K_D^I + K_D^{II}) \cdot p_1 + K_g^{IV} \cdot p_1 + K_A^{IV} (p - p_1) + K_g^{III} \cdot p_1 + K_A^{III} (p - p_1) \quad (II-23)$$

c) Điểm M đang xét nằm ngoài diện chịu tải hình chữ nhật.

Khi điểm M nằm ngoài diện chịu tải hình chữ nhật có thể xảy ra hai trường hợp: Điểm M đang xét nằm ngoài về phía có cường độ tải trọng lớn nhất là p và điểm M đang xét nằm ngoài về phía có cường độ nhỏ nhất (hay là $p = 0$).

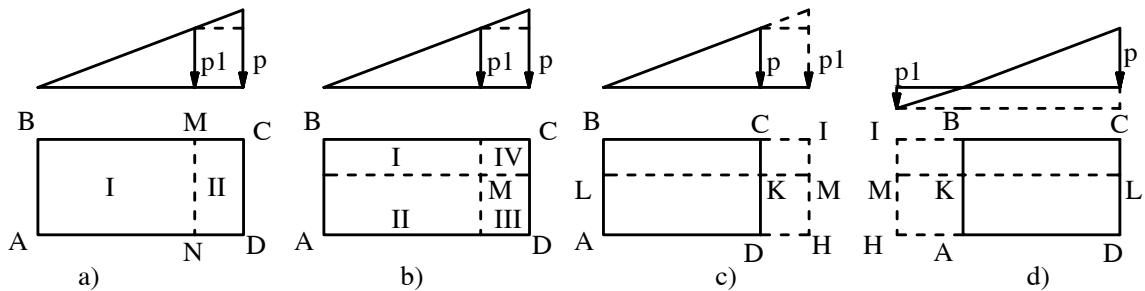
Trường hợp khi điểm M đang xét nằm ngoài về phía có cường độ tải trọng lớn nhất là p , ta cần giả định có những diện chịu tải ảo như trên hình (II-10.c), với cách giả định như vậy kết hợp với sự phân tích lực tác dụng trên các diện tích giả định đó, ta cũng có thể tính ứng suất nén thẳng đứng σ_z tại điểm M trong trường hợp này như sau:

Nếu ta ký hiệu: Hình I là hình MLBI; hình II là hình MLAH, hình III là hình MKCI và hình IV là hình MKDH thì ta có:

$$\sigma_Z^M = K_D^I \cdot p_1 + K_D^{II} \cdot p_1 - [K_g^{III} \cdot p + K_D^{III} (p_1 - p) + K_g^{IV} \cdot p + K_D^{IV} (p_1 - p)] \quad (II-24)$$

Trường hợp khi điểm M nằm ngoài về phía có cường độ tải trọng nhỏ nhất ($p = 0$). Bằng cách phân tích như trên hình (II-10.d) và ký hiệu hình I là hình MLCI; hình II là hình MLDH; hình III là hình MKBI và hình IV là hình MKAH. Ta có thể tính ứng suất nén σ_Z tại điểm M trong trường hợp này như sau:

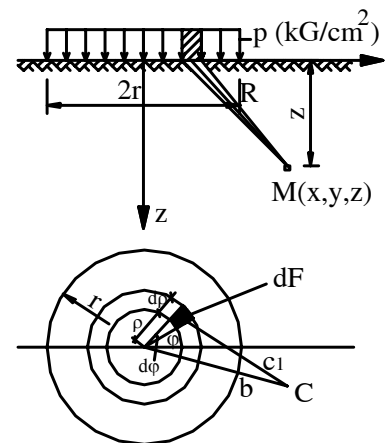
$$\sigma_Z^M = (K_A^I + K_A^{II}) \cdot (p - p_1) - [(K_g^I + K_g^{II}) \cdot p_1 - (K_D^{III} + K_D^{IV}) \cdot p_1] \quad (II-25)$$



Hình II-10: Sơ đồ ứng suất theo phương pháp điểm góc đối với trường hợp tải trọng phân bố trên diện tích hình chữ nhật theo quy luật hình tam giác

2.2.3 Trường hợp tải trọng phân bố đều trên diện tích hình tròn

Giả sử có tải trọng p phân bố đều trên diện tích hình tròn tâm O có bán kính r . Cần xác định ứng suất do tải trọng đó gây nên ở những điểm nằm trên đường thẳng đứng đi qua một điểm C bất kỳ trên mặt đất. Để tính ứng suất nén thẳng đứng σ_Z của một điểm M bất kỳ trong nền đất trong trường hợp này, ta cũng tách ra một diện tích phân tố vô cùng nhỏ $dF = dp \cdot d\rho \cdot \rho$, và xem tải trọng tác dụng trên diện phân tố như một lực tập trung $dp = p \cdot \rho \cdot d\rho \cdot d\varphi$ tác dụng tại trọng tâm của diện phân tố như hình (II-11). Áp dụng biểu thức (II-1) của J.Boussinesq để tính ứng suất thành phần σ_Z tại một điểm M bất kỳ, rồi tích phân trên toàn bộ diện tích,



Hình II-11

ta sẽ thu được biểu thức tính ứng suất dưới dạng của toàn bộ tải trọng phân bố đều trên diện tích hình tròn như sau:

$$\sigma_Z^M = \frac{3 \cdot p \cdot z^3}{2 \cdot \pi} \int_0^r \int_0^{2\pi} \frac{\rho \cdot d\rho \cdot d\varphi}{R^5} \quad (II-26)$$

Trong đó: $R^2 = z^2 + c_1^2$ mà $c_1^2 = b^2 + \rho^2 - 2 \cdot b \cdot \rho \cdot \cos \varphi$

r - Là bán kính hình tròn của diện chịu tải.

b - Là hình chiếu của khoảng cách từ điểm đang xét tới tâm hình tròn trên mặt phẳng nằm ngang.

ρ - Là khoảng cách từ lực tập trung dp tới tâm hình tròn.

Do đó ta có thể viết:

$$\sigma_Z^M = \frac{3 \cdot p \cdot z^3}{2 \cdot \pi} \int_0^r \int_0^{2\pi} \frac{\rho \cdot dp \cdot d\varphi}{(\rho^2 + b^2 + z^2 - 2 \cdot b \cdot \rho \cdot \cos\varphi)^{5/2}} \quad (II-27)$$

Sau khi tích phân và giải phương trình (II-27) ta được biểu thức rút gọn dưới dạng như sau:

$$\sigma_Z^M = K_{tr} \cdot p \quad (II-28)$$

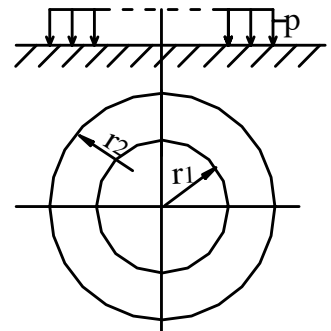
Trong đó: K_{tr} - Hệ số phụ thuộc vào hai tỷ số b/r và z/r tra theo bảng (II-6).

Nếu tính ứng suất thành phần σ_Z cho những điểm nằm trên trục thẳng đứng đi qua tâm hình tròn chịu tải thì biểu thức σ_Z có dạng như sau:

$$\sigma_Z^0 = p \cdot \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{3/2} \right\} = K_{Tr}^0 \cdot p \quad (II-29)$$

Trong đó: K_{Tr}^0 - là hệ số phụ thuộc vào tỷ số r/z tra theo bảng (II-7).

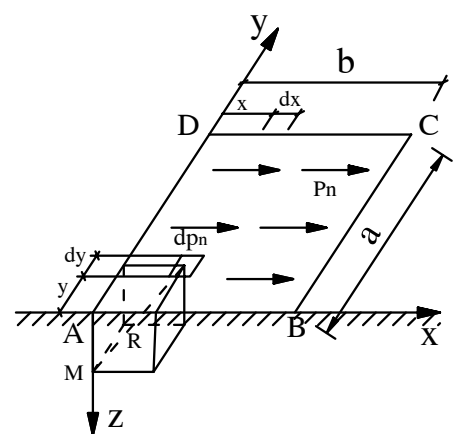
- Cần chú ý rằng chúng ta có thể vận dụng kết quả tính được trong trường hợp trên để tính ứng suất tại một điểm bất kỳ trong trường hợp tải trọng phân bố đều trên hình vành tròn (hình II-12). Lúc này chỉ cần tính hiệu của hai ứng suất σ_Z tương ứng với hai hình tròn có bán kính r_1 và r_2 .



Hình II-12

2.2.4 Tải trọng nằm ngang phân bố đều trên diện tích hình chữ nhật.

Trong trường hợp này tải trọng phân bố như trên hình (II-13), cũng như các trường hợp trên, ta phân tải trọng nằm ngang phân bố đều, thành các tải trọng phân tố tập trung nằm ngang. Sau đó áp dụng công thức (II-8) của trường hợp tải trọng tập trung nằm ngang, rồi tích phân theo toàn bộ diện tích hình chữ nhật chịu tải, ta sẽ có thể tìm được công thức tính ứng suất σ_Z tại những điểm nằm dưới hai điểm góc A, B như sau:



Hình II - 13

$$\sigma_Z^M = \frac{3 \cdot p_n \cdot z^3}{2 \cdot \pi} \int_0^a \int_0^b \frac{x \cdot dx \cdot dy}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = \pm K_n \cdot p_n \quad (II-30)$$

Trong đó: K_n - là hệ số phụ thuộc vào a/b và z/b tra theo bảng (II-8).

b - Là chiều dài cạnh song song với chiều tác dụng của tải trọng.

a - Là chiều dài cạnh thẳng góc với chiều tác dụng của lực.

Xét về trị số tuyệt đối mà nói, thì ứng suất tại những điểm có cùng độ sâu z dưới A và B có giá trị bằng nhau, nhưng về dấu thì khác nhau. Về phía điểm A ứng suất có dấu âm (ứng suất kéo), còn về phía B thì ứng suất có dấu dương (ứng suất nén).

Đối với những điểm không nằm dưới góc A và B, khi tính ứng suất σ_z ta có thể áp dụng phương pháp điểm góc như các phần trên đã trình bày.

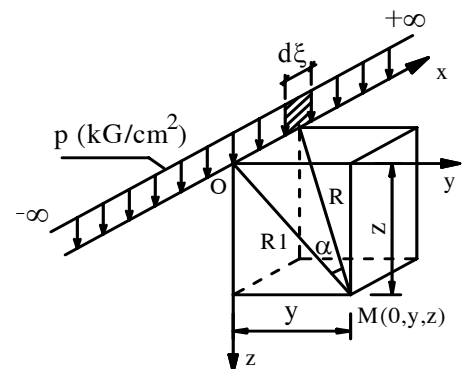
2.3. Phân bố ứng suất trong trường hợp bài toán phẳng

Bài toán phẳng là bài toán mà ứng suất phân bố trong một mặt nào đó sẽ không phụ thuộc vào toạ độ vuông góc với mặt phẳng ấy. Trong thực tế xây dựng, việc xác định sự phân bố ứng suất của nền đất dưới các móng băng tường nhà, tường chắn, đê, đập thuỷ công, nền đường đất đắp, v.v... đều có thể coi là thuộc bài toán phẳng. Trong trường hợp này, chiều dài của công trình lớn hơn gấp nhiều lần so với chiều rộng của nó. Do đó chỉ cần tách một phần công trình (thường là bằng một đơn vị chiều dài) ra bằng hai tiết diện ngang song song để xét, sự phân bố ứng suất dưới phần công trình đó sẽ tiêu biểu cho trạng thái ứng suất dưới toàn bộ công trình.

Giáo sư N.P.Puzurevski (1923,1929) người đầu tiên đã cho lời giải về sự phân bố ứng suất trong trường hợp chung của bài toán phẳng với giả thiết là sự thay đổi ứng suất tại một điểm đã cho chỉ phụ thuộc vào góc tạo nên bởi bán kính vector và chiều dương của trục nằm ngang. Giáo sư N.M.Gerxevanov (1933) bằng phương pháp các đặc trưng Côsi và hàm số ứng suất có điều kiện đã đưa ra lời giải tổng quát các phương trình tích phân của bài toán phẳng, sau này, V.A.Florin (1959) đã tìm ra được nhiều lời giải chi tiết hơn về bài toán phẳng.

2.3.1 Trường hợp tải trọng phân bố đều theo đường thẳng:

Xét trường hợp khi trên mặt đất có tác dụng một tải trọng thẳng đứng phân bố đều trên đường thẳng dài vô tận (Hình II-14) cũng như trường hợp lực tập trung trên bề mặt nửa không gian biến dạng tuyến tính, trường hợp này, thực ra không bao giờ có thể gặp thấy trong thực tế. Mặc dù vậy, bài toán này vẫn có một ý nghĩa lý thuyết cơ bản và nghiệm của nó được dùng làm cơ sở để giải các trường hợp cụ thể khác nhau của bài toán phẳng, khi trên mặt đất có các tải



Hình II-14

trọng tác dụng với các dạng phân bố khác nhau:

Xét một đoạn vô cùng nhỏ $d\xi$ trên trục phân bố tải trọng, và xem tải trọng tác dụng trên đó như một lực tập trung $dP = p \cdot d\xi$. Áp dụng công thức (II-1a) của J.Boussinesq để tìm ứng suất do lực tập trung dP gây nên tại một điểm M trên mặt yoz, sau đó tích phân từ $-\infty$ đến $+\infty$ ta sẽ được biểu thức tính ứng suất σ_z tại một điểm M trên mặt yoz do toàn bộ tải trọng phân bố đều trên đường thẳng gây nên như sau:

$$\sigma_z^M = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{3 \cdot p \cdot z^3 \cdot d\xi}{2\pi \cdot R^5} \tag{II-31}$$

Trong đó: $R^2 = R_1^2 + \xi^2 = R_1^2 \left(1 + \frac{\xi^2}{R_1^2} \right)$

Theo trên hình (II-14) ta có: $\xi = R_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha$ hay $d\xi = R_1 \cdot \frac{1}{\cos^2 \alpha} \cdot d\alpha$, ở đây góc α thay đổi từ $0 \div \frac{\pi}{2}$ hay từ $\frac{\pi}{2} \div 0$ thay vào công thức (II-31) ta có:

$$\sigma_z^M = \frac{3 \cdot p \cdot z^3}{2\pi} \cdot 2 \cdot \int_0^{\pi/2} \frac{d\alpha}{\cos^2 \alpha \cdot R_1^4 (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)^{5/2}} \tag{II-32}$$

Vì $1 + \operatorname{tg}^2 \alpha = \frac{1}{\cos^2 \alpha}$ nên ta có:

$$\sigma_z^M = \frac{3 \cdot p \cdot z^3}{\pi \cdot R_1^4} \int_0^{\pi/2} \cos^3 \alpha \cdot d\alpha = \frac{3 \cdot p \cdot z^3}{\pi \cdot R_1^4} \left[\int_0^{\pi/2} (1 - \sin^2 \alpha) \cdot d(\sin \alpha) \right]$$

$$\sigma_z^M = \frac{2 \cdot p}{\pi} \cdot \frac{z^3}{R_1^4} = \frac{2 \cdot p}{\pi} \cdot \frac{z^3}{(y^2 + z^2)^2};$$

Tương tự ta có:

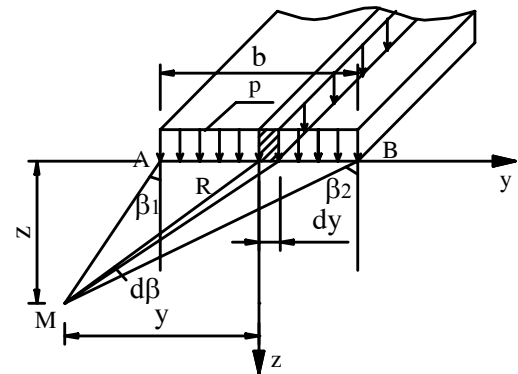
$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= \frac{2 \cdot p}{\pi} \cdot \frac{y^2 \cdot z}{R_1^4} = \frac{2 \cdot p}{\pi} \cdot \frac{y^2 \cdot z}{(y^2 + z^2)^2} \\ \tau_{yz} = \tau_{zy} &= \frac{2 \cdot p}{\pi} \cdot \frac{y \cdot z^2}{R_1^4} = \frac{2 \cdot p}{\pi} \cdot \frac{y \cdot z^2}{(y^2 + z^2)^2} \end{aligned} \right\} \tag{II-33}$$

Từ công thức (II-33), ta có nhận xét rằng, trị số ứng suất thành phần không phụ thuộc vào tính chất của đất. Nói một cách rõ ràng hơn là, các ứng suất thành phần σ_z , σ_y , và τ_{yz} trong mặt phẳng yoz không phụ thuộc vào các đặc trưng biến dạng của bán không gian biến dạng tuyến tính như môđun biến dạng E_0 và hệ số nở hông μ , nghĩa là nó sẽ đúng cho bất cứ vật thể nào mà sự phụ thuộc giữa ứng suất và

biến dạng có thể xem như sự phụ thuộc tuyến tính. Đó là một tính chất quan trọng của bài toán phẳng .

2.3.2 Trường hợp tải trọng phân bố đều hình băng:

Trong trường hợp này nếu áp dụng lời giải của Filament ta có thể tách một đoạn phân tố có bề rộng là dy , thì $dP = p \cdot dy$ của đoạn phân tố đó chính là cường độ tải trọng phân bố đều theo đường thẳng (hình II-15) . áp dụng công thức (II-33) ta có công thức tính ứng suất σ_z do tải trọng đường thẳng $dP = p \cdot dy$ gây nên tại $M(y,z)$ là:



Hình II-15

$$d\sigma = \frac{2 \cdot p}{\pi} \cdot \frac{z^3 \cdot dy}{R^4} \quad (II-34)$$

Để tiện cho việc lấy tích phân, giải bài toán này theo hệ tọa độ cực, bán kính vectơ R và góc β hợp bởi phương của bán kính vectơ R với phương thẳng đứng:

Dựa trên hình vẽ (II-15) ta có: $y = z \cdot \tan \beta$ và $dy = \frac{z}{\cos^2 \beta} \cdot d\beta$; $\cos \beta = \frac{z}{R}$

Thay dy vào công thức (II-34) và đơn giản biểu thức ta có

$$d\sigma = \frac{2 \cdot p}{\pi} \cdot \cos^2 \beta \cdot d\beta \quad (II-35)$$

Tích phân phương trình (II-35) từ β_1 đến β_2 ta được biểu thức tính ứng suất σ_z do toàn bộ tải trọng phân bố đều hình băng gây nên tại $M(y,z)$ là

$$\sigma_z^M = \frac{p}{\pi} \int_{\beta_1}^{\beta_2} (1 + \cos 2\beta) \cdot d\beta = \frac{p}{\pi} \left\{ \beta \Big|_{\beta_1}^{\beta_2} + \frac{\sin 2\beta}{2} \Big|_{\beta_1}^{\beta_2} \right\} \quad (II-36)$$

$$\sigma_z^M = \frac{p}{\pi} \left[\beta_2 + \frac{1}{2} \cdot \sin 2\beta_2 - (\pm \beta_1) - \frac{1}{2} \sin(\pm 2\beta_1) \right] \quad (II-37)$$

Bằng cách làm tương tự đối với σ_y và τ_{yz} ta có các biểu thức sau:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y^M &= \frac{p}{\pi} \left[\beta_2 - \frac{1}{2} \cdot \sin 2\beta_2 - (\pm \beta_1) + \frac{1}{2} \cdot \sin(\pm 2\beta_1) \right] \\ \tau_{yz} &= \frac{p}{2 \cdot \pi} [\cos 2\beta_1 - \cos 2\beta_2] \end{aligned} \right\} \quad (II-38)$$

Trị số β_1 lấy dấu (+) khi điểm M nằm ngoài giới hạn dải tải trọng, lấy dấu (-) khi điểm M nằm trong phạm vi dải tải trọng.

Trong đó: β_1 và β_2 là những góc được tạo bởi các đường thẳng nối từ M đến mép A và mép B của dải tải trọng với đường thẳng đứng. Để tiện cho việc tính toán, người ta đã thành lập bảng tính (II-9) cho các trị số $\frac{\sigma_z}{p}, \frac{\sigma_y}{p}, \frac{\tau_{yz}}{p}$ và trị số $\frac{\Theta}{p}$ tại hai điểm dưới mép tải trọng có thể tra ở bảng (II-10). Người ta đã chứng minh rằng phương của các ứng suất chính tại mỗi điểm trùng hoặc thẳng góc với đường phân giác của góc nhìn 2β (Hình II-15), góc 2β có giá trị bằng $[\beta_2 - (\pm\beta_1)]$. Đối với các điểm M nằm trên đường thẳng đứng Oz đi qua trục đối xứng của dải tải trọng, do tính chất đối xứng nên $\beta_1 = \beta_2 = \beta$; Do đó:

$$\tau_{yz} = \frac{p}{2\pi} (\cos 2\beta_1 - \cos 2\beta_2) = 0 \tag{II-39}$$

Như vậy tại các điểm nằm trên Oz, ứng suất cắt $\tau = 0$, và các ứng suất thành phần σ_z và σ_y tác dụng như các ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z = \sigma_1 &= \frac{p}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta) \\ \sigma_y = \sigma_3 &= \frac{p}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta) \end{aligned} \right\} \tag{II-40}$$

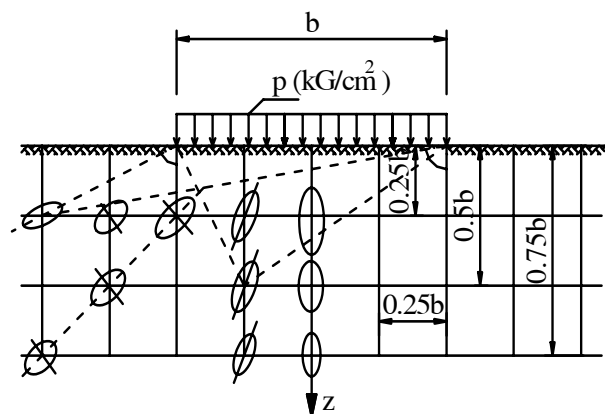
Từ đây ta thấy rằng:

$$\sigma_1 + \sigma_3 = \frac{2p}{\pi} \cdot 2\beta \tag{II-41}$$

Từ biểu thức (II- 41) cho thấy: Với một trị số nhất định của cường độ tải trọng p, tổng số ứng suất chính chỉ phụ thuộc vào trị số của góc nhìn 2β mà thôi. Khi điểm M trên đường Oz nằm ngang trên mặt đất, góc 2β có giá trị cực đại là π . Điểm M càng chuyển xuống phía dưới thì góc 2β càng giảm dần và cuối cùng tiến tới không, khi M tiến tới vô cực. Như vậy ta thấy rằng điểm M càng gần tải trọng bao nhiêu thì tổng ứng suất $\sigma_1 + \sigma_3$ càng lớn bấy nhiêu.

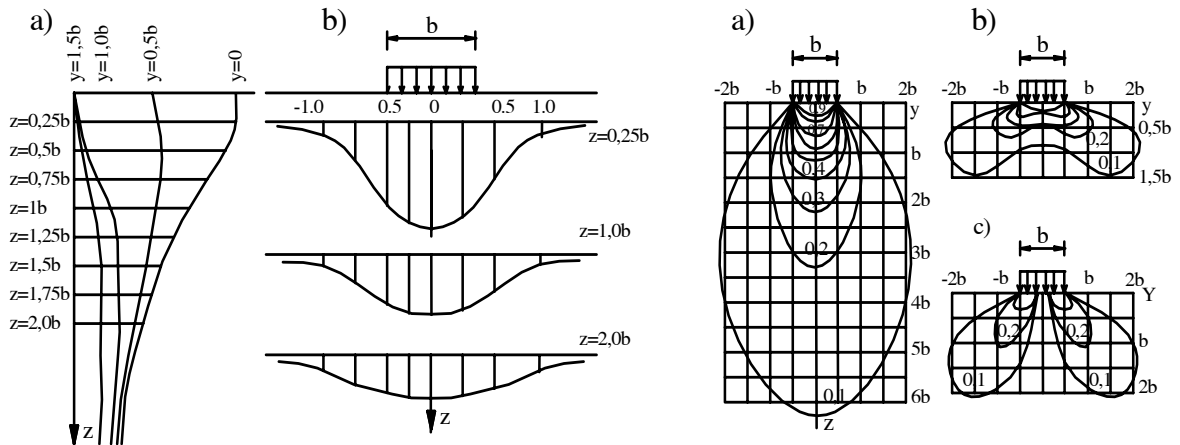
Công thức (II-40) cho phép chúng ta xây dựng các elíp ứng suất đặc trưng cho trạng thái ứng suất tại mỗi điểm trong nền đất. Hai trục của Elíp ứng suất ứng với phương của ứng suất chính (Hình II-16) .

Hình (II-17) cho thấy những biểu đồ ứng suất σ_z đối với các diện ngang và dọc của



Hình II-16: Elíp ứng suất dưới tải trọng hình băng

nền đất. Hình (II-18) là các đường đẳng ứng suất (là đường nối của các điểm cùng trị số ứng suất) ở trong nền đất.



Hình II-17: Biểu đồ phân bố ứng suất nén σ_z Hình II-18: a- Các đường đẳng ứng suất σ_z

a - Theo chiều sâu
b - Theo chiều rộng

b - Các đường đẳng ứng suất σ_y
c - Các đường đẳng ứng suất τ

Ví dụ II-4: Một tải trọng phân bố đều hình băng có bề rộng 10 m, cường độ tải trọng $p = 4\text{kG/cm}^2$. Tìm trị số σ_z tại điểm nằm trên trục đối xứng Oz và ở các độ sâu 5m, 10m và 15m.

Giải: Ở đây theo bài toán cho ta có: $y/b=0$. Dùng bảng (II-9) tra được

Với $\frac{z}{b} = \frac{5}{10} = 0,5$; ta có $\frac{\sigma_z}{p} = 0,82$; $\sigma_z = 0,82 \times p = 0,82 \times 4 = 3,28 \text{ kG/cm}^2$

Với $\frac{z}{b} = \frac{10}{10} = 1,0$; ta có $\frac{\sigma_z}{p} = 0,55$; $\sigma_z = 0,55 \times p = 0,55 \times 4 = 2,20 \text{ kG/cm}^2$

Với $\frac{z}{b} = \frac{15}{10} = 1,5$; ta có $\frac{\sigma_z}{p} = 0,40$; $\sigma_z = 0,40 \times p = 0,40 \times 4 = 1,60 \text{ kG/cm}^2$

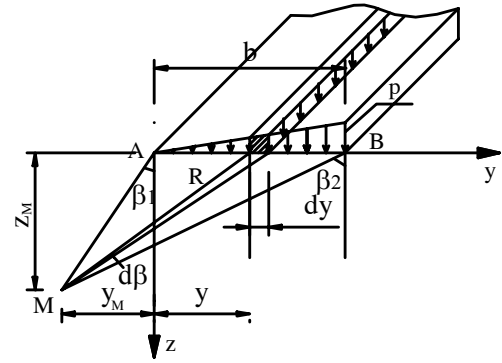
So sánh các kết quả của ví dụ này với kết quả của ví dụ (II-2) ta thấy rằng, với cường độ tải trọng và chiều rộng diện tích chịu tải như nhau, tại cùng các độ sâu 5m, 10m, 15m. Trong trường hợp bài toán phẳng biểu đồ ứng suất σ_z tụt dần chậm hơn ở trường hợp bài toán không gian. Điều này cũng có thể nhận thấy ngay ở bảng (II-2), khi $\frac{a}{b}$ càng lớn thì hệ số K_0 càng giảm đi chậm hơn.

2.3.3 Trường hợp tải trọng là dải phân bố theo hình tam giác

Trong thực tế thường gặp các loại bài toán xác định ứng suất trong đất dưới tác dụng của tải trọng hình băng phân bố không đều, có cường độ thay đổi theo những quy luật khác nhau. Trường hợp phổ biến nhất trong những loại tải trọng như

vậy là trường hợp tải trọng hình băng phân bố theo quy luật hình tam giác (Hình II-19).

Cũng như các trường hợp trên, trong trường hợp này ta cũng tách ra một phân tố với bề rộng là dy , và tải trọng dp tác dụng trên đoạn phân tố đó chính là cường độ tải trọng phân bố đều trên đường thẳng. Do đó, Từ hình vẽ (II-19) ta có:



Hình II-19

$$dp = p_{(y)} \cdot dy \quad (II-42)$$

Trong đó ta có:

$$p_{(y)} = \frac{p \cdot y}{b}; \quad dy = \frac{R \cdot d\beta}{\cos \beta} \quad \text{và} \quad y = z (\operatorname{tg} \beta -$$

$\operatorname{tg} \beta_1)$

Ở đây : p - là cường độ của tải trọng lớn nhất của hình tam giác

$p_{(y)}$ - cường độ của tải trọng phân bố trên diện phân tố dy

Thay các giá trị trên vào công thức (II - 42) ta có

$$dp = \frac{p \cdot R \cdot z}{b \cdot \cos \beta} \cdot (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \beta_1) d\beta \quad (II - 42')$$

Vậy ứng suất thẳng đứng do tải trọng đường thẳng với cường độ dp gây nên tại M sẽ là :

$$d\sigma = \frac{2 \cdot p \cdot z^4 \cdot R}{R^4 \cdot \pi \cdot b \cdot \cos \beta} \cdot (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \beta_1) d\beta \quad (II - 43)$$

Thay $z^3 = R^3 \cos^3 \beta$ và sau khi giảm ước ta có :

$$d\sigma = \frac{2 \cdot p \cdot z}{\pi \cdot b} \cdot \cos^2 \beta (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \beta_1) d\beta \quad (II - 43a)$$

Tích phân biểu thức (II - 43a) từ β_1 đến β_2 ta sẽ có biểu thức tính ứng suất σ_z do toàn bộ tải trọng hình băng phân bố theo quy luật hình tam giác gây nên tại điểm $M(y,z)$ như sau :

$$\sigma_z = \frac{p \cdot z}{\pi \cdot b} \left[\sin^2 \beta_2 - \sin^2 \beta_1 - \operatorname{tg} \beta_1 \left(\beta_2 + \frac{1}{2} \cdot \sin 2\beta_2 - \beta_1 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 \right) \right] \quad (II - 44)$$

Bằng cách lập luận tương tự ta có biểu thức tính σ_y và τ_{yz} như sau :

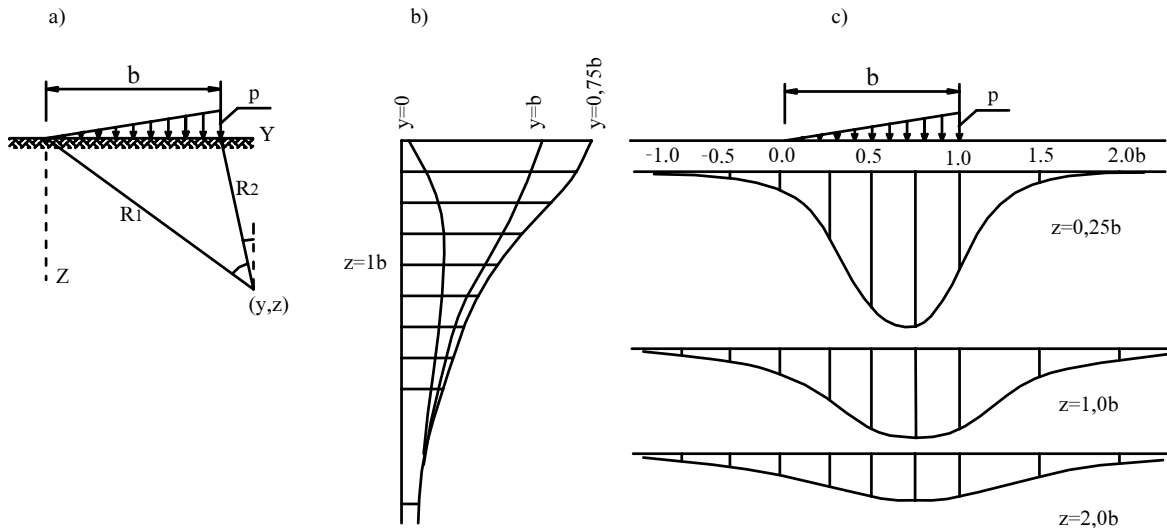
$$\sigma_y = \frac{p \cdot z}{\pi \cdot b} \left[\cos^2 \beta_2 - 2 \ln \cos \beta_2 - \cos^2 \beta_1 + 2 \ln \cos \beta_1 - \operatorname{tg} \beta_1 \left(\beta_2 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_2 - \beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 \right) \right] \quad (II - 45)$$

$$\tau_{yz} = \frac{p \cdot z}{2 \pi \cdot b} \left[\sin 2\beta_2 - \sin 2\beta_1 + 2(\beta_1 - \beta_2) - \operatorname{tg} \beta_1 (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1) \right] \quad (II - 46)$$

Để tiện cho việc tính toán $\sigma_z, \sigma_y, \tau_{yz}$ người ta đã lập bảng tính sẵn các trị số

$$\frac{\sigma_z}{p}, \frac{\sigma_y}{p} \text{ và } \frac{\tau_{yz}}{p} \text{ (Bảng II - 11 và II - 12).}$$

Hình (II - 20) dưới đây sẽ minh họa tình hình phân bố ứng suất σ_z dưới tác dụng của tải trọng hình băng phân bố theo qui luật hình tam giác. Hình (II - 20b,c) biểu diễn các biểu đồ ứng suất σ_z trên tiết diện thẳng đứng và nằm ngang ở trong nền, từ các biểu đồ nhận thấy rằng, ứng suất nén thẳng đứng cực đại nằm trên đường thẳng đứng đi qua gần trọng tâm của tải trọng tam giác.



Hình II-20: Các biểu đồ phân bố ứng suất nén theo mặt cắt thẳng đứng và nằm ngang của khối đất khi có tác dụng của tải trọng tam giác

Ví dụ II - 5 : có tải trọng hình băng phân bố theo qui luật hình tam giác trình bày trên hình (II - 21). Tính trị số ứng suất tại các điểm A,B và C :

Giải :

Tại điểm A ta có: $\frac{y}{b} = \frac{5}{5} = 1; \frac{z}{b} = \frac{5}{5} = 1$

Tra bảng (II - 11) ta có :

$$\frac{\sigma_z}{p} = 0,241 \Rightarrow \sigma_z = 0,241 \cdot 3 = 0,72 \text{ kG/cm}^2$$

Tại điểm B :

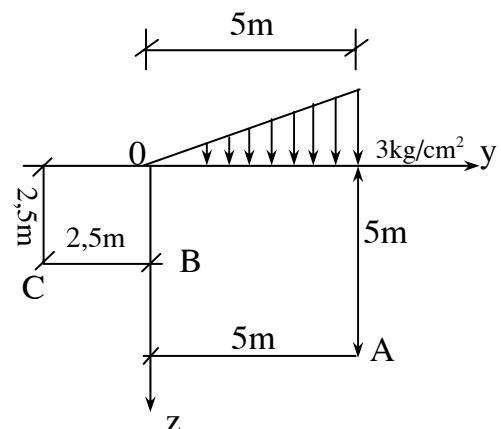
$$\frac{y}{b} = \frac{0}{5} = 0; \frac{z}{b} = \frac{2,5}{5} = 0,5; \frac{\sigma_z}{p} = 0,127$$

$$\Rightarrow \sigma_z = 0,127 \cdot 3 = 0,38 \text{ kG/cm}^2$$

Tại điểm C :

$$\frac{y}{b} = \frac{-2,5}{5} = -0,5; \frac{z}{b} = \frac{2,5}{5} = 0,5; \frac{\sigma_z}{p} = 0,023$$

$$\Rightarrow \sigma_z = 0,023 \cdot 3 = 0,07 \text{ kG/cm}^2$$



Hình II - 21

2.3.4. Trường hợp tải trọng phân bố theo dạng phức tạp :

Trong thực tế chúng ta thường gặp bài toán xác định sự phân bố ứng suất trong nền đất, trong trường hợp trên mặt đất tác dụng bởi một dải tải trọng phân bố theo dạng phức tạp (mặt cắt ngang thân đê, đập đất, nền đường đắp,v.v...). Gặp trường hợp này ta có thể phân biểu đồ tải trọng ra thành các tải trọng cơ bản, hình chữ nhật, hình tam giác. Rồi áp dụng các công thức tính ứng suất thành phần của các tải trọng cơ bản nói trên, sau đó tổng cộng lại ta được trị số ứng suất tại điểm cho trước dưới tác dụng của toàn bộ tải trọng phức tạp đó. Ngoài cách giải quyết trên ra ta có thể dùng biểu đồ của Osterberg để xác định ứng suất trong đất khi có tải trọng phân bố theo quy luật hình tam giác, hình chữ nhật, hình thang tác dụng trên mặt đất ở trường hợp bài toán phẳng (hình II - 22). Ứng suất nén thẳng đứng σ_z được tính theo công thức :

$$\sigma_z = I.p \tag{II - 47}$$

Trong đó :

I : là hệ số phụ thuộc vào 2 tỷ số $\frac{a}{z}$ và $\frac{b}{z}$ lấy theo hình (II - 22).

a - là chiều dài phân tải trọng tam giác

b - là chiều dài tải trọng hình chữ nhật

z - là chiều sâu của điểm được xét.

Trị số của I xác định bằng biểu đồ (II - 22) bằng cách cộng các hệ số tương ứng với tải trọng ở bên trái và ở bên phải đường thẳng đứng đi qua điểm đang xét, tức là :

$$\sigma_z = (I_t + I_p) \cdot p \tag{II - 47a}$$

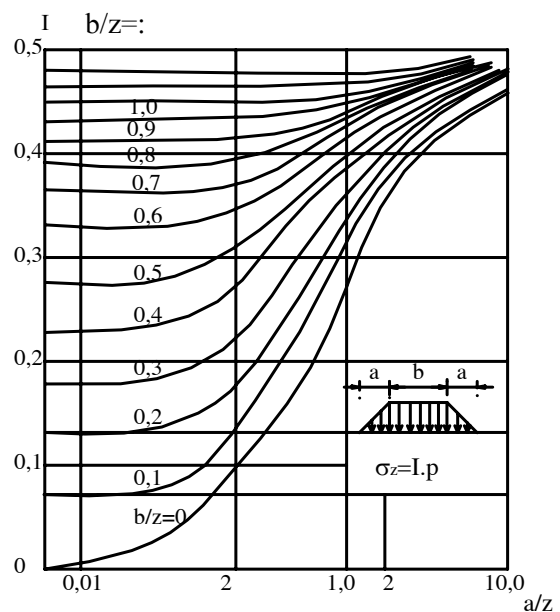
I_t - là hệ số tương ứng với phần tải trọng phía bên trái đường thẳng đứng đó.

I_p - là hệ số tương ứng với phần tải trọng phía bên phải.

Ví dụ II - 6 : Có tải trọng phân bố như trên hình (II - 23). Hãy xác định ứng suất σ_z tại điểm M_1 và M_2 , cho biết $P = 0,9 \text{ kG/cm}^2$

Với điểm M_1

Đối với phân tải trọng ở bên trái



Hình II □ 22: Toán đồ Osterberg để xác định ứng suất

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1; \frac{b_1}{z} = \frac{1}{2} = 0,5$$

Dựa vào biểu đồ (II - 22) tìm được $I_r = 0,397$.

Đối với phần tải trọng bên phải :

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1; \frac{b_2}{z} = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ , Dựa vào biểu đồ (II - 22) tìm được } I_p = 0,478$$

$$\text{Nhu vậy ta có : } \sigma_z^{M_1} = (0,379 + 0,478).0,9 = 0,79 \text{ kG/cm}^2$$

Với điểm M_2 , ta có thể dùng thêm tải trọng ảo KLMN. Nếu kể cả tải trọng ảo thì ta có

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1; \frac{b'}{z} = \frac{8}{2} = 4 \text{ , do đó :}$$

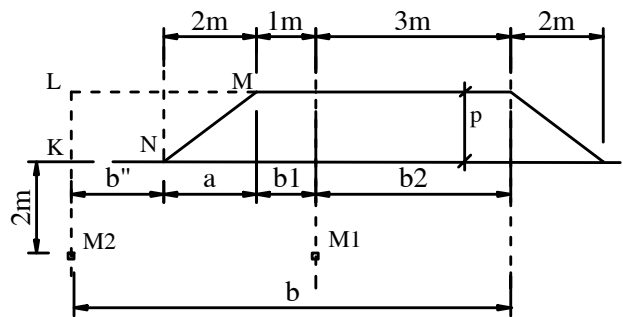
$$I_p = 0,499$$

Nếu chỉ xét riêng tải trọng ảo KLMN ta có :

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1 \frac{b''}{z} = \frac{2}{2} = 1 \text{ do đó ta}$$

$$\text{có : } I_p = 0,455$$

$$\text{Vậy : } \sigma_z^{N_2} = (0,499 - 0,455).0,9 = 0,04 \text{ kG/cm}^2$$

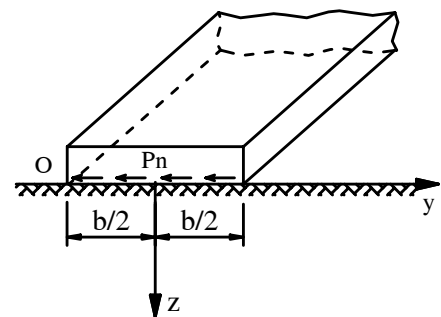


Hình II-23

2.3.5. Trường hợp tải trọng hình băng phân bố đều nằm ngang

Trong thực tế có nhiều trường hợp, khi tính toán nền đất, ngoài việc xét trường hợp tải trọng thẳng đứng còn phải xác định ứng suất do tải trọng nằm ngang gây nên (Hình II - 24).

Để tính ứng suất tại một điểm bất kỳ trong nền đất, dưới tác dụng của tải trọng hình băng phân bố đều nằm ngang, ta có thể tính theo các biểu thức dưới đây :



Hình II-24

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= K'_n \cdot p_n \\ \sigma_y &= K''_n \cdot p_n \\ \tau_{yz} &= K'''_n \cdot p_n \end{aligned} \right\}$$

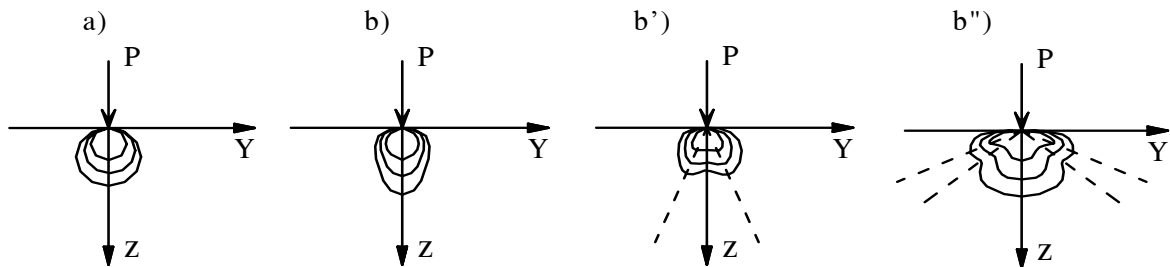
$$(II - 48)$$

Trong đó : K'_n, K''_n, K'''_n - là các hệ số phụ thuộc vào hai tỷ số y/b và z/b , các trị số này tra theo bảng (II - 13), cần chú ý rằng chiều tác dụng của tải trọng là chiều âm so với chiều của trục Oy.

§3. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG NỀN ĐẤT CÓ XÉT ĐẾN TÍNH KHÔNG ĐỒNG NHẤT VÀ TÍNH KHÔNG ĐẲNG HƯỚNG CỦA ĐẤT

Trên đây vừa trình bày các phương pháp xác định sự phân bố ứng suất trong nền đất, được coi là đồng nhất đẳng hướng biến dạng tuyến tính, giới hạn bởi một mặt phẳng nằm ngang, phát triển tới vô hạn ra xung quanh, dưới tác dụng của tải trọng ngoài. Trong thực tế thường không có loại đất nào như vậy cả, khái niệm "đồng nhất" ở đây chỉ là khái niệm tương đối. Bởi vì ngay trong cùng một loại đất "đồng nhất" thì các đặc trưng biến dạng và tính chất đàn hồi cũng rất khác nhau, theo hướng khác nhau. Tính chất biến dạng của đất không giống theo các hướng gọi là tính không đẳng hướng.

Phân tích những kết quả của bài toán phân bố ứng suất do tải trọng tập trung tác dụng cho thấy rằng, biểu đồ các đường đồng ứng suất chính trong vật thể không đẳng hướng có dạng rất khác nhau.



Hình II - 25 : Biểu đồ các đường đồng ứng suất chính trong nền đất không đẳng hướng dưới tác dụng của tải trọng dải: a- Vật thể đẳng hướng; b, b', b'' - vật thể không đẳng hướng khi mối tương quan giữa các môđun biến dạng khác nhau.

Trên hình (II - 25) biểu diễn những đường đồng ứng suất chính trong vật thể đồng nhất đẳng hướng, (II - 25a) theo lời giải của Flamăng và trong vật thể không đẳng hướng với mối tương quan giữa các môđun biến dạng khác nhau, (II - 25b, b', b'') theo lời giải của S.G.Lêxnitxki. Trong trường hợp không đẳng hướng này, các đường đồng ứng suất chính có thể có một, hai hoặc ba điểm cực đại với những góc nghiêng của những đường trục cực đại (điểm lồi) không phải lúc nào cũng trùng với phương của lực tác dụng. Hướng của chỗ lồi đó cũng chính là điểm nguy hiểm nhất đối với độ bền vững của khối đất. Sau này A.V.Stêpanov (1950) dựa trên cơ sở lời giải tổng quát của S.G.Lêxnitxki đã nghiên cứu tỉ mỉ hơn trạng thái ứng suất trong bán không gian không đẳng hướng, dưới tác dụng của tải trọng trong điều kiện bài toán phẳng. Ông đã kết luận rằng, trong vật thể không đồng nhất, không đẳng hướng, hướng của các ứng suất lớn nhất không trùng với phương tác dụng của lực và cũng không trùng với phương biến dạng cực đại, đồng thời dọc theo phương có trị số môđun đàn hồi pháp lớn nhất ta thấy có hiện tượng tập trung ứng suất, còn dọc theo phương có trị số môđun đàn hồi pháp nhỏ nhất ta thấy có hiện tượng phân tán ứng suất.

Trường hợp đơn giản nhất là bài toán về sự phân bố ứng suất trong khối đất biến dạng tuyến tính có các môđun biến dạng khác nhau : theo phương ngang E_y và theo phương thẳng đứng E_z . Wölf đã giải bài toán này dưới tác dụng của lực tập trung thẳng đứng và đã thu được những công thức gần đúng sau đây cho các thành phần ứng suất :

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_z &= -K \frac{2p}{\pi} \cdot \frac{z^3}{r^2 \cdot r_1^2} \\ \sigma'_y &= -K \frac{2p}{\pi} \cdot \frac{y^2 \cdot z}{r^2 \cdot r_1^2} \\ \tau'_{yz} &= -K \frac{2p}{\pi} \cdot \frac{y \cdot z^2}{r^2 \cdot r_1^2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{II - 49})$$

Trong đó : r - Khoảng cách từ điểm đặt tải trọng đường thẳng tới điểm đang xét

$$r_1 = K \cdot r; \quad K = \sqrt{\frac{E_x}{E_z}} \quad (\text{II - 50})$$

Nếu đem so sánh công thức đã đưa ra về ứng suất trong trường hợp nền không đẳng hướng đơn giản nhất (II - 49) với công thức trong trường hợp nền đẳng hướng (II - 33) ta có :

$$\sigma'_z = \frac{\sigma_z}{K}; \quad \sigma'_y = \frac{\sigma_y}{K}; \quad \tau'_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{K} \quad (\text{II - 51})$$

Ở đây : $\sigma_z, \sigma_y, \tau_{yz}$ - ứng suất trong vật thể đẳng hướng.

Khi tác dụng lực tập trung trong trường hợp bài toán không gian, ứng suất nén σ'_z được tính theo công thức sau :

$$\sigma'_z = \frac{p}{\pi} \cdot \frac{z^3(1 + K + K^3)}{R^5 \cdot K(1 + K)} \quad (\text{II - 52})$$

Khi $K = 1$ các biểu thức (II - 49) và (II - 52) giống các biểu thức viết cho bán không gian đồng nhất và đẳng hướng. Ở đây cần nhấn mạnh rằng, độ chênh lệch giữa E_z và E_y càng lớn thì tính chất không đẳng hướng thể hiện càng rõ rệt và ảnh hưởng càng nhiều đến trị số ứng suất. Theo lời giải chính xác của L.P.Portaev (1958) trị số ứng suất trong trường hợp nền không đẳng hướng đang xét không những chỉ phụ thuộc vào tỷ số $\frac{E_y}{E_z}$ mà còn phụ thuộc cả vào hệ số nở hông μ nữa.

Vì vậy, nếu môđun biến dạng theo hướng tác dụng của lực lớn hơn so với môđun biến dạng theo phương vuông góc với nó thì sẽ quan sát thấy hiện tượng tập trung ứng suất và ngược lại sẽ quan sát thấy hiện tượng phân tán ứng suất.

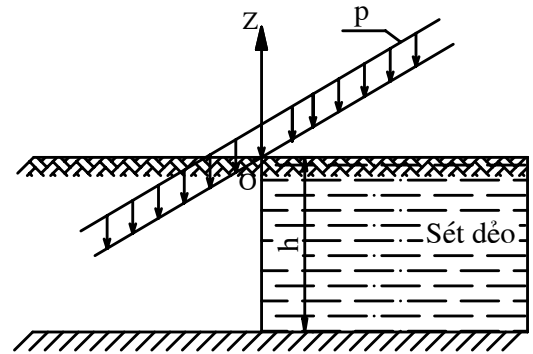
Dưới đây ta xét 2 trường hợp đơn giản về sự phân bố ứng suất trong nền đất không đồng nhất không đẳng hướng.

3.1. Trường hợp dưới nền đất là lớp đá cứng :

Đối với trường hợp nền công trình là lớp đất có chiều dày giới hạn, nằm trên nền đá cứng không bị nén ép (Hình II - 26). Sự phân bố ứng suất trong lớp đất bị nén ép chủ yếu phụ thuộc vào kích thước diện chịu tải và chiều dày của lớp đất bị nén ép đó và ít chịu ảnh hưởng vào lực ma sát trên mặt tiếp xúc giữa hai lớp cũng như hệ số nở hông μ .

Đối với bài toán phẳng, khi nền đất chịu tác dụng tải trọng phân bố đều theo đường thẳng, với giả thiết lấy hệ số nở hông $\mu = 0,5$ thì công thức tính ứng suất nén ép thẳng đứng lớn nhất σ_z ở mặt tiếp xúc giữa hai lớp như sau :

$$\sigma_{(z=h)} = 0,822 \frac{P}{h} \quad (\text{II - 53})$$



Hình II-26

Với bài toán trên có xét đến lực ma sát của mặt tiếp xúc giữa hai lớp với nhau nhưng lại giả thiết hệ số μ bằng không, ứng suất σ_z

lớn nhất ở mặt tiếp xúc trên trực tác dụng lực được tính theo công thức sau :

$$\sigma_{(z=h)} = 0,827 \frac{P}{h} \quad (\text{II - 54})$$

Đối với nền đất đồng nhất, đẳng hướng, cùng điều kiện bài toán như trên, ứng suất σ_z ở tại độ sâu bằng $z=h$ tính theo công thức sau:

$$\sigma_{(z=h)} = 0,636 \frac{P}{h} \quad (\text{II - 55})$$

Trị số này nhỏ hơn các trị số tính σ_z đối với nền không đồng nhất nói trên và chứng tỏ rằng sự có mặt của một lớp đá cứng không bị nén ép ở độ sâu nào đó sẽ dẫn đến hiện tượng tập trung ứng suất nén ép theo phương tác dụng của tải trọng (tức là hiện tượng ứng suất σ_z lớn hơn so với trường hợp nền đồng nhất và đẳng hướng).

Hiện tượng tập trung ứng suất còn quan sát thấy trong trường hợp tải trọng là một dải phân bố đều. K.E.Egorov (1939 ÷ 1960) đã lập công thức tính toán ứng suất phụ thêm trong nền đất có tồn tại lớp đá cứng tại các điểm dọc theo đường thẳng đứng đi qua điểm giữa móng băng chịu tải trọng thẳng đứng, phân bố đều P (Hình II - 27).

$$\sigma_z = K_E \cdot p \quad (\text{II - 56})$$

Trong đó: $K_E = f\left(\frac{z}{h}, \frac{h}{b_1}\right)$ - Hệ số ứng suất phụ thêm trong nền không đồng nhất của K.E.Egorov; tra bảng (II-14)

z - tọa độ trọng tâm của tiết diện ngang mà tại đó tính ứng suất

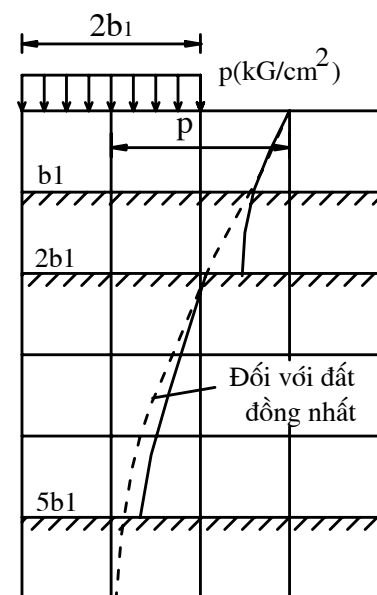
h - chiều dày lớp chịu nén

b_1 - nửa chiều rộng của dải tải trọng phân bố đều

Bảng II - 14: Hệ số K_E của K.E.Egorov

z/h \ h/b_1	1	2	5
1,0	1,0	1,0	1,0
0,8	1,009	0,99	0,82
0,6	1,020	0,92	0,57
0,4	1,024	0,84	0,44
0,2	1,023	0,78	0,37
0	1,022	0,76	0,36

Để minh họa sự phân bố ứng suất nén cực đại trong lớp đất tựa lên nền không lún, trên hình (II - 27) vẽ những biểu đồ phân bố σ_z^{\max} dưới tâm móng băng với những chiều dày của lớp chịu nén: $h = b_1$, $h = 2b_1$, $h = 5b_1$. Để tiện so sánh, đường nét đứt chỉ sự phân bố ứng suất nén cực đại khi nền đồng nhất ($h = \infty$). Những số liệu dẫn ra ta thấy rằng : khi chiều dày của lớp chịu nén $h = b_1$, trị số ứng suất nén ép σ_z hầu như không giảm theo chiều sâu, nhưng nếu khi $h \geq 2b_1$ thì trị số ứng suất nén σ_z giảm dần theo chiều sâu, nhưng không giảm nhiều như trong trường hợp đất đồng nhất và đẳng hướng.



Hình II-27

Đối với những trường hợp phức tạp hơn, khi tác dụng tải trọng cục bộ phân bố đều (trong điều kiện bài toán không gian), kết quả tính ứng suất σ_z ở mặt tiếp xúc dưới tâm diện chịu tải đã được M.I.Gorbunov - Poxadov đề nghị tính theo công thức sau:

$$\sigma_z = K_r \cdot p \tag{II-57}$$

Trong đó: $K_r=f(h/b_1,a/b)$ - Hệ số ứng suất M.I.Gorbunov - Poxadov tra bảng (II -15)

P - Cường độ tải trọng phân bố đều trên diện chịu tải.

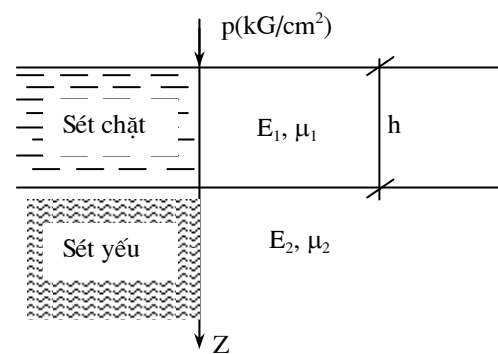
Bảng II - 15 : Hệ số K_r của M.I.Gorbunov - Poxadov

h/b_1	Hình tròn (bán kính b_1)	Hình chữ nhật				Hình băng $\alpha = \infty$
		$\alpha = 1$	$\alpha = 2$	$\alpha = 3$	$\alpha = 4$	
0	1	1	1	1	1	1
0,25	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009
0,5	1,064	1,053	1,033	1,033	1,033	1,033
0,75	1,072	1,082	1,059	1,059	1,059	1,059
1,00	0,965	1,027	1,039	1,026	1,025	1,025

1,50	0,684	0,762	0,912	0,911	0,902	0,902
2,00	0,473	0,541	0,717	0,769	0,761	0,761
2,50	0,335	0,395	0,593	0,651	0,636	0,636
3,00	0,249	0,298	0,474	0,549	0,560	0,560
4,00	0,148	0,180	0,314	0,392	0,439	0,434
5,00	0,098	0,125	0,222	0,287	0,359	0,359
7,00	0,051	0,065	0,113	0,170	0,262	0,262
10,00	0,025	0,032	0,064	0,098	0,181	0,185
20,00	0,006	0,008	0,016	0,024	0,068	0,086
30,00	0,001	0,001	0,003	0,005	0,014	0,037

3.2. Trường hợp nền đất gồm hai lớp, lớp dưới là lớp mềm yếu.

Đặc điểm của trường hợp này là quan sát thấy hiện tượng phân tán ứng suất, nghĩa là sự tập trung ứng suất giảm so với trường hợp nền đồng nhất, đẳng hướng, nhưng độ giảm không lớn như trường hợp dưới nền đất là lớp đá cứng. Dựa trên cơ sở hàm số của Bessel, Biot giải bài toán không gian dưới tác dụng lực tập trung, đã tìm ra công thức tính ứng suất thẳng đứng lớn nhất trên mặt tiếp xúc giữa hai lớp đất (hình II - 28):



Hình : II - 28

$$\sigma_{(z=h)} = 0,45 \cdot \frac{p}{h} \tag{II - 58}$$

Nếu đem so sánh trị số $\sigma_{z=h}$ trong công thức (II - 58) với trị số ứng suất tính trong điều kiện nền đồng nhất, đẳng hướng, ta thấy trị số ứng suất lớn nhất giảm khoảng 6%. Do đó, trong thực tế tính toán người ta thường bỏ qua ảnh hưởng của lớp đất mềm yếu nằm dưới để tăng thêm hệ số an toàn trong công thức tính toán ứng suất. K.E.Egôrov đã giải bài toán về sự phân bố ứng suất dưới móng băng trong nền đất gồm hai lớp: lớp trên có chiều dày hữu hạn h và lớp dưới phổ biến tới vô tận theo chiều sâu và các phía. ứng suất σ_z cực đại trên mặt tiếp xúc giữa hai lớp đất, dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều hình băng được tính theo biểu thức :

$$\sigma_z = K_e \cdot p \tag{II - 59}$$

Trong đó K_e - hệ số phụ thuộc vào tỷ số $2h/b$ và tham số $\nu = \frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2}$ và

được tra theo bảng (II - 16), ở đây b là bề rộng của tải trọng hình băng.

Cần chú ý rằng, các trị số K_e tra trong bảng (II - 16) của K.E.Egôrov đều không xét đến ứng suất tiếp tuyến tại mặt tiếp xúc. Hiện tượng phân tán ứng suất, quan sát thấy một cách rõ rệt khi chiều dày lớp đất trên lớn hơn 1/4 chiều rộng móng.

Bảng (II - 16): Bảng giá trị hệ số K_e trong công thức (II-59) của K.E.Egôrov

$2h/b$	$\nu = 1$	$\nu = 5$	$\nu = 10$	$\nu = 20$
0	1,00	1,00	1,00	1,00
0,5	1,02	0,95	0,87	0,82
1,0	0,90	0,69	0,58	0,52
2,0	0,60	0,41	0,33	0,29
3,33	0,39	0,26	0,20	0,18
5,00	0,27	0,17	0,16	0,12

Ví dụ II - 7 : Nền đất gồm hai lớp : lớp trên là cát dày 2m, lớp dưới là bùn. Hãy xác định xem ứng suất nén ép trên mặt tiếp xúc giữa cát và bùn có vượt quá áp lực cho phép đối với bùn là 1 kG/cm^2 hay không, nếu trên mặt lớp đất cát tác dụng tải trọng hình băng với $b = 2\text{m}$ và cường độ phân bố đều $P = 2\text{kG/cm}^2$, cho biết $E_1 = 150 \text{ kG/cm}^2$, $E_2 = 30 \text{ kG/cm}^2$, $\mu_1 = \mu_2 = 0,2$.

Giải : Trước hết xác định hệ số ν :

$$\nu = \frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2} = \frac{150}{30} = 5$$

Chiều sâu tương đối : $\frac{2h}{b} = \frac{4}{2} = 2$; Tra theo bảng (II - 16) ta có $K_e = 0,41$

Do đó : $\sigma_{z=h} = 0,41 \cdot P = 0,41 \cdot 2 = 0,82 \text{ kG/cm}^2$

Do đó : ứng suất σ_z tại mặt tiếp xúc giữa hai lớp đất không vượt quá áp lực cho phép đối với đất bùn (1kG/cm^2).

§4. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TIẾP XÚC DƯỚI ĐÁY MÓNG.

Trong các phần trên chúng ta chỉ mới nghiên cứu bài toán phân bố ứng suất trong đất nền, dưới tác dụng của tải trọng ngoài khác nhau mà ta chưa xét đến vấn đề tải trọng đó đặt trên đất như thế nào. Nhìn chung, trừ các công trình xây dựng bằng đất đắp như đê, đập, nền đường, v.v..., tải trọng bên ngoài không trực tiếp tác dụng lên nền, mà được truyền cho đất thông qua móng. Áp lực do toàn bộ tải trọng của công trình (bao gồm cả trọng lượng bản thân móng) thông qua đáy móng mà truyền tới đất nền như thế gọi là **áp lực đáy móng**. Áp lực này tác dụng trực tiếp trên mặt tiếp xúc giữa đáy móng và nền đất nên người ta còn gọi là **áp lực tiếp xúc**. Muốn xác định được tình hình phân bố ứng suất trong nền đất thì trước hết phải biết được tình hình phân bố áp lực dưới đáy móng như thế nào.

Như các kết quả nghiên cứu cho thấy, sự phân bố áp lực đáy móng phụ thuộc vào nhiều nhân tố như dạng tải trọng đặt trên móng, độ cứng của móng, tính biến dạng dẻo trong đất nền, v.v... Cho đến nay, vẫn chưa có được một phương pháp hoàn chỉnh nào để xác định chính xác sự phân bố áp lực dưới đế móng có xét đến đầy đủ các nhân tố ảnh hưởng đó. Các phương pháp xác định áp lực đáy móng hiện nay thường dùng trong thực tế chỉ là những phương pháp gần đúng. Có hai phương pháp chính, đó là phương pháp hệ số nền và phương pháp nền biến dạng tuyến tính. Phương pháp được dùng rộng rãi hơn cả là phương pháp coi đất nền như một môi trường biến dạng tuyến tính được các nhà khoa học N.M.Gerxevanov và I.A.Amacheret đề xuất đầu tiên (1935) và sau này được V.A.Florin, M.I.Gorbunov-Poxadov và B.N.Jemoskin hoàn chỉnh thêm. Bản chất của phương pháp này là coi nền đất như môi trường biến dạng tuyến tính và có xét đến các chuyển vị đàn hồi của tất cả các điểm nằm trong và nằm ngoài phạm vi chịu tải.

Dựa vào đặc trưng độ cứng, người ta phân chia các móng công trình thành 3 loại : móng mềm, móng cứng và móng có độ cứng hữu hạn.

* Móng mềm: Là móng có khả năng biến dạng hoàn toàn cùng cấp với khả năng biến dạng của đất nền. Áp lực dưới đáy móng lúc này phân bố hoàn toàn giống như tải trọng tác dụng lên móng. Nghĩa là trị số áp lực đáy móng trên mặt đất nền tại mỗi điểm trong phạm vi diện chịu tải đều bằng cường độ của tải trọng tại điểm đó.

* Móng cứng: Là móng có khả năng biến dạng vô cùng bé so với đất nền, hoặc bản thân móng không bị biến dạng, lúc này xuất hiện một phản lực từ phía đất nền tác dụng lên đế móng. Chính phản lực này, một mặt sẽ gây ra các nội lực trong kết cấu móng và mặt khác có phản lực tức là sẽ có một tải trọng tương tự tác dụng lên nền đất có cùng trị số nhưng khác dấu. Vì vậy việc nghiên cứu áp lực dưới đế móng cứng có một ý nghĩa thực tế lớn, để kiểm tra cường độ của móng, tính toán kết cấu móng, tính lún cuối cùng cũng như xác định sự phân bố ứng suất dưới sâu trong nền đất.

* Móng cứng hữu hạn: là loại móng có độ cứng trung gian giữa hai loại móng nói trên. Khả năng biến dạng của loại móng này tuy bé nhưng không phải vô cùng bé so với khả năng biến dạng của đất nền.

Với giới hạn trong giáo trình này, ở đây chỉ trình bày phương pháp xác định sự phân bố ứng suất dưới đáy móng cứng, còn đối với móng mềm và móng có độ cứng hữu hạn sẽ được trình bày trong giáo trình Nền và móng. Để tính toán áp lực dưới đáy móng trong trường hợp này, thông thường người ta xem đáy móng là phẳng. Như vậy, biểu đồ chuyển vị $W_0(x)$ của các điểm ở đáy móng sẽ có dạng hình chữ nhật hoặc hình thang với phương trình: $W_0(x) = A.X + B$ (trường hợp bài toán phẳng) hoặc giới hạn bởi một mặt phẳng có độ nghiêng nhất định với phương trình : $W_0(x,y) = A.x + B.y + C$ (trường hợp bài toán không gian)

Các phương trình cơ bản tính toán ứng suất đáy móng dưới đây được thành lập trên cơ sở các giả thiết sau:

- Móng luôn luôn tiếp xúc với mặt nền, do đó chuyển vị theo đường thẳng đứng của mọi điểm trên mặt nền (trong phạm vi đáy móng) đều bằng độ lún của điểm tương ứng tại đáy móng.

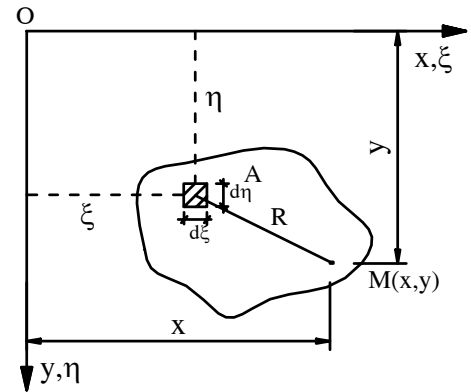
- Giữa tải trọng bên ngoài và phản lực toàn bộ của đất nền đối với móng có sự cân bằng tĩnh học. Phản lực của đất nền có độ lớn bằng áp lực đáy móng, nhưng ngược chiều.

4.1. Trường hợp bài toán không gian:

Xét một điểm A (ξ, η) bất kỳ trên mặt nền trong phạm vi đáy móng F (hình II-29). Vi phân diện tích tại A là $dF = d\xi \cdot d\eta$. Áp lực đáy móng tác dụng trên dF là

$p(\xi, \eta)$. Nếu xem lực này là lực tập trung thì theo công thức (II-4) của J.Boussinesq, dưới tác dụng của lực tập trung $dp = p(\xi, \eta) \cdot d\xi \cdot d\eta$ chuyển vị thẳng đứng dW của một điểm $M(x, y)$ nào đó trên mặt đất nền với $z = 0$ sẽ là:

$$dW = \frac{p(\xi, \eta) \cdot d\xi \cdot d\eta}{\pi \cdot E \cdot R} (1 - \mu^2) \quad (II-60)$$



Hình II-29: Sơ đồ tính trong trường hợp bài toán không gian

Vậy dưới tác dụng của toàn bộ áp lực đáy móng trên toàn bộ diện tích F, thì chuyển vị đứng của điểm M (x, y) trên mặt đất sẽ là:

$$W = \frac{1 - \mu^2}{\pi \cdot E} \iint_F \frac{p(\xi, \eta) d\xi \cdot d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} \quad (II-61)$$

Nếu $Ax + By + C$ là phương trình chuyển vị của điểm $M' (x, y)$ tại đáy móng (Vị trí của M' hoàn toàn trùng với M) thì ta có phương trình:

$$\frac{1 - \mu^2}{\pi \cdot E} \iint_F \frac{p(\xi, \eta) d\xi \cdot d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} = Ax + By + C \quad (II-62)$$

Ngoài ra, điều kiện cân bằng tĩnh học còn cho ta các phương trình sau:

$$\left. \begin{aligned} \iint_F p(\xi, \eta) \cdot d\xi \cdot d\eta &= P; \\ \iint_F \xi \cdot p(\xi, \eta) d\xi \cdot d\eta &= M(y); \\ \iint_F \eta \cdot p(\xi, \eta) d\xi \cdot d\eta &= M(x); \end{aligned} \right\} \quad (II-63)$$

Trong đó: A, B, C - Các hệ số của phương trình chuyển vị. Khi móng chịu tải trọng trung tâm thì chuyển vị tại mọi điểm đều nhau (tức là không phụ thuộc vào x và y, và $A = B = 0$)

P, My, Mx - Ngoại lực và các mômen ngoại lực đối với các trục y và x . Giải các phương trình (II-62) và (II-63), ta sẽ được công thức cho trị số ứng suất đáy móng $p(x, y)$ tại bất cứ điểm nào trên mặt nền trong phạm vi đáy móng.

4.1.1. Trường hợp móng chịu tải trọng thẳng đứng đúng tâm:

Trường hợp này áp lực đáy móng phân bố đều (Hình II-30) và được tính theo công thức sau:

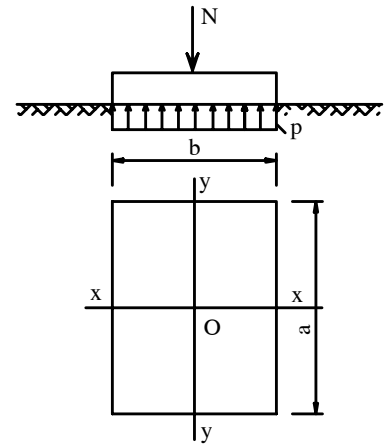
$$P = \frac{N}{F} = \frac{N}{a \cdot b} \quad (\text{II-64})$$

Trong đó: N - Tổng tải trọng thẳng đứng

p - áp lực đáy móng

F - Diện tích đáy móng

a, b - Cạnh dài và cạnh ngắn của móng



Hình II-30

4.1.2. Trường hợp móng chịu tải trọng thẳng đứng lệch tâm hai chiều

Trường hợp tải trọng tác dụng tại điểm B bất kỳ trong phạm vi đáy móng (Hình II-31), áp lực đáy móng tại điểm A bất kỳ ở tại đáy móng được tính theo công thức sau:

$$P = \frac{N}{F} + \frac{M_x}{J_x} \cdot y + \frac{M_y}{J_y} \cdot x \quad (\text{II-65})$$

Trong đó: x, y là tọa độ của điểm A cần tính áp lực đáy móng. Tọa độ x lấy dấu (+) khi cùng phía với e_x đối trục yy và dấu (-) nếu ở phía bên kia trục yy , tọa độ y xét tương tự như trên.

F - Diện tích đáy móng

N - Tổng tải trọng thẳng đứng

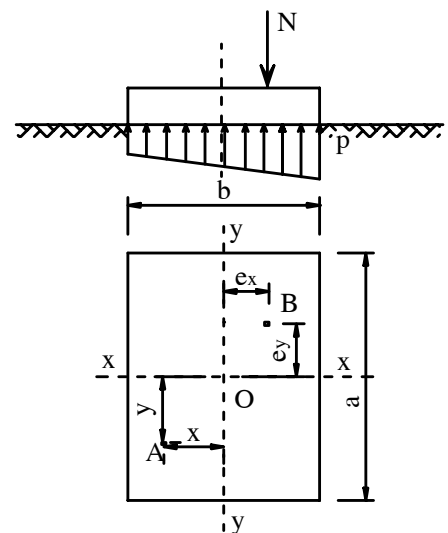
J_x, J_y - Mô men quán tính đối với trục xx và

$yy: J_x = \frac{b \cdot a^3}{12}; J_y = \frac{a \cdot b^3}{12}$

M_x - Mômen đối với trục $x-x, M_x = N \cdot e_y$

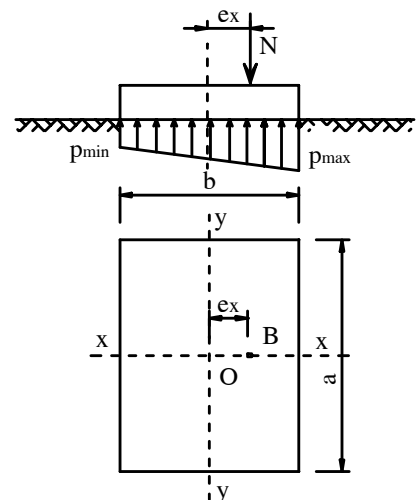
M_y - Mômen đối với trục $y-y, M_y = N \cdot e_x$

e_x, e_y - Độ lệch tâm của tải trọng theo trục x và theo trục y



Hình II-31

4.1.3. Trường hợp móng chịu tải trọng thẳng đứng lệch tâm một chiều



Hình II-32

Nếu tải trọng N đặt trên một trục nào đó, chẳng hạn trên trục x-x (Hình II-32), lúc đó $e_y=0$, do đó áp lực tại đáy móng mép A và B được xác định theo biểu thức sau:

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N}{F} \left(1 \pm \frac{6e_x}{b}\right) \quad (\text{II-66})$$

4.2. Trường hợp bài toán phẳng

Cũng lập luận tương tự như đối với bài toán không gian, ta cũng có thể viết được các phương trình chuyển vị cân bằng trong trường hợp này.

Áp dụng công thức chuyển vị của một điểm M (x, 0, 0) dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều trên đường thẳng với cường độ $dp = p(\xi) d\xi$ ta có phương trình sau:

$$W = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1-\mu^2}{E} \int_{-b/2}^{+b/2} p(\xi) \ln |x - \xi| d\xi = A \cdot x + B \quad (\text{II - 67})$$

Và các phương trình cân bằng tĩnh học có thể viết như sau:

$$\left. \begin{aligned} \int_{-b/2}^{+b/2} p(\xi) d\xi &= P \\ \int_{-b/2}^{+b/2} \xi p(\xi) d\xi &= M \end{aligned} \right\} \quad (\text{II - 68})$$

Trong đó: b - Chiều rộng đáy móng

A, B - Các hệ số của phương trình chuyển vị

P- Tổng hợp các tải trọng bên ngoài tác dụng lên móng

M- Tổng hợp mômen các lực tác dụng đối với gốc tọa độ O.

Kết hợp giải hai phương trình (II - 67) và (II - 68) ta sẽ được công thức tính áp lực đáy móng p(x).

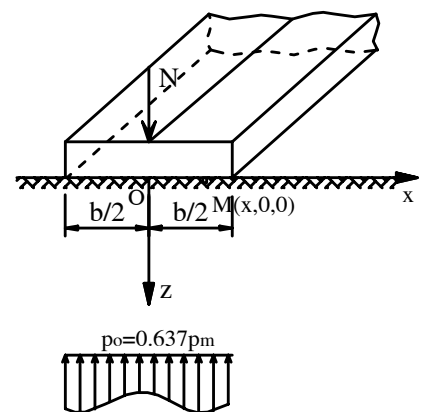
4.2.1. Trường hợp móng cứng hình băng chịu tải trọng trung tâm

Sự phân bố ứng suất dưới đế móng băng cứng (Hình II - 33) được xác định theo công thức sau:

$$p(x) = \frac{2 \cdot p_m}{\pi \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{x}{b_1}\right)^2}} \quad (\text{II - 69})$$

Trong đó: p_m - Áp lực trung bình ở đáy móng

x - Khoảng cách từ tâm móng đến điểm đang xét



Hình II-33

b_1 - Nửa chiều rộng móng

Công thức (II - 69) chứng tỏ rằng sự phân bố ứng suất dưới đáy móng bằng cũng tương tự như trường hợp bài toán không gian và có dạng yên ngựa (Hình II - 33). Trị số áp lực tiếp xúc tại trọng tâm tiết diện ngang của móng bằng một trị số không đổi $p_0 = 0,637p_m$, nghĩa là lớn hơn một chút so với trường hợp hình tròn.

Theo kết quả nghiên cứu về ứng suất ở nền dưới đế móng cứng trong bán không gian đàn hồi không đẳng hướng của G.N.Cavin thì sự phân bố áp lực tiếp xúc không phụ thuộc vào tính chất bất đẳng hướng của môi trường và vẫn biểu diễn bằng công thức (II - 69).

4.2.2. Trường hợp móng cứng hình băng chịu tải trọng lệch tâm

Đối với móng hình băng chỉ cần tính áp lực đáy móng cho 1m dài móng, do đó công thức được tính như sau:

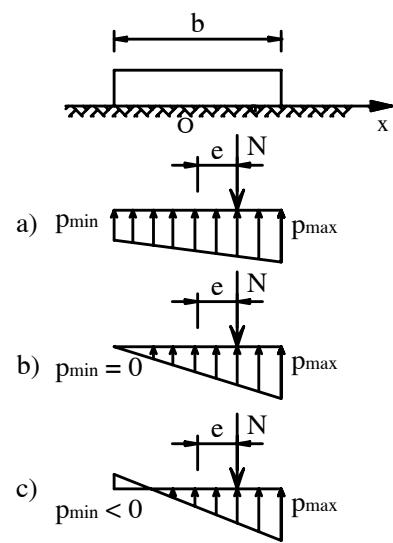
$$P_{\min}^{\max} = \frac{N}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) \quad (\text{II-70})$$

Tùy theo độ lệch tâm e , biểu đồ áp lực đáy móng sẽ có dạng như sau: (Hình II-34).

Khi $e < b/6$, biểu đồ có dạng hình thang (Hình II-34a)

Khi $e = b/6$, biểu đồ có dạng hình tam giác (Hình II-34b)

Khi $e > b/6$, tồn tại biểu đồ ứng suất âm, tức tại đó đã xuất hiện lực kéo (Hình II-34c)



Hình II-34

Do đất nền không có khả năng chịu kéo

cho nên trong thiết kế móng các công trình thường không để áp lực đáy móng tồn tại dạng biểu đồ âm và biểu đồ tam giác, vì vậy trong quá trình thiết kế cần phải điều chỉnh tải trọng công trình hướng về tâm móng để áp lực đáy móng phân bố càng đều càng tốt.

§ 5. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT DO TRỌNG LƯỢNG BẢN THÂN CỦA ĐẤT GÂY NÊN

Ứng suất bản thân của đất hay còn gọi là ứng suất thường xuyên xuất hiện do trọng lượng của lớp đất nằm trên gây nên, ứng suất này phụ thuộc vào dung trọng của đất và chiều sâu điểm đang xét, ứng suất bản thân của đất xác định sự phân bố ứng suất ban đầu trong khối đất nền thiên nhiên trước khi xây dựng.

Nghiên cứu ứng suất bản thân của đất có ý nghĩa rất lớn khi xác định biến dạng nền công trình cũng như khi nghiên cứu các vấn đề về ổn định và độ bền vững của khối đất.

5.1. Trường hợp đất nền đồng nhất

Đối với trường hợp đất đồng nhất và nếu mặt đất nằm ngang thì trị số ứng suất bản thân của đất sẽ tăng theo chiều sâu z và bằng:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z^{bt} &= \int_0^z \gamma(z).dz \\ \sigma_y^{bt} &= \sigma_x^{bt} = \xi \int_0^z \gamma(z).dz \end{aligned} \right\} \quad (II - 71)$$

Trong đó: $\gamma(z)$ - Dung trọng của đất thiên nhiên thay đổi theo chiều sâu z .

ξ - Hệ số nén hông (áp lực hông) của

đất : $\xi = \frac{\mu}{1 - \mu}$;

Ở đây: μ - hệ số nở hông của đất.

Nếu chú ý rằng, đất nền được coi là vật thể bán vô hạn, cho nên bất kỳ mặt phẳng thẳng đứng nào cũng là mặt phẳng đối xứng. Trên mặt phẳng không thể có ứng suất cắt được. Từ đó suy ra:

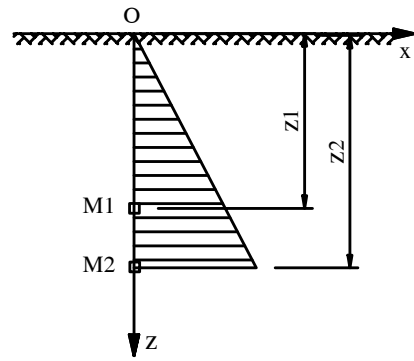
$$\tau_{yz} = \tau_{zy} = \tau_{xy} = 0 \quad (II - 72)$$

Nếu nền đất đồng nhất và do đó sự thay đổi của dung trọng không đáng kể thì có thể lấy $\gamma(z) = \gamma = \text{const}$. Do đó:

$$\sigma_z^{bt} = \gamma.z \quad (II - 73)$$

Và $\sigma_y^{bt} = \sigma_x^{bt} = \xi.\sigma_z^{bt} = \xi.\gamma.z = \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma.z \quad (II - 74)$

Biểu đồ phân bố ứng suất bản thân trường hợp đất đồng nhất có dạng hình tam giác như hình (II - 35).



Hình II-35

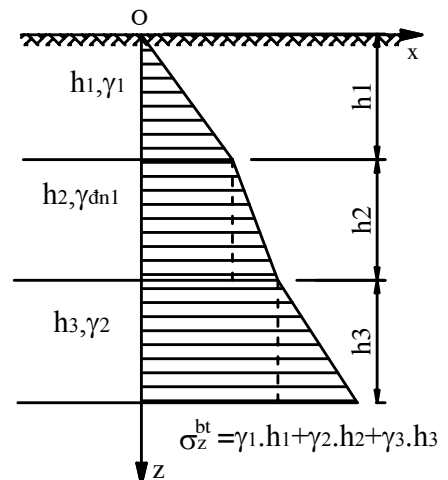
5.2. Trường hợp đất nền gồm nhiều lớp

Trong trường hợp đất gồm nhiều lớp, ứng suất bản thân σ_z^{bt} được tính theo công thức sau:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z^{bt} &= \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \dots + \gamma_i h_i \\ \text{Hay } \sigma_z^{bt} &= \sum_{i=1}^{l=n} \gamma_i h_i \end{aligned} \right\} \quad (II - 75)$$

Trong đó: γ_i , h_i là dung trọng, chiều dày của lớp đất thứ (i).

n - số lớp đất



Hình II-36

Biểu đồ phân bố ứng suất trong trường hợp

này có dạng gãy khúc như hình (II - 36).

5.3. Trường hợp đất nền có nước ngầm:

Nếu đất hoàn toàn bão hoà nước, trong đất tạo thành hai hệ thống áp lực: áp lực của riêng đất gọi là áp lực hữu hiệu và áp lực của nước - gọi là áp lực trung tính. Đối với đất dưới mực nước ngầm, khi tính dung trọng của đất phải kể đến sức đẩy nổi của nước; dung trọng đẩy nổi của đất được tính theo công thức sau:

$$\gamma_{đn} = \frac{\gamma_0 \Delta - \gamma_0}{1 + e} \quad (II - 76)$$

Do đó: $\sigma_z^{bt} = \frac{\gamma_0 \Delta - \gamma_0}{1 + e} \cdot Z = \gamma_{đn} \cdot Z \quad (II - 77)$

$$\sigma_{z(B)}^{bt} = h_1 \cdot \gamma_1 + \gamma_{đn} \cdot h_2 \quad (II - 78)$$

Trong đó: γ_0 - Dung trọng của nước

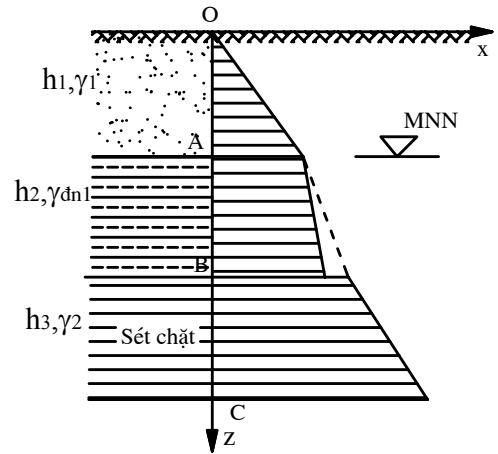
Δ, e - Là tỷ trọng và hệ số rỗng của đất

$\gamma_{đn}$ - Dung trọng đẩy nổi

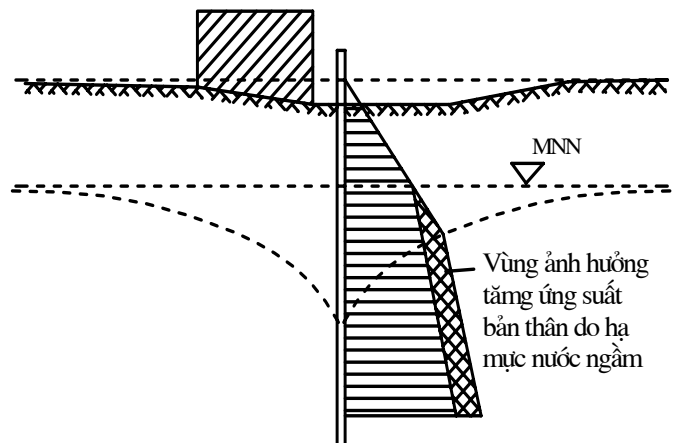
Từ công thức (II - 76) có thể nhận thấy rằng, dung trọng của đất dưới mực nước ngầm bao giờ cũng nhỏ hơn dung trọng của đất tự nhiên nên biểu đồ phân bố ứng suất bản thân của đất trong trường hợp này có dạng đường gãy khúc như trường hợp đất nền không đồng nhất (Hình II - 37).

Thực tế đã chứng minh rằng khi hạ mực nước ngầm quá nhiều sẽ làm tăng ứng suất bản thân của đất và do đó, gây nên hiện tượng đất bị co ép, xuất hiện các biến dạng mặt đất và trong một số trường hợp có thể dẫn đến sự phá hoại hoặc sử dụng không bình thường các công trình xây dựng trên mặt đất (Hình II - 38).

Nếu trong trường hợp, đất dưới mực nước ngầm là loại đất thấm nước thì dùng công thức (II - 78) để tính ứng suất bản thân, còn trong trường hợp phía dưới mực nước ngầm tồn tại một lớp sét chặt mà thực tế có thể coi là không thấm nước (hình II - 37) thì công thức tính ứng suất bản thân như sau:



Hình II - 37



Hình II-37

$$\begin{aligned}
 \sigma_Z^{bt}(A) &= \gamma_1 h_1 \\
 \sigma_Z^{bt}(B) &= \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{dn} \cdot h_2 \\
 \text{Tại mặt lớp sét chặt :} \\
 \sigma_Z^{bt}(B) &= \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{dn} \cdot h_2 + \gamma_0 h_2 \\
 \sigma_Z^{bt}(C) &= \gamma_1 h_1 + \gamma_{dn} h_2 + \gamma_0 h_2 + \gamma_2 h_3
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \sigma_Z^{bt}(A) \\ \sigma_Z^{bt}(B) \\ \sigma_Z^{bt}(B) \\ \sigma_Z^{bt}(C) \end{aligned}} \right\} \quad (II - 79)$$

Trong đó:

γ_1, γ_2 - dung trọng của đất lớp thứ nhất và lớp thứ hai

γ_{dn} - dung trọng đẩy nổi của phần đất lớp thứ nhất nằm dưới mực nước ngầm

γ_0 - dung trọng của nước

5.4. Trường hợp nước có áp:

Nếu một trong những lớp đất nền công trình chứa nước có áp, thì áp lực nước dưới đất sẽ làm giảm ứng suất bản thân của đất nằm dưới tầng cách nước, một đại lượng bằng áp lực dư của nước trên nóc tầng cách nước. Trong trường hợp này, ứng suất bản thân của đất tại điểm M trên hình (II - 40) được tính như sau:

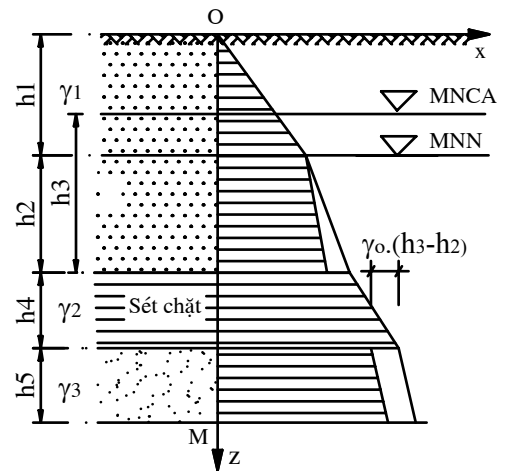
$$\begin{aligned}
 \sigma_{Z(M)}^{bt} &= \gamma_1 h_1 + \gamma_{dn} h_2 + \gamma_0 h_2 + \gamma_2 h_4 - \gamma_0 (h_3 - h_2) \\
 &+ \gamma_3 h_5 \quad (II - 80)
 \end{aligned}$$

Trong đó:

γ_0 - Dung trọng của nước

$(h_3 - h_2)$ - Trị số chiều cao dư của

nước có áp so với mực nước ngầm



Hình II - 39

Biểu đồ phân bố ứng suất bản thân trong trường hợp này như hình (II - 39)

Ví dụ II - 8: Có một nền đất gồm các lớp đất như sau. Từ trên mặt đất tới mực nước ngầm ở độ sâu 4m là lớp cát pha với dung trọng tự nhiên là $\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$. (Hình II - 40); tiếp đó là lớp cát pha dày 4m, nằm dưới mực nước ngầm với trọng lượng riêng hạt đất là $\gamma_h = 2,7 \text{ t/m}^3$, độ rỗng $n = 33\%$; dưới cùng là lớp sét chặt với dung trọng tự nhiên là $\gamma = 2,04 \text{ t/m}^3$. Tính ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây nên tại các điểm A, B, C và vẽ biểu đồ ứng suất đó.

Trình tự tính toán như sau:

Tại A: $\sigma_{Z(A)}^{bt} = 0,0019 \times 400 = 0,76 \text{ KG/cm}^2$

Đối với lớp cát pha nằm dưới mực nước ngầm, phải dùng dung trọng đẩy nổi.

Theo công thức (I - 15) có thể viết:

$$\begin{aligned}
 \gamma_{dn} &= \frac{\gamma_h - \gamma_0}{1 + e} = (\gamma_h - \gamma_0) \cdot m = (\gamma_h - \gamma_0) \cdot (1 - n) \\
 &= (0,0027 - 0,0010) \cdot (1 - 0,33) = 0,0011 \text{ kG/cm}^3
 \end{aligned}$$

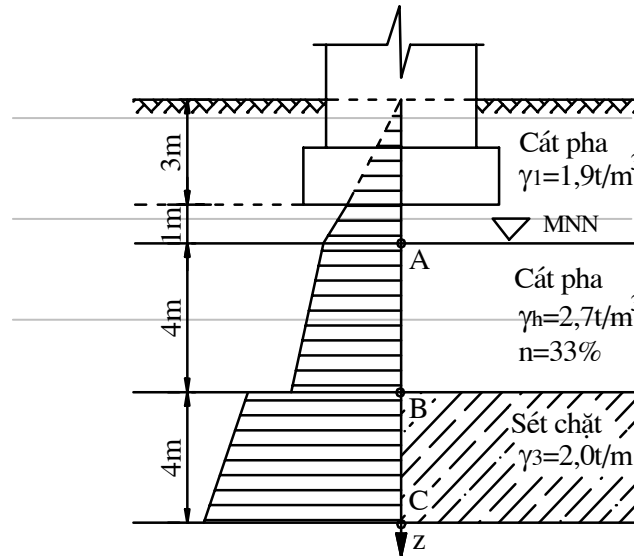
Do đó tại B: $\sigma_{Z(B)}^{bt} = 0,76 + 0,0011 \times 400 = 1,2 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$.

Lớp sét chặt không thấm nước, do đó tại trên bề mặt của lớp đất sét chặt còn phải chịu trọng lượng của lớp nước phía trên, do đó cũng tại B:

$$\sigma_{Z(B)}^{bt} = 1,2 + 400 \times 0,0010 = 1,6 \text{ kG/cm}^2$$

Tại C: $\sigma_{Z(C)}^{bt} = 1,6 + 400 \times 0,0020 = 2,4 \text{ kG/cm}^2$

Kết quả tính toán được thể hiện trên hình (II — 40).



Hình II - 40

CHƯƠNG III : BIẾN DẠNG VÀ ĐỘ LÚN CỦA NỀN ĐẤT

§1. KHÁI NIỆM CHUNG

Một trong những nhiệm vụ chủ yếu của những người làm công tác xây dựng là phải đảm bảo điều kiện ổn định và độ bền vững của công trình với các hao phí vật liệu, biện pháp an toàn và sức lao động ít nhất. Cho nên việc nghiên cứu chất lượng nền đất hay nói một cách khác là vấn đề xác định biến dạng của đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài là một vấn đề phức tạp và rất quan trọng, có ý nghĩa về mặt lý thuyết và thực tiễn lớn trong thiết kế nền móng công trình.

Đất là môi trường rời rạc phân tán và có tính rỗng lớn, do đó khi chịu tác dụng của tải trọng công trình và trọng lượng bản thân đất, đất nền sẽ bị biến dạng, do thể tích lỗ rỗng giảm đi khi nước và không khí trong lỗ rỗng thoát ra ngoài và các hạt rắn sắp xếp lại ở trạng thái chặt hơn làm cho mặt nền hạ thấp xuống, hiện tượng này gọi là lún của nền đất.

Khi xây dựng công trình, người thiết kế luôn luôn quan tâm đến trị số độ lún và đặc biệt là khả năng lún không đều giữa các bộ phận của công trình, bởi vì trị số độ lún tuyệt đối của nền đất dù có lớn nhưng nếu giống nhau ở mọi điểm thì không gây ra sự nguy hiểm mà chỉ dẫn tới những khó khăn cho việc sử dụng công trình. Nhưng độ lún không đều của nền đất sẽ gây ra những ứng suất phụ thêm trong các kết cấu của công trình, đặc biệt là trong các hệ kết cấu siêu tĩnh và do đó có thể làm cho công trình bị hư hỏng. Độ lún không đồng đều xuất hiện trong đất nền dưới móng công trình có thể do nhiều nguyên nhân trực tiếp hoặc gián tiếp. Chẳng hạn như trong đất nền dưới móng công trình có những túi bùn hoặc các lớp đất yếu phân bố không đều, hoặc do tải trọng tác dụng trên các móng khác nhau, hoặc do các móng có kích thước khác nhau đặt liền nhau, hoặc do mực nước ngầm thay đổi v.v... Trong các trường hợp vừa nêu trên, căn cứ vào tình hình địa chất và hình thức kết cấu của mỗi loại công trình cụ thể mà chọn biện pháp xây dựng thích hợp.

Cần chú ý rằng, biến dạng của đất có đặc điểm khác với biến dạng của vật thể liên tục, đó là mối quan hệ giữa biến dạng và thời gian. Đối với các vật liệu liên tục, biến dạng của nó đạt tới trị số ổn định ngay sau khi có tác dụng của tải trọng. Còn đối với đất, thì biến dạng xuất hiện đồng thời với tải trọng tác dụng nhưng phải trải qua một thời gian mới đạt đến trị số ổn định. Do đó vấn đề tính lún theo thời gian của nền đất cũng là vấn đề hết sức quan trọng.

Như vậy nhiệm vụ tính toán và thiết kế nền móng về phương diện độ lún cần phải được đảm bảo các điều kiện chủ yếu sau đây:

$$\left. \begin{aligned} S_{tt} &\leq S_{gh} \\ \Delta S_{tt} &\leq \Delta S_{gh} \\ S_t &\leq S_{tgh} \\ \theta_{tt} &\leq \theta_{gh} \end{aligned} \right\} \quad (III-1)$$

Trong đó: S_{tt} , ΔS_{tt} , S_t , θ_{tt} : Là độ lún tuyệt đối, độ lún không đồng đều, độ lún theo thời gian và góc nghiêng tính toán của công trình.

S_{gh} , ΔS_{gh} , S_{tgh} , θ_{gh} : Là độ lún tuyệt đối, độ lún không đồng đều, độ lún theo thời gian và góc nghiêng giới hạn của công trình theo quy trình quy định.

Xác định độ lún của công trình trên nền đất thiên nhiên là một vấn đề hết sức phức tạp, vì bản thân đất là một môi trường phức tạp gồm nhiều pha (hạt, nước, khí) cho nên hiện nay cũng có rất nhiều lý thuyết khác nhau để xác định trị số độ lún.

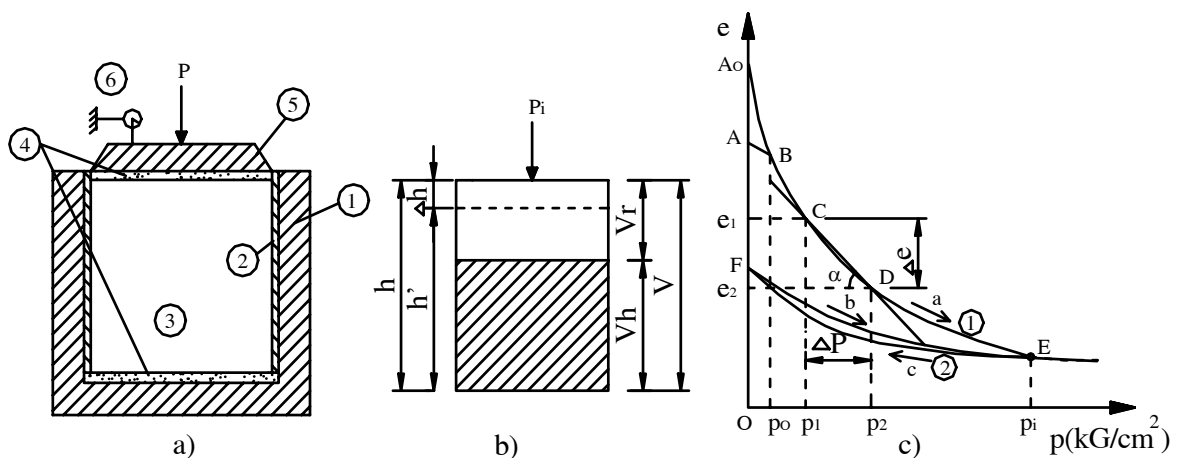
§ 2. TÍNH BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT

Tính biến dạng của đất là sự chuyển vị của các hạt đất, dưới tác dụng của tải trọng nén. Biến dạng của đất thực chất là quá trình sắp xếp lại các hạt rắn kèm theo sự giảm thể tích lỗ rỗng và đồng thời làm tăng độ chặt của đất. Chính sự có mặt của các lỗ rỗng này đã làm cho tính nén chặt của đất gấp hàng trăm hàng nghìn lần tính nén chặt của các vật thể rắn khác. Từ đó ta thấy rằng, nếu xác định được quá trình nén chặt của đất tức là ta đã xác định được biến dạng của đất và giải quyết được vấn đề độ lún của công trình. *Cơ sở lý luận để nghiên cứu biến dạng của đất là nguyên lý quan hệ tuyến tính giữa biến dạng và ứng suất.*

2.1. Các nghiên cứu về tính chất biến dạng của đất:

2.1.1. Thí nghiệm nén lún không nở hông và định luật nén lún của đất:

Thí nghiệm nén lún mẫu đất trong phòng được thực hiện trong thiết bị nén (Hình III-1a). Bộ phận chủ yếu của thiết bị này gồm 1 hộp cứng ①, trong đó có 1 dao vòng ② cùng với mẫu đất ③. Để cho nước trong các lỗ rỗng có thể thoát ra trong quá trình nén đất, mẫu đất được lót ở trên và ở dưới bằng hai tấm đá thấm kèm với giấy thấm hình tròn ④. Khi thí nghiệm tải trọng được truyền lên mẫu đất qua một nắp truyền lực ⑤. Biến dạng của mẫu đất ở từng thời gian được đo bằng một chuyển vị kế ⑥. Quá trình thí nghiệm tải trọng được tăng từng cấp. Ứng với mỗi cấp tải trọng, đợi để mẫu đất ổn định về lún mới tiếp tục tăng cấp khác.



Hình III-1. a) Sơ đồ thiết bị nén; b) Sơ đồ mẫu đất phân tố; c) Đường cong nén lún

Xét một mẫu đất phân tố có chiều cao ban đầu là h và giả sử mẫu đất phân tố này gồm hai phần thể tích hạt rắn và thể tích lỗ rỗng ứng với hệ số rỗng ban đầu là e_0 . Từ giả thiết có ý nghĩa thực tiễn, dưới tác dụng của tải trọng p , biến dạng của mẫu đất phân tố chỉ do sự giảm thể tích lỗ rỗng gây ra, còn thể tích hạt rắn thì không thay đổi, có thể dùng sơ đồ mẫu đất (hình III-1b) để lập quan hệ giữa biến thiên thể tích của mẫu đất và hệ số rỗng:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{e_0 - e_i}{1 + e_0} \quad (\text{III-2})$$

Nhưng $\Delta V = \Delta h \cdot F$ và $V = h \cdot F$ (F - diện tích mặt cắt ngang của mẫu đất, Δh : chênh lệch chiều cao trước và sau khi nén lún của mẫu đất).

Do đó từ biểu thức (III-2) suy ra:

$$\Delta h = S = \frac{e_0 - e_i}{1 + e_0} \cdot h$$

$$\text{Vậy} \quad e_i = e_0 - \frac{S}{h}(1 + e_0) \quad (\text{III-3})$$

Biểu thức (III-3) được dùng để lập quan hệ giữa hệ $e = f(p)$ (hình III-1c). Quan hệ đó biểu diễn khả năng nén chặt của mỗi loại đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài, và trong Cơ học đất thường gọi là đường cong nén. Để nghiên cứu tính nở của đất người ta giảm tải theo từng cấp và tiến hành đo độ nở của đất theo từng cấp cho đến khi hiện tượng nở kết thúc.

Như vậy đường cong nén có hai nhánh: nhánh thứ nhất ①, thu được khi tăng tải trọng gọi là đường cong nén, và nhánh thứ ② thu được khi giảm tải, gọi là đường cong nở (hình III-1c). Nhiều thí nghiệm chứng minh rằng quá trình nén và quá trình nở của đất là những quá trình không hoàn lại. Nghĩa là đường cong nén không trùng với đường cong nở.

Đường cong nén ép đặc trưng cho khả năng nén chặt của đất, có nghĩa là khả năng giảm độ rỗng dưới tác dụng của tải trọng ngoài. Với các đất có tính nén lún lớn, khi tăng tải trọng nén, hệ số rỗng giảm nhanh, đường cong nén hạ thấp đột ngột. Ngược lại với các đất có tính nén lún ít, với cùng áp lực đơn vị như vậy lượng biến thiên của hệ số rỗng rất nhỏ, đường nén ép thoải. Tính nén lún của đất ứng với tải trọng p_1 được đặc trưng bởi độ dốc của đường cong nén ép tại điểm ứng với p_1 ấy (điểm c). Nếu tăng cho p_1 một gia số Δp nào đó thì theo hình (III-1c), hệ số rỗng e giảm đi một lượng Δe với điểm tương ứng với p_1 ta có.

$$\lim_{\Delta p \rightarrow 0} \frac{\Delta e}{\Delta p} = - \operatorname{tg} \alpha = -a \quad (\text{III-4})$$

Trong đó: $a = \operatorname{tg} \alpha$ - hệ số góc của đoạn thẳng CD, đặc trưng cho tính nén lún của đất, gọi là hệ số nén lún.

Hay viết dưới dạng vi phân thì có :

$$\frac{de}{dp} = -a$$

$$\text{suy ra : } de = -adp \quad (\text{III-5})$$

Với lượng biến thiên không lớn lắm của áp lực nén (khoảng 1-3kG/cm²), đoạn cong CD của đường cong nén có thể coi gần đúng là đường thẳng. Do đó phương trình (III-5) có thể viết dưới dạng:

$$e_1 - e_2 = a (p_2 - p_1) \quad (\text{III-6})$$

Quan hệ (III-5) hoặc (III-6) là một trong những quan hệ quan trọng của Cơ học đất, hay nói rõ hơn quan hệ đó chiếm một vị trí chủ đạo trong tất cả mọi vấn đề thực tế xác định độ lún dưới công trình. Quan hệ đó được gọi là định luật nén lún và được phát biểu như sau: "*Với những lượng biến thiên không lớn lắm của áp lực nén, biến thiên của hệ số rỗng tỷ lệ bậc nhất với biến thiên của áp lực ấy*".

Trong thực tế xây dựng thường dựa vào trị số của hệ số nén lún a_{1-2} (hệ số nén lún của đất với biến thiên áp lực trong khoảng từ 1-2kG/cm²) để phân chia tính nén lún của đất như sau:

Đất có tính nén lún nhỏ khi $a \leq 0,001 \text{ cm}^2/\text{kG}$.

Đất có tính nén lún vừa khi $0,001 < a \leq 0,1 \text{ cm}^2/\text{kG}$.

Đất có tính nén lún lớn khi $a > 0,1 \text{ cm}^2/\text{kG}$.

Nếu nén đất cho đến tải trọng p_i ta sẽ được đường cong nén a (Hình III-1c), sau đó dỡ tải hết ta được đường cong nở EF(c) không trùng với đường cong nén ban đầu. Nhánh mới của đường cong nén khi cấp tải trọng lớn hơn cấp tải trọng khi cất tải sẽ lại trùng với đường cong nén ban đầu. Như vậy ở cùng một khoảng áp lực nén, biến dạng của đất phụ thuộc vào chu trình nén của đất. Đường cong nén a gọi là đường cong nén sơ cấp, còn đường cong nén b gọi là đường cong nén thứ cấp. Thực nghiệm đã chứng tỏ rằng đường cong nén là một đường cong logarit, do đó ta có:

$$e_i = e_o - C_c \log \frac{p_i}{p_o} \quad (\text{III-7})$$

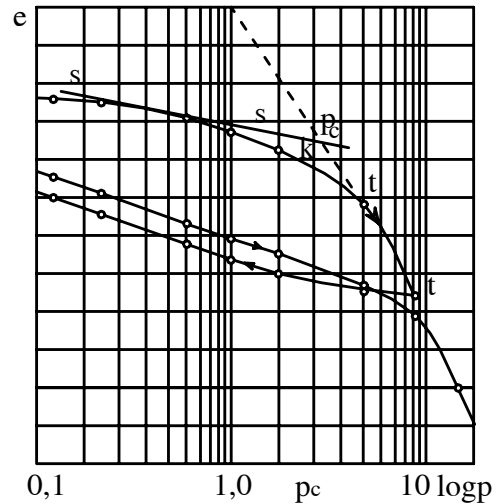
Trong đó: e_o - Hệ số rỗng ứng với áp lực nén p_o (trị số p_o ứng suất bản thân của đất tại vị trí lấy mẫu).

C_c - Thường gọi là chỉ số nén.

$$\text{Do đó: } C_c = \frac{e_o - e_i}{\log \frac{p_i}{p_o}} \quad (\text{III-7'})$$

Ta thấy rằng, chỉ số nén C_c là hằng số đối với một loại đất và không có thứ nguyên, còn hệ số nén lún a không phải là hằng số đối với một loại đất, nó tùy thuộc vào trị số của tải trọng tác dụng và có thứ nguyên: cm²/kG.

Nếu biểu diễn kết quả thí nghiệm nén trên đồ thị $e=f(\log p)$ như hình (III-2), ta sẽ được hai đoạn thẳng: Đoạn đầu ss có độ dốc nhỏ, đoạn sau tt có độ dốc lớn, hai đoạn thẳng này nối nhau bởi một đoạn cong và chúng gặp nhau ở điểm k, điểm này tương ứng với áp lực nén p_c mà ta gọi là áp lực tiền cố kết. Tức là trước đây, trong lịch sử của nó, mẫu đất đã được nén đến p_c . Như vậy đoạn ss có độ dốc nhỏ vì nó ứng với chu trình nén thứ cấp, còn đoạn tt có độ dốc lớn vì nó ứng với chu trình nén sơ cấp. Dựa vào vị trí (độ sâu h) của mẫu đất lấy tại hiện trường về làm thí nghiệm hay



Hình III-2: Biểu đồ quan hệ $e-\log p$

dựa vào hệ số quá cố kết là OCR (Overconsolidation Ratio) (tức là $R_c=p_c/p_0$); p_0 - ứng suất bản thân của đất tại hiện trường, người ta phân biệt thành 3 trường hợp sau:

- $p_c < \gamma h$: Đất dưới cố kết, nghĩa là đất chưa lún xong dưới tác dụng của trọng lượng bản thân các lớp đất đè lên, tức là $OCR < 1$.

- $p_c = \gamma h$: Đất cố kết bình thường, đất đã lún xong dưới tác dụng của các lớp đất đè lên nó, tức là $OCR = 1$.

- $p_c > \gamma h$: Đất quá cố kết, trong lịch sử tồn tại nó đã từng bị nén lún bởi một áp lực lớn hơn áp lực hiện đang đè lên nó, tức là $OCR > 1$. Trên đồ thị $e=f(\log p)$ trên hình (III-2) ta dễ dàng xác định được chỉ số nén:

$$C = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} \tag{III-8}$$

Khi p_1, p_2 nằm trong đoạn ss ta có chỉ số nén tái cố kết C_r , còn khi p_1, p_2 nằm trong đoạn tt ta có chỉ số nén sơ cấp C_c ; e_1, e_2 là các hệ số rỗng ứng với các áp lực nén p_1 và p_2 .

Ngoài hệ số nén lún a trên đây để mô tả biến dạng lún của đất, trong Cơ học đất còn thường dùng một số chỉ tiêu khác nữa là: Môđun biến dạng E_0 , Hệ số nén lún tương đối (a_v hay m_v), Môđun biến dạng không nở hông (M), Môđun thoát nước (E'), Môđun không thoát nước (E_u).

- Môđun biến dạng E_0 khác với môđun đàn hồi E ở chỗ nó xét đến cả biến dạng đàn hồi và biến dạng dư của đất, trong khi môđun đàn hồi E chỉ xét đến các biến dạng thuần túy đàn hồi mà thôi.

Đối với các đất sét cứng, để xác định môđun biến dạng E_0 , không cần nén các mẫu đất này dưới tải trọng trùng phục, mà chỉ cần nén chúng một lần, sau đó tính E_0 theo công thức:

$$E_0 = \frac{\sigma_z}{\lambda_z} \quad (\text{III-9})$$

Trong đó : λ_z là tỷ số giữa biến dạng toàn bộ S và chiều cao ban đầu h của mẫu đất,

tức là:
$$\lambda_z = \frac{S}{h} \quad (\text{III-10})$$

Đối với các đất sét dẻo và đất cát lẫn hạt nhỏ thì để xác định môđun biến dạng E_0 , cần phải thí nghiệm các đất này dưới tải trọng trùng phục trong thiết bị nén không cho nở hông. Lúc này, vì các áp lực hông σ_x và σ_y không phải bằng không, mà có một giá trị nhất định, nên độ lún đàn hồi tương đối λ_z xác định theo biểu thức quen thuộc trong sức bền vật liệu là:

$$\lambda_z = \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (\text{III-11})$$

Trong điều kiện nén đất không cho nở hông, ta có $\sigma_x = \sigma_y = \xi \cdot \sigma_z$ với ξ là hệ số nén hông.

Thay các giá trị σ_x và σ_y này vào (III-11) và giải ra cho giá trị của E_0 như sau:

$$E_0 = \frac{\sigma_z}{\lambda_z} (1 - 2\mu\xi) \quad (\text{III-12})$$

Có thể biến đổi biểu thức này, bằng cách biểu diễn hệ số nén hông ξ quan hệ số poaxong μ của đất. Tương tự như biểu thức (III-11) có thể viết cho λ_x như sau :

$$\lambda_x = \frac{1}{E_0} [(\sigma_x - \mu(\sigma_z + \sigma_y))] \quad (\text{III-13})$$

Vì trong điều kiện nén của đất không cho nở hông nên $\lambda_x = 0$ và như trên đã biết $\sigma_x = \sigma_y = \xi\sigma_z$ nên:

$$\lambda_x = \frac{1}{E_0} [\xi \cdot \sigma_z - \mu(\sigma_z + \xi\sigma_z)] = 0$$

Từ đây rút ra :

$$\mu = \frac{\xi}{1 + \xi} \quad \text{và} \quad \xi = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (\text{III-14})$$

Từ thí nghiệm nén đất không nở hông ta có:

$$\lambda_z = \frac{s}{h} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \quad (\text{III-15})$$

Thay ξ ở (III-14) và λ_z ở (III-15) vào (III-12), sẽ được biểu thức xác định môđun biến dạng E_0 trong thí nghiệm nén đất không cho nở hông:

$$E_0 = \sigma_z \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right) \left(\frac{1+e_0}{e_0 - e_1} \right) = \beta \cdot \frac{1+e_0}{e_0 - e_1} \cdot \sigma_z \quad (III-16)$$

Trong đó: $\beta = \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right)$

Hệ số nở hông μ và hệ số nén hông ξ gắn liền với nó bởi công thức (III-14) là những đại lượng xác định được bằng thí nghiệm. Như nhiều kết quả nghiên cứu cho thấy μ và ξ thay đổi tùy theo loại đất, và trong cùng một loại đất thì phụ thuộc vào hệ số rỗng, lượng chứa nước và điều kiện tăng tải. Khi không có số liệu thí nghiệm μ và ξ có thể lấy theo bảng sau :

Bảng III-1 : Hệ số nén hông và nở hông của đất.

Loại đất	Hệ số nén hông ξ	Hệ số nở hông μ
Đất cát	0,33 ~ 0,43	0,25 ~ 0,30
Đất sét cứng	0,28 ~ 0,40	0,20 ~ 0,30
Đất sét pha	0,49 ~ 0,59	0,33 ~ 0,37
Đất sét dẻo	0,61 ~ 0,82	0,30 ~ 0,45

- Hệ số nén lún tương đối (hay hệ số nén thể tích ký hiệu là a_0 (hay m_v) là:

$$a_0 = \frac{e_1 - e_2}{(p_2 - p_1)(1 - e_1)} = \frac{a}{1 + e_1} \quad (III-17)$$

- Mô đun biến dạng không nở hông là M (hay E_s):

$$M = \frac{1}{a_0} = \frac{1}{m_v} \quad (III-18)$$

- Mô đun thoát nước (E'): thu được bằng cách thí nghiệm trong điều kiện cho thoát nước:

$$E' = \frac{M'(1 + \mu')(1 - 2\mu')}{1 - \mu'} = \left(1 - \frac{2\mu'^2}{1 - \mu'} \right) M' = \beta \cdot M' \quad (III-19)$$

Trong đó: μ' , M' hệ số nở hông, mô đun biến dạng không nở hông thu được trong điều kiện thoát nước.

- Mô đun không thoát nước (E_u) thu được bằng cách thí nghiệm trong điều kiện không cho thoát nước:

$$E_u = \frac{M(1 + \mu_u)(1 - 2\mu')}{1 - \mu'} = 1,5M \frac{1 - 2\mu'}{1 - \mu'} \quad (III-20)$$

Trong đó: μ_u - hệ số nở hông trong điều kiện không thoát nước; $\mu_u=0,5$ (bằng của nước).

Tùy theo từng trường hợp cụ thể, khi tính toán độ lún của nền đất trong thực tế mà ta có thể sử dụng mô đun biến dạng của đất khác nhau cho phù hợp với sơ đồ tính toán. Thông thường khi tính lún không nở hông áp dụng cho trường hợp móng bè, còn tính lún nở hông áp dụng cho tất cả các trường hợp khác. Tuy vậy, ở Việt Nam ta lâu nay vẫn sử dụng bài toán không nở hông cho mọi trường hợp. Kết quả này có sai nhưng cũng có thể chấp nhận được vì hệ số $\beta \approx 0,8$ xấp xỉ với 1.

2.1.2. Tính nén lún của đất:

Độ lún của nền đất gồm ba phần: đó là lún tức thời (S_{tt}), lún cố kết thấm (S_c) và lún từ biến (S_t), nghĩa là:

$$S = S_{tt} + S_c + S_t \tag{III-21}$$

- Độ lún tức thời là khi nước chưa kịp thoát đi, đất biến dạng như vật thể đàn hồi.

- Độ lún cố kết là do sự giảm thể tích lỗ rỗng khi nước thoát dần ra ngoài.

- Độ lún từ biến là do biến dạng của bản thân hạt đất.

Việc phân biệt rõ ràng ba độ lún nêu trên là điều khó khăn, tùy theo loại đất và tính chất của nó mà người ta có thể phân biệt được như sau:

Đối với đất sét: Ba độ lún nêu trên là rõ ràng và có thể tách biệt được. Những nghiên cứu mới nhất cho thấy như sau:

Độ lún tức thời nhỏ, có khi không phải là quá nhỏ mà có thể bỏ qua. Trong một số trường hợp chúng có thể chiếm tới 10% tổng độ lún. Độ lún tức thời được tính qua mô đun đàn hồi không thoát nước (E_u).

Độ lún cố kết (thấm) là phần chủ yếu, thường chiếm trên 90% độ lún tổng. Tuy vậy trong một số trường hợp nó chỉ chiếm khoảng 50% độ lún tổng.

Độ lún từ biến không nhỏ, nhất là đối với đất sét yếu và rất yếu. Đôi khi chúng có thể chiếm tới 40÷50% độ lún tổng.

Đối với đất cát: Do tính thấm quá nhanh, do đó không thể tách rời lún tức thời và lún cố kết được, vì vậy tổng độ lún sẽ là:

$$S = S_{tt+c} + S_t \tag{III-22}$$

Trong đó : S_{tt+c} : Là độ lún tức thời và cố kết, được tính qua mô đun biến dạng E_{tt+c} , thường cũng ký hiệu E_0 , nếu không lấy được mẫu đất nguyên dạng về thí nghiệm, khi đó trị số E_0 sẽ được xác định qua thí nghiệm hiện trường.

Độ lún từ biến là độ lún do biến dạng bản thân của hạt đất được tính từ sau khi kết thúc quá trình cố kết thấm của đất và được tính theo biểu thức lý thuyết sau:

$$S_t = C_{\alpha\varepsilon} \cdot \log \frac{t_2}{t_1} h_i \tag{III-23}$$

Trong đó: t_1 - thời gian của thời điểm kết thúc cố kết thấm.

t_2 - tại thời gian tính toán độ lún từ biến .

$C_{\alpha\varepsilon}$ - chỉ số nén từ biến cải biên và được tính:

$$C_{\alpha\varepsilon} = \frac{C_{\alpha\varepsilon}}{1 + e_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log(t_1/t_2)(1 + e_1)} \tag{III-24}$$

$C_{\alpha\varepsilon}$ - là chỉ số nén từ biến tính từ đồ thị $e = f(p)$.

Thông thường $C_{\alpha\varepsilon} = (0,015 \div 0,032) \cdot C_c$: với đất than bùn và hữu cơ thì $C_{\alpha\varepsilon}$ khoảng $0,065C_c$, thậm chí cao hơn.

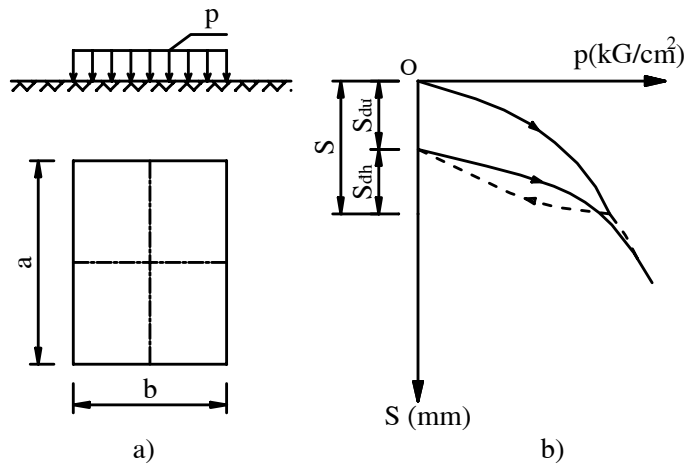
Riêng đối với đất cát theo Schimertmann cho rằng:

$$S_t = S_{tt+c} \cdot 0,2 \log(10t_2) \tag{III-25}$$

2.2. Các đặc điểm biến dạng của đất:

2.2.1. Nguyên lý biến dạng tuyến tính:

Như trong chương I đã trình bày, đất là một vật thể phân tán, vụn rời gồm các hạt khoáng vật riêng biệt không liên kết với nhau, hoặc liên kết với nhau bằng một lực không đáng kể. Dưới tác dụng của tải trọng ngoài cũng như trọng lượng bản thân đất, ứng suất trong đất sẽ truyền từ hạt nọ sang hạt kia qua các điểm tiếp xúc giữa các hạt. Vì vậy mà trong lý thuyết ứng suất và biến dạng áp dụng cho đất có những đặc điểm riêng biệt. Một trong những đặc điểm quan trọng đó là khi gia tải và cất tải trọng, trong đất luôn luôn quan sát thấy biến dạng đàn hồi và biến dạng dư. Nghĩa là đất không tuân theo định luật đàn hồi của Húc.



Hình III-3: Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng trong trường hợp tổng quát tác dụng của tải trọng hữu hạn. a) Sơ đồ tải trọng, b) Sơ đồ biến dạng

Trường hợp tổng quát của sự phụ thuộc giữa biến dạng và ứng suất trong đất là dưới tác dụng của tải trọng cục bộ (hình III-3a) trên mặt đất, biểu đồ quan hệ giữa biến dạng tổng quát của đất dưới bàn nén và giá trị tải trọng ngoài trình bày trên hình (III-3b). Khi phân tích quan hệ giữa biến dạng và ứng suất cần phân biệt đối với loại đất: đất rời và đất dính.

Đối với đất rời: Khi tác dụng tải trọng ngoài lên chúng và sau đó cất tải, đều quan sát thấy cả biến dạng đàn hồi và biến dạng dư, nhưng biến dạng dư quan sát thấy thường xuyên hơn và thậm chí xuất hiện khi tải trọng còn rất nhỏ - đó là sự chuyển vị và sự trượt của các hạt cát một cách tương đối với nhau. Trị số của biến dạng dư bao giờ cũng lớn hơn nhiều so với trị số của biến dạng đàn hồi.

Đối với đất dính: Đặc tính biến dạng của đất dính phụ thuộc căn bản vào cường độ của tải trọng tác dụng. Nếu khi tác dụng tải trọng không lớn lắm, dưới tác dụng của nó mà trong đó lực dính kết của đất không bị phá vỡ thì đất sẽ biến dạng như vật thể rắn, và khi cất tải chỉ cho trị số biến dạng đàn hồi. Tuy nhiên trong thực tế rất ít gặp những loại đất như vậy, trong nhiều trường hợp đất dính có mối liên kết không đều, một phần lực liên kết bị phá hủy ngay với cấp tải trọng rất nhỏ, còn phần khác thì bị phá hủy với những cấp tải trọng lớn hơn, v.v... Do đó trong các loại đất ấy

khi gia tải và cát tải thường quan sát thấy cả biến dạng đàn hồi và biến dạng dư, trong đó biến dạng dư thường lớn hơn biến dạng đàn hồi.

Biến dạng dư của đất chủ yếu do lỗ rỗng của đất giảm nhỏ bởi các hạt đất di chuyển và dịch sát vào nhau sau khi liên kết của đất bị phá hoại, là biến dạng đặc trưng cho vật thể phân tán nói chung, và cho đất nói riêng.

Nguyên nhân gây nên biến dạng dư của đất là:

- Khả năng của đất không thể khôi phục lại kết cấu ban đầu sau khi cát tải.
- Mối liên kết kết cấu của đất và của các hạt khoáng vật bị phá hủy.
- Một phần không khí và nước thoát ra khỏi lỗ rỗng của đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài.

Biến dạng đàn hồi của đất sinh ra do:

- Khả năng khôi phục lại hình dạng ban đầu của cốt đất và bản thân hạt đất.
- Khả năng khôi phục của lớp nước màng mỏng xung quanh hạt đất.
- Khả năng khôi phục lại hình dạng của các bọt khí kín trong đất.

Giáo sư N.M. Gerxevanov (1931) đã chứng minh rằng, sự phụ thuộc giữa tổng biến dạng và ứng suất là sự phụ thuộc tuyến tính thì khi xác định ứng suất trong đất hoàn toàn có cơ sở sử dụng các phương trình của lý thuyết đàn hồi, còn khi xác định tổng biến dạng của đất phải thêm điều kiện sự phụ thuộc của hệ số rỗng đối với áp lực, thay môđun đàn hồi bằng môđun tổng biến dạng và hệ số áp lực hông bằng hệ số nở hông. Cơ sở lý luận ấy trong Cơ học đất gọi là: " Nguyên lý biến dạng tuyến tính " của đất. Nguyên lý trên được suy ra khi nghiên cứu trường hợp nén mẫu đất không có điều kiện nở hông.

2.2.2. Ảnh hưởng của phương pháp gia tải và các điều kiện gia tải đến biến dạng của đất:

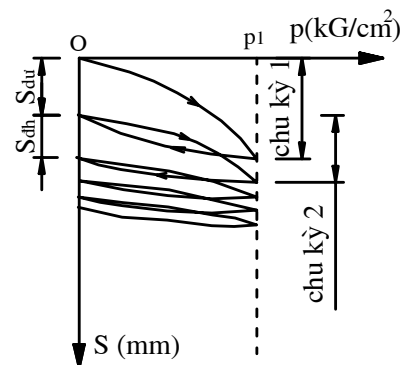
Tải trọng ngoài có thể đặt vào đất nền bằng nhiều phương pháp khác nhau, điều kiện gia tải và thời gian tác động của tải trọng cũng rất khác nhau. Do đó làm ảnh hưởng rất lớn đến biến dạng của đất.

a) Ảnh hưởng của tải trọng tác dụng theo chu kỳ đến biến dạng của đất:

Nếu nén đất với một tải trọng p_1 cho đến khi ổn định về lún rồi cát tải cho đến khi hết nở, sau đó tiếp tục lặp đi lặp lại quá trình đó nhiều lần với tải trọng p_1 không đổi thì tính chất biến dạng của đất có thể biểu diễn như trên hình (III-4).

Từ hình (III-4) có thể nhận thấy rằng :

Phần biến dạng đàn hồi bằng hiệu số giữa biến dạng tổng quát và biến dạng dư thay đổi không đáng kể.



Hình III-4: Quan hệ $p-s$ khi tải trọng tác dụng theo chu kỳ

Biến dạng dư của mỗi chu kỳ đều giảm đi khi số chu kỳ tăng lên, nhưng tổng biến dạng dư của đất vẫn tăng lên theo số chu kỳ tác dụng tăng và khi đất đã đạt tới giới hạn nén chặt, thì dù số chu kỳ có tăng lên nhưng tính chất biến dạng của những chu kỳ tiếp theo đều không thay đổi, nghĩa là chỉ còn biến dạng đàn hồi chứ không còn biến dạng dư.

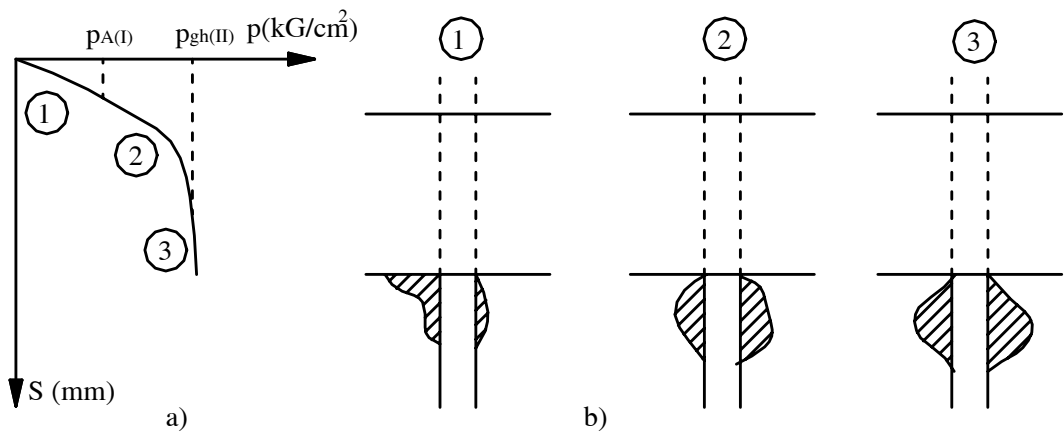
Biến dạng tổng quát của đất (gồm biến dạng đàn hồi và biến dạng dư) tăng dần theo sự tăng của số chu kỳ tác dụng, cho tới một trị số nào đó ứng với trạng thái gọi là trạng thái giới hạn nén chặt thì biến dạng tổng quát sẽ không đổi, nghĩa là lúc bấy giờ chỉ xuất hiện biến dạng đàn hồi mà thôi.

Những vấn đề trình bày ở trên đã được xác minh hoàn toàn phù hợp với các kết quả nghiên cứu đặc điểm đàn hồi của nền đất ở hiện trường, cũng như các thí nghiệm ở trong phòng.

b) Ảnh hưởng của tải trọng tăng liên tục đến biến dạng của đất:

Trong thí nghiệm nén đất bằng bàn nén cứng với tải trọng tăng liên tục, trạng thái ứng suất trong đất sẽ chuyển từ giai đoạn này sang giai đoạn khác. Giai đoạn nén chặt, giai đoạn trượt cục bộ và sau một thời gian tác dụng của tải trọng sẽ chuyển thành trượt mạnh (phá hoại hoàn toàn).

Các kết quả thí nghiệm được phân theo các giai đoạn đặc trưng của trạng thái ứng suất. Trên hình (III-5b) phía trái biểu diễn các chuyển vị đứng trước các lớp đất trên trục chịu tải, còn phía phải biểu diễn chuyển vị ngang (trượt) của những điểm nằm trên trục đứng qua mép bàn nén.



Hình III-5: Sơ đồ chuyển vị của các hạt đất theo chiều sâu.

a) Quan hệ giữa độ lún s và tải trọng p

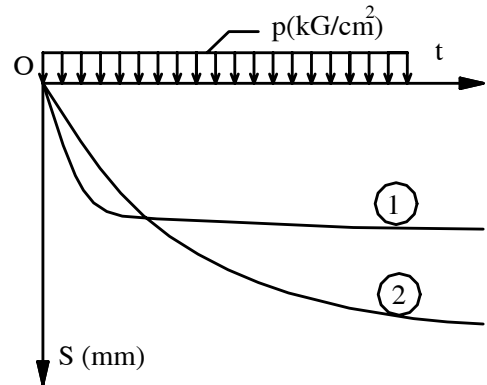
b) Chuyển vị của các hạt (phía trái trục - chuyển vị đứng - phía phải trục chuyển vị ngang).

Trong giai đoạn thứ ① độ lún toàn phần của bàn nén chủ yếu do chuyển vị đứng của đất gây nên, trong giai đoạn hai ② độ lún do chuyển vị đứng và chuyển vị ngang của của đất tạo nên với mức độ như nhau và cuối cùng là khi trượt hoàn toàn ứng với giai đoạn ba ③ giai đoạn này chuyển vị ngang bắt đầu vượt hơn chuyển vị

đúng, mặc dù đặc điểm chung của biến dạng trượt vẫn không có gì thay đổi. Khi thiết kế các công trình, tải trọng được xác định từ điều kiện không cho phép xảy ra giai đoạn trượt, cho nên giai đoạn thứ nhất, giai đoạn nén chặt có ý nghĩa đặc biệt và được chú ý nhiều trong tính toán độ lún của công trình.

c) Ảnh hưởng của tải trọng không đổi đến đặc tính nén lún của đất cát và đất sét.

Nếu trị số của tải trọng tác dụng không đổi mà nhỏ hơn trị số của tải trọng giới hạn ban đầu theo điều kiện cân bằng giới hạn (p_A), thì trong mọi điểm của đất dưới diện chịu tải chỉ xuất hiện sự nén chặt. Sự nén chặt hoàn toàn và sự ổn định độ lún xảy ra trong những khoảng thời gian khác nhau đối với các đất khác nhau. Đây là một đặc điểm làm cho biến dạng của đất khác với biến dạng của các vật thể khác.



Hình III-6: Quan hệ độ lún và thời gian của đất cát (1) và đất sét (2).

Đối với vật thể khác yếu tố thời gian không có tác dụng đáng kể trong biến dạng, với đất thì ngược lại, tuy biến dạng xuất hiện đồng thời với áp lực, nhưng phải trải qua một thời gian nhất định mới đạt tới trị số ổn định cuối cùng.

Với những thí nghiệm đất trực tiếp trong điều kiện tự nhiên và quan trắc độ lún các công trình đều chứng tỏ rằng, với tải trọng không đổi quan hệ giữa thời gian và độ lún có thể biểu diễn theo hình (III-6).

Trường hợp một ① quan sát thấy ở các loại cát, sỏi, cuội và nói chung là ở các loại đất hạt lớn với kích thước của các lỗ rỗng tương đối lớn. Độ lún của các móng công trình đặt trên các loại đất ấy, lúc không bão hòa cũng như khi bão hòa nước, đều xảy ra rất nhanh, bởi vì trong đất hạt lớn, nước và khí được ép thoát ra rất dễ dàng từ các lỗ rỗng, còn lún ổn định xảy ra trong một thời gian rất ngắn.

Trường hợp thứ hai ② xảy ra trong các đất phân tán nhỏ, chủ yếu trong các đất sét và bùn, những lỗ rỗng của chúng (đặc biệt trong các loại đất sét) ở trạng thái tự nhiên thường chứa đầy nước. Tốc độ và độ lún ổn định phụ thuộc vào tốc độ ép thoát nước từ các lỗ rỗng ra và phụ thuộc vào tính từ biến của các hạt cốt liệu đất. Đối với các loại đất sét có tính thấm nước yếu, quá trình nén lún xảy ra một cách hết sức chậm chạp và độ lún đạt đến trị số ổn định trong khoảng thời gian kéo dài.

2.3. Các nhân tố chủ yếu ảnh hưởng đến biến dạng lún của đất

Biến dạng lún của đất phụ thuộc vào nhiều nhân tố mà trong đó chủ yếu là :

1.- Độ chặt ban đầu của đất: Độ chặt ban đầu của đất có quan hệ chặt chẽ với độ bền vững của khung kết cấu. Đất càng chặt thì khung kết cấu càng vững chắc, và tính lún càng bé. Vì thế, đối với các loại đất có độ rỗng lớn, trước khi xây dựng công

trình, có khi người ta dùng phương pháp nén trước để giảm độ rỗng ban đầu của đất, làm cho công trình xây dựng lên sau đó ít bị lún.

2.- *Tình trạng kết cấu của đất:* Kết cấu của đất càng bị xáo trộn, thì cường độ liên kết giữa các hạt càng yếu đi, do đó tính nén lún của đất càng tăng. Thực tế đã cho thấy rằng, cùng một loại đất, nhưng nếu kết cấu bị xáo động hay phá hoại thì đất sẽ lún nhiều hơn so với khi kết cấu còn nguyên dạng. Vì vậy khi đào hố móng công trình cần chú ý hết sức bảo vệ sao cho đất dưới đáy hố khỏi bị phá hoại kết cấu.

3.- *Lịch sử chịu nén:* Có thể nhận thấy trên hình (III-1c) với cùng một tải trọng nén p giống nhau, giá trị của hệ số rỗng sẽ khác nhau, tùy theo chỗ nó được xác định theo đường nén ban đầu hay đường nén lại. Đồng thời, cũng có thể thấy rằng tùy theo lúc ban đầu đất được nén đến tải trọng lớn hay bé bao nhiêu mà sẽ có đường nén lại khác nhau. Các đất mà trong lịch sử chưa từng chịu áp lực lớn hơn tải trọng thiết kế hiện nay, thì gọi là đất nén chặt bình thường. Ngược lại, nếu đã bị nén dưới những tải trọng lớn hơn thế gọi là đất quá nén. Do đó khi tính toán lún của nền đất dưới công trình cần phải biết, so với tải trọng thiết kế, đất nền là thuộc loại đất nén chặt bình thường hay quá nén, để chọn đường cong xác định hệ số rỗng e cho thích hợp.

4.- *Tình hình tăng tải:* Tình hình tăng tải bao gồm độ lớn của cấp tải trọng, loại tải trọng và khoảng thời gian giữa hai lần tăng tải. Cấp gia tải càng lớn và tốc độ gia tải càng nhanh thì kết cấu của đất càng bị phá hoại, và khả năng lún của đất càng lớn. Đồng thời với cùng giá trị cấp gia tải, tốc độ gia tải càng lớn thì khả năng biến dạng sẽ càng lớn. Vì vậy, để đánh giá được đúng đắn các số liệu thí nghiệm, cần nén các mẫu đất theo đúng các quy định về độ lớn cấp tải trọng và tốc độ tăng tải có ghi trong các quy trình về thí nghiệm đất. Tải trọng động làm cho đất cát nén chặt nhanh hơn so với đất dính và ngược lại dưới tác dụng của tải trọng tĩnh tính nén lún của đất cát rất yếu so với đất sét.

§ 3. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CUỐI CÙNG CỦA NỀN ĐẤT

Trong thực tế hiện tượng lún của nền không xảy ra tức thời, mà lại xảy ra trong một thời gian sau đó mới kết thúc. Độ lún của nền đất đạt đến trị số lớn nhất trong một khoảng thời gian nào đó ứng với một cấp tải trọng nhất định gọi là: *Độ lún cuối cùng của nền đất*.

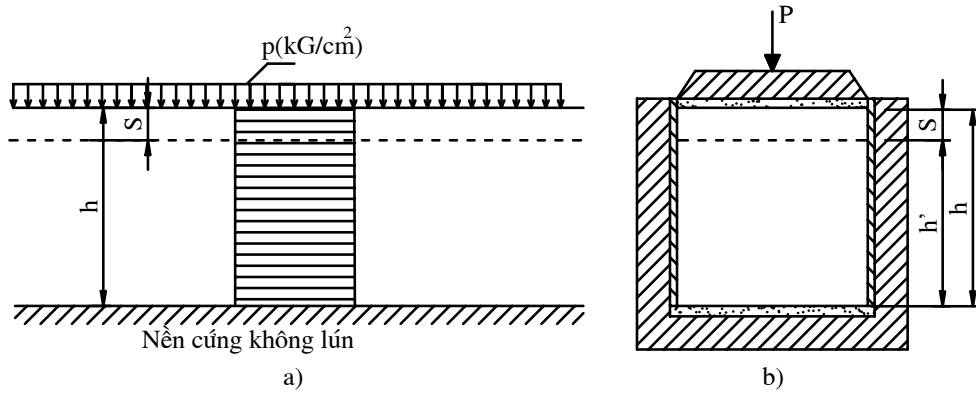
Hiện nay dùng hai phương pháp tính toán độ lún cuối cùng của nền đất đó là: Phương pháp Cộng lún từng lớp và phương pháp Lý thuyết đàn hồi. Cả hai phương pháp này đều dựa trên cơ sở giả thiết đất nền là bán không gian biến dạng tuyến tính, giả thiết này được xem là thỏa mãn điều kiện cho phép áp dụng định luật nén lún và lý thuyết đàn hồi để tính toán độ lún cuối cùng của nền đất.

3.1 Trường hợp cơ bản: Độ lún của đất trong các trường hợp thí nghiệm nén:

3.1.1. Bài toán một chiều:

Giả sử có một lớp đất chịu nén chiều dày là h (nằm trên một nền cứng không nén lún) đang ở trạng thái chịu tải trọng phân bố đều kín khắp trên bề mặt với cường

độ là p_1 , cần xác định độ lún cuối cùng của lớp đất đó khi nó chuyển sang chịu tải trọng phân bố đều p_2 kín khắp trên mặt. Bài toán này được gọi là bài toán một chiều cơ bản. Trong trường hợp này, với sự phân bố của tải trọng như vậy, thì lớp đất đó chỉ có khả năng biến dạng theo chiều thẳng đứng mà không có khả năng nở hông. Vì thế bài toán này cũng chính là bài toán xác định biến dạng của mẫu đất thí nghiệm nén không nở hông (hình III-7b).



Hình III-7: a) Sơ đồ nén lớp đất khi có tải trọng kín khắp
b) Sơ đồ nén mẫu đất trong hộp nén

Để xác định độ lún của đất trong trường hợp này, có thể tính bằng hai cách như sau:

Cách I: Nếu xét một mẫu đất phân tố có diện tích mặt cắt là F và chiều cao trước khi nén lún là h . Sau khi nén lún chiều cao của mẫu đất còn lại là h' (hình III-7b). Vậy lượng lún tương ứng là S được tính như sau :

$$S = \lambda_z \cdot h \tag{III-26}$$

Trong đó: λ_z : là biến dạng tương đối của mẫu đất mà ta có thể tính được theo biểu thức (III-12) và thay $\sigma_z = p$:

$$\lambda_z = \frac{p}{E_0} \cdot \beta \tag{III-27}$$

Do đó độ lún cuối cùng của mẫu đất sẽ là :

$$S = \frac{p \cdot \beta \cdot h}{E_0} \tag{III-28}$$

Cách II: Ở cách tính này với giả thiết, bỏ qua biến dạng đàn hồi của bản thân hạt đất, và xem sự nén lún của mẫu đất chỉ là do sự giảm thể tích lỗ rỗng gây ra, nghĩa là thể tích các hạt đất không thay đổi trước và sau khi nén. Nên có thể viết phương trình sau:

$$F \cdot h \cdot m_1 = F \cdot h' \cdot m_2 \tag{III-29}$$

Trong đó: m_1 và m_2 là thể tích hạt đất trong một đơn vị thể tích ở trạng thái ban đầu và sau khi nén và được xác định theo công thức :

$$m_1 = 1/(1+e_1) \quad , \quad m_2 = 1/(1+e_2)$$

Ở đây e_1 và e_2 là hệ số rỗng của đất trước và sau khi nén lún. Thay m_1 và m_2 vào công thức (III-29) sẽ có :

$$F \cdot h \cdot \frac{1}{1+e_1} = F \cdot h' \cdot \frac{1}{1+e_2} \Rightarrow h' = h \cdot \frac{1+e_2}{1+e_1} \quad (III-30)$$

Từ hình (III-7b) có thể nhận thấy rằng độ lún toàn phần S của đất sẽ bằng hiệu số giữa chiều cao ban đầu của mẫu đất và chiều cao cuối cùng sau khi lún, nghĩa là :

$$S = h - h' \quad (III-31)$$

Từ công thức (III-30) và (III-31) có thể rút ra:

$$S = \frac{e_1 - e_2}{1+e_1} \cdot h \quad (III-32)$$

Nếu chú ý đến định luật nén lún, từ công thức (III-6) có thể viết dưới dạng sau: $e_1 - e_2 = a(p_2 - p_1) = a.p$. Do đó, công thức (III-32) được xác định như sau:

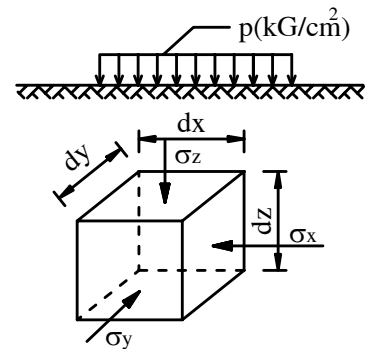
$$S = \frac{a \cdot p}{1+e_1} \cdot h \quad (III-33)$$

Đại lượng $\frac{a}{1+e_1}$ chính là hệ số nén tương đối a_0 của đất, thay hệ số a_0 vào (III-33) thì sẽ có:

$$S = a_0 \cdot p \cdot h \quad (III-34)$$

3.1.2.- Trường hợp bài toán không gian

Phương pháp tính lún, khi áp dụng trong điều kiện bài toán một chiều, do không xét đến biến dạng nở hông của đất nên thường cho kết quả bé hơn thực tế, nhất là khi đất nền thuộc các loại đất sét yếu hoặc các đất sét dẻo, có khả năng nở hông rất nhiều trong khi lún. Thật vậy, khi mặt nền chịu tác dụng của tải trọng công trình, một điểm bất kỳ trong nền sẽ chịu ba thành phần ứng suất phụ thêm pháp tuyến $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ có tác dụng gây ra biến dạng theo ba hướng đó là biến dạng thẳng đứng và biến dạng nở hông. Vì vậy đối với các công trình xây dựng trên các loại đất này, trong nhiều trường hợp, cần tính lún có xét đến biến dạng nở hông của đất.



Hình III-8: Sơ đồ khối đất phân tố khi biến dạng

Để tính lún có xét đến biến dạng nở hông của đất nền, thường xuất phát từ các biểu thức sau đây của lý thuyết đàn hồi, trong đó môđun đàn hồi E được thay bằng môđun tổng biến dạng của đất E_0 .

$$\left. \begin{aligned} \lambda_z &= \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (a) \\ \lambda_y &= \frac{1}{E_0} [\sigma_y - \mu(\sigma_z + \sigma_x)] \quad (b) \\ \lambda_x &= \frac{1}{E_0} [\sigma_x - \mu(\sigma_z + \sigma_y)] \quad (c) \end{aligned} \right\} \quad (III-35)$$

Xét biến dạng thể tích tương đối $\frac{\Delta V}{V}$ của một khối đất phân tố có các cạnh bằng dx, dy, dz (hình III-8):

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{dx(1 + \lambda_x).dy(1 + \lambda_y).dz(1 + \lambda_z) - dx.dy.dz}{dx.dy.dz} \quad (III-36)$$

Giải ra và bỏ qua các đại lượng vô cùng bé bậc cao sẽ có:

$$\frac{\Delta V}{V} = \lambda_x + \lambda_y + \lambda_z \quad (III-37)$$

Mặt khác khi xem biến dạng mẫu đất chỉ do sự giảm thể tích lỗ rỗng gây ra ta có:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad (III-38)$$

Cần chú ý rằng giá trị e_2 ở đây cần phải được xác định trong điều kiện nén lún có nở hông của đất.

Thay phương trình (III-35) vào (III-37) và giải chung với (III-38) sẽ được:

$$E_0 = \frac{1 + e_1}{e_1 - e_2} (1 - 2\mu)(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad (III-39)$$

Thay E_0 vào (III-35a) sẽ được công thức tính biến dạng tương đối của đất theo trục z trong điều kiện bài toán ba chiều (không gian):

$$\lambda_z = \frac{1}{1 - 2\mu} \left[\frac{\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)}{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z} \right] \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad (III-40)$$

Vì vậy độ lún của một lớp đất có chiều dày h trong điều kiện bài toán ba chiều là :

$$S = \lambda_z.h = \frac{1}{1 - 2\mu} \left[\frac{\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)}{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z} \right] \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} .h \quad (III-41)$$

3.1.3 - Trường hợp bài toán phẳng

Đối với trường hợp này, vì $\lambda_y = 0$, nên từ công thức (III-35b) có thể rút ra: $\sigma_y = \mu (\sigma_x + \sigma_z)$ thay σ_y vào công thức (III-41) sẽ được công thức tính độ lún của một lớp đất có chiều dày h trong điều kiện bài toán hai chiều (bài toán phẳng):

$$S = \frac{1}{1-2\mu} \left[\frac{\sigma_z - \mu(\sigma_z + \sigma_x)}{\sigma_z + \sigma_x} \right] \cdot \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot h \tag{III-42}$$

Để tính lún theo các công thức (III-41) và (III-42) thì, như trên đã nói, cần có giá trị e_2 được xác định trong điều kiện nén có nở hông. Nhưng vì thí nghiệm khá phức tạp, nên thông thường vẫn áp dụng kết quả của thí nghiệm nén không nở hông để xác định e_2 nhưng lúc này cần chú ý rằng: Nếu chú ý đến điều kiện nén không nở hông thì :

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_z \tag{III-43}$$

Nếu gọi Θ là tổng ứng suất thì :

$$\Theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_z + 2 \cdot \frac{\mu}{1-\mu} \cdot \sigma_z = \frac{1+\mu}{1-\mu} \sigma_z \tag{III-44}$$

Tương tự đối với bài toán phẳng:

$$\Theta' = \sigma_x + \sigma_z = \frac{1}{1-\mu} \sigma_z \tag{III-45}$$

Vì vậy, khi dùng đường cong nén lún $e - p$ để xác định e_2 dùng trong tính lún có xét đến nở hông thì trên đường cong này phải lấy giá trị của hệ số rỗng e_2 ứng với áp lực p bằng :

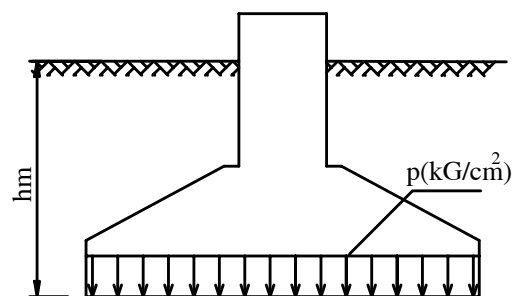
Đối với bài toán không gian : $p = \frac{1-\mu}{1+\mu} \cdot \Theta$

Đối với bài toán phẳng : $p = (1-\mu) \cdot \Theta'$

3.2. Tính toán độ lún cuối cùng của nền đất dưới móng công trình.

3.2.1. Khái niệm về áp lực gây lún:

Áp lực gây lún là áp lực phụ thêm do tải trọng của công trình truyền qua móng xuống đất nền gây ra lún. Trong thực tế, khi xây dựng các công trình thì bao giờ cũng đặt móng của công trình thấp hơn mặt đất, hay nói rõ hơn là đặt móng ở một chiều sâu nhất



Hình III-9

định nào đó trong đất (hình III-9). Vì thế không phải toàn bộ tải trọng do công trình tác dụng trên đáy móng p gây ra lún, mà phần tải trọng gây ra lún được xác định theo công thức sau:

$$\sigma_{gl} = p - \gamma \cdot h_m \quad (III-46)$$

Trong đó: σ_{gl} : gọi là áp lực gây lún;

γ : dung trọng của đất từ đáy móng trở lên;

h_m : độ sâu đặt móng.

Sở dĩ áp lực gây lún được xác định theo công thức (III-46) là vì: Khi xây móng do việc đào hố móng, đất nền được giảm tải một phần. Do đó, khi bắt đầu xây móng cho đến khi trọng lượng của phần móng bằng trọng lượng của phần đất đào đi, thì trạng thái ứng suất của nền đất từ đáy móng trở xuống hoàn toàn không thay đổi và do đó nền đất sẽ không bị lún. Nền đất chỉ bị lún khi trọng lượng của móng và công trình lớn hơn trọng lượng khối đất đã bị đào đi, vì thế gọi là: *áp lực gây lún*.

3.2.2. Tính toán độ lún cuối cùng theo phương pháp cộng lún từng lớp:

Nếu lớp đất chịu nén có chiều dày lớn, thì biểu đồ phân bố ứng suất nén σ_z do tải trọng của công trình gây ra, có dạng giảm dần theo chiều sâu một cách rõ rệt và việc sử dụng trực tiếp các công thức của bài toán một chiều sẽ dẫn đến những sai số lớn. Để xác định độ lún trong trường hợp này, có thể áp dụng phương pháp cộng lún từng lớp để tính. Nội dung cơ bản của phương pháp này là đem chia nền đất thành những lớp nhỏ phân tố có chung một tính chất bởi những mặt phẳng nằm ngang, sao cho biểu đồ phân bố ứng suất nén do tải trọng của công trình gây nên trong phạm vi mỗi lớp nhỏ thay đổi không đáng kể và độ lún toàn bộ của nền đất sẽ bằng tổng cộng độ lún của từng lớp nhỏ đã được chia, tức là :

$$S = \sum_{i=1}^n S_i \quad (III-47)$$

Trong đó : S - độ lún toàn bộ của nền đất;

S_i - độ lún của lớp phân tố thứ i .

Trong trường hợp bài toán không gian, trị số S_i được tính toán theo công thức sau:

$$S_i = \lambda_{z_i} \cdot h_i = \frac{1}{1 - 2\mu_i} \left[\frac{\bar{\sigma}_{z_i} - \mu_i (\bar{\sigma}_{x_i} + \bar{\sigma}_{y_i})}{\bar{\sigma}_{z_i} + \bar{\sigma}_{x_i} + \bar{\sigma}_{y_i}} \right] \frac{e_{1i} + e_{2i}}{1 + e_{1i}} \cdot h_i \quad (III-48)$$

Trong trường hợp bài toán phẳng trị số S_i được tính theo công thức sau:

$$S_i = \frac{1}{1 - 2\mu_i} \cdot \left[\frac{\bar{\sigma}_{z_i} - \mu_i (\bar{\sigma}_{z_i} + \bar{\sigma}_{x_i})}{\bar{\sigma}_{z_i} + \bar{\sigma}_{x_i}} \right] \cdot \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} \cdot h_i \quad (III-49)$$

Trong đó: $\bar{\sigma}_{x_i}, \bar{\sigma}_{y_i}, \bar{\sigma}_{z_i}$ - Thành phần ứng suất pháp trung hình của lớp đất phân tố thứ i , theo chiều x, y, z ;

μ_i - Hệ số nở hông của lớp đất phân tố thứ i ;

h_i - Chiều dày của lớp đất phân tố thứ i .

Trong trường hợp bài toán một chiều (Hình III-10), do không xét đến hiện tượng nở hông của đất, nên trị số S_i được tính toán theo biểu thức đơn giản sau đây:

$$S_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} \cdot h_i \tag{III-50}$$

Hoặc biểu thức (III-50) còn có thể viết dưới dạng sau:

$$S_i = \frac{\beta_i}{E_{oi}} \cdot p_i \cdot h_i \tag{III-51}$$

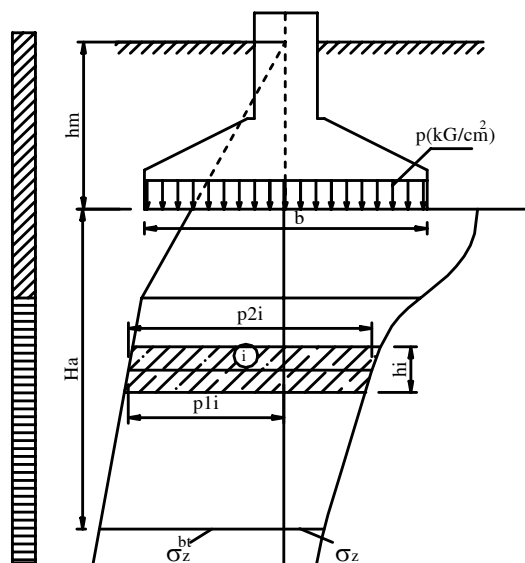
$$S_i = a_{oi} \cdot p_i \cdot h_i \tag{III-52}$$

Trong đó: $p_i = \frac{\sigma_{zi-1} + \sigma_{zi}}{2}$

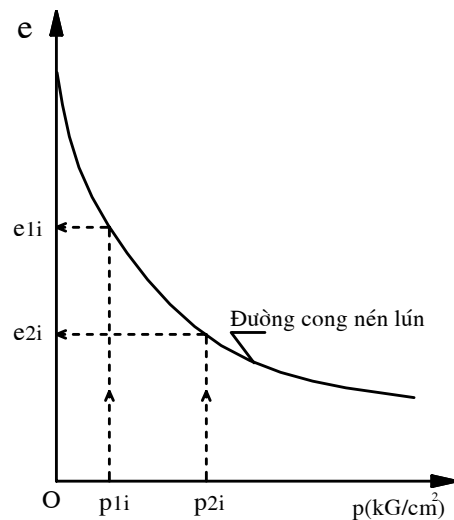
σ_{zi-1} và σ_{zi} - Ứng suất nén ở mặt trên và mặt dưới lớp đất thứ i (hình III-10) của ký hiệu khác như các phần trên đã trình bày.

- Khi tính toán độ lún theo các công thức (III-48), (III-49) và (III-50) các trị số $\bar{\sigma}_{zi}, \bar{\sigma}_{xi}, \bar{\sigma}_{yi}$ được xác định theo như chương II đã trình bày, còn các trị số $\mu_i; e_{1i}; e_{2i}$ thì được xác định bằng thí nghiệm.

Dựa vào kết quả thí nghiệm nền đất, có thể xác định được các trị số e_{1i} và e_{2i} (hình III-11). Trị số e_{1i} ứng với trị số áp lực ban đầu p_{1i} được lấy bằng áp lực trung bình của mỗi lớp đất do trọng lượng bản thân của đất, ứng với trạng thái đất nền khi chưa có công trình, còn e_{2i} ứng với trị số áp lực p_{2i} , được lấy bằng tổng áp lực trung bình của mỗi lớp đất do trọng lượng bản thân của đất và do tải trọng ngoài gây ra, ứng với trạng thái đất nền sau khi đã xây dựng công trình.



Hình III-10: Sơ đồ tính toán lún theo phương pháp cộng lún từng lớp



Hình III-11: Biểu đồ thí nghiệm nén lún của đất.

Trị số áp lực p_{li} được xác định theo công thức

$$p_{li} = \sigma_{zi}^{-bt} \tag{III-53}$$

Trong đó
$$\sigma_{zi}^{-bt} = \frac{\sigma_{zi-1}^{bt} + \sigma_{zi}^{bt}}{2} \tag{III-54}$$

$$\sigma_{zi}^{bt} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \tag{III-55}$$

σ_{zi-1}^{bt} và σ_{zi}^{bt} - ứng suất ở mặt trên và mặt dưới lớp đất phân tố thứ i , do trọng lượng bản thân của các lớp đất phía trên gây ra;

γ_i - Trọng lượng thể tích (dung trọng) của lớp đất thứ i ;

Khi đất không bão hoà nước thì γ_i là trọng lượng thể tích ứng với độ ẩm tự nhiên. Nhưng nếu đất nằm dưới mực nước ngầm thì biểu thức (III-55) tính γ_i ứng với trọng lượng thể tích của đất đầy nổi ký hiệu là $\gamma_{đn}$. Trị số này được tính theo công thức:

$$\gamma_{đn} = \frac{(\Delta_i - \Delta_{0i}) \gamma_0}{1 + e_i} \tag{III-56}$$

Trong đó: Δ_i và Δ_0 và γ_0 - Tỷ trọng của đất, của nước và dung trọng của nước.

e_i - Hệ số rỗng của đất tại lớp phân tố thứ i .

Xác định trị số e_{2i} thường phức tạp hơn so với e_{1i} vì e_{2i} phụ thuộc vào điều kiện làm việc của đất nền (có nở hông hay không nở hông).

Nếu đất nền có hiện tượng nở hông (ứng với bài toán phẳng và bài toán không gian) thì trị số e_{2i} được xác định như ở mục (3.1.2) và (3.1.3) đã giới thiệu.

Đối với bài toán một chiều (ứng với đất nền không nở hông) trị số p_{2i} được xác định theo công thức sau:

$$p_{2i} = p_i + p_{li} \tag{III-57}$$

Sau khi đã tính toán được các trị số p_{1i} và p_{2i} ứng với từng trường hợp cụ thể thì có thể dễ dàng xác định được các hệ số e_{1i} và e_{2i} trên biểu đồ thí nghiệm nén lún .

Đối với các nước Tây Âu - Bắc Mỹ, khi tính độ lún họ rất ít dùng các biểu thức (III-50), (III-51), (III-52), thay vào đó họ sử dụng công thức sau:

$$S_i = \left[C_1 \log \frac{p}{p_c} + C_2 \log \frac{p_c}{p_0} \right] \frac{h_i}{1 + e_0} \tag{III-58}$$

Nếu $p > p_c \geq p_0$: thì $C_1 = C_c$ và $C_2 = C_r$

Nếu $p_c > p > p_0$: thì $C_1 = C_2 = C_r$

Nếu $p > p_o = p_c$: thì $C_1 = C_2 = C_c$

Lý do họ thường dùng công thức (III-58) là vì, họ cho rằng đường cong nén ở hình (III-1c) và đường cong (1) ở hình (III-2) là không đúng thực tế, cần được hiệu chỉnh lại.

Khi áp dụng phương pháp cộng lún từng lớp để tính độ lún ổn định cuối cùng của toàn bộ nền đất thì cần phải biết các yếu tố liên quan như áp lực gây lún, chiều dày lớp đất cần chia và chiều sâu vùng ảnh hưởng (chịu nén).

- Áp lực gây lún được tính theo công thức (III-46) đã giới thiệu.

- Khi chia nền đất thành những lớp đất nhỏ phân tố, thì cần chú ý đến tính chất không đồng nhất của chúng. Theo lý thuyết thì cần chia sao cho trong phạm vi mỗi lớp đất phân tố, ứng suất σ_z xem như thay đổi không đáng kể. Trong thực tế, chiều dày lớp đất phân tố thường lấy nhỏ hơn hoặc bằng 4/10 chiều rộng đế móng ($h_i \leq 0,4b$). Khi chia lớp cần chú ý rằng, vì biểu đồ phân bố ứng suất ở các chiều sâu gần đáy móng có dạng thay đổi nhiều nên các lớp phân tố ở đây lấy mỏng hơn, còn ở dưới có thể lấy dày hơn.

Một trong những yếu tố quan trọng có ảnh hưởng trực tiếp đến kết quả tính toán độ lún là việc xác định chiều sâu vùng chịu nén H_a . Nếu trong nền đất dưới đế móng ở một độ sâu trong vùng chịu nén có một tầng cứng (đá) thì trị số H_a lấy bằng toàn bộ chiều dày lớp đất, kể từ đáy móng đến tầng cứng ấy. Còn các trường hợp khác, chiều sâu vùng hoạt động chịu nén được chọn theo điều kiện sau:

$$\sigma_z \leq 0.2\sigma_z^{bt} \quad (III-59)$$

Trong đó σ_z - ứng suất phụ thêm ở độ sâu H_a kể từ đáy móng.

Ví dụ III-1: Xác định độ lún ổn định trong trường hợp không xét đến biến dạng nở hông của móng hình vuông có kích thước $a = b = 400$ cm. Móng đặt ở độ sâu $h = 200$ cm. Áp lực trung bình dưới đế móng $\sigma_0 = 2,36$ kG/cm². Móng được đặt trên lớp á sét dày 320 cm và lớp sét dày hơn 120 cm. Đặc tính cơ lý của đất như sau:

- Đối với á sét: $\gamma = 1,8$ t/m³; $a_{01} = 0,02$ cm²/kG và $\mu_{01} = 0,25$

- Đối với lớp sét; $\gamma = 2,0$ t/m³, $a_{02} = 0,01$ cm²/kG và $\mu_{02} = 0,30$

- Trình tự tính toán như sau:

1/ Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân của đất. Áp dụng công thức (III-55) sẽ có:

- Ở độ sâu đế móng $z = 0$:

$$\sigma_{z=0}^{bt} = 0,0018 \times 200 = 0,36 \text{ kG/m}^2$$

- Ở độ sâu đế móng $z = 320$ cm (kể từ đế móng):

$$\sigma_{z=320}^{bt} = 0,018 \times 200 + 0,018 \times 320 = 0,936 \text{ kG/cm}^2$$

- Ở độ sâu đế móng $z = 640$ cm (kể từ đế móng):

$$\sigma_{z=640}^{bt} = 0,936 + 0,002 \times 320 = 1,576 \text{ kG/cm}^2$$

2/ Xác định áp lực gây lún theo công thức (III-46):

$$\sigma_{gl} = 2,36 - 0,018 \cdot 200 = 2,0 \text{ kG/cm}^2$$

3/ Chia chiều sâu vùng chịu nén ở dưới đáy móng thành các lớp đất nhỏ có chiều dày h_i . Dựa vào quy phạm trị số h_i sẽ lấy bằng $0,2 b$ hoặc $0,4 b$ ở đây chọn $h_i = 0,2b = 0,2 \cdot 400 = 80$ cm.

4/ Xác định trị số ứng suất nén phụ thêm σ_{zi} ở các độ sâu khác nhau (kể từ đáy móng). Khi diện chịu tải là hình vuông hoặc hình chữ nhật, trị số σ_{zi} được tính toán theo công thức: $\sigma_{zi} = K_0 \cdot \sigma_{gl}$.

Hệ số K_0 phụ thuộc vào các tỷ số $\frac{a}{b}$ và $\frac{z_i}{b}$, tra theo bảng (II-2). Kết quả tính toán trị số σ_{zi} ở các độ sâu khác nhau được giới thiệu trong bảng (III-2)

Bảng (III-2) Trị số σ_{zi} ở các độ sâu khác nhau ứng với ví dụ (III-1).

Lớp đất	z_i (cm)	$\frac{z_i}{b}$	$\frac{a}{b}$	K_0	σ_{zi} (kG/cm ²)	σ_{zi}^{bt} (kG/cm ²)	E_{oi} (kG/cm ²)	S_i (cm)
Á sét	0	0	1,00	1,000	2,00	0,36	41,50	9,6
	80	0,2	1,00	0,960	1,92			
	160	0,4	1,00	0,800	1,60			
	240	0,6	1,00	0,606	1,212			
	320	0,8	1,00	0,449	0,898	0,936		
Sét	400	1,0	1,00	0,396	0,672		74	1,9
	480	1,2	1,00	0,257	0,514			
	560	1,4	1,00	0,201	0,402			
	640	1,6	1,00	0,160	0,320	1,576		

5/ Xác định chiều sâu vùng chịu nén, dựa vào điều kiện (III-59) tại độ sâu $z = 640$ cm thấy điều kiện này thoả mãn.

$$0,320 \leq 0,2 \cdot 1,576 = 0,315 \text{ kG/cm}^2$$

6/ Xác định trị số mô đun biến dạng E_{oi} của lớp đất nằm trong vùng chịu nén, theo biểu thức (III-28), (III-33), (III-34) trong đó trị số β lấy như sau: đối với lớp á sét $\beta = 0,83$ còn với sét $\beta = 0,74$.

- Đối với lớp á sét:

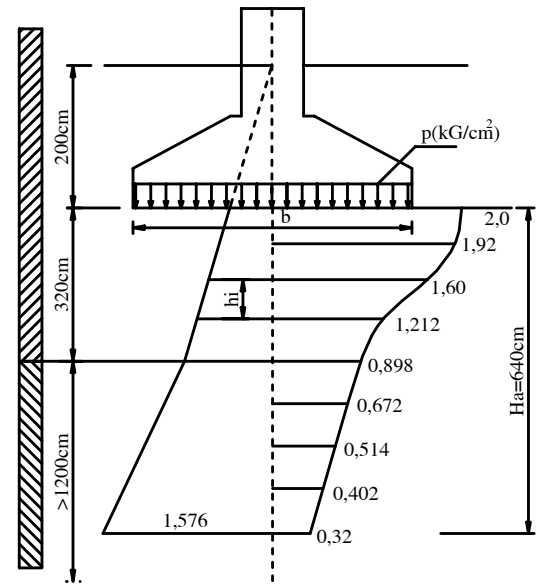
$$E_{01} = \frac{\beta_1}{a_{01}} = \frac{0,83}{0,02} = 41,50 \text{ kG/cm}^2$$

Đối với lớp sét:

$$E_{02} = \frac{\beta_2}{a_{02}} = \frac{0,74}{0,01} = 74 \text{ kG/cm}^2$$

7/ Tính độ lún ổn định theo công thức (III-51)

Độ lún toàn bộ của nền đất bao gồm độ lún lớp á sét và lớp sét nằm trong vùng chịu nén.



Hình III-12: Sơ đồ tính toán độ lún

Độ lún trong phạm vi lớp á sét:

$$S_1 = \frac{0,83}{41,5} \cdot 80 \left[\frac{2,0}{2} + 1,92 + 1,60 + 1,212 + \frac{0,898}{2} \right] = 9,6 \text{ cm}$$

Độ lún trong phạm vi lớp sét:

$$S_2 = \frac{0,74}{74} \cdot 80 \left[\frac{0,898}{2} + 0,672 + 0,514 + 0,402 + \frac{0,32}{2} \right] = 1,9 \text{ cm}$$

Độ lún của toàn bộ nền đất:

$$S = S_1 + S_2 = 9,6 + 1,9 = 11,5 \text{ cm.}$$

3.2.3 Tính toán độ lún cuối cùng bằng cách sử dụng các kết quả của lý thuyết đàn hồi

Như đã trình bày ở trên, mặc dù đất nền không phải là vật thể đàn hồi, ngoài biến dạng đàn hồi, còn có cả biến dạng dư, nhưng lý thuyết đàn hồi vẫn còn có hiệu quả đối với môi trường đất khi tải trọng của công trình tác dụng lên đất nền không lớn lắm. Do đó, khi tính toán độ lún cuối cùng, có thể trực tiếp sử dụng những thành quả đã đạt được trong lý thuyết đàn hồi. Tuy nhiên, để xét đến đặc tính của đất, thì trong tất cả các biểu thức có chứa trị số E (môđun đàn hồi) sẽ được thay bằng trị số môđun biến dạng của đất E_0 .

Như trong chương II đã trình bày, khi nền đất có chiều dày vô hạn, độ lún (chuyển vị thẳng đứng) của những điểm trên mặt đất ($z=0$) nằm cách điểm đặt lực tập trung P một đoạn R, được xác định theo biểu thức của J.Bussinesq:

$$W(x,y,0) = s(x,y,0) = \frac{P(1-\mu_0^2)}{\pi \cdot E_0 \cdot R} \tag{III-60}$$

Công thức (III-60) là cơ sở để lập các công thức tính toán độ lún ổn định cuối cùng của nền đất cho các dạng của tải trọng bất kỳ.

Trong đó: $S(x,y,0)$ - độ lún của một điểm bất kỳ trên mặt đất có toạ độ x,y .

μ_0, E_0 - Hệ số nở hông, mô đun biến dạng của đất.

3.2.3.1 Tính toán độ lún ổn định của nền đất đồng nhất có chiều dày vô hạn.

Trong trường hợp tải trọng phân bố có cường độ là $p(\xi, \eta)$ trên diện tích F (hình III-13) thì trị số độ lún tại một điểm bất kỳ nằm trên mặt đất, dựa vào biểu thức (III-60) được xác định như sau:

$$S_{(x,y,0)} = \frac{(1 - \mu_0^2)}{\pi \cdot E_0} \iint_F \frac{p(\xi, \eta) \cdot d\xi \cdot d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} \quad (III-61)$$

Dựa vào công thức (III-61), ứng với mỗi loại diện chịu tải cụ thể (hình chữ nhật, hình tròn, v.v..), có thể tìm được các công thức tính toán độ lún như sau :

Đối với diện chịu tải hình chữ nhật chịu tải trọng thẳng đứng và phân bố đều: độ lún tại tâm hình chữ nhật $M(0,0,0)$ sẽ là :

$$S_M^0 = \frac{p(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0} \int_{-\frac{a}{2}}^{+\frac{a}{2}} \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{\xi^2 + \eta^2}} = \frac{2p(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0} \left[a \ln \frac{\sqrt{a^2 + b^2} + b}{\sqrt{a^2 + b^2} - b} + b \ln \frac{\sqrt{a^2 + b^2} + a}{\sqrt{a^2 + b^2} - a} \right] \quad (III-62)$$

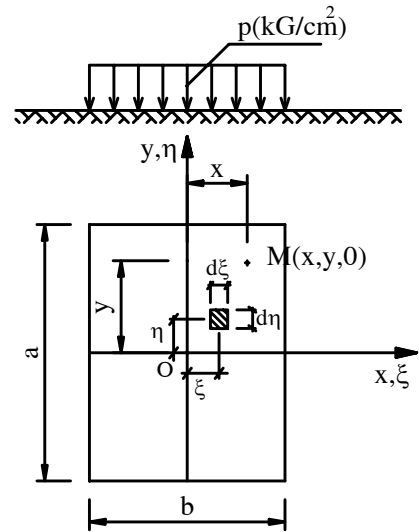
Độ lún trung bình của hình chữ nhật sẽ là:

$$S_m = \frac{2p(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0} \left[a \ln \frac{\sqrt{a_1^2 + b_1^2} + b_1}{\sqrt{a_1^2 + b_1^2} - b_1} + b \ln \frac{\sqrt{a_1^2 + b_1^2} + a_1}{\sqrt{a_1^2 + b_1^2} - a_1} - \frac{2}{3} \cdot \frac{(a_1^2 + b_1^2)^{\frac{3}{2}} - (a_1^3 + b_1^3)}{b_1 \cdot a_1} \right] \quad (III - 63)$$

Trong đó : a và b - cạnh dài và cạnh ngắn của diện chịu tải, a_1 và b_1 - nửa cạnh dài và cạnh ngắn của diện chịu tải.

Phân tích các công thức đã tìm được ở trên, đồng thời kết hợp với những nhận xét trong thực tế qua những thí nghiệm bần nén có kích thước, hình dáng và độ cứng khác nhau ở trong mô hình cũng như ở hiện trường, người ta đưa ra công thức xác định trị số độ lún ổn định đối với diện chịu tải hình chữ nhật như sau:

$$S = \frac{p(1 - \mu_0^2) \cdot b \cdot \omega}{E_0} \quad (III - 64)$$



Hình III-13: Sơ đồ tính toán độ lún khi tải trọng phân bố

ω - Hệ số đặc trưng cho độ cứng và hình dạng của móng tra bảng (III-3)

Hệ số ω_0 ứng với độ lún lớn nhất tại tâm đối với móng mềm, hệ số ω_c ứng với độ lún ở điểm góc, hệ số ω_m ứng với độ lún trung bình của móng và hệ số ω_{const} ứng với độ lún của móng tuyệt đối cứng.

Bảng (III - 3): Trị số của hệ số ω

Hình dạng móng	ω_c	ω_0	ω_m	ω_{const}
Tròn	0,64	1,00	0,85	0,75
Vuông $\alpha = a/b = 1$	$1/2 \omega_0$	1,12	0,95	0,88
Chữ nhật : $\alpha = a/b$				
1,5		1,36	1,15	1,88
2,0		1,53	1,30	1,22
3,0		1,78	1,53	1,44
4,0		1,96	1,70	1,61
5,0		2,10	1,83	1,52
6,0	$1/2\omega_c$	2,23	1,96	—
7,0		2,33	2,04	—
8,0		2,42	0,12	—
9,0		2,49	2,19	—
10,0		2,53	2,25	2,12
20,0		2,95	2,64	—
30,0		3,23	2,88	—
40,0		3,42	3,07	—
50,0		3,54	3,22	—
100,0		4,00	3,69	—

3.2.3.2. Tính toán độ lún ổn định khi nền đất gồm nhiều lớp.

Trong thực tế nền đất thường gồm nhiều lớp đất có tính chất cơ lý khác nhau, do đó, công thức tính toán độ lún sẽ phức tạp hơn nhiều, để giải quyết vấn đề này, K.E.Egorov đã đề nghị phương pháp tính toán gần đúng bằng cách đổi nền đất gồm nhiều lớp thành nền đất đồng nhất, trong đó mỗi một lớp đất trong nền được coi như kéo dài theo cả hai phía : phía trên đến tận đáy móng còn phía dưới đất vô tận, độ lún của mỗi lớp có thể tính toán theo công thức (III - 64) với hệ số ω được thay bằng hệ số K (theo đề nghị của K.E.Egorov). Độ lún toàn bộ của nền đất chính bằng tổng độ lún của các lớp đất đó.

Nếu xét một lớp thứ i trong nền đất, có mặt trên của lớp ở độ sâu z_{i-1} và đáy ở độ sâu z_i (hình III - 14)

Độ lún của lớp đất có chiều dày z_{i-1} là :

$$S_{z_{i-1}} = \frac{p \cdot b (1 - \mu_0^2)}{E_0} K_{i-1} \quad (\text{III - 65})$$

Tương tự, độ lún của lớp đất có chiều dày z_i là :

$$S_{z_i} = \frac{p \cdot b (1 - \mu_0^2)}{E_0} K_i \quad (\text{III - 66})$$

Như vậy độ lún của lớp đất đang xét sẽ là :

$$S_i = S_{z_i} - S_{z_{i-1}} = \frac{p \cdot b (1 - \mu_0^2)}{E_0} (K_i - K_{i-1}) \quad (\text{III - 67})$$

Và độ lún của toàn bộ nền đất sẽ là :

$$S = p \cdot b \sum_{i=1}^n \frac{1 - \mu_{0i}^2}{E_{0i}} (K_i - K_{i-1}) \quad (\text{III - 68})$$

Khi trong nền đất có tầng cứng không lún nằm gần mặt đất, để xét đến ảnh hưởng của sự tập trung ứng suất, K.E.Egorov đã đề nghị nhân biểu thức (III - 68) với hệ số hiệu chỉnh M:

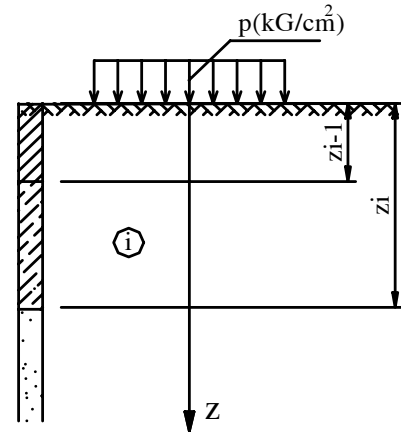
$$S = M \cdot p \cdot b \sum_{i=1}^n \frac{1 - \mu_{0i}^2}{E_{0i}} (K_i - K_{i-1}) \quad (\text{III - 69})$$

Hệ số K_i phụ thuộc vào tỷ số a/b , z/b , và M có thể tra trong bảng (III - 4).

Khi xác định độ lún toàn bộ bằng cách cộng từng lớp này, giới hạn của vùng chịu nén cũng lấy theo điều kiện (III - 59) như đã trình bày ở phần trên.

Phương pháp tính lún này của K.E.Egorov đã xét đến ảnh hưởng của nhiều yếu tố như biến dạng nở hông, tính không đồng nhất giữa các lớp đất, chiều dày giới hạn của nền cũng như hiện tượng tập trung ứng suất. Theo kết quả quan trắc thực tế một số công trình, có thể sơ bộ nhận xét rằng phương pháp này cho những kết quả tương đối phù hợp với thực tế.

Dựa vào sở các nguyên lý trên, hiện nay tiêu chuẩn xây dựng TCXD - 45 - 78 đã nêu công thức tính độ lún của nền móng riêng theo sơ đồ tính nền dưới dạng lớp đàn hồi biến dạng tuyến tính có chiều dày hữu hạn như sau :



Hình III-14: Sơ đồ tính toán độ lún trong trường hợp nền đất nhiều lớp

$$S = p.b.M \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_{0i}} \tag{III - 70}$$

Các ký hiệu như trên đã trình bày, hệ số K_i phụ thuộc vào a/b , h/b tra theo bảng (III - 4), còn hệ số $M = f(h/b)$ tra theo bảng (III - 5).

Cũng tương tự, trong quy phạm tính toán nên các công trình thuỷ lợi đã nêu công thức tính độ lún tại điểm góc của móng trong nền đất đồng nhất có dạng như sau :

$$S = \frac{b.p}{E_0} . K_z \tag{III - 71}$$

Trong đó : K_z hệ số phụ thuộc vào tỷ số: a/b , z/b và μ_0 , các trị số K_z ứng với $\mu_0 = 0,1 - 0,4$ được tra theo bảng (III - 6). Trong quy phạm này cũng đã nêu công thức tính và bảng tính sẵn độ lún trung bình của móng khi trong nền đất xuất hiện tầng đá cứng.

Bảng III - 4: Trị số của hệ số K_i và M

z/b	Hình tròn	Trị số của hệ số K_i khi tỷ số $\alpha = a / b$						Hệ số M
		$\alpha = 1$	$\alpha = 1,5$	$\alpha = 2,0$	$\alpha = 3$	$\alpha = 5$	M. bảng $\alpha = \infty$	
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,5
0,2	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104	
0,4	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208	1,4
0,6	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311	
0,8	0,348	0,381	0,395	0,397	0,397	0,412	0,412	1,3
1,0	0,411	0,446	0,476	0,484	0,484	0,484	0,511	
1,2	0,461	0,499	0,543	0,561	0,666	0,566	0,605	1,2
1,4	0,501	0,524	0,601	0,626	0,640	0,640	0,687	
1,6	0,532	0,577	0,647	0,682	0,706	0,708	0,763	1,1
1,8	0,558	0,606	0,688	0,730	0,764	0,772	0,831	
2,0	0,579	0,630	0,722	0,773	0,816	0,830	0,812	
2,2	0,596	0,651	0,751	0,809	0,861	0,885	0,949	
2,4	0,611	0,668	0,776	0,841	0,902	0,932	1,001	
2,6	0,624	0,683	0,798	0,868	0,939	0,977	0,050	
2,8	0,635	0,697	0,818	0,893	0,971	1,018	1,095	
3,0	0,645	0,709	0,836	0,913	1,000	1,057	1,138	
3,5	0,664	0,732	0,869	0,959	1,062	1,138	1,233	

4,0	0,679	0,751	0,879	0,995	1,111	1,205	1,316
4,5	0,691	0,766	0,918	1,022	1,151	1,262	1,390
5,0	0,700	0,777	0,935	1,045	1,183	1,309	1,450

Bảng III - 5: Hệ số M

Các giới hạn của tỷ số $m' = h/b$ hoặc $m' = h/r$	Hệ số M
$0 < m' \leq 0,5$	1,0
$0,5 < m' \leq 1$	0,95
$1 < m' \leq 2$	0,90
$2 < m' \leq 3$	0,80
$3 < m' \leq 5$	0,75

Ví dụ III - 2: Xác định độ lún ổn định theo phương pháp của K.E.Egorov của móng có kích thước $a \times b = 300 \times 300$ cm, áp lực trung bình dưới đế móng $P = 2,36 \text{ kG/cm}^2$. Móng đặt ở độ sâu $h = 200$ cm. Đất nền dưới đế móng gồm hai lớp: lớp trên là lớp á sét có $\gamma_1 = 1,8 \text{ t/m}^3$ và $E_{01} = 100 \text{ kG/cm}^2$, lớp dưới là lớp sét có $\gamma_2 = 2,0 \text{ t/m}^3$ và $E_{02} = 50 \text{ kG/cm}^2$. Lớp trên có chiều dày 2,4m, lớp dưới dày vô tận. Hệ số nở hông chung $\mu_0 = 0,30$.

Giải: Trình tự tính toán như sau:

1. Xác định áp lực gây lún theo công thức (III - 46):

$$\sigma_{gl} = 2,36 - 0,0018 \times 200 = 2,0 \text{ kG/cm}^2$$

2. Xác định vùng chiều sâu chịu nén, ở độ sâu $Z = 540$ cm (kể từ đáy móng) ta có:

$$\sigma_{Z=540}^{br} = 1,39 \text{ kG/cm}^2 \quad ; \quad \text{và} \quad \sigma_{Z=540} = 0,26 \text{ kG/cm}^2$$

Như vậy điều kiện $\sigma_Z \leq 0,2 \cdot \sigma_{Z}^{br}$ được thoả mãn vì:

$$0,26 < 0,2 \times 1,39 = 0,278 \text{ kG/cm}^2$$

Do đó chiều sâu vùng chịu nén $H_a = 540$ cm.

3. Xác định độ lún ổn định theo biểu thức (III-69):

a. Xác định các hệ số K_i theo bảng (III-4), với $\frac{a}{b} = \frac{300}{300} = 1$

$$\text{và} \quad \frac{h}{b} = \frac{240}{300} = 0,80, \quad \text{do đó} \quad K_1 = 0,381.$$

$$\text{Với} \quad \frac{a}{b} = 1 \quad \text{và} \quad \frac{H_a}{b} = \frac{540}{300} = 1,8 \Rightarrow K_2 = 0,606$$

b. Xác định hệ số M. Hệ số M ở đây được lấy bằng 1,0

c. Độ lún ổn định của móng sẽ là :

$$S = 300 \times 2,0(1-0,3^2) \left(\frac{0,381}{100} + \frac{0,606 - 0,381}{50} \right) = 5,0 \text{ cm}$$

Bảng III-6a: Bảng giá trị hệ số K_z trong công thức (III-71)

a/b \ z/b	1,0	1,25	1,5	2,0	3,00	5,00	10,00
$\mu_0 = 0,1$							
0,00	0	0	0	0	0	0	0
0,40	0,090	0,091	0,091	0,091	0,091	0,089	0,095
0,80	0,176	0,177	0,179	0,179	0,178	0,178	0,181
1,20	0,246	0,252	0,255	0,257	0,258	0,275	0,258
1,60	0,299	0,311	0,317	0,323	0,326	0,324	0,324
2,00	0,338	0,358	0,366	0,376	0,383	0,385	0,383
2,40	0,368	0,391	0,404	0,420	0,431	0,433	0,436
2,80	0,391	0,417	0,435	0,456	0,473	0,477	0,478
3,20	0,410	0,440	0,460	0,486	0,507	0,515	0,517
3,60	0,424	0,458	0,481	0,510	0,536	0,550	0,552
4,00	0,436	0,473	0,498	0,532	0,563	0,581	0,583
5,00	0,459	0,500	0,529	0,575	0,616	0,642	0,653
6,00	0,474	0,519	0,552	0,601	0,655	0,691	0,709
8,00	0,494	0,543	0,581	0,634	0,707	0,763	0,794
10,00	0,555	0,619	0,672	0,758	0882	1,040	1,259

Bảng III-6b: Bảng giá trị hệ số K_z trong công thức (III-71)

a/b \ z/b	1,0	1,25	1,50	2,00	3,00	5,00	10,0
$\mu_0 = 0,2$							
0	0	0	0	0	0	0	0
0,40	0,079	0,079	0,081	0,079	0,076	0,077	0,077
0,80,	0,159	0,159	0,161	0,160	0,158	0,156	0,160
1,20	0,227	0,231	0,234	0,234	0,233	0,231	0,232

1,60	0,280	0,289	0,295	0,98	0,398	0,296	0,295
2,00	0,319	0,334	0,343	0,351	0,354	0,355	0,352
2,40	0,349	0,369	0,381	0,394	0,401	0,401	0,401
2,80	0,372	0,396	0,413	0,430	0,442	0,445	0,444
3,20	0,390	0,418	0,337	0,460	0,477	0,482	0,482
3,60	0,405	0,436	0,458	0,484	0,505	0,515	0,515
4,0	0,417	0,451	0,475	0,506	0,532	0,546	0,545
5,00	0,440	0,479	0,507	0,549	0,585	0,670	0,613
6,00	0,456	0,498	0,530	0,575	0,624	0,655	0,668
8,00	0,475	0,522	0,559	0,613	0,676	0,728	0,752
10,00	0,485	0,536	0,576	0,635	0,708	0,780	0,814
∞	0,537	0,599	0,651	0,734	0,854	0,007	0,219

Bảng III-6c: Bảng giá trị hệ số K_z trong công thức (III-71) , $\mu_0 = 0,3$

a/b \ z/b	1,0	1,25	1,50	2,00	3,00	5,00	10,0
0,4	0,064	0,064	0,064	0,063	0,062	0,061	0,061
0,8	0,138	0,137	0,138	0,135	0,133	0,131	0,133
1,2	0,203	0,206	0,206	0,205	0,201	0,201	0,199
1,6	0,255	0,258	0,265	0,266	0,2640	0,260	0,258
2,0	0,293	0,305	0,312	0,317	0,317	0,316	0,311
2,4	0,322	0,340	0,350	0,359	0,362	0,360	0,357
2,8	0,345	0,367	0,381	0,394	0,402	0,401	0,398
3,2	0,364	0,389	0,405	0,424	0,436	0,439	0,434
3,6	0,379	0,407	0,426	0,448	0,464	0,472	0,466
4,0	0,391	0,421	0,443	0,470	0,491	0,500	0,495
5,0	0,414	0,450	0,475	0,512	0,543	0,559	0,560
6,0	0,429	0,469	0,498	0,539	0,582	0,608	0,614
8,00	0,449	0,493	0,527	0,577	0,634	0,680	0,695
10,00	0,459	0,506	0,514	0,599	0,666	0,731	0,756
∞	0,511	0,570	0,619	0,698	0,812	0,958	0,159

Bảng III-6d giá trị số K_z trong công thức (III-71)

a/b \ z/b	1,00	1,25	1,50	2,00	3,00	5,00	10,00
$\mu_0 = 0,4$							
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,4	0,046	0,045	0,044	0,043	0,041	0,040	0,041
0,8	0,111	0,108	0,106	0,104	0,101	0,199	0,099
1,2	0,172	0,169	0,170	0,166	0,162	0,158	0,155
1,6	0,220	0,224	0,225	0,223	0,218	0,213	0,209
2,4	0,287	0,299	0,306	0,312	0,312	0,305	0,300
2,8	0,310	0,326	0,336	0,346	0,349	0,343	0,340
3,2	0,324	0,350	0,332	0,374	0,380	0,376	0,368
3,6	0,340	0,371	0,380	0,398	0,410	0,408	0,401
4,0	0,353	0,379	0,392	0,419	0,435	0,458	0,429
5,0	0,376	0,406	0,429	0,458	0,484	0,494	0,489
6,0	0,387	0,425	0,451	0,487	0,522	0,539	0,538
8,0	0,410	0,450	0,480	0,524	0,572	0,610	0,616
10,0	0,423	0,464	0,498	0,547	0,613	0,659	0,677
∞	0,471	0,525	0,570	0,643	0,749	0,888	0,069

3.2.4. Tính toán độ lún có xét đến ảnh hưởng của các móng xung quanh:

Nếu ở bên cạnh hoặc xung quanh móng đang xét có các móng khác thì khi tính toán độ lún, cần phải xét đến ảnh hưởng của các móng đó gây nên.

Để tính lún có xét đến ảnh hưởng của các móng xung quanh, hiện nay thường dùng phương pháp cộng biểu đồ ứng suất.

Nội dung phương pháp cộng biểu đồ ứng suất: Do ảnh hưởng của các móng xung quanh làm cho ứng suất gây lún trong nền đất dưới móng đang xét tăng lên và do đó, độ lún cũng tăng lên. Sau khi đã vẽ được biểu đồ ứng suất gây lún tổng cộng do các móng xung quanh gây ra thì có thể vận dụng phương pháp cộng lún từng lớp để tính độ lún ổn định của móng đang xét (hình III-15).

Phương pháp tính lún có xét đến ảnh hưởng của các móng xung quanh bằng cách cộng biểu đồ ứng suất có ưu điểm là dùng được trong mọi trường hợp tải trọng khác nhau và diện chịu tải bất kỳ.

Theo quy phạm QPXD 45-70, nếu điều kiện sau đây được thoả mãn thì cần thiết phải tính toán độ lún ảnh hưởng của các móng xung quanh.

$$K_a \cdot L_t \leq L_a \quad (III - 72)$$

Trong đó :
$$K_a = \frac{0,60}{b} (E_0 - 100) + 1$$

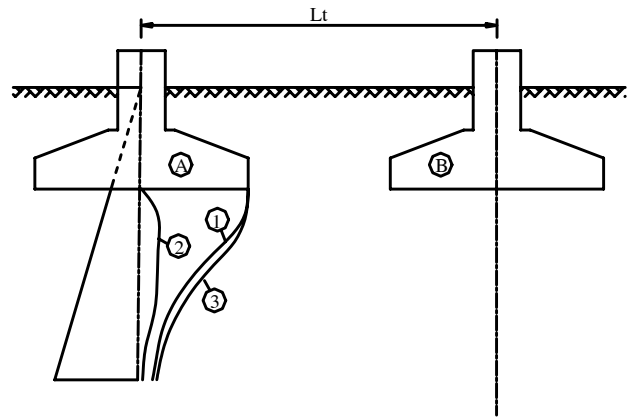
Ở đây : 0,60 - Hệ số có thứ nguyên (cm³/kg);

b - Chiều rộng đế móng gây ra ảnh hưởng (cm);

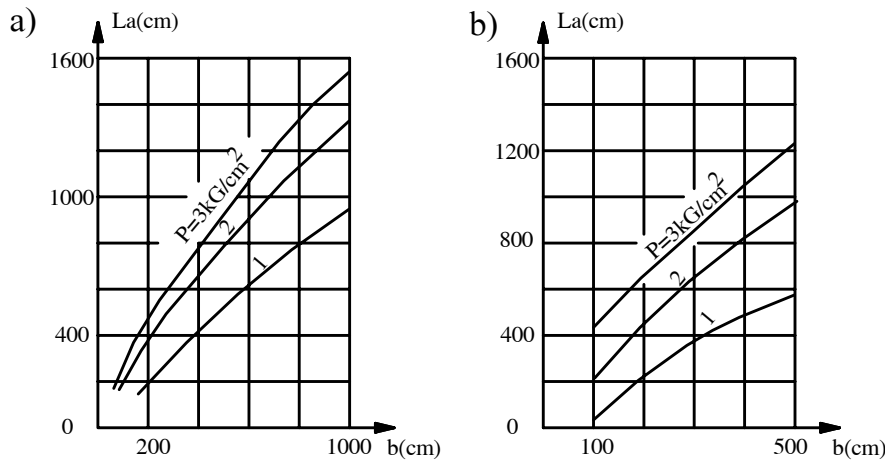
E₀ - Môđun biến dạng trung bình của đất trong phạm vi chiều dày vùng chịu nén (kg/cm²);

L_t - Khoảng cách thực tế giữa các trục móng (cm);

L_a - Khoảng cách được xác định theo biểu đồ (hình III-16).



Hình III-15: Biểu đồ ứng suất gây lún do ảnh hưởng của các móng xung quanh: 1/ Do móng A, 2/Do móng B gây ra ở móng A, 3/Biểu đồ tổng cộng



Hình III-16: Biểu đồ xác định trị số L_a

a. Đối với móng hình vuông b, đối với móng hình chữ nhật khi a/b ≥ 7,5

Khi 1 < a/b < 5 thì trị số L_a có thể xác định bằng cách nội suy giữa hai biểu đồ ở hình (III - 16).

Ví dụ III-3: Xác định độ lún của móng băng A có xét đến ảnh hưởng của móng băng B theo phương pháp cộng biểu đồ ứng suất, kích thước và khoảng cách giữa hai móng A và B được chỉ rõ ở hình (III-17).

Đặc điểm và địa chất của đất nền như sau : trên cùng là lớp đất đắp có trọng lượng thể tích $\gamma = 1,7 \text{ T/m}^3$, lớp thứ hai là lớp cát bụi có chiều dày hơn 25m. Tính chất cơ lý của lớp cát bụi như sau: $\Delta = 2,66$, $\gamma = 1,80 \text{ T/m}^3$, $W = 23 \%$, $e_0 = 0,68$, $E_0 = 100 \text{ kG/cm}^2$. ở chiều sâu 4,5 m (kể từ mặt đất) xuất hiện mực nước ngầm. áp lực trung bình dưới đế móng A là $p_A = 1,85 \text{ kG/cm}^2$ và đế móng B là $p_B = 1,95 \text{ kG/cm}^2$.

Trình tự tính toán như sau :

1/ Xác định áp lực gây lún theo công thức (III-46):

- Đối với móng A : $\sigma_{glA} = 1,85 - (0,0017 \times 100 + 0,0018 \times 100) = 1,5 \text{ kG/cm}^2$.

- Đối với móng B : $\sigma_{glB} = 1,95 - (0,0017 \times 100 + 0,0018 \times 100) = 1,6 \text{ kG/cm}^2$.

2/ Xác định chiều dày của mỗi lớp đất phân tố để vẽ biểu đồ ứng suất nén trong phạm vi vùng chịu nén:

$$h_i = 0,4 b = 0,4 \times 280 = 112 \text{ cm}$$

3/ Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất nén do bản thân móng A và biểu đồ ứng suất do trọng lượng bản thân của đất gây ra. Kết quả tính toán được trình bày ở bảng (III-7)

4/ Kiểm tra điều kiện để tính toán độ lún ảnh hưởng. ứng với $p_B = 1,95 \text{ kG/cm}^2$ và $b = 400 \text{ cm}$, tra biểu đồ (hình III - 16) ta có : $L_a = 810 \text{ cm}$. Từ hình (III-17) ta có : $L_t = 600 \text{ cm}$. Dựa vào các số liệu đã có ta tính được:

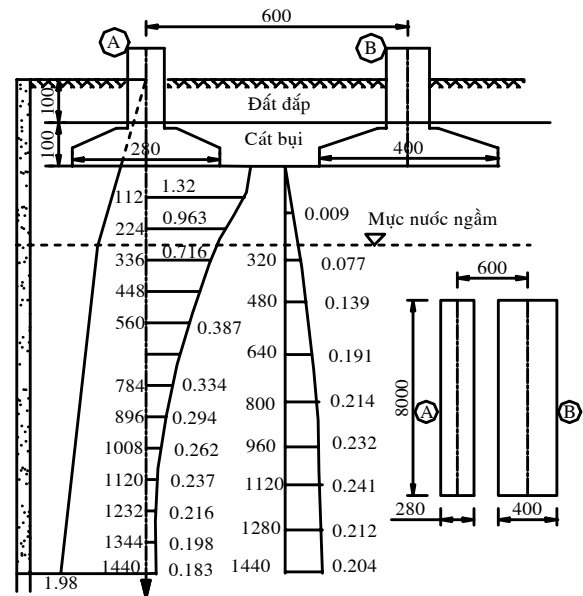
$$K_a = \frac{0,60}{400} (100 - 100) + 1 = 1,0$$

Thay tất cả các trị số đã biết vào điều kiện (III-72) ta thấy thoả mãn :

$$1,00.600 = 600 < 810 \text{ cm}$$

Do đó cần phải tính toán độ lún ảnh hưởng của máy B lên móng A.

5/ Áp dụng phương pháp điểm góc, xác định ứng suất trên trục đi qua trọng tâm của móng A do tải trọng tác dụng trên móng B gây ra. Kết quả tính toán được trình bày trong bảng (III-8).



Hình III-17: Sơ đồ tính toán độ lún ứng với ví dụ III-3

Trị số σ_z và σ_z^{bt} của móng A

Trị số σ_z của móng B gây ra đối ứng với A.

z (m)	σ_z (kG/cm ²)	σ_z^{bt} (kG/cm ²)
0,00	1,500	0,35
1,12	1,322	
2,24	0,963	
2,5	0,885	0,80
3,36	0,716	
4,48	0,561	
5,60	0,459	
6,72	0,387	
7,84	0,334	
8,96	0,291	
10,08	0,262	
11,20	0,237	
12,32	0,216	
13,44	0,189	1,98
14,40	0,183	

z (m)	σ_z (kG/cm ²)
0,00	0,00
1,60	0,009
3,2	0,077
4,80	0,139
6,40	0,090
8,00	0,214
9,60	0,222
11,20	0,221
12,80	0,212
14,40	0,204

Bảng III-8

Bảng III-7

6/ Xác định phạm vi vùng chịu nén. Kiểm tra điều kiện khi z = 14,40 m thấy hoàn toàn thỏa mãn. Thực vậy ở độ sâu z = 14.40 m ta có:

$$\sigma_z = 0,183 + 0,204 = 0,387 \text{ kG/cm}^2$$

Như vậy 0,387 < 0,396 và do đó chiều sâu vùng chịu nén H_a = 14,40 m.

7/ Tính toán độ lún ổn định do bản thân móng A và do móng B gây ra đối với móng A.

Do bản thân móng A: áp dụng công thức III - 51 ta có, ở đây lấy $\beta = 0,8$:

$$S_1 = \frac{0,8}{100} \cdot 112 \left(\frac{1,5}{2} + 1,322 + \dots + 0,216 + \frac{0,198}{2} \right) + \frac{0,8}{100} \cdot 160 \cdot \frac{0,198 + 0,183}{2} = 5,91 + 0,15 = 6,06 \text{ cm.}$$

Do móng B gây ra cho móng A:

$$S_2 = \frac{0,8}{100} \cdot 160 \cdot (0,009 + 0,077 + \dots + 0,212 + \frac{0,204}{2}) = 1,77 \text{ cm}$$

Vậy độ lún của móng A thực tế là:

$$S = S_1 + S_2 = 6,06 + 1,77 = 7,83 \text{ cm}$$

§4. LÝ THUYẾT CỐ KẾT THẨM VÀ TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN THEO THỜI GIAN

Khi thiết kế các công trình, biết độ lún ổn định cuối cùng của nền đất cũng chưa đủ để làm sáng tỏ điều kiện làm việc bình thường của công trình mà còn phải biết quá trình lún của công trình, nghĩa là phải biết độ lún ứng với một thời điểm nào đó trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình. Sở dĩ như vậy là biến dạng lún của đất, nhất là đất loại sét không xảy ra ngay và kết thúc ngay sau khi tải trọng công trình tác dụng mà còn tăng thêm trong một thời gian nhất định, có khi rất dài hàng chục năm hoặc trăm năm mới đạt đến giới hạn ổn định.

Thực tế xây dựng trong những năm qua đã chứng minh rằng, sự an toàn của công trình không những chỉ phụ thuộc vào trị số tuyệt đối về độ lún, mức độ lún không đều của nền đất, mà còn phụ thuộc vào tốc độ lún theo thời gian. Trong nhiều trường hợp mặc dù độ lún cuối cùng giữa các bộ phận của công trình không chênh lệch nhau lớn lắm, nhưng trong quá trình cố kết (nén chặt) của đất, nếu tốc độ lún lớn hơn giới hạn quy định thì có thể làm cho độ lún không đều vượt quá giới hạn cho phép làm cho công trình bị hư hỏng.

Để xác định độ lún của nền đất theo thời gian dưới tác dụng của tải trọng, hiện nay có nhiều phương pháp tính toán khác nhau, xây dựng trên cơ sở những lý thuyết khác nhau về sự cố kết của đất. Tuy nhiên tất cả những lý thuyết nêu ra chỉ gần đúng so với thực tế, bởi vì các giả thiết tính toán cũng như các điều kiện ban đầu và các điều kiện để giải các bài toán cố kết của đất chưa thỏa mãn được đầy đủ các vấn đề phức tạp xảy ra trong môi trường đất.

Như ta đã biết, lún của nền đất là chỉ do đất giảm thể tích lỗ rỗng, nếu đất bão hòa nước, hiện tượng lún của đất chỉ xảy ra khi nước trong các lỗ rỗng phải đồng thời được thoát ra ngoài nền đất và người ta gọi đó là *quá trình cố kết thẩm*. Tùy theo nước thẩm theo mấy phương mà người ta gọi đất cố kết theo một chiều hay hai chiều và ba chiều.

Thực tế thì hầu hết các nền đất cố kết theo hai hoặc ba chiều, nhưng do khó khăn trong việc xác định các điều kiện biên thực tế nên thông thường người ta vẫn dùng lời giải của bài toán cố kết thẩm một chiều. Do vậy, ở đây chỉ giới thiệu chủ yếu phương pháp tính toán độ lún chưa ổn định theo lý thuyết cố kết của Terzaghi-Gerxevanov. Phương pháp này tuy có một số thiếu sót nhất định nhưng tương đối đơn giản dễ dàng và đủ chính xác đối với nền bão hòa nước.

Trong thực tế, khi tính toán độ lún theo thời gian người ta thường dùng một khái niệm gọi là *độ cố kết*. Theo định nghĩa độ cố kết U_t là tỷ số giữa độ lún S_t của nền đất ở thời điểm (gian) t đang xét và độ lún ổn định cuối cùng S ứng với thời gian $t=\infty$, tức là:

$$U_t = \frac{S_t}{S} \quad (\text{III} - 73)$$

Dựa vào công thức trên, có thể tính toán được trị số độ lún S_t ở thời gian t bất kỳ nếu biết được U_t như sau:

$$S_t = U_t \cdot S \quad (III - 74)$$

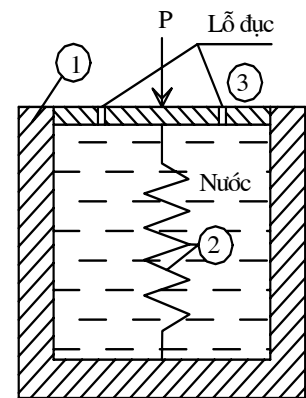
Ở đây ta có nhận xét rằng: ở thời điểm $t = 0$ thì có độ cố kết $U_t = 0$ thì $S_t = 0$ và khi $t = \infty$ thì độ cố kết $U_t = 1$ và $S_t = S$

Trong thời gian $0 < t < \infty$ thì $0 < U_t < 1$ và $S_t < S$

4.1. Lý thuyết cố kết thấm của K.Terzaghi và phương trình vi phân cố kết thấm

Khi nghiên cứu vấn đề biến dạng các mẫu đất trong phòng thí nghiệm, cũng như ngoài hiện trường đã đề cập đến vai trò của cố kết như một tính chất cơ học đặc thù của đất, làm cho biến dạng của đất phụ thuộc vào thời gian, chứ không xảy ra tức thời như các vật thể liên tục khác. Ảnh hưởng của quá trình cố kết đối với biến dạng của đất chỉ thể hiện rõ rệt, mạnh mẽ ở các đất dính như đất sét, còn đối với các đất rời thì nó ít có ý nghĩa thực tế.

Hiện tượng cố kết của các đất sét no nước đã được K.Terzaghi giải thích dựa trên cơ sở lý thuyết cố kết thấm. Theo lý thuyết này, thì yếu tố quyết định quá trình cố kết là sự thoát nước tự do trong các lỗ rỗng ra ngoài, do đất sét có tính thấm bé, nước lỗ rỗng không thể thoát ra nhanh được, nên biến dạng lún của đất cũng không thể xảy ra tức thời, mà phải có thời gian để hoàn thành.



Hình III-18

Để mô tả quá trình nén lún (quá trình cố kết) của đất. K. Terzaghi đã kiến nghị một mô hình cố kết, gồm một bình chứa đầy nước 1 với một lò xo 2, gắn liền với một nắp pistông có đục lỗ (Hình III-18). Khi cho tác dụng trên nắp bình một

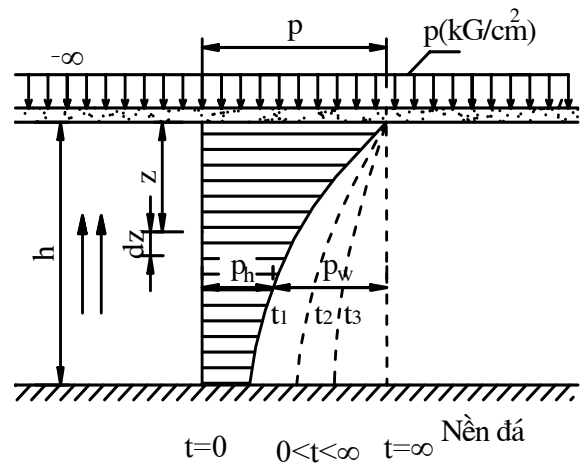
tải trọng với cường độ p , thì ngay lúc bắt đầu tăng tải, toàn bộ tải trọng ấy đều do nước trong bình tiếp thu, và lò xo chưa bị biến dạng. Tiếp đó, dưới tác dụng của gradien thủy lực tăng lên, nước trong bình bắt đầu thoát ra qua lỗ đục trên nắp, áp lực trong nước giảm dần, phần tải trọng truyền lên lò xo tăng lên dần và lò xo ngày càng bị nén, làm cho nắp bình dần dần lún xuống, quá trình đó cứ tiếp tục mãi cho đến lúc gradien thủy lực giảm xuống bằng không và nước trong bình không thoát ra ngoài nữa. Lúc đó, lò xo bị nén đến mức tối đa và nắp bình ngừng lún. Như vậy, tại thời điểm bất kỳ khi $0 < t < \infty$ ứng suất do tải trọng ngoài gây ra gồm hai phần, ứng suất hữu hiệu p_h (do lò xo tiếp thu) và ứng suất trung tính p_w (do nước tiếp thu), tức là:

$$p = p_h + p_w \quad (III - 75)$$

Ở đây, nếu coi nước trong bình như là mô hình hóa của nước trong đất, các lò xo coi như là cốt đất và các lỗ của nắp pistông coi như lỗ rỗng trong đất. Thì rõ ràng là hoạt động của mô hình trên đây nói lên tương tự quá trình cố kết của đất sét bão hòa nước trong thực tế của nền công trình.

Theo mô hình này có thể nhận thấy rằng, khi có tải trọng công trình tác dụng, trong nền đất có xảy ra sự phân bố lại ứng suất, sức chống kháng của cốt đất tăng lên dần theo thời gian cùng với sự tăng của ứng suất do cốt đất tiếp thu tải trọng

ngoài, chính phân tải trọng p_h mới làm cho các hạt đất xích lại gần nhau tức là làm cho nền đất lún xuống, cho nên muốn biết quan hệ giữa độ lún và thời gian, thì cần phải biết quan hệ giữa p_h và thời gian. Tuy vậy cũng có thể tìm quan hệ giữa p_w và thời gian đơn giản và dễ hơn.



Hình III-19: Sơ đồ tính toán trong trường hợp bài toán cố kết thấm một chiều

Thực tế đã cho thấy rằng, giữa các kết quả tính toán ra theo lý thuyết cố kết thấm này và các số liệu thực đo ở hiện trường, đôi khi có những khác biệt lớn. Sở dĩ, như vậy là vì trong lý thuyết này chưa xét đến ảnh hưởng của một số nhân tố quan trọng (như: chưa xét đến sự thay đổi tính nén, trị số gradient thủy lực ban đầu, biến dạng từ biến của hạt đất, biến dạng của các thành phần trong đất và biến dạng tương hỗ giữa chúng với nhau v.v...) trong đó trước hết phải kể đến vai trò quan trọng của từ biến do tính nhớt các khung kết cấu gây ra.

Ngày nay, qua nhiều công trình nghiên cứu của nhiều tác giả trong và ngoài nước đã xác nhận rằng hiện tượng cố kết của các đất dính no nước không chỉ phụ thuộc vào sự thoát nước tự do trong các lỗ rỗng, mà bao gồm hai quá trình chính: cố kết thấm và biến dạng từ biến của các hạt đất. Theo phương hướng đó, nhiều tác giả như: V.A.Florin, V.G.Korotkin, N.NVcrigin, L.Renchilic, Ganillo, Trần Tống Cơ, R.E.Gibson v.v... đã tiến hành nghiên cứu và đã kiến nghị những lý thuyết hoặc công thức thực nghiệm, nhằm làm cho các kết quả lý luận phù hợp với thực tế hơn.

Để thành lập phương trình cơ bản của bài toán cố kết thấm một chiều, làm cơ sở cho việc rút ra các công thức tính lún của nền đất theo thời gian sau này, đều xuất phát từ các giả thiết cơ bản sau đây:

- Đất ở trạng thái hoàn toàn bão hòa nước, trong đất không có khí kín hoặc nếu có thì cũng chỉ chiếm một thể tích khá nhỏ, có thể bỏ qua được.
- Nước trong lỗ rỗng và hạt đất xem như không nén được
- Quá trình thoát nước lỗ rỗng chỉ xảy ra theo chiều thẳng đứng.
- Tốc độ lún của đất chỉ phụ thuộc vào tốc độ thoát nước lỗ rỗng, không phụ thuộc vào các yếu tố khác.
- Tốc độ thấm của nước trong lỗ rỗng rất nhỏ, do đó có thể áp dụng được định luật Darcy trong tính toán quá trình cố kết của đất.
- Hệ số thấm K và hệ số nén lún a của đất không thay đổi trong quá trình cố kết.

Khi xét quá trình nén lún của một lớp đất sét bão hòa nước, có chiều dày là h, dưới tác dụng tải trọng phân bố đều kín khắp (tương tự bài toán nén lún một chiều - khi nén mẫu đất sét no nước trong thiết bị không cho cho nở hông, trong thiết bị này tấm đá thấm lót dưới mẫu được thay bằng một tấm kim loại. Do đó, nước chỉ

thoát ra theo chiều đi lên mà thôi) thì tại các thời điểm khác nhau biểu đồ phân bố áp lực hữu hiệu p_h [hoặc áp lực trung tính p_w có dạng đường cong như hình (III - 19)].

Để xác định trị số của các áp lực này, một số tác giả như K.Terzaghi, N.M.Gerxovanov và V.A.Florin đã dựa vào giả thiết cơ bản là: *lượng tăng lưu lượng nước bằng lượng giảm độ rỗng của đất*. Nếu xét lớp đất phân tố có chiều dày dz và diện tích tiết diện ngang bằng một đơn vị, nằm trong khối đất ở độ sâu z , theo giả thiết trên có thể viết:

$$\frac{\partial q}{\partial z} = - \frac{\partial n}{\partial t} \quad (III - 76)$$

Trong đó: q và n - là lưu lượng nước và độ rỗng của đất.

Công thức (III - 76) là phương trình cơ bản của lý thuyết cố kết thấm đồng thời cũng là trường hợp đặc biệt của phương trình vi phân liên tục trong bài toán không gian về chuyển động của nước ngầm do viện sĩ N.N.Pavlovski đưa ra (1922).

Theo định luật thấm của Darcy thì lưu lượng nước q thấm qua khối đất phân tố tỷ lệ thuận với tốc độ thấm V và tiết diện F mà dòng thấm đi qua, tức là:

$$q = v \cdot F = K_z \cdot \frac{\partial H}{\partial z} ; \quad (\text{do } F = 1 \times 1) \quad (III - 77)$$

Trong đó: K_z : hệ số thấm theo trục z

H : cột nước áp tác dụng ở mặt cắt đang xét, chính bằng chiều cao của cột nước trên mặt cắt ấy.

$$H = \frac{p_w}{\gamma_0} \quad \text{hay} \quad \frac{\partial H}{\partial z} = \frac{1}{\gamma_0} \cdot \frac{\partial p_w}{\partial z} \quad (III - 78)$$

Trong đó: γ_0 : trọng lượng riêng của nước.

Thay công thức (III - 78) vào (III - 77) sau đó lấy vi phân q theo z sẽ được:

$$\frac{\partial q}{\partial z} = - \frac{K_z}{\gamma_0} \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \quad (III - 79)$$

Mặt khác theo định nghĩa của độ rỗng là:

$$n = \frac{V_r}{V} = \frac{e}{1 + e} \quad (III - 80)$$

Trong quá trình nén đất hệ số rỗng e thay đổi (giảm đi) nhưng vì trị số $(1 + e)$ về tỷ lệ mà xét, thì thay đổi ít hơn so với bản thân e và để đơn giản trong việc lấy đạo hàm cho nên có thể coi mẫu số trong công thức (III - 80) là không đổi và bằng $(1 + e_{tb})$, trong đó e_{tb} là hệ số rỗng trung bình tính theo hệ số rỗng trước và sau khi chịu tải trọng. Từ đó có thể viết phương trình (III - 80) dưới dạng gần đúng như sau:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{1}{1 + e_{tb}} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad (III - 81)$$

Từ định luật nén lún của đất (công thức III - 5) có thể viết :

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -a \cdot \frac{\partial p_h}{\partial t} \quad (\text{III - 82})$$

Theo công thức (III - 75) có thể viết:

$$p_h = p - p_w \text{ hay } \frac{\partial p_h}{\partial t} = -\frac{\partial p_w}{\partial t} \quad (\text{III - 83})$$

Thay công thức (III - 83) và (III - 82) vào (III - 81) sẽ được:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{a}{1 + e_{tb}} \cdot \frac{\partial p_w}{\partial t} \quad (\text{III - 84})$$

Thay công thức (III - 84) và (III - 79) vào phương trình cơ bản của lý thuyết thấm (III - 76) ta có:

$$-\frac{K_z}{\gamma_0} \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} = -\frac{a}{1 + e_{tb}} \cdot \frac{\partial p_w}{\partial t} \quad (\text{III - 85})$$

$$\text{hay: } \frac{\partial p_w}{\partial t} = \frac{K_z \cdot (1 + e_{tb})}{\gamma_0 \cdot a} \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \quad (\text{III - 86})$$

Nếu ký hiệu: $C_v = \frac{K_z \cdot (1 + e_{tb})}{\gamma_0 \cdot a}$: Hệ số cố kết thì công thức (III - 86) được viết

gọn dưới dạng sau:

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = C_v \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \quad (\text{III - 87})$$

Phương trình (III - 87) hoặc phương trình (III - 86) là phương trình vi phân cố kết thấm đối với đất sét bão hòa nước trong điều kiện bài toán một chiều, phương trình này cho phép xác định áp lực trung tính p_w (hay áp lực hữu hiệu p_h) của những điểm ở độ sâu z bất kỳ, tại thời điểm bất kỳ t , khi nền đất chịu tác dụng tải trọng không đổi.

4.2. Tính toán độ lún của nền đất theo thời gian trong điều kiện bài toán một chiều:

4.2.1. Trường hợp nền đồng nhất:

4.2.1.1. Trường hợp cơ bản:

Xét trường hợp đơn giản nhất, khi lớp đất có chiều dày h nằm trên một tầng cứng không thấm nước và chịu tác dụng của một tải trọng phân bố đều kín khắp trên mặt như hình (III - 19). Lúc này công thức tính toán áp lực trung tính p_w , được rút ra trên cơ sở của phương trình vi phân cố kết thấm (III - 87). Phương trình này là phương trình vi phân đạo hàm riêng loại Parabolic với các hệ số không đổi, tương tự như phương trình của bài toán truyền nhiệt. Nghiệm của nó có thể tìm được bằng cách tìm các nghiệm riêng, thỏa mãn các điều kiện biên và từ các nghiệm riêng đó tìm ra nghiệm tổng quát bằng những phương pháp toán học.

Trong trường hợp này các điều kiện ban đầu và điều kiện biên được thỏa mãn một cách dễ dàng, nếu dựa vào sự phân tích quá trình cố kết xảy ra trong lớp đất ấy.

Ở thời gian ban đầu, ngay khi gia tải thì toàn bộ tải trọng đều do nước trong các lỗ rỗng tiếp thu. Do đó, ở mọi điểm trong đất áp lực trung tính p_w có giá trị bằng cường độ P của tải tọng ngoài, ở các thời gian trung gian, ở ngay trên mặt đất là nơi thoát nước ra ngoài, áp lực trung tính của nước lỗ rỗng giảm xuống bằng không ($p_w = 0$), còn ở mặt tiếp xúc với tầng không thấm nước thì $\frac{\partial p_w}{\partial z}$ bằng không. Cuối cùng ở thời điểm $t = \infty$, thì mọi điểm trong nền đất áp lực trung tính của nước lỗ rỗng hoàn toàn tiêu tán và bằng không. Các điều kiện ban đầu và điều kiện biên có thể viết gọn như sau:

$$\left. \begin{aligned} \text{Khi } t = 0 \text{ và } 0 \leq z \leq h & \text{ thì } p_w = p \\ 0 < t < \infty \text{ và } z = 0 & \text{ thì } p_w = 0 \\ 0 < t < \infty \text{ và } z = h & \text{ thì } \frac{\partial p_w}{\partial z} = 0 \\ t = \infty \text{ và } 0 \leq z \leq h & \text{ thì } p_w = 0 \end{aligned} \right\} \quad \text{(III - 88)}$$

Nếu áp dụng phương pháp tách biến số để tìm các nghiệm riêng thỏa mãn các điều kiện (III - 88) và vận dụng lý thuyết chuỗi Fourier để từ các nghiệm riêng đó tìm ra nghiệm tổng quát, thì kết quả sau khi giải phương trình (III - 87) là:

$$p_w(z,t) = \frac{4P}{\pi} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i} \cdot e^{-i^2 \cdot N} \cdot \sin\left(\frac{i\pi \cdot z}{2 \cdot h}\right) \quad \text{(III - 89)}$$

Trong đó: $N = \frac{\pi^2 \cdot C_v}{4 \cdot h^2} \cdot t$ - Nhân tố thời gian

$p_w(z,t)$ - áp lực trung tính trong lỗ rỗng ở độ sâu z tại thời điểm t đang xét;

e - cơ số logarit tự nhiên

i - số nguyên lẻ.

Sau khi đã xác định được trị số áp lực trung tính thì có thể tìm được độ cố kết và độ lún của nền đất theo thời gian.

Thực vậy, độ lún của toàn bộ lớp đất có chiều dày h ở thời gian t sẽ là:

$$S_t = \int_0^h a_o \cdot p_h(z,t) dz \quad \text{(III - 90)}$$

hoặc: $S_t = a_o \int_0^h [p - p_w(z,t)] dz \quad \text{(III - 91)}$

Tương tự như trên, độ lún cuối cùng ứng với thời gian ổn định ($t = \infty$) sẽ là:

$$S_t = a_o \int_0^h p \cdot dz \quad \text{(III - 92)}$$

Từ đó công thức tính độ cố kết có thể xác định như sau:

$$U_t = \frac{S_t}{S_{t=\infty}} = 1 - \frac{\int_0^h p_w(z,t) dz}{\int_0^h p \cdot dz} \quad \text{(III - 93)}$$

Nếu thay $p_w(z,t)$ từ công thức (III-89) vào công thức (III-93) ta được:

$$U_{0,t} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i^2} e^{-i^2 \cdot N} \tag{III - 94}$$

Vì chuỗi hội tụ nhanh nên chỉ cần lấy một số hạng đầu tiên cũng đủ chính xác, tức là:

$$U_{0,t} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot e^{-N} \tag{III - 94a}$$

Công thức (III - 94) là công thức dùng để xác định độ cố kết U_t trong trường hợp trên mặt đất tác dụng tải trọng phân bố đều kín khắp, mà trong cơ học đất quy ước gọi là trường hợp 0.

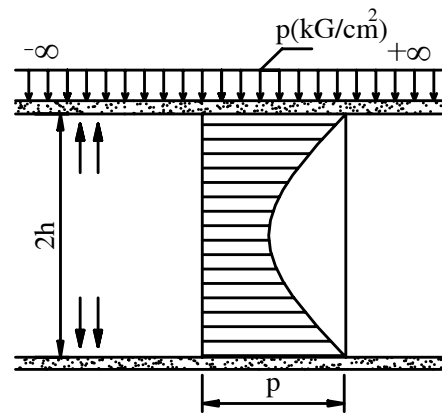
Trị số độ lún trong trường hợp này sẽ là:

$$S_t = a_o \cdot h \cdot p \cdot \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i^2} \cdot e^{-i^2 \cdot N} \right] \tag{III - 95}$$

Cũng cần chú ý rằng, bài toán cố kết thấm đang xét (Hình III - 19) hoàn toàn tương đương với bài toán cố kết thấm khi lớp đất có chiều dày $2h$ nằm ở giữa hai lớp thoát nước và chịu tác dụng tải trọng phân bố đều kín khắp trên mặt đất (Hình III - 20).

Trong trường hợp này nước tự do trong các lỗ rỗng sẽ thấm theo cả hai chiều lên trên và xuống dưới.

Để tính toán áp lực nước lỗ rỗng vẫn có thể dùng công thức (III - 89) nhưng với sự chú ý rằng, trị số h ở đây là một nửa chiều dày của lớp đất cố kết chứ không phải là toàn bộ chiều dày lớp đất như trong trường hợp 0 trên.



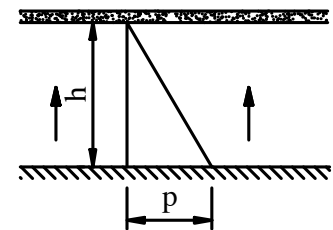
Hình III-20

4.2.1.2. Các trường hợp tải trọng khác:

Ngoài sơ đồ cố kết (trường hợp 0) đã trình bày ở trên, trong thực tế khi tính lún của nền đất theo thời gian còn gặp một số sơ đồ khác nữa, được quy ước là trường hợp I, trường hợp II, trường hợp 0 - I và trường hợp 0 -II.

Nguyên tắc chung để giải bài toán cố kết thấm ứng với các sơ đồ cố kết giới thiệu ở trên, là dựa vào phương trình vi phân cố kết thấm (III - 86) và căn cứ vào các điều kiện biên ứng với mỗi trường hợp trên ta có:

Trường hợp I: ứng với khi đất lún dưới tác dụng của trọng lượng bản thân. Biểu đồ phân bố ứng suất cuối cùng lúc này không có dạng hình chữ nhật- trường hợp 0, mà có dạng hình tam giác đỉnh quay lên trên (Hình III - 21) cũng bằng cách



Hình III-21: Trường hợp I

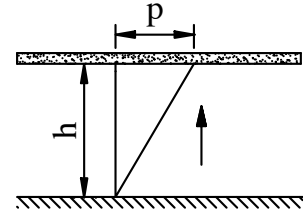
tương tự như trường hợp 0, người ta đã tìm được công thức tính toán trị số áp lực trung tính $p_w(z,t)$ độ cố kết $U_{1,t}$:

$$p_w(z,t) = \frac{8}{\pi^2} \cdot p \cdot \sum_{i=1,3,5,\dots}^{i=\infty} \frac{1}{i^2} \cdot \sin\left(\frac{i\pi}{2}\right) \cdot \sin\left(\frac{i\pi \cdot z}{2h}\right) \cdot e^{-i^2 N} \quad (III-96)$$

Độ cố kết :

$$U_{1,t} = 1 - \frac{32}{\pi^3} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{i=\infty} \frac{1}{i^3} \cdot \sin\left(\frac{i\pi}{2}\right) \cdot e^{-i^2 \cdot N} = 1 - \frac{32}{\pi^3} \cdot e^{-N} \quad (III-97)$$

- Trường hợp II: Trong thực tế, ứng với trường hợp khi 1 lớp đất lún dưới ảnh hưởng của tải trọng cục bộ tác dụng trên bề mặt, lúc này biểu đồ ứng suất do tải trọng ngoài gây ra có dạng hình tam giác đỉnh quay xuống dưới (Hình III - 22). Tương tự như trên, các trị số cần thiết để tính toán có thể viết dưới dạng sau:



Hình III-22: Trường hợp II

Trị số áp lực trung tính:

$$p_w(z,t) = \frac{4p}{\pi} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{i=\infty} \frac{1}{i^2} \cdot \left[1 - \frac{2}{i\pi} \sin\left(\frac{i\pi}{2}\right) \right] \cdot \sin\left(\frac{i\pi z}{2h}\right) \cdot e^{-i^2 N} \quad (III - 98)$$

Độ cố kết:

$$U_{2,t} = 1 - \frac{16}{\pi^2} \cdot \sum_{i=1,3,5,\dots}^{i=\infty} \frac{1}{i^2} \cdot \left[1 - \frac{2 \sin\left(\frac{i\pi}{2}\right)}{i\pi} \right] \cdot e^{-i^2 N} = 1 - \frac{16}{\pi^2} \left(1 - \frac{2}{\pi}\right) \cdot e^{-N} \quad (III - 99)$$

So sánh các công thức (III - 94), (III - 97) và (III - 99), có thể thấy rằng độ cố kết giữa các trường hợp 0, trường hợp I và trường hợp II có sự liên hệ với nhau và được biểu thị qua công thức đơn giản sau đây:

$$U_{2,t} = 2 \cdot U_{0t} - U_{1,t} \quad (III - 100)$$

Dựa vào công thức (III - 100), cho phép có thể xác định trực tiếp độ cố kết trường hợp II qua độ cố kết của trường hợp 0 và trường hợp I, các trị số U_{0t} và $U_{1,t}$ có thể tra ở bảng (III - 9).

Trong thực tế, để tiện cho việc tính toán theo các trường hợp cụ thể, có thể dùng bảng (III - 10), trong đó trị số của N phụ thuộc vào độ cố kết U_t . Nếu đã biết trước được trị số của U_t thì có thể tìm ngay được trị số của N tương ứng với trường hợp khảo sát và ngược lại.

Bảng III - 9: Trị số của U_{0t} và U_{1t}

N	U_t		N	U_t	
	$U_{0,t}$	$U_{1,t}$		$U_{0,t}$	$U_{1,t}$
0,01	0,115	0,013	0,70	0,597	0,488
0,10	0,230	0,082	0,80	0,636	0,536

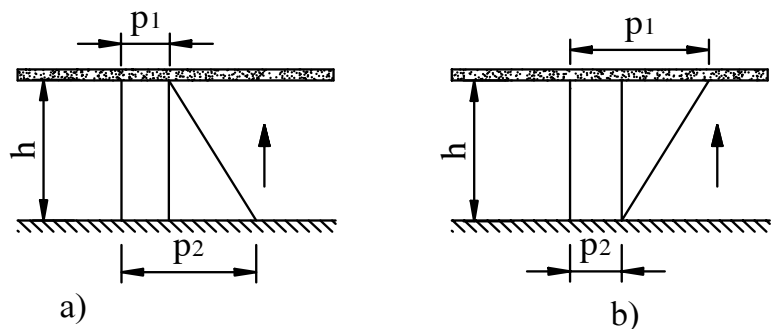
0,20	0,321	0,161	1,00	0,702	0,620
0,30	0,393	0,238	1,50	0,819	0,770
0,40	0,454	0,303	2,00	0,890	0,860
0,50	0,507	0,374	2,50	0,933	0,915
0,60	0,555	0,434	3,00	0,960	0,949

Bảng III - 10: Trị số của N để tính lún theo thời gian

U _t	Trị số của N ứng với sơ đồ			U _t	Trị số của N ứng với sơ đồ			U _t	Trị số của N ứng với sơ đồ		
	0	1	2		0	1	2		0	1	2
0,05	0,05	0,06	0,002	0,40	0,31	0,55	0,13	0,75	1,18	1,42	0,88
0,10	0,02	0,12	0,005	0,45	0,39	0,63	0,18	0,80	1,40	1,64	1,08
0,15	0,04	0,18	0,010	0,50	0,49	0,73	0,24	0,85	1,69	1,93	1,36
0,20	0,08	0,25	0,020	0,55	0,59	0,84	0,32	0,90	2,65	2,35	1,77
0,25	0,12	0,31	0,04	0,60	0,71	0,95	0,42	0,95	2,80	3,17	2,54
0,30	0,17	0,39	0,06	0,65	0,84	1,10	0,54	1,00			
0,35	0,24	0,47	0,090	0,70	1,00	1,24	0,69				

- Trường hợp 0-I và 0-II:

Nếu tải trọng tác dụng trên nền đất là một tổ hợp của các tải trọng ứng với trường hợp 0 và I hoặc II thì biểu đồ phân bố ứng suất sẽ có dạng hình thang.



Hình III-23: a) Trường hợp 0-I; b) Trường hợp 0-II

- Trường hợp 0-I: tương ứng với khi nền đất lún, dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều kín khắp và do trọng lượng bản thân (Hình III - 23a)

- Trường hợp 0-II: tương ứng với khi nền đất lún dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều kín khắp và tải trọng cục bộ trên mặt đất (Hình III - 23.b)

Độ cố kết U_t đối với các trường hợp 0-I và 0-II thì có thể tính được dựa vào bảng (III-11) và dựa vào các liên hệ sau:

$$\text{Trường hợp 0-I: } N_{0-I} = N_0 + (N_1 - N_0) \cdot J \quad \text{(III - 101)}$$

$$\text{Trường hợp 0-II: } N_{0-II} = N_2 + (N_0 - N_2) \cdot J' \quad \text{(III - 102)}$$

Các hệ số J và J' trong các công thức trên phụ thuộc vào tỷ số $v = \frac{p_1}{p_2}$. Trong đó p_1 áp lực nén ở mặt trên; p_2 : áp lực nén ở mặt dưới và có thể tra trong bảng (III - 11).

Bảng III - 11: Trị số của J và J'

Đối với sơ đồ 0-1				Đối với sơ đồ 0-2			
V	J	v	J	v	J'	v	J'
0,0	1,00	0,5	0,36	1,0	1,00	7,0	0,30
0,1	0,84	0,6	0,27	1,5	0,83	9,0	0,25
0,2	0,69	0,7	0,19	2,0	0,71	12,0	0,20
0,3	0,56	0,8	0,12	3,0	0,55	15,0	0,15
0,4	0,45	0,9	0,06	4,0	0,45	20,0	0,13
0		1,0	0,00	5,0	0,39		

Nhìn chung khi tính toán độ lún của đất nền theo thời gian, trong thực tế thường gặp hai trường hợp sau đây:

- Yêu cầu xác định độ cố kết U_t và độ lún S_t của đất nền nếu đã biết thời gian cố kết t. Trong trường hợp này, dựa vào các số liệu đã cho (như các đặc trưng a, K_z , e, h) có thể xác định được hệ số cố kết C_v theo công thức (III - 86) và trị số N. Sau khi đã xác định được N, dựa vào sơ đồ cố kết tương ứng với trường hợp bài toán cụ thể và dùng bảng (III - 9) hoặc bảng (III - 10) có thể tính toán được độ cố kết U_t và do đó xác định được độ lún theo thời gian S_t .

- Trường hợp ngược lại so với trên nếu thời gian t cố kết chưa biết, nhưng độ cố kết U_t đã được xác định thì có thể tìm được trị số tương ứng với sơ đồ cố kết thông qua U_t và dựa vào bảng (III - 9) và (III - 10). Sau khi đã biết trị số N, có thể tìm được thời gian cố kết t.

Ví dụ III - 4: Xác định độ lún của một lớp đất sét đồng nhất trên nền đá cứng không thấm ứng với thời gian 1 năm và 5 năm sau, cho biết tải trọng tác dụng lên lớp đất phân bố đều kín khắp với cường độ $p = 2\text{kG/cm}^2$. Lớp đất dày 5m, hệ số nén tương đối $a_0 = \frac{a}{1+e} = 0,01 \text{ cm}^2/\text{kG}$, hệ số thấm $K_z = 1 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$

Trình tự tính toán như sau:

- Trước tiên cần xác định sơ đồ cố kết, ở đây là sơ đồ "0"

- Xác định trị số: $N = \frac{\pi^2 \cdot C_v}{4 \cdot h^2} \cdot t$

$$C_v = \frac{K_z \cdot (1+e_1)}{a \cdot \gamma_0} = \frac{K_z}{a_0 \cdot \gamma_0} = \frac{1 \cdot 10^{-8} \cdot 3 \cdot 10^7}{0,01 \cdot 0,001} = 30000 \text{ cm}^2/\text{năm}$$

$$(1 \text{ cm/s} = 3 \cdot 10^7 \text{ cm/năm})$$

Nên: $N = \frac{3,14^2 \cdot 30000}{4.500^2} \cdot t = 0,3t$

- Tính U_t ứng với $t = 1$ năm

Biết $N = 0,3 \cdot 1 = 0,3$, từ bảng (III - 9) tra ra được $U_{ot} = 0,393$

- Tính U_t ứng với $t = 5$ năm

Biết $N = 0,3 \cdot 5 = 1,5$; từ bảng (III - 9) tra ra được $U_{ot} \approx 0,819$

- Tính độ lún ổn định của lớp đất

$$S = a_o \cdot h \cdot p = 500 \cdot 0,01 \cdot 2,0 = 10\text{cm}$$

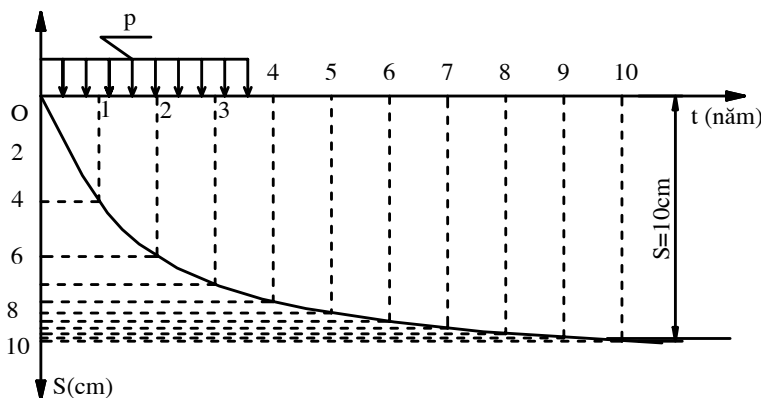
- Tính độ lún S_t ứng với $t = 1$ năm và $t = 5$ năm theo công thức (III - 95)

$$S_t = U_t \cdot S$$

Để vẽ được đường quá trình lún $S_t \sim t$ (Hình III-24) có thể tính thêm các thời gian tương ứng và kết quả như bảng (III - 12)

Bảng (III - 12)

t	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10 năm
N	0,3	0,6	0,9	1,2	1,5	1,8	2,1	2,4	2,3	3,0
U_t	0,393	0,555	0,76	0,819	0,87	0,89	0,80	0,93	0,95	0,960
S_t	3,93	5,55	6,7	7,6	8,19	6,7	8,9	9,0	9,5	9,6 (cm)



Hình III-24: Biểu đồ quan hệ S-t trong ví dụ III-4

Ví dụ III - 5: Tính độ lún theo thời gian của một lớp đất sét đồng nhất dày 8m, nằm trên lớp đá không thấm nước. Ứng suất phân bố theo dạng hình thang từ $p_1 = 2,4 \text{ kG/cm}^2$ ở mặt trên đến $p_2 = 1,6 \text{ kG/cm}^2$ ở độ sâu $z = 8\text{m}$. Cho biết hệ số rỗng trung bình của đất ứng với lúc ban đầu là $e_1 = 0,88$ và ứng với áp lực $p = 2 \text{ kG/cm}^2$ là $e_2 = 0,83$ hệ số thấm của đất $K = 0,6 \cdot 10^{-10} \text{ cm/s}$

+ Trình tự cách giải như sau:

- Trước tiên cần xác định sơ đồ cố kết ở đây thuộc sơ đồ 0-II

- Xác định trị số $N_{0-II} = \frac{\pi^2 \cdot K(1 + e_{tb})}{4h^2 \cdot \gamma_0 \cdot a} \cdot t$

Trong đó: $a = \frac{e_1 - e_2}{P} = \frac{0,88 - 0,83}{2,0} = 0,025 \text{ cm}^2/\text{kG}$

$$K = 0,6 \cdot 10^{-8} \text{ cm/S} = 0,6 \cdot 10^{-8} \cdot 3 \cdot 10^7 \text{ cm/năm} = 1,8 \cdot 10^{-1} \text{ cm/năm}$$

Vậy:

$$N_{0-II} = \frac{3,14^2 \cdot 1,8 \cdot 10^{-1} \cdot (1 + 0,855)}{4.800^2 \cdot 0,025 \cdot 0,001} = \frac{1}{19} \cdot t \Rightarrow t = 19 \cdot N_{0-II}$$

- Tỷ số : $v = \frac{p_1}{p_2} = \frac{2,4}{1,6} = 1,5$ - từ bảng (III - 11) tra ra ta được $J' = 0,83$

- Tính độ lún ổn định của lớp đất:

$$S = h \cdot \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} = 800 \cdot \frac{0,88 - 0,83}{1 + 0,88} = 21,3 \text{ cm}$$

Ta tự cho: $U_t = 0,25$. Vậy $S_t = S \cdot U_t = 21,3 \cdot 0,25 = 5,3 \text{ cm}$

Ứng với $U_t = 0,25$ tra bảng (III - 10) được $N_0 = 0,12$ và $N_2 = 0,04$

$$N_{0-II} = N_{II} + (N_0 - N_{II}) \cdot J' = 0,04 + (0,12 - 0,04) \cdot 0,83 = 0,105$$

Do đó: $t_{0,25} = 19 \cdot N_{0-II} = 19 \cdot 0,105 = 2 \text{ năm}$

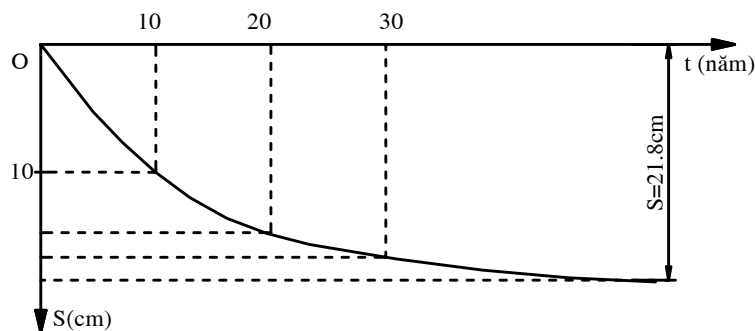
Bằng cách tính tương tự ta có:

$$U_t = 0,5 ; \quad S_t = 10,7 \text{ cm}; \quad t_{0,5} = 8,5 \text{ năm}$$

$$U_t = 0,75; \quad S_t = 16,0 \text{ cm}; \quad t_{0,75} = 21,5 \text{ năm}$$

$$U_t = 0,85; \quad S_t = 18,1 \text{ cm}; \quad t_{0,85} = 31,0 \text{ năm}$$

Trên cơ sở các kết quả tính toán, có thể xây dựng đường cong của sự phụ thuộc giữa độ lún và thời gian (Hình III - 25)

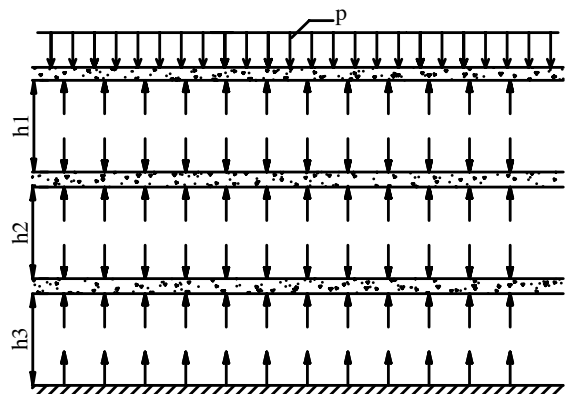


Hình III-25: Cho ví dụ III-5

4.2.2. Trường hợp nền đất gồm nhiều lớp:

Khi nền đất gồm nhiều lớp đất có tính chất khác nhau việc xác định độ lún theo thời gian trở thành vấn đề rất phức tạp so với nền đất đồng nhất.

Trong trường hợp đơn giản, khi giữa các lớp đất sét có xen kẽ các lớp đất cát (Hình III - 26) thì quá trình cố kết của toàn bộ nền đất sẽ bao gồm quá trình cố kết của từng lớp đất riêng rẽ nằm trong phạm vi chịu nén.



Hình III-26: Trường hợp nền nhiều lớp

Để tính toán độ lún theo thời gian của từng lớp đất, có thể sử dụng các công thức đã giới thiệu ở phần trên. Đối với các trường hợp khác, người ta có thể dùng phương pháp sai phân hoặc phương pháp lớp tương đương để giải bài toán cố kết. Tất cả các phương án nêu ra trên chỉ là các phương pháp gần đúng, trong đó phương pháp sai phân được dùng rộng rãi hơn vì có thể lập chương trình cho máy tính điện tử, còn phương pháp lớp tương đương tuy đơn giản nhưng kém chính xác.

Phương pháp sai phân:

Nội dung cơ bản của phương pháp sai phân là thay thế các đại lượng vi phân vô hạn bằng các đại lượng sai phân hữu hạn và biến đổi phương trình vi phân thành phương trình sai phân rồi sau đó dùng các phương pháp toán giải tích thông thường để tìm ra nghiệm tổng quát.

Trước tiên hãy khảo sát trường hợp đơn giản nhất là trường hợp bài toán một chiều trong nền đồng nhất.

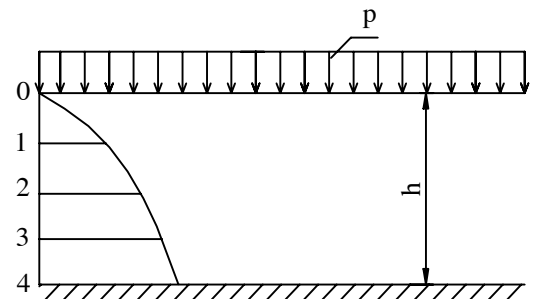
Để giải bài toán cố kết theo phương pháp sai phân, cần thực hiện theo các bước như sau:

- Khi dùng phương pháp này, cần phải biến đổi phương trình vi phân cố kết thấm (III-86) biểu diễn dưới áp lực nước lỗ rỗng p_w , thành phương trình cố kết biểu diễn dưới dạng cột nước áp H. Phương trình (III-86) khi đó sẽ là:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = C_v \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \tag{III - 103}$$

Trong đó: $H = \frac{p_w}{\gamma_0}$

- Chia lớp đất chịu nén thành nhiều lớp nhỏ có chiều dày bằng nhau bởi những mặt cắt ngang tại các độ sâu: $z_0 = 0$; $z_1 = \Delta z$; $z_2 = 2\Delta z$ v.v..... Các điểm cần xác định trị số cột nước áp là giao điểm giữa các mặt cắt ngang với trục z. ở mỗi điểm, trị số cột nước áp được tính toán với các thời gian khác nhau. $t_0 = 0$; $t_1 = \Delta t$; $t_2 = 2\Delta t$; v.v... (Hình III - 27).



Hình III-27

- Ký hiệu cột nước áp tại điểm K ở thời gian t là $H_{t,k}$; cột nước áp tại điểm đó ở thời gian tiếp theo sau đó là $H_{t+1,k}$. Các cột nước áp tại hai điểm lân cận ở thời gian t ký hiệu là $H_{t, k-1}$ và $H_{t,k+1}$.

- Chuyển các đại lượng vi phân vô hạn thành các đại lượng sai phân hữu hạn. Khi đó có thể viết như sau:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{H_{t+1,k} - H_{t,k}}{\Delta t} \tag{III-104}$$

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = \frac{\frac{H_{t,k+1} - H_{t,k}}{\Delta z} - \frac{H_{t,k} - H_{t,k-1}}{\Delta z}}{\Delta z} = \frac{1}{\Delta z^2} \cdot (H_{t,k+1} + H_{t,k-1} - 2H_{t,k}) \tag{III-105}$$

Thay các công thức (III-104) và (III-105) vào công thức (III-103) sau khi biến đổi được là:

$$H_{t+1,k} = (1 - 2\alpha) \cdot H_{t,k} + \alpha(H_{t,k+1} + H_{t,k-1}) \quad (\text{III} - 106)$$

Trong đó:

$$\alpha = C_v \cdot \frac{\Delta t}{\Delta z^2} \quad (\text{III} - 107)$$

Trong tính toán cụ thể, theo V.A.Florin, đối với bài toán một chiều, trị số α nên lấy bằng 0,5. Khi đó công thức (III - 106) sẽ là:

$$H_{t+1,k} = \frac{H_{t,k+1} + H_{t,k-1}}{2} \quad (\text{III} - 108)$$

Tức là giá trị cột nước áp H tại một số điểm nút K và ở một thời gian $t + 1$ bất kỳ bằng trị số trung bình số học của các giá trị cột nước áp ứng với thời gian $t = 0$. Sau đó áp dụng công thức (III - 108) để lập bảng tính toán trị số cột nước áp ứng với thời gian $t_1 = \Delta t$. Tiếp theo, với các kết quả tính lại lập bảng cho thời gian $t_2 = 2\Delta t$ v.v... Căn cứ vào các trị số H đã tìm được, có thể vẽ được biểu đồ phân bố áp lực nước lỗ rỗng ở thời gian bất kỳ.

Khi nền đất gồm hai lớp hoặc ba lớp, cách giải quyết căn bản không có gì khác. Chẳng hạn, khảo sát nền đất gồm hai lớp và giả thiết rằng đáy của lớp thứ hai không thấm nước.

Nếu gọi, $K_{1,z}$ là hệ số thấm lớp thứ nhất và $K_{2,z}$ là hệ số thấm của lớp thứ hai và nếu chọn $\alpha = 0,5$ thì từ công thức (III - 107) có thể viết:

Đối với lớp thứ nhất:

$$\frac{K_{1z} \cdot (1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\Delta t_1}{\Delta z^2} = 0,5 \quad (\text{III} - 109)$$

Đối với lớp thứ hai:

$$\frac{K_{2z} (1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\Delta t_2}{\Delta z^2} = 0,5 \quad (\text{III} - 110)$$

Từ các công thức (III - 109) và (III - 110) rút ra:

$$\Delta t_1 = \Delta t_2 \cdot \frac{K_{2z}}{K_{1z}} \quad (\text{III} - 111)$$

Công thức (III - 111) dùng để xác định các khoảng thời gian cần thiết khi tính toán cột nước áp.

Dựa vào công thức (III - 108) có thể tính toán cột nước áp ở một thời điểm bất kỳ, trừ ở mặt phân giới giữa hai lớp. Để xác định cột nước áp ở mặt phân giới giữa hai lớp, có thể dựa vào điều kiện liên tục của dòng nước thấm, tức là:

$$K_{1z} \cdot \left(\frac{\partial H}{\partial z} \right)_1 = K_{2z} \cdot \left(\frac{\partial H}{\partial z} \right)_2 \quad (\text{III} - 112)$$

Nếu viết điều kiện (III - 112) dưới dạng sai phân thì ta có:

$$K_{1z} \cdot (H_{t,k} - H_{t,k-1}) = K_{2z} \cdot (H_{t,k-1} - H_{t,k}) \quad (III - 113)$$

Hoặc:

$$H_{t,k} = \frac{K_{1z} H_{t,k-1} + K_{2z} \cdot H_{t,k+1}}{K_{1z} + K_{2z}} \quad (III - 114)$$

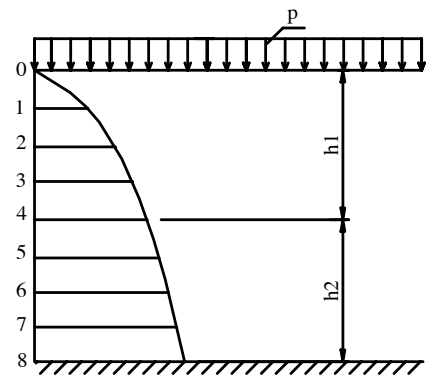
Nếu thay $K_{1z} = n \cdot K_{2z}$ thì công thức (III - 114) trở thành

$$H_{t,k} = H_{t,k+1} - \frac{H_{t,k+1} - H_{t,k-1}}{1 + \frac{1}{n}} \quad (III - 115)$$

Nếu trường hợp đang khảo sát ở đây như hình (III - 28) khi mặt phẳng phân giới trùng với điểm nút số 4 và $K_{1z} = 4 \cdot K_{2z}$, lúc đó công thức (III - 115) được viết như sau:

$$H_{t,4} = H_{t,5} - \frac{H_{t,5} - H_{t,3}}{1,25} \quad (III-116)$$

Công thức (III - 115) dùng để tính cột nước áp đối với các nút ở mặt phẳng phân giới giữa hai lớp đất. Kết quả áp dụng phương pháp sai phân cho phép có thể xác định và vẽ được biểu đồ áp lực nước lỗ rỗng ở thời gian bất kỳ đối với nền đất gồm hai lớp đất.



Hình III-28

4.3. Tính toán độ lún của nền đất theo thời gian trong điều kiện bài toán phẳng và bài toán không gian

Tính toán độ lún theo thời gian trong điều kiện bài toán phẳng và bài toán không gian thì phức tạp hơn nhiều so với bài toán một chiều.

Với chú ý tổng quát trong quá trình nén chặt các đất bão hòa, không những chỉ xảy ra chuyển động (thấm) của nước, mà còn xảy ra chuyển động ngược chiều của các hạt rắn, chuyển động đó cũng tuân theo định luật đường thấm của tính thấm (theo định luật gọi là định luật thấm tổng hợp) và căn cứ vào kết quả thực nghiệm giả thiết rằng với hình dạng bất kỳ của đường cong nén, lượng biến thiên hệ số rỗng chỉ phụ thuộc vào tổng ứng suất chính Θ' , và dựa vào cơ sở phương trình vi phân liên tục chuyển động của nước ngầm do N.N.Paviovxki lập ra V.A.Florin đã rút ra phương trình vi phân cố kết thấm đối với đất sét bão hòa nước trong bài toán phẳng và bài toán không gian như sau:

- Đối với bài toán phẳng:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{2 \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\partial \Theta'}{\partial t} + C'_z \nabla^2 H \quad (III - 117)$$

Trong đó: $C'_z = \frac{K_z \cdot (1 + \xi_0)}{2a_0 \cdot \gamma_0} \quad (III - 118)$

ξ_0 : hệ số áp lực hông của đất ở trạng thái tĩnh

Θ' : tổng ứng suất chính ở điểm khảo sát tải trọng ngoài gây ra;

$\nabla^2 H$: toán tử Laplace đối với hàm số của cột nước áp H

$$\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \quad \text{(III - 119)}$$

- Đối với bài toán không gian:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{3 \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\partial \Theta'}{\partial t} + C''_z \nabla^2 H \quad \text{(III - 120)}$$

Trong đó:

$$C''_z = \frac{K_z \cdot (1 + 2 \cdot \xi_0)}{3 a_0 \cdot \gamma_0} \quad \text{(III - 121)}$$

$$\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \quad \text{(III - 122)}$$

$$a_0 = \frac{a}{1 + e_{tb}}$$

Để giải các bài toán phẳng và bài toán không gian trong lý thuyết cố kết thấm hiện nay có thể dùng phương pháp tích phân bằng số hoặc phương pháp sai phân. Nếu dùng phương pháp sai phân thì trị số α lúc đó được chọn như sau:

- Đối với bài toán không gian:

$$\alpha = \frac{K_z \cdot (1 + e_{tb}) \cdot (1 + 2 \cdot \xi_0)}{3 a_0 \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta z^2} = \frac{1}{6} \quad \text{(III - 123)}$$

- Đối với bài toán phẳng:

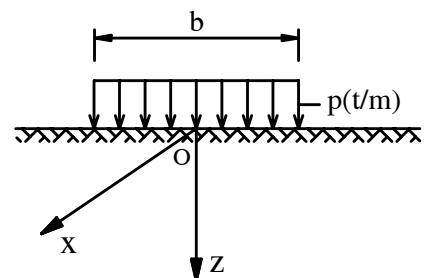
$$\alpha = \frac{K_z \cdot (1 + e_{tb}) \cdot (1 + \xi_0)}{2 \cdot a_0 \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta z^2} = \frac{1}{4} \quad \text{(III - 124)}$$

Sau đây chỉ giới thiệu tóm tắt một số kết quả giải trong một số trường hợp cụ thể hay dùng trong thực tế:

4.3.1. Trường hợp tải trọng phân bố đều trên hình băng (bài toán phẳng):

Để tiến hành giải bài toán cố kết trong trường hợp này, một số tác giả đã kiến nghị các phương pháp tính toán khác nhau theo V.A.Flovin, thì dùng phương pháp sai phân để tìm lời giải, còn N.N.Verigin đã cho kết quả dưới dạng giải tích (dạng chuỗi số). Trị số áp lực nước lỗ rỗng p_w trong trường hợp này đã được N.N.Verigin tìm ra bằng phương pháp dòng xoáy tuyến tính (được ông nghiên cứu ra cho bài toán thấm không ổn định quanh vai đập) và

được viết dưới dạng đơn giản sau đây (Hình III - 29):



Hình III - 29

$$P_w = \frac{P}{\pi b} \cdot W \left[\frac{W}{\sqrt{1+W^2}} \cdot \text{erf}(V \cdot \sqrt{1+W^2}) - \text{erf}(V, W) \exp(-V^2) \right] \quad (\text{III} - 125)$$

Hoặc:

$$\frac{p_w \cdot b}{p} = \frac{W}{\pi} \cdot \left[\frac{W}{\sqrt{1+W^2}} \cdot \text{erf}(V \cdot \sqrt{1+W^2}) - \text{erf}(V, W) \exp(-V^2) \right] \quad (\text{III} - 126)$$

Trong đó:

$$V = \frac{z}{2 \cdot \sqrt{C_z \cdot t}}; \quad W = \frac{b}{2} \quad (\text{III} - 127)$$

Tỷ số $\frac{p_w \cdot b}{p} \cdot 10^5$ phụ thuộc vào các tham số V và W có thể tra ở bảng (III-13)

Khi xác định cột nước cho bài toán cụ thể đầu tiên dựa vào những số liệu đã cho tính ra hệ số cố kết C_z của đất, sau đó xác định các đại lượng V và W, dựa vào các đại lượng V, W theo bảng (III-13) tìm được tỷ số $\frac{p_w \cdot b}{p} \cdot 10^5$ và bài toán đã được giải quyết.

Bảng III - 13: Trị số: $10^5 \cdot p_w \cdot b / p$

W \ V	0,10	0,20	0,50	1,00	2,00	5,00
α	317	1250	7120	22.500	90.600	156.000
1,00	136	541	3260	11.600	57.800	97.800
0,75	72,8	290	2300	6.600	36.200	65.400
0,50	25,7	103	63	246	16400	32.400
0,30	3,25	24,5	152	512	4.760	10.800
0,200	1,53	7,47	46	18,9	1.600	3.910
0,10	0,386	0,947	5,43	21,7	184	50
0,05	0,031	0,122	0,765	3,24	26,5	749

4.3.2. Trường hợp tải trọng phân bố đều trên diện chịu tải hình chữ nhật:

Đối với trường hợp lực phân bố đều trên diện chịu tải hình chữ nhật này, đã được R.E.Gibson và G.M.Namee tiến hành giải và đã cho công thức xác định độ cố kết U_c ở điểm góc diện chịu tải trong trường hợp nền đồng nhất:

$$U_c = \frac{\int_0^N \frac{1}{\sqrt{t}} \cdot \text{erf} \frac{1}{2\sqrt{t}} \cdot \text{erf} \frac{\lambda}{2\sqrt{t}} dt}{\int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{t}} \cdot \text{erf} \frac{1}{2\sqrt{t}} \cdot \text{erf} \frac{\lambda}{2\sqrt{t}} dt} \quad (\text{III} - 128)$$

Trong đó:

N : nhân tố thời gian $N = \frac{C''_z \cdot t}{L^2}$

L : chiều dài diện chịu tải

λ : tỷ số cạnh của diện chịu tải

t : thời gian kể từ thời điểm đặt tải trọng

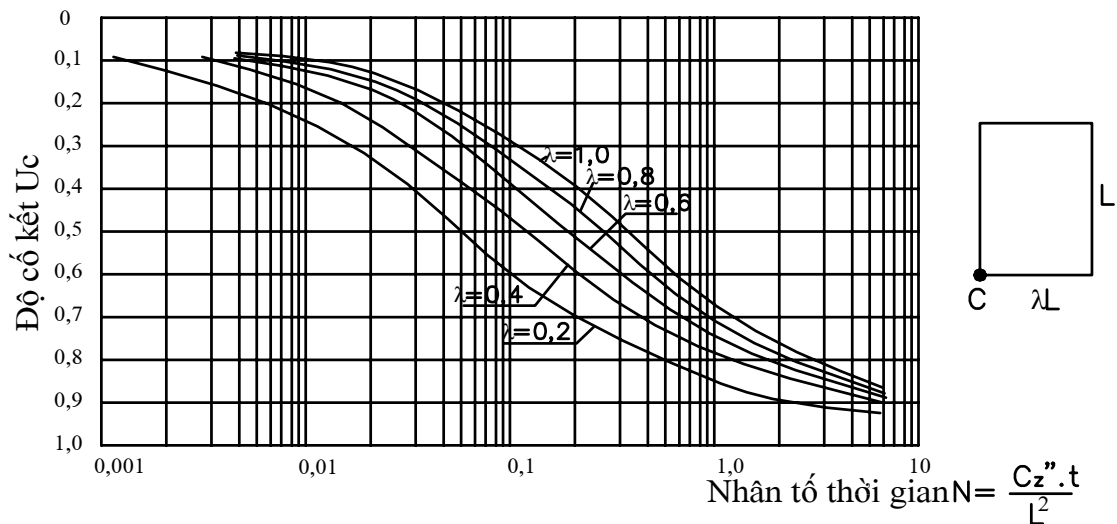
C''_z : hệ số cố kết tính theo công thức (III - 121)

Để tiện cho việc tính toán, các tác giả trên đã lập biểu đồ xác định độ cố kết U_c phụ thuộc vào nhân tố thời gian N đối với các trị số λ khác nhau (Hình III - 30).

Sau khi đã xác định được độ cố kết U_c thì có thể tính toán độ lún S_t tại điểm góc ở thời điểm bất kỳ:

$S_t = S_c \cdot U_c$ (III - 129)

S_c : độ lún tại góc của diện chịu tải tính theo công thức (III-64)



Hình III - 30: Biểu đồ xác định độ cố kết U_c ở điểm góc diện chịu tải

4.3.3. Trường hợp lực phân bố đều trên diện chịu tải hình tròn:

Đối với trường hợp này (Hình III - 31) N.N.Verigin đã cho lời giải có dạng đơn giản sau đây:

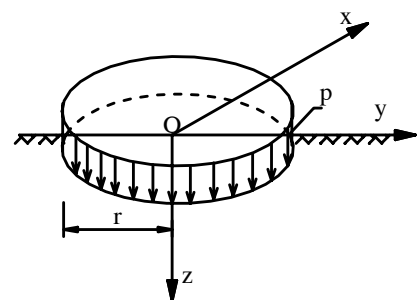
$p_w = p \cdot \left[\text{erf } V - \frac{1}{(\sqrt{1+W^2})} \cdot \text{erf} (V \sqrt{1+W^2}) \right]$ (III - 130)

Hoặc:

$\frac{p_w}{p} = \text{erf } V - \frac{1}{(\sqrt{1+W^2})} \cdot \text{erf} (V \sqrt{1+W^2})$ (III - 131)

Trong đó:

$V = \frac{z}{2 \cdot (\sqrt{C_z \cdot t})}$, $W = \frac{r}{z}$



Hình III-31

r- bán kính hình tròn.

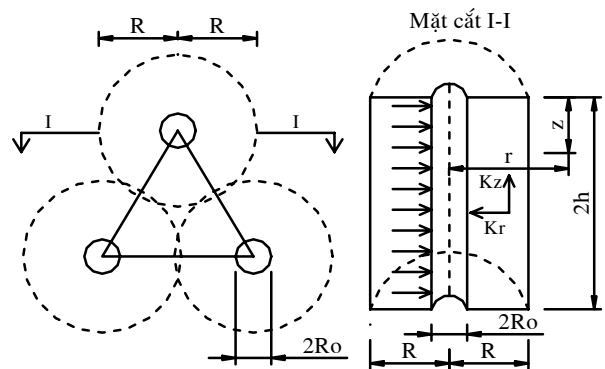
Tỷ số $p_w \cdot 10^5 / p$ phụ thuộc vào V và W có thể tra bảng (III - 14)

Bảng III - 14: Trị số $p_w \cdot 10^5 / p$

W \ V	0,10	0,20	0,50	1,00	2,00	5,00
∞	4,98	1940	10600	29.300	68.400	80.400
1,00	216	846	5020	16.800	52.600	63.700
0,75	117	456	2750	9850	39500	5.500
0,50	41,4	162	797	3780	21.200	32.400
0,30	10,4	39,2	240	938	6920	13.800
0,20	3,14	12,3	75,4	238	2390	5.500
0,10	0,403	1,67	9,52	43,7	332	873
0,05	0,0648	0,228	1,23	4,72	42,1	115

4.3.4. Trường hợp bài toán cố kết đối xứng:

Bài toán cố kết đối xứng trục được áp dụng để tính toán độ lún theo thời gian trong trường hợp nền đất có giếng cát bố trí theo phương thẳng đứng. Trong trường hợp này, nước lỗ rỗng sẽ thoát ra ngoài không những theo hướng thẳng đứng mà còn theo cả hướng bán kính của giếng cát. Do đó quá trình cố kết của nền đất được tiến hành nhanh hơn và đất mau chóng đạt đến giới hạn ổn định hơn.



Hình vẽ III-32

Trong trường hợp đơn giản, khi giả thiết rằng các đặc trưng của đất nền và tải trọng của công trình là không thay đổi theo thời gian ($a = \text{const}; K = \text{const}; p = \text{const}$). L.Rendulic đã kiến nghị phương trình vi phân cố kết đối xứng trục có dạng như sau : (Hình III-32).

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = C_z \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} + C_r \left(\frac{\partial^2 p_w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial p_w}{\partial r} \right) \tag{III - 132}$$

Trong đó: r - khoảng cách từ điểm đang xét đến trục z;

$$C_z = \frac{K_z \cdot (1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_0} : \text{hệ số cố kết theo hướng trục.}$$

$$C_r = \frac{K_r \cdot (1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_0} : \text{hệ số cố kết theo hướng xuyên tâm.}$$

K_z và K_r : hệ số thấm của đất theo hướng thẳng đứng và theo hướng xuyên tâm.

Giáo sư N.Carillo đã giải phương trình (III - 132) với quan niệm rằng dòng chảy không gian hướng tâm có thể phân thành dòng chảy phẳng hướng tâm và dòng chảy tuyến tính. Sau khi giải phương trình trên N.Carillo đã đề nghị công thức xác định độ cố kết toàn phần có dạng như sau:

$$1 - U_t = (1 - U_r) \cdot (1 - U_z) \tag{III - 133}$$

Trong đó:

U_t : độ cố kết toàn phần của đất;

U_r và U_z : độ cố kết theo phương hướng tâm và phương thẳng đứng.

Các đại lượng U_r và U_z lấy bằng

$$U_r = F(N_r) \text{ và } U_z = F_1(N_z) \tag{III - 134}$$

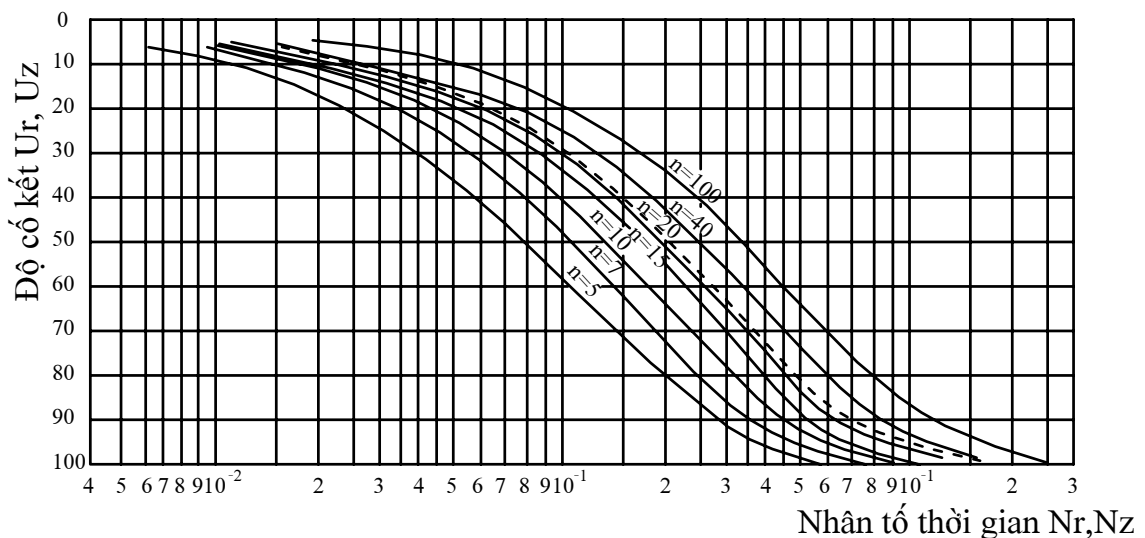
Trong đó: N_r và N_z : các thừa số thời gian tương ứng:

$$N_r = \frac{C_r}{4R^2} \cdot t ; \quad N_z = \frac{C_z}{h^2} \cdot t \tag{III - 135}$$

R : khoảng cách giữa các giếng cát thoát nước

h : chiều sâu lớp nén chặt

Để xác định các hàm số F và F_1 trong công thức (III - 134), K.Terzaghi đã đưa ra biểu đồ liên hệ giữa độ cố kết U_r và U_z với thừa số thời gian N (Hình III - 32) ở đó đường cong trung bình (chấm gạch) tương ứng với trị số U_r (với tỷ số $\frac{R}{R_0} = n = 10$ và với $n = 100$). Xác định được độ cố kết U_z và U_r rồi thì dễ dàng tính ra độ cố kết toàn phần của đất theo công thức (III - 133).



Hình III-33: Toán đồ xác định cố kết U_r , U_z theo N_r , N_z và $n=R/R_0$

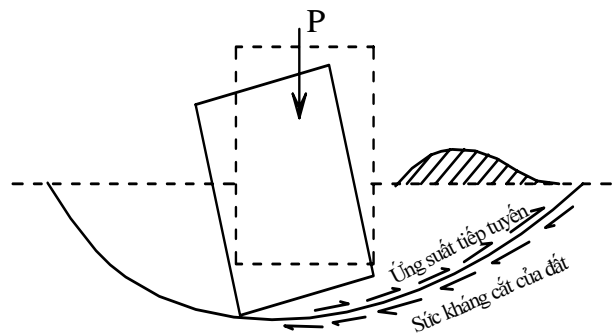
CHƯƠNG IV: CƯỜNG ĐỘ VÀ ỔN ĐỊNH CỦA NỀN ĐẤT

§1. KHÁI NIỆM CHUNG.

Muốn cho các công trình xây dựng sử dụng được bình thường, điều cần thiết là phải đảm bảo cho các công trình đó không làm việc ở trạng thái giới hạn. Theo quan niệm hiện nay, một công trình cùng với nền của nó được gọi là ở trạng thái giới hạn khi công trình bị mất ổn định (bị trượt, lật, đổ...), hoặc khi kết cấu công trình bị hư hỏng toàn bộ hoặc cục bộ ảnh hưởng tới việc sử dụng bình thường và an toàn của công trình. Như vậy khi tính toán và thiết kế công trình, cần phải phân biệt được hai trạng thái giới hạn: Trạng thái giới hạn về biến dạng và trạng thái giới hạn về cường độ và ổn định của nền.

Trong chương III đã nghiên cứu các biến dạng của nền có thể làm cho công trình lún quá mức, nghiêng quá mức, chênh lệch lún giữa các bộ phận của công trình quá mức, dẫn đến công trình không thể sử dụng hoặc khai thác bình thường được. Nhưng đất nền có thể bị phá hoại khi độ lún chưa phải là lớn lắm. Đó là kết quả của biến dạng trượt và trôi xung quanh móng.

Biến dạng trượt: Xuất hiện dưới tác dụng của ứng suất thành phần tiếp tuyến do trọng lượng bản thân của đất cũng như do trọng lượng của công trình gây ra. Biến dạng trượt có thể chỉ là sự chuyển vị ngang do phân bố đất này trượt lên phần đất khác mà không tạo thành mặt trượt. Biến dạng trượt còn có thể là sự chảy luru biến rất chậm, dưới tác dụng của tải trọng



Hình IV-1

không đổi, trong trường hợp này mặt trượt biến thiên không rõ ràng và biến dạng trượt có thể là sự chuyển vị tương đối nhanh làm cho phần đất nọ trượt lên phần đất kia tạo thành một mặt trượt nhất định, khá rõ rệt. Trường hợp này xảy ra khi ứng suất tiếp tuyến đối với tất cả các mặt phân tử trên mặt trượt lớn hơn sức chống cắt cực đại của đất tại mặt trượt này (Hình IV-1). Vấn đề đặt ra ở đây là nền công trình phải được tính toán như thế nào để trong nền đất không xuất hiện biến dạng trượt và đảm bảo được độ ổn định của nền. Nói rõ hơn là, cần phải xác định sức chịu tải của nền đất, để từ đó khống chế tải trọng giới hạn của công trình được phép tác dụng lên nền đất. "*Cường độ tải trọng ngoài đặt trên nền đất sao cho trạng thái ứng suất trong đất không dẫn đến tình trạng biến dạng trượt phá hỏng nền đất gọi là cường độ chịu tải của đất, hay còn gọi là sức chịu tải của đất*".

Vấn đề nghiên cứu cường độ chịu tải của nền đất có một ý nghĩa thực tế rất lớn. Trong thiết kế công trình xây dựng, cách lựa chọn kiểu móng và độ sâu đặt móng v.v... đều phải dựa trên cơ sở đánh giá đúng đắn sức chịu tải của nền đất. Muốn công trình vừa vững chắc, bền lâu lại vừa tiết kiệm được vật liệu xây dựng và đỡ hao phí nhân công khi thi công, nhất định không thể không dựa vào cường độ chịu tải của đất nền được. Như vậy nội dung chủ yếu của vấn đề cường độ chịu tải là

gì? Như trên đã trình bày, khối đất bị trượt là do tại mặt trượt ứng suất cắt τ đã vượt quá sức chống cắt S của đất, như vậy rõ ràng cần phải xét đến hai yếu tố: sức chống cắt của đất và ứng suất tiếp tuyến của đất do tải trọng ngoài gây ra trong nền đất, và từ đó rút ra cường độ tải trọng ngoài cho phép tác dụng trên nền đất.

Muốn giải quyết đúng đắn vấn đề cường độ chịu tải của nền đất, cần kết hợp chặt chẽ ba biện pháp: Nghiên cứu lý luận, nghiên cứu thực nghiệm và quan trắc thực tế. Cơ sở lý luận khi nghiên cứu biến dạng trượt là lý thuyết đàn hồi - dẻo, hay nói một cách chính xác hơn là lý thuyết cân bằng cực hạn. Theo lý thuyết này, sự phá hủy độ ổn định của khối đất là do sự phát triển các biến dạng trượt trong phạm vi một vùng nhất định gọi là vùng biến dạng dẻo, còn sự mất ổn định của đất tại một điểm là sự xuất hiện biến dạng trượt hay biến dạng dẻo tại điểm đó thôi. Để hiểu biết được quy luật thành tạo và phát triển vùng biến dạng dẻo, trước hết cần xét xem trạng thái ứng suất của đất như thế nào để có thể xảy ra các quá trình biến dạng trượt và sức chống cắt của đất phụ thuộc vào những yếu tố nào?

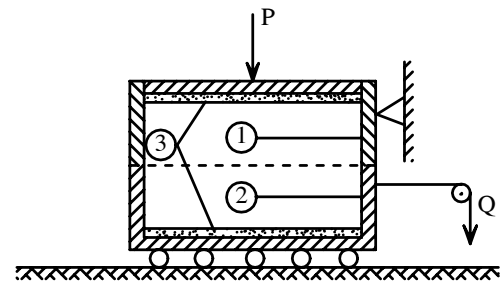
§2. SỨC CHỐNG CẮT CỦA ĐẤT

Sức chống cắt của đất hay còn gọi là cường độ chống cắt của đất là lực chống trượt lớn nhất trên một đơn vị diện tích tại mặt trượt khi khối đất này trượt lên khối đất kia, nó là yếu tố chủ yếu quyết định đối với sự ổn định của nền và an toàn của công trình. Cường độ chống cắt của đất nó phụ thuộc vào ứng suất pháp do tải trọng ngoài tác dụng tại mặt trượt và vào loại đất, tính chất cơ lý của đất.

2.1. Sức chống cắt cực hạn của đất, định luật cắt của đất.

2.1.1. Thí nghiệm cắt đất trực tiếp:

Thí nghiệm cắt đất trực tiếp được tiến hành trên máy cắt trong phòng thí nghiệm. Các máy cắt trực tiếp cấu tạo trên cơ sở cho mẫu đất trực tiếp chịu tác dụng của một lực, làm cho nó bị cắt theo một mặt phẳng đã định trước. Sơ đồ thiết bị dùng để cắt đất trực tiếp gồm một hộp cắt bằng kim loại, có 2 thớt có thể trượt lên nhau một cách dễ dàng. Trong đó 1 thớt được giữ yên không cho chuyển động, còn thớt kia có thể chuyển động song song với mặt tiếp xúc giữa 2 thớt (Hình IV-2). Ở các kiểu này khác nhau thớt trượt có thể là thớt trên hay thớt dưới của hộp. Tùy theo cách tác dụng lực cắt khác nhau, có thể phân máy cắt trực tiếp thành hai loại: máy cắt ứng biến và máy cắt ứng lực.



Hình IV-2: Dụng cụ thí nghiệm cắt đất
1) Thớt trên; 2) Thớt dưới; 3) Đá thấm và giấy thấm.

Khi thí nghiệm cắt, mẫu đất được đặt trong lòng hộp cắt, với phía trên và phía dưới mẫu đất có lót giấy thấm và đá thấm.

a. Đối với đất rời:

Sau khi nén mẫu đất trên với một tải trọng thẳng đứng P nhất định, đợi cho mẫu đất hoàn toàn ổn định về biến dạng lún. Rồi đem cắt trực tiếp mẫu đất với tải trọng ngang tăng dần đến một vị trí tối đa nào đó (Q), mẫu đất bị cắt hoàn toàn. Trị số ứng suất cắt τ tại mỗi điểm trên mặt trượt, khi đất bị trượt dưới áp lực nén σ được xác định bằng cách lấy lực cắt chia cho diện tích mặt cắt của mẫu đất.

$$\tau = \frac{Q}{F}; \text{ tương tự } \quad \sigma = \frac{P}{F} \quad (\text{IV - 1})$$

Trong đó: F : diện tích tiết diện ngang của mẫu đất.

Cứ làm như vậy, ta thực hiện nhiều thí nghiệm để xác định sức chống cắt cực đại của đất ứng với mỗi áp lực nén khác nhau (thường là 3 - 4 mẫu). Dựa vào các kết quả thí nghiệm cắt đất, có thể xây dựng đồ thị của sự phụ thuộc giữa ứng suất nén σ và ứng suất cắt τ (Hình IV - 3). Qua nhiều thí nghiệm đã chứng minh rằng thực tế đường sức chống cắt của đất rời không hẳn là một đường thẳng, nhưng nói chung người ta chấp nhận đường sức chống cắt của đất rời là một đường thẳng đi qua gốc tọa độ và nghiêng với trục áp lực σ một góc là φ .

Biểu thức toán học của đồ thị trượt như sau:

$$S = \tau_{gh} = \sigma \cdot \text{tg}\varphi \quad (\text{IV - 2})$$

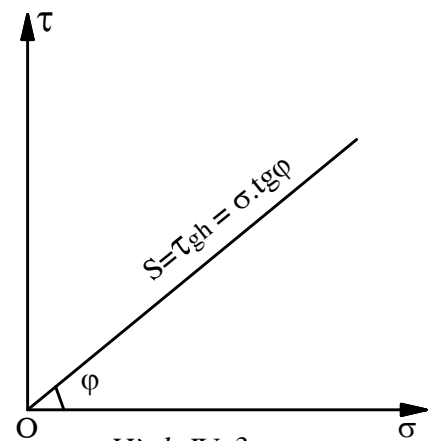
Trong đó: S - sức chống cắt cực đại của đất;

τ_{gh} - ứng suất cắt giới hạn;

σ - áp lực nén ;

φ - góc ma sát trong của đất.

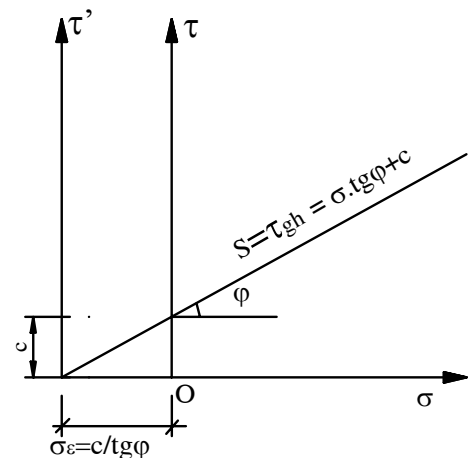
Biểu thức (IV-2) là biểu thức sức chống cắt của đất rời do C.A.Coulomb tìm ra đầu tiên vào năm 1773 và mang tên định luật cắt của đất - Hay thường gọi là định luật Coulomb. Định luật này có thể phát biểu như sau: “*Sức chống cắt cực hạn của đất rời là sức cản ma sát, tỷ lệ thuận với áp lực nén thẳng đứng.*”



Hình IV-3

b. Đối với đất dính:

Như trong chương I đã trình bày, đất dính (sét, á sét, á cát) khác với đất rời ở chỗ là giữa các hạt đất liên kết với nhau bởi màng nước hấp thụ, các vật chất keo dính và các vật chất gắn kết xi măng. Do đó, ngay khi biến dạng trượt còn rất nhỏ, đất dính cũng đã có một cường độ chống cắt nhất định. Vì vậy, đối với đất dính, ngoài thành phần ma sát trong ra còn có thành phần lực dính cũng tham gia vào sức chống cắt của đất.



Hình IV-4

Bằng các thí nghiệm tương tự như đất rời,

người ta được đồ thị sự phụ thuộc giữa ứng suất cắt τ và ứng suất nén thẳng đứng có dạng một đường thẳng cắt qua trục tung một đoạn bằng c (hình IV-4) được xác định theo công thức sau:

$$S = \tau_{gh} = \sigma \operatorname{tg}\varphi + c \quad (\text{IV-3})$$

Trong đó: c - lực dính kết đơn vị của đất

Các ký hiệu khác như công thức (IV-2).

Công thức (IV-3) là công thức toán học của định luật Coulomb viết cho đất dính và có thể phát biểu như sau: “*Sức chống cắt cực đại của đất dính là hàm số bậc nhất đối với áp lực nén thẳng đứng và gồm hai thành phần: lực dính kết c không phụ thuộc vào áp lực nén thẳng đứng và $\sigma \cdot \operatorname{tg}\varphi$ tỷ lệ thuận với lực nén thẳng đứng.*” Nói chung việc phân chia hai thành phần riêng biệt của sức chống cắt đối với đất dính là một việc hết sức khó khăn và phức tạp. Bởi vì bất kỳ một sự thay đổi nào tuy là rất nhỏ của áp lực nén, không những chỉ liên quan tới phần này hay phần kia mà liên quan tới cả hai phần.

Nếu kéo dài đường Coulomb (Hình IV-4) gặp trục hoành $O\sigma$ tại O' và chuyển trục τ thành τ' , ta có hệ trục tọa độ $\tau'O'\sigma$ thì trị số lực dính kết c có thể xác định bằng công thức sau:

$$c = \sigma_{\varepsilon} \cdot \operatorname{tg}\varphi \quad (\text{IV - 4})$$

Trong đó: σ_{ε} : “áp lực dính” nghĩa là áp lực tương đương với tác dụng của lực dính trong đất:

$$\sigma_{\varepsilon} = \frac{c}{\operatorname{tg}\varphi} \quad (\text{IV - 5})$$

Với hệ trục tọa độ này, có thể biểu diễn cường độ chống cắt của đất như sau:

$$S = \tau_{gh} = (\sigma + \sigma_{\varepsilon}) \cdot \operatorname{tg}\varphi \quad (\text{IV - 6})$$

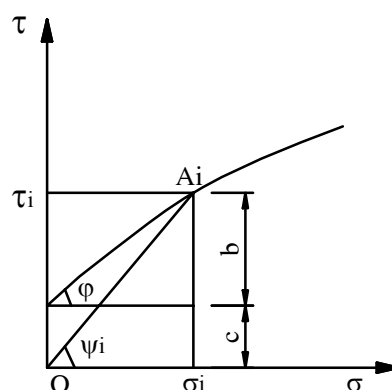
Cần phải chú ý rằng Định luật C.A.Coulomb trình bày ở trên là những quan hệ đường thẳng, chỉ phản ánh gần đúng cường độ chống cắt của đất. Trong thực tế nhiều kết quả nghiên cứu cho thấy quan hệ giữa cường độ chống cắt S của đất và áp lực pháp tuyến σ không phải là đường thẳng mà là dạng đường cong (Hình IV-5).

Vì vậy, một số tác giả kiến nghị xác định cường độ chống cắt của đất dính theo công thức sau:

$$S = \tau_{gh} = \sigma_i \cdot \operatorname{tg}\psi_i \quad (\text{IV - 7})$$

Trong đó: ψ_i - Góc chống cắt, góc nghiêng của đoạn thẳng nối gốc tọa độ với điểm A_i trên đường Coulomb ứng với ứng suất pháp σ_i (Hình IV- 5).

$\operatorname{tg}\psi_i$ - Hệ số chống cắt của đất, có thể suy ra từ (IV-5a) như sau:



Hình IV-5

$$\operatorname{tg}\psi_i = \frac{\tau_i}{\sigma_i} = \frac{b+c}{\sigma_i} = \frac{b}{\sigma_i} + \frac{c}{\sigma_i} = \operatorname{tg}\varphi + \frac{c}{\sigma_i}$$

$$\text{Tức là:} \quad \operatorname{tg}\psi_i = \operatorname{tg}\varphi + \frac{c}{\sigma_i} \quad (\text{IV - 8})$$

Với cách xác định này, cường độ chống cắt của đất dính chỉ dùng một tham số duy nhất là góc ψ_i để gộp chung cả yếu tố ma sát và lực dính lại với nhau.

Trong các công thức (IV-2) và (IV-3) các đại lượng φ và c gọi là các tham số toán học sức chống cắt của đất. Cho đến nay, định luật Coulomb vẫn có giá trị thực tiễn nhất định đối với việc tính toán cường độ chịu tải và ổn định của các khối đất, vẫn còn áp dụng rộng rãi trong thực tế Cơ học đất, mặc dù với những tiến bộ mới trong nghiên cứu vấn đề này, đã thấy rõ những điểm không hợp lý của định luật này. Điều căn bản là, theo Coulomb đối với mỗi trạng thái nhất định của đất, các tham số φ và c là những hằng số, còn theo quan điểm mới ngày nay thì ngay với cùng một loại đất các tham số φ và c thay đổi phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác nhau: như áp lực nén, áp lực nước trong lỗ rỗng, độ chặt, độ ẩm, v.v....

Từ những phân tích trên, có thể nhận ra rằng việc xác định các tham số φ và c bằng phương pháp cắt đất trực tiếp trong phòng thí nghiệm sao cho phù hợp với tình hình làm việc thực tế của nền đất là một việc khó khăn và phức tạp, bởi vì phương pháp này có những nhược điểm sau:

- Việc quy định trước mặt trượt là một sự tùy tiện, không thể xem là hoàn toàn hợp lý được. Trong thực tế, mẫu đất có thể bị cắt theo những mặt trượt khác với mặt trượt quy định. Từ đó dẫn đến kết quả sai lệch đối với những đất không đồng nhất, dị hướng và nứt nẻ, không phản ánh được đúng đắn tình hình làm việc thực tế của đất nền.

- Trong quá trình cắt đất, diện tích mặt cắt càng ngày càng bé đi, do đó ứng suất cắt không phải có một giá trị nhất định mà luôn luôn thay đổi, ứng suất cắt tại mặt cắt tập trung lại ở các mép mẫu là chủ yếu, ngoài ra lại còn không khống chế được sự thoát nước.

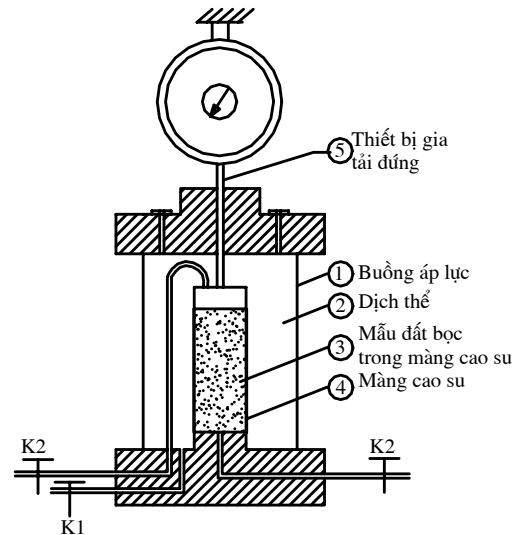
- Khi thí nghiệm đất sét cứng, cát hạt to, đất phân lớp, đất rất yếu v.v... thì không nên dùng thiết bị cắt phẳng thông thường.

Tuy có nhiều nhược điểm như đã kể, nhưng do ưu điểm của phương pháp là thiết bị, thao tác đơn giản. Cho nên phương pháp cắt đất trực tiếp hiện nay vẫn được áp dụng rộng rãi trong các phòng thí nghiệm ở tất cả các nước trên thế giới.

2.1.2. Phương pháp cắt đất gián tiếp bằng máy nén ba trục:

Khác với trong các thiết bị cắt trực tiếp, trong các thiết bị cắt gián tiếp, mẫu đất không chịu một lực cắt trực tiếp tác dụng lên mà được nén bởi một tổ hợp các tải trọng theo chiều các trục X, Y và Z. Cấu tạo của máy nén 3 trục có thể mô tả sơ lược như sau: bao gồm 3 bộ phận chủ yếu là: bộ phận tăng tải, bộ phận đo lường và bộ phận bình chịu áp. Bộ phận bình chịu áp lực là một hộp hình trụ tròn, cấu tạo rất kín, với bề mặt xung quanh làm bằng kính hữu cơ ①, nắp trên và đáy làm bằng kim loại, nhờ khóa K_1 có thể bơm vào trong bình một dịch thể ② (thường là bằng nước hay

glyxêrin), mẫu đất ③ được bọc trong một màng cao su mỏng ④, đặt trong bình chịu áp lực nén theo ba trục. Áp lực nén là áp lực thủy tĩnh của dịch thể nên $\sigma_2 = \sigma_3$; phía trên và dưới mẫu đất đều được lót màng thấm nước. Pistong ⑤ đặt trên mẫu đất, cho phép có thể gia tải áp lực nén σ_1 theo phương thẳng đứng, khóa K_2 có thể đóng hoặc mở tự do đảm bảo điều kiện thoát nước hoặc không thoát trong mẫu đất khi thí nghiệm cắt. Các thiên phân kế biểu thị cho bộ phận đo lường, dùng để đo các áp lực $\sigma_1, \sigma_2 = \sigma_3$, áp lực nước lỗ rỗng của mẫu đất, biến dạng của mẫu đất trong quá trình cắt v.v... (Hình IV-6)



Hình IV-6: Sơ đồ máy nén ba trục

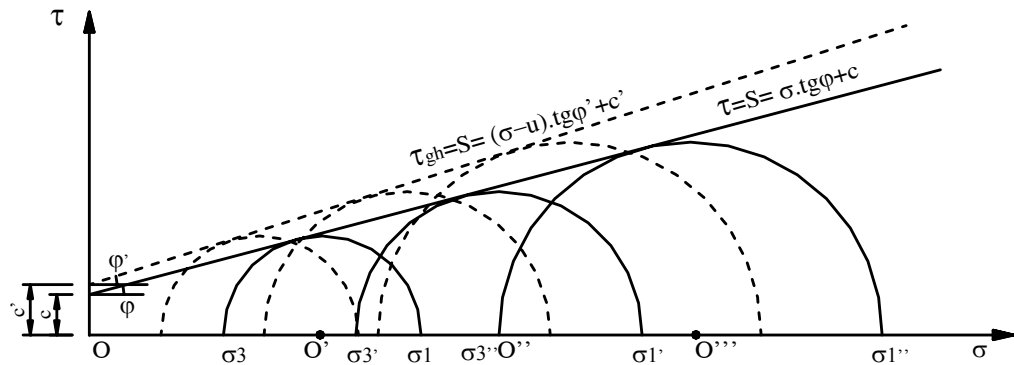
Cách thí nghiệm được tiến hành như sau: Đặt mẫu đất thí nghiệm vào vị trí, sau đó bơm dịch có áp vào bình, lúc này trị số ứng lực tác dụng theo ba trục $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ và bằng áp lực thủy tĩnh của dịch thể. Vòng tròn Mohr biểu diễn trạng thái ứng suất trong trường hợp này thu về một điểm trên trục σ . Nếu gia tải trọng đứng P lên Pistong thì trị số ứng suất chính lớn nhất sẽ là: $\sigma_1 = P/F$, trong đó F là diện tích tiết diện ngang của mẫu đất và $\sigma_2 = \sigma_3$ bằng áp lực thủy tĩnh.

Như trong giáo trình sức bền vật liệu đã cho thấy, khi vật liệu chịu áp lực tác dụng như đã mô tả ở trên thì sự phá hoại của nó không phụ thuộc vào trị số tuyệt đối của các ứng suất chính, mà phụ thuộc chủ yếu vào tỷ số ứng suất chính σ_1 / σ_3 . Như vậy, mẫu đất có thể bị trượt theo một mặt nào đó bằng cách giữ nguyên trị số σ_3 rồi ép pistong để tăng σ_1 cho đến khi mẫu đất bị phá hoại. Với cách thí nghiệm này cần tiến hành ít nhất hai mẫu đối với đất dính, còn đất rời chỉ cần một mẫu, với mẫu thứ nhất giữ nguyên trị số σ_3 không đổi và tăng dần áp lực thẳng đứng σ_1 tới khi mẫu đất phá hoại. Nhờ lý thuyết vòng tròn Mohr, có thể xây dựng được vòng tròn Mohr giới hạn đối với mẫu thứ nhất thông qua ứng suất chính lớn nhất σ_1 và ứng suất chính nhỏ nhất σ_3 (vòng tròn có tâm O' trên hình IV - 7). Mẫu thứ hai tăng trị số áp lực thủy tĩnh lên σ'_3 rồi giữ nguyên không đổi, sau đó tăng trị số áp lực thẳng đứng cho tới khi mẫu đất phá hoại ứng với σ'_1 . Bằng cách làm tương tự xây dựng được vòng tròn Mohr giới hạn cho mẫu thứ hai và thứ ba. Đường bao của các vòng tròn Mohr giới hạn trên là đường biểu diễn định luật Coulomb, vì nó là quỹ tích của những điểm nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn. Đối với đất cát, đường này có dạng như một đường thẳng đi qua gốc tọa độ, còn đối với đất dính thì nó có dạng một đường thẳng cắt tung độ ở một trị số bằng trị số lực dính của đất.

Khi đã có đường biểu diễn định luật Coulomb về sức chống cắt thì việc xác định các tham số φ và c giống như thí nghiệm cắt đất trực tiếp.

Như đã trình bày ở trên, có thể nhận thấy rằng, thiết bị nén ba trục có nhiều đặc điểm ưu việt như: Nó không gò ép mẫu đất phải phá hoại theo một hoặc một số

mặt phẳng định trước, mà để cho quá trình biến dạng thể tích phát triển theo tương quan giữa các ứng suất chính, cho phép xác định đồng bộ các chỉ tiêu tính chất của đất, điều phối được quá trình thoát nước đồng thời xác định được áp lực nước lỗ rỗng và cả lượng nước thoát ra, nên hiện nay, thiết bị nén ba trục có khuynh hướng thay thế dần các dụng cụ nén một trục không nở hông và cắt phẳng.



Hình IV-7: Đường bao ứng suất giới hạn khi thí nghiệm cắt đất bằng máy nén ba trục

2.1.3. Thiết bị nén đất một trục:

Về nguyên lý mà nói, thì thí nghiệm nén đất một trục được xây dựng trên cùng những cơ sở lý thuyết với thí nghiệm nén ba trục, chỉ khác là tải trọng nén hông này có giá trị bằng không. Vì vậy thí nghiệm này còn gọi là thí nghiệm nén đất không hạn chế nở hông.

Mẫu đất làm thí nghiệm có dạng hình trụ với chiều cao lớn hơn gấp 1,5 ÷ 2,0 lần đường kính. Khi thí nghiệm, mẫu đất được nén dưới một tải trọng thẳng đứng $P \approx \sigma_1$ với giá trị tăng dần trong điều kiện áp lực hông $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, cho đến khi mẫu đất phá hoại và đo được góc nghiêng giữa mặt phá hủy với mặt phẳng nằm ngang là α .

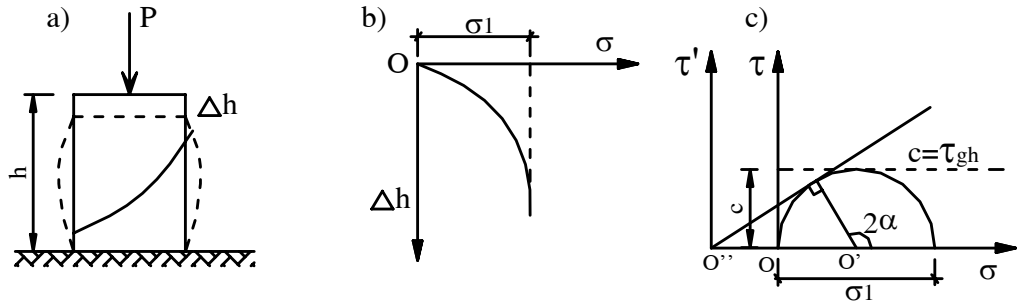
Nếu dùng vòng tròn ứng suất Mohr để biểu diễn kết quả thí nghiệm, thì có thể thấy rằng, trong trường hợp nén một trục, khi $\sigma_3 = 0$ thì chỉ có thể vẽ được một vòng tròn Mohr giới hạn mà thôi, vòng tròn Mohr này có đường kính là trị số σ_1 và tiếp xúc với trục tung. Đường bao của Coulomb là đường tiếp tuyến với vòng tròn tại điểm mà bán kính vectơ hợp với trục hoành một góc 2α (Hình IV - 8). Từ hình (IV - 8- c) có thể viết:

$$\varphi = 2\alpha - 90^\circ \tag{IV-9}$$

$$\text{Và: } \frac{\sigma_1}{2} = \left(\frac{c}{\text{tg}\varphi} + \frac{\sigma_1}{2} \right) \cdot \sin \varphi \tag{IV-10}$$

$$\text{Do đó: } c = \frac{\sigma_1}{2} \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{\sigma_1}{2 \text{tg}(45^\circ - \varphi/2)} \tag{IV-11}$$

Phương pháp thí nghiệm này chỉ thích hợp với loại đất dính mà biến dạng phá hủy khi nén mang tính chất trượt khi tải trọng nén rất bé, khi biến dạng chưa quá 10% chiều cao của mẫu.



Hình IV □8: Sơ đồ thí nghiệm nén đất một trục và vòng tròn Mohr giới hạn tương ứng

Trong công thức (IV - 11) có chứa 2 ẩn số chưa biết φ và c , nên muốn dùng nó để xác định c thì trước hết phải tìm φ bằng cách đo góc α của mặt phá hoại. Tuy vậy, giá trị góc α khó đo được chính xác trên mẫu đất, do đó giá trị của c tính theo công thức (IV - 11) cũng không được chính xác. Riêng trong trường hợp đối với đất sét thuần túy chịu tác dụng cắt nhanh không thoát nước, thì góc ma sát trong có thể xem bằng không và lúc đó công thức (IV - 11) dùng để xác định c của các đất này rút gọn chỉ còn là:

$$c = \frac{\sigma_1}{2} \tag{IV-12}$$

Nếu chú ý tính chất của các đất sét thuần túy, cường độ chống cắt chỉ là do lực dính kết tạo thành thì biểu thức toán học viết cho định luật cắt sẽ là:

$$S = c = \frac{\sigma_1}{2} \tag{IV-13}$$

Và giá trị của nó có thể xác định trên đồ thị của vòng tròn Mohr giới hạn bằng cách vẽ một đường thẳng song song với trục hoành và tiếp xúc với vòng tròn Mohr giới hạn ở đỉnh cao nhất của nó (Hình IV - 8c - đường gạch đứt quãng).

2.2. Các yếu tố ảnh hưởng đến sức chống cắt của đất:

Để tính toán các nền công trình về mặt chịu tải và ổn định, ngoài điều kiện có lý thuyết ứng dụng thích hợp, còn cần phải có các chỉ tiêu chính xác về cường độ chống cắt của đất.

Như trong chương I đã giới thiệu, các loại đất trong thiên nhiên có cấu tạo bản thân phức tạp, nên cường độ chống cắt của đất không phải là một đại lượng cố định, mà sức chống cắt của đất là một đặc trưng có tính chất thay đổi tùy theo ảnh hưởng của nhiều yếu tố khác nhau. Để có được những số liệu tính toán đáng tin cậy, khi thí nghiệm xác định đặc trưng ấy, cần phải cố gắng làm sao cho các điều kiện thí nghiệm phản ánh được đúng đắn tình hình làm việc thực tế của đất ở hiện trường. Thực tế đã cho thấy rằng, cùng một loại đất sét, nhưng khi thí nghiệm trong những điều kiện khác nhau (tình hình thoát nước, tình hình gia tải,...) cho kết quả khác nhau rất xa. Đối với đất cát, khi thí nghiệm trong những điều kiện khác nhau như thế, cũng cho những kết quả không giống nhau, nhưng mức độ chênh lệch không lớn lắm như các loại đất sét.

Sở dĩ có các kết quả khác nhau như vậy là vì, cường độ chống cắt của đất phụ thuộc vào nhiều nhân tố rất phức tạp, sau đây ta xét đến các nhân tố chủ yếu ảnh hưởng đến sức chống cắt của đất.

2.2.1. Ảnh hưởng của áp lực nước lỗ rỗng trong đất:

Một trong những yếu tố quan trọng ảnh hưởng đến sức chống cắt của đất là áp lực nước lỗ rỗng, áp lực nước lỗ rỗng này gắn liền một cách chặt chẽ với tình hình tăng tải, tình hình thoát nước và quá trình cố kết của đất, làm cho các tham số sức chống cắt φ và c không còn là những hằng số theo quan điểm của Coulomb nữa.

Như đã biết, yếu tố làm cho đất chặt lên và do đó cường độ chống cắt của nó ngày càng tăng trong quá trình cố kết là áp lực có hiệu. Xuất phát từ quan điểm đó K. Tezaghi đã kiến nghị bỏ khuyết công thức (IV-3) của Coulomb bằng cách đưa vào đây áp lực có hiệu ($\sigma - U$) thay cho tổng ứng suất σ , đồng thời thay các tham số sức chống cắt φ và c của Coulomb bằng các trị số φ' và c' ứng với trường hợp khi áp lực có hiệu được tách ra khỏi tổng ứng suất, và công thức toán học biểu diễn định luật chống cắt được viết dưới dạng sau:

$$S = \tau_{gh} = (\sigma - U) \operatorname{tg}\varphi' + c' \quad (\text{IV-14})$$

Chính vì thế, nên phương pháp cắt đất này được gọi là phương pháp ứng suất có hiệu. Thiết bị thí nghiệm ở đây là thiết bị nén ba trục. Khi thí nghiệm, bằng bộ phận đo áp, đối với mỗi mẫu thí nghiệm đều xác định được áp lực nước lỗ rỗng U ứng với khi mẫu đất bắt đầu bị cắt. Dựa vào các giá trị ứng suất σ_1 , σ_3 và U thu được, ta tính các giá trị $(\sigma_1 - U)$ và $(\sigma_3 - U)$, trên cơ sở các kết quả tính toán được, vẽ ra các vòng tròn Mohr giới hạn ứng với các ứng suất có hiệu tác dụng trên các mẫu đất (đường nét đứt hình IV-7). Cuối cùng, nối liền các vòng tròn này bởi một đường bao gần đúng như một đường thẳng, dựa vào đường này có thể xác định được các giá trị φ' và c' .

Theo đó A. Cazagrande đề nghị phân biệt sức chống cắt của đất thí nghiệm theo ba sơ đồ: cắt nhanh, cắt chậm và cắt nhanh cố kết.

Nội dung cơ bản của *phương pháp cắt nhanh* [được ký hiệu theo sơ đồ UU]*: là nhằm làm sao cho trong quá trình thí nghiệm, nước lỗ rỗng không thoát được ra ngoài, mẫu đất không được cố kết dưới các tải trọng tác dụng lên nó và độ chặt của đất không tăng lên so với độ chặt ban đầu. Để thực hiện được yêu cầu đó, khi cắt đất với máy nén ba trục, vòi nước ở đáy hộp K2 cần được đóng kín trong suốt quá trình thí nghiệm, còn thí nghiệm trên máy cắt trực tiếp, thì cả tải trọng nén và tải tọng cắt đều phải được tăng lên tức thời để cho mẫu đất bị cắt mà nước lỗ rỗng không thoát ra. Có thể nhận xét rằng, trong thực tế khi cắt nhanh với máy cắt trực tiếp, thì dù thao tác có thành thạo đến đâu cũng khó bảo đảm cho nước lỗ rỗng hoàn toàn không thoát ra ngoài. Các thông số sức chống cắt từ thí nghiệm này ký hiệu φ_u , c_u .

Phương pháp cắt chậm [được ký hiệu là sơ đồ CD]*: Cần bảo đảm cho nước lỗ rỗng thoát ra ngoài, mẫu đất được cố kết đầy đủ dưới các tải trọng tác dụng lên nó và độ chặt của đất tăng lên đến mức độ tối đa mà có thể đạt đến dưới các tải trọng ấy. Muốn vậy, khi thí nghiệm bằng máy nén ba trục, vòi nước K2 cần luôn luôn để

mở trong qua trình cắt đất, còn khi dùng máy cắt trực tiếp, thì cần để cho mẫu đất hoàn toàn được cố kết dưới tải trọng nén thẳng đứng, sau đó tăng tải trọng cắt lên rất chậm. Các thông số sức chống cắt của thí nghiệm này thường ký hiệu φ' , c' .

Phương pháp cắt nhanh cố kết [được ký hiệu là sơ đồ CU]*: là phương pháp trung gian giữa 2 phương pháp nói trên. Khi thí nghiệm cắt đất theo phương pháp này với máy nén 3 trục, vòi thoát nước K2 cần để mở trong quá trình tăng tải trọng hông, còn sau đó, khi tăng tải trọng nén thì đóng vòi lại. Khi dùng máy cắt trực tiếp để thí nghiệm thì cần để cho mẫu đất được hoàn toàn cố kết dưới tác dụng của tải trọng nén, sau đó tăng tải trọng cắt lên thật nhanh. Các thông số sức chống cắt ký hiệu là φ_{cu} , c_{cu} .

Việc phân chia các trường hợp khác nhau của sức chống cắt, có một ý nghĩa thực tế lớn. Khi xác định các tham số φ và c để đánh giá sức chịu tải và ổn định của nền công trình, cần phải chọn phương pháp thí nghiệm nào phản ánh đúng với tình hình làm việc của đất nền trong thực tế.

Rõ ràng là độ bền chống cắt của đất bất kỳ phụ thuộc chủ yếu vào áp lực nước lỗ rỗng tồn tại lúc xảy ra phá hoại. Áp lực lỗ rỗng dư có thể được tạo ra do các ứng suất trực tiếp tác dụng vào đất và có xu hướng thay đổi thể tích đất trong khi cắt. Mặt khác, áp lực lỗ rỗng dư thường bị tiêu tan do thoát nước. Tốc độ tiêu tan áp lực lỗ rỗng dư, và từ đó độ bền chống cắt có thể phát triển ở hiện trường thì phụ thuộc đáng kể vào tính thấm và kích thước của khối đất chịu ảnh hưởng của ứng suất cắt. Chúng cũng phụ thuộc vào tốc độ tác dụng của ứng suất; một sự thay đổi rất chậm của ứng suất tác dụng lên khối đất có tính thấm kém không thể tạo ra các áp lực lỗ rỗng nào lớn hơn so với trường hợp ứng suất tác dụng nhanh trong đất có tính thấm nước cao. Các nhận xét này là cơ sở để đánh giá độ bền chống cắt trong các bài toán thực tế hoặc để lựa chọn phương pháp thí nghiệm cắt phù hợp với bài toán.

Trong phần lớn các trường hợp, cát và cuội sỏi với hệ số thấm lớn hơn khoảng 10^{-4} cm/Sec, có tính thoát nước đủ lớn để làm tiêu tan áp lực lỗ rỗng do tác dụng của tải trọng trên móng, nên người ta bỏ qua ảnh hưởng của áp lực nước lỗ rỗng đến sức chống cắt của đất cát. Tuy nhiên, cũng có những trường hợp phải chú ý đến áp lực nước lỗ rỗng khi xác định sức chống cắt đó là: Khi đánh giá ổn định của một khối cát nằm khá sâu so với mặt nước tự do hoặc khi cát có chứa một lượng hạt nhỏ nào đó, nếu ứng suất tác dụng rất nhanh và khi khối cát có kích thước lớn, thì ứng suất có thể tạo ra áp lực nước lỗ rỗng mà nó không thể tiêu tan đủ nhanh để duy trì độ bền chống cắt. Trong các trường hợp đó, xét đến áp lực nước lỗ rỗng (U), trên cơ sở biểu thức chung của Coulomb cần phải xác định sức chống cắt của cát như kiến nghị của K.Terzaghi:

$$S = \tau' = (\sigma - U).tg\varphi \quad (IV-14')$$

Góc ma sát trong (φ) thì vẫn cần phân biệt (φ') ứng với trường hợp cắt chậm và (φ_{cu}) ứng với trường hợp cắt nhanh cố kết.

Trong tự nhiên, phần lớn đất hạt mịn chứa một lượng nước đáng kể; khá nhiều đất là gần như bão hòa hay bão hoà hoàn toàn. Vì vậy độ bền của đất bão hoà là vấn đề thực tiễn quan trọng cho đến nay, vẫn còn khó khăn trong việc đo lường

*UU: Unconsolidated □ Undrained; CD: Consolidated □ Drained; CU: Consolidated □

xác định áp lực nước lỗ rỗng (U) trong thực hành một cách rộng rãi; mặt khác thực tế thì sự phân phối, sự chuyển hoá giữa áp lực hữu hiệu (hạt) và áp lực nước lỗ rỗng không đơn giản như lý thuyết cố kết thấm của K.Terzaghi mà còn phụ thuộc nhiều yếu tố (áp lực nước ban đầu, độ bền kết cấu, v.v...). Vì vậy hiện nay trong thực hành người ta vẫn sử dụng rộng rãi các biểu thức xác định sức chống cắt giới hạn của đất theo Coulomb (IV-3) và theo lý thuyết (cố kết thấm) K.Terzaghi (IV-14), nhưng chú ý khi lựa chọn các đặc trưng sức chống cắt của đất (φ, c) phù hợp với sơ đồ của bài toán.

- Khi gia tải nhanh và đất hoàn toàn không thoát nước (UU), thì đất sét bão hoà không có ma sát trong ($\varphi_u=0$), sức kháng cắt hoàn toàn do lực dính sinh ra, ta gọi đó là sức kháng cắt không thoát nước ($\tau_{\max} = S_u = c_u = \frac{\sigma_1}{2}$).

- Khi gia tải chậm [CD], với đất sét cố kết thường, sức kháng cắt hoàn toàn do ma sát trong, còn lực dính $c'=0$ (với đất quá cố kết, ta vẫn có $c'>0$, nhưng c' tương đối nhỏ).

- Khi gia tải cố kết chậm, cắt nhanh [CU], sức kháng cắt được xác định $\varphi_{cu}>0$ và $c_{cu}>0$.

2.2.2. Ảnh hưởng của thành phần khoáng, hình dạng và cấp phối hạt đất:

Đối với đất cát, thì hình dạng và cấp phối hạt đất đóng một vai trò quan trọng, hạt càng to đều và hình dạng càng gồ ghề thì cường độ chống cắt càng lớn. Đối với đất sét, thì trong các yếu tố nói trên yếu tố thành phần khoáng có ảnh hưởng lớn hơn cả vì chính thành phần khoáng quyết định chiều dày và độ nhớt của lớp nước màng mỏng bao quanh hạt đất, do đó mà nó ảnh hưởng đến lực dính và cường độ chống cắt của đất sét.

2.2.3. Ảnh hưởng của độ ẩm:

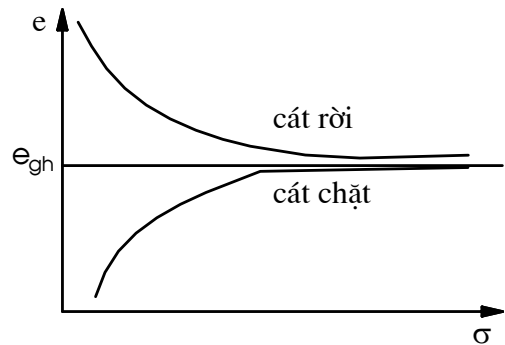
Đối với đất cát, như nhiều thí nghiệm đã cho thấy rằng, góc ma sát trong của đất ở trạng thái khô và khi ẩm ướt khác nhau rất ít (vào khoảng $1^0 - 2^0$), nên ảnh hưởng của độ ẩm đến cường độ chống cắt của đất cát có thể bỏ qua. Còn đối với đất dính (sét), khi độ ẩm càng tăng, thì chiều dày lớp nước màng mỏng sẽ càng lớn, độ chặt cũng như lực dính giữa các hạt giảm xuống và do đó cường độ chống cắt sẽ bé đi. Vai trò của độ ẩm với cường độ chống cắt có một ý nghĩa đặc biệt quan trọng ở các đất sét thuần túy. Như đã trình bày ở phần trên, ở các đất này, cường độ chống cắt hoàn toàn phụ thuộc vào lực dính, chứ không phụ thuộc vào áp lực. Do đó, nếu đất có độ ẩm ở khắp nơi giống nhau, thì có thể xảy ra tình hình cường độ chống cắt không thay đổi theo chiều sâu của lớp đất.

Các kết quả thí nghiệm của Giáo sư N.N.Maslov cho thấy rằng khi độ ẩm tăng lên thì góc ma sát trong φ và lực dính kết c sẽ giảm xuống theo quy luật đường cong. Do đó sức chống cắt của đất cũng yếu đi rất nhiều. Kết luận này một lần nữa được chứng minh bằng các tài liệu thí nghiệm đất của giáo sư Hough. Ông đã khẳng định rằng, đối với tất cả các loại đất sét, sức chống cắt cực hạn giảm khi độ ẩm tăng

lên. Đó là đặc tính thể hiện rất rõ rệt của tất cả các vật thể phân tán nói chung và của đất nói riêng.

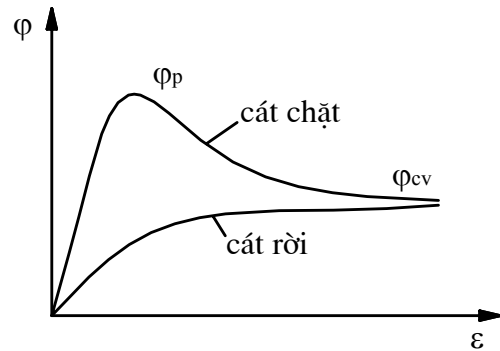
2.2.4. Ảnh hưởng của độ chặt ban đầu :

Độ chặt ban đầu của đất cũng là một yếu tố ảnh hưởng đến sức chống cắt của đất, nhưng vai trò ảnh hưởng của nó chỉ thể hiện ở các đất cát mà thôi. Có thể nhận thấy rằng, với các đất cát chặt thì lực ma sát và lực hóc giữa các hạt với nhau đều lớn. Do đó mà cường độ chống cắt của các đất này lớn. Còn đối với các đất cát rời thì trái lại các lực ma sát và lực hóc giữa các hạt với nhau đều bé và do đó mà cường độ chống cắt của các đất này sẽ bé hơn.



Hình IV-9a

Điều đáng chú ý ở đây là, nếu đất ban đầu ở trạng thái chặt, thì trong quá trình cát, đất ngày càng rời ra, hệ số rỗng ngày càng tăng dần và tiến tới một trị số giới hạn gọi là e_{gh} . Ngược lại, nếu cùng một loại đất ấy, nhưng ban đầu ở trạng thái rời thì trong quá trình cát đất ngày càng chặt dần, hệ số rỗng của nó ngày càng giảm đi và cuối cùng tiến đến trị số e_{gh} nói trên (Hình IV-9a). Điều này cũng được thể hiện trong nghiên cứu mối quan hệ giữa góc ma sát trong và mức độ biến dạng (ϵ) của đất.



Hình IV-9b

Với một loại đất cát nhưng để ở hai mẫu có trạng thái khác nhau, một mẫu cát chặt, một mẫu cát rời. Sau đó đem thí nghiệm nén ba trục ta sẽ xác định được góc ϕ như hình (IV-9.b).

Với cát chặt, ban đầu góc ϕ đạt giá trị cực đại là ϕ_p (nó thường là giá trị báo cáo từ thí nghiệm nén ba trục, do đó thường ký hiệu là ϕ_{tc} với tc là viết tắt của Triaxial compression). Tuy nhiên, cả cát chặt và cát rời (cùng loại cát, chỉ khác về độ chặt) sẽ cùng giá trị ϕ_{cv} (cv có nghĩa là thể tích mẫu đất sau đó không thay đổi - Constant Volume) ở một biến dạng ϵ_{cv} khá lớn. Tuy thuộc độ chặt và áp lực lên mẫu đất ϕ_p có thể lớn hơn ϕ_{cv} từ $0 \div 8^\circ$, thậm chí còn hơn. Với cát rời, $\phi_p = \phi_{cv}$.

Góc ϕ ước tính theo nghiên cứu này không được ghi chép đầy đủ, để an toàn trong thiết kế nên chọn ϕ_{cv}

2.2.5 ảnh hưởng của tải trọng tác dụng:

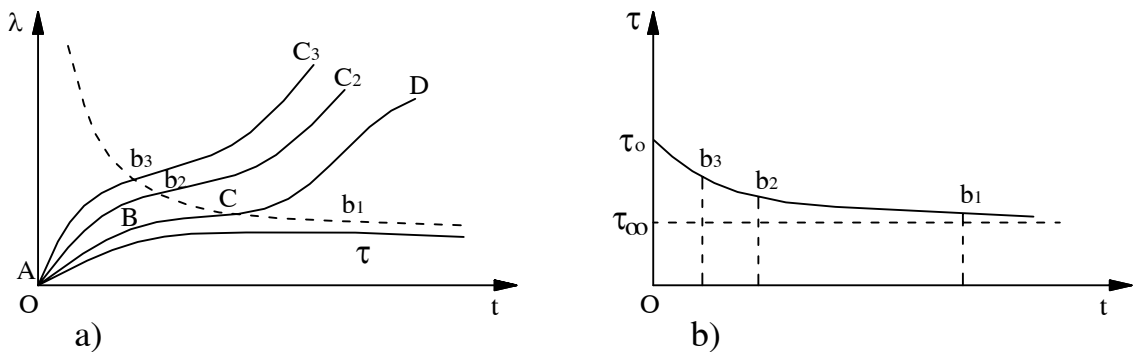
Cường độ chống cắt của đất phụ thuộc vào ứng suất pháp tuyến do tải trọng ngoài gây ra, khi ứng suất pháp càng lớn thì cường độ chống cắt của đất sẽ càng lớn, đây là điều khác biệt quan trọng của đất so với các loại vật liệu xây dựng khác.

2.3. Từ biến của đất sét và sự ảnh hưởng của nó đến cường độ chống cắt:

Từ biến là sự tăng dần các biến dạng thể tích và biến dạng hình dáng của vật liệu theo thời gian trong điều kiện nhiệt độ, tải trọng, v.v... không thay đổi. Khi xét đến vấn đề cố kết của các đất sét, trong chương III đã đề cập đến vấn đề, sự tăng dần biến dạng lún của chúng do ảnh hưởng tính nhớt của khung kết cấu, tức là đã nói đến từ biến của đất ấy trong điều kiện nén lún một chiều. Ở đây, từ biến của các đất sét sẽ được xét đến trong điều kiện khi đất chịu tải trọng cố.

Từ biến của các đất sét khi chịu tải cố gắn với sự tăng dần biến dạng hình dáng của khung kết cấu có tính nhớt theo thời gian. Tuy vậy, như nhiều thí nghiệm đã cho thấy, không phải với bất kỳ độ lớn nào của tải trọng, trong đất sét cũng xuất hiện hiện tượng ấy. Mà chỉ khi nào ứng suất cố vượt quá một giới hạn nhất định, đất sét mới thể hiện tính từ biến.

Nhiều thí nghiệm đã chứng tỏ rằng, quan hệ giữa biến dạng tương đối λ của mẫu đất theo chiều ngang dưới các tải trọng cố khác nhau với thời gian t là một đường cong như hình (IV-10).



Hình IV - 10

Từ hình (IV-10a) có thể nhận thấy rằng, khi τ còn bé thì mẫu đất có một biến dạng tức thời, sau đó tốc độ biến dạng $\frac{d\lambda}{dt} = 0$, tức là tính từ biến lúc này chưa thể hiện được, khi tải trọng cố lớn hơn một giới hạn nhất định, thì sau biến dạng tức thời, đất chuyển sang một giai đoạn đặc trưng với sự giảm dần của tốc độ biến dạng $\frac{d\lambda}{dt}$, và gọi là giai đoạn từ biến không ổn định (đoạn AB trên hình IV-10a). Tiếp đó, đất chuyển sang giai đoạn từ biến ổn định với $\frac{d\lambda}{dt} = \text{const}$ (đoạn BC). Và cuối cùng, khi biến dạng có giá trị quá lớn, thì mẫu đất bị phá hoại (đoạn CD), giới hạn nói trên gọi là thêm từ biến, càng tăng tải trọng cố lên quá trên thêm từ biến, thì sự phá hoại của mẫu đất càng xảy ra sớm.

Căn cứ vào các đường cong quan hệ $\lambda - t$ ở trên có thể thấy, cường độ chống cắt không giữ nguyên một giá trị cố định, trái lại, giảm dần theo thời gian. Dựa vào các điểm b_1, b_2 và b_3 ứng với lúc đất bắt đầu phá hoại dưới các tải trọng τ_1, τ_2 và τ_3 khác nhau, có thể vẽ được biểu đồ quan hệ $\tau - t$ như trên hình (IV-10b). Từ biểu đồ này dễ dàng nhận thấy rằng, ban đầu, ngay lúc mới tăng tải trọng, cường độ chống

cất của đất có giá trị lớn nhất, ký hiệu τ_0 . Tiếp đó, thời gian cất càng kéo dài, thì cường độ chống cất của đất càng giảm đi, cuối cùng tiến đến một giới hạn ổn định, giá trị ổn định đó được gọi là cường độ chống cất lâu dài τ_α của đất, hay còn gọi là giới hạn độ bền vững lâu dài của đất khi trượt.

Theo M.N.Goldstein thì sở dĩ trong đất xuất hiện biến dạng từ biến và độ bền vững lâu dài giảm dần theo thời gian là do tính chất biến dạng và độ bền vững của đất không đồng đều cho nên sự phá hủy các mặt tiếp xúc giữa các hạt không phải cùng một lúc. Nơi nào mà sức chống cất yếu nhất các mặt tiếp xúc sẽ bị phá hủy trước, và cứ như vậy, sự phá hủy này sẽ gây ảnh hưởng đến các hạt bên cạnh và dần dần hình thành ổ trượt, "ổ trượt" phát triển thành mặt trượt. Các kết quả thí nghiệm cho hay rằng, sự giảm sức chống cất của đất gây nên bởi sự phá hủy các mặt tiếp xúc dồn và sự xoay hướng lại các hạt dẹt thường được kết thúc trong giai đoạn từ biến đầu tiên, tức là trong giai đoạn từ biến tắt dần và trong giai đoạn từ biến ổn định, trong khi đó sự phá hủy các mặt tiếp xúc dẻo vẫn tiếp diễn và được bù trừ bằng sự xuất hiện các mặt tiếp xúc mới.

Các giả thuyết giải thích hiện tượng cường độ chống cất giảm dần theo thời gian của các tác giả đều dựa trên cơ sở lý luận về các liên kết trong đất dính. Như đã biết, ngoài yếu tố ma sát, cường độ của đất dính còn phụ thuộc vào các liên kết keo và liên kết cứng giữa các hạt, hơn nữa khi phá hoại thì các liên kết cứng khó hồi phục, còn các liên kết keo thì hồi phục được một phần hoặc toàn bộ. Khi cất đất thì các liên kết cũng bị phá hoại và không hồi phục lại, còn các liên kết keo thì bị phá hoại dần dần. Trong quá trình đó, các hạt đất, ban đầu sắp xếp lung tung, dần dần hướng theo phương cất, do đó làm cho cường độ chống cất ngày càng giảm xuống.

Cũng chính nhờ lý luận về các liên kết trong đất sét này, cho phép giải thích vì sao trên đường quan hệ $\lambda - t$ có hình thành giai đoạn từ biến không ổn định. Lúc này, đồng thời với hiện tượng một số liên kết bị phá hoại, trong đất xảy ra tình hình một số liên kết mới hình thành. Quá trình này càng tiếp diễn thì sẽ đến lúc số liên kết bị phá hoại tương đương với số liên kết hồi phục và đường quan hệ $\lambda - t$ chuyển sang giai đoạn từ biến ổn định. Nếu tải trọng cất lớn hơn thêm từ biến, thì tiếp theo đó, trong đất số liên kết bị mất đi sẽ nhiều hơn so với số liên kết mới hình thành và cuối cùng, đất sẽ bị phá hoại.

Nếu muốn cất đất cho nó bị phá hoại tức thời, thì phải đồng thời khắc phục cả lực ma sát và lực dính bao gồm các liên kết cứng và liên kết keo, do đó cần có tải trọng cất τ_0 lớn. Nếu thời gian cất đất lâu hơn, thì do sự sắp xếp lại của các hạt, nên cường độ chống cất của đất giảm đi và tải trọng τ cần thiết để làm cho mẫu đất bị phá hoại cũng bỏ đi. Thời gian cất đất càng lâu, thì tải trọng cần thiết càng bé và cuối cùng tiến đến giá trị bằng τ_∞ .

Tuy nhiên, không phải bất kỳ đất nào cũng thể hiện tính chất giảm cường độ khi kéo dài thời gian cất như trên, đất cát chẳng hạn, không thể hiện tính từ biến khi cất. Đối với các đất sét có tính từ biến rõ ràng khi chịu nén, với thời gian cất lớn, cường độ chống cất không những không giảm mà còn tăng lên. Một số tác giả cho rằng, từ biến khi cất chỉ thể hiện ở các đất sét yếu, ít thấm và có độ ẩm cao.

§3. TRẠNG THÁI CÂN BẰNG GIỚI HẠN TẠI MỘT ĐIỂM TRONG NỀN ĐẤT VÀ ĐIỀU KIỆN CÂN BẰNG GIỚI HẠN MOHR - COULOMB

3.1 Trạng thái cân bằng bên và trạng thái cân bằng giới hạn tại một điểm bất kỳ trong nền đất:

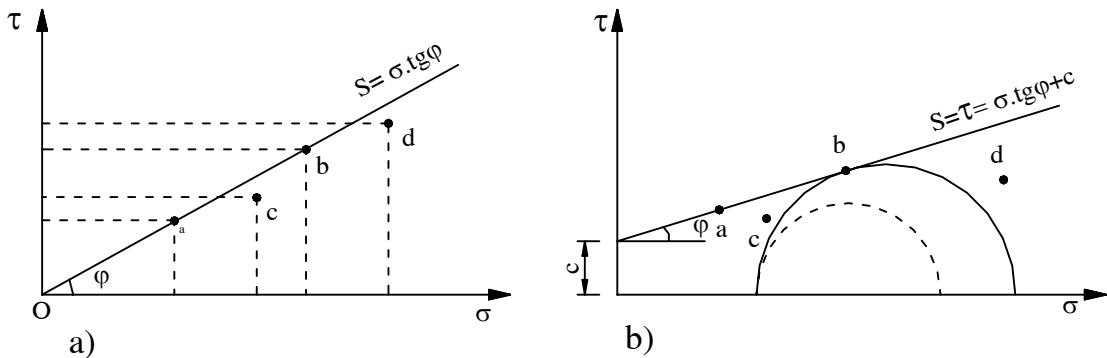
Cường độ chống cắt S của đất xác định theo công thức (IV-2) và (IV-3) của Coulomb là cường độ mà đất có thể phát huy trên một mặt phẳng đang xét. Nếu điểm M nằm ở trạng thái cân bằng bên (ổn định) khi:

$$\tau < S = \sigma \tan \varphi \quad \text{và} \quad \tau < S = \sigma \tan \varphi + c \quad \text{(IV-15)}$$

Còn điểm M ở trạng thái cân bằng giới hạn khi :

$$\tau = S = \sigma \tan \varphi \quad \text{và} \quad \tau = S = \sigma \tan \varphi + c \quad \text{(IV-16)}$$

Trên biểu đồ vẽ theo hệ trục tọa độ $\tau - \sigma$, các điều kiện (IV-15) và (IV-16) được biểu diễn bởi vị trí của điểm có tọa độ σ và τ ứng với các ứng suất tác dụng trên mặt phẳng đang xét. Nếu điểm ấy nằm thấp hơn đường biểu diễn cường độ chống cắt của Coulomb, thì đất trên mặt phẳng ấy ở trạng thái cân bằng bên, chẳng hạn như điểm c và d trên hình (IV - 11). Trạng thái cân bằng giới hạn sẽ ứng với vị trí của những điểm nằm trên đường biểu diễn cường độ chống cắt của Coulomb, ví dụ điểm a và b trên hình (IV-11).

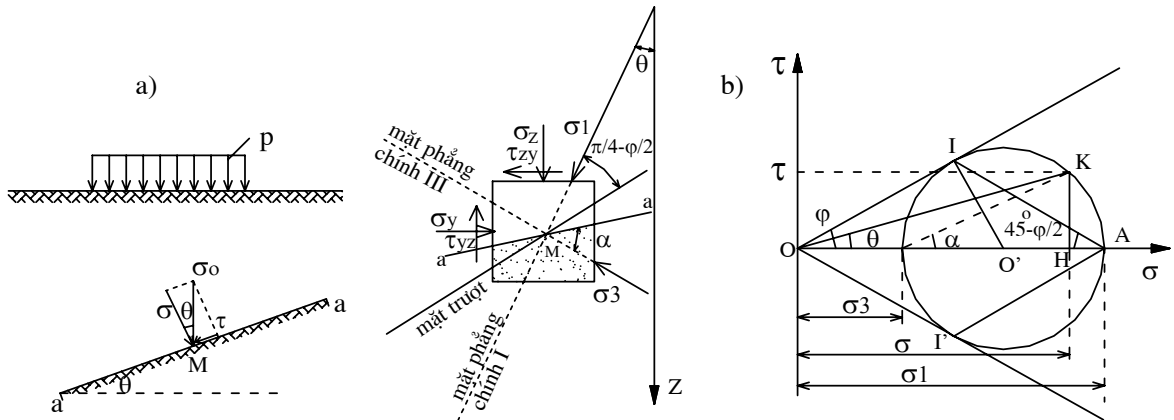


Hình IV-11: a) Đối với đất rời; b) Đối với đất dính

Để xác định điều kiện ổn định chống cắt của đất tại một điểm, cần chú ý rằng, qua điểm ấy có thể vẽ vô số mặt phẳng và trạng thái ứng suất tại điểm đó được biểu diễn bằng một vòng tròn ứng suất Mohr. Căn cứ vào những điều vừa nhận xét trên, có thể thấy rằng, tại điểm đang xét, đất chỉ có thể ở trạng thái cân bằng bên khi vòng tròn ứng suất Mohr tương ứng với điểm đó nằm thấp hơn đường biểu diễn cường độ chống cắt của Coulomb (hình IV - 11b, nét đứt quãng). Nếu đất tại điểm đó ở trạng thái cân bằng giới hạn và bắt đầu bị phá hoại, thì vòng tròn ứng suất Mohr sẽ tiếp xúc với đường biểu diễn cường độ chống cắt của Culomb tại một điểm (Hình IV - 11b nét liền). Vòng tròn ứng suất Mohr biểu diễn trạng thái ứng suất của điểm M , lúc này được gọi là vòng tròn Mohr ứng suất giới hạn.

3.2 Điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Coulomb.

Xét một nền đất cát chịu tải trọng trên bề mặt và một mặt phẳng ab đi qua điểm M bất kỳ trong nền đất ấy (hình IV-12), gọi tổng ứng suất tác dụng tại điểm M là σ_0 , σ_0 có thể phân tích thành ứng suất pháp σ và ứng suất tiếp τ .



Hình IV - 12

Như trên đã trình bày, tại một điểm M bất kỳ khi diện chịu lực thay đổi thì σ và τ cũng thay đổi, và theo Mohr - coulomb khi σ thay đổi thì sức chống cắt S của đất tại điểm đó cũng thay đổi. Nếu gọi góc giữa ứng suất tổng cộng σ_0 và ứng suất pháp σ tác dụng tại điểm M là góc lệch θ , thì có thể đánh giá trạng thái ổn định chống cắt của đất tại điểm M đang xét thông qua góc lệch θ này.

Chọn hệ trục tọa độ $\tau - \sigma$ song song với phương của ứng suất chính σ_1, σ_3 tác dụng tại điểm M. Vẽ lên trên biểu đồ này đường biểu diễn sức chống cắt của đất theo Coulomb trạng thái ứng suất tại điểm M trong trường hợp bài toán phẳng, có thể biểu thị bằng vòng tròn ứng suất Mohr vẽ với các ứng suất chính σ_1 và σ_3 của nó (hình IV-12b). Mặt phẳng ab đi qua điểm M và làm với phương của ứng suất chính nhỏ nhất σ_3 một góc bằng α , nếu không phải là mặt trượt thì điểm K trên vòng tròn Mohr ứng với mặt phẳng ấy sẽ nằm thấp hơn đường chống cắt của Coulomb, Đoạn thẳng OH sẽ biểu diễn ứng suất pháp σ tác dụng trên mặt phẳng ab, còn đoạn HK thì biểu diễn ứng suất tiếp τ trên mặt phẳng ấy (hình IV - 12.b), và từ hình (IV-12.b) ta có:

$$\widehat{\text{HOK}} = \frac{\overline{\text{HK}}}{\overline{\text{OH}}} = \frac{\tau}{\sigma} \tag{IV-17}$$

Tỷ số $\frac{\tau}{\sigma}$ đồng thời cũng là tang của góc lệch trên hình (IV-12a), nên có thể nói rằng góc HOK biểu diễn góc lệch giữa ứng suất pháp σ và ứng suất σ_0 . Mặt khác, cũng có thể thấy rằng, với các điểm trên vòng tròn Mohr ứng với các mặt phẳng không phải là mặt trượt, góc lệch θ bé hơn góc φ của đường biểu diễn chống cắt của Coulomb ($\theta < \varphi$).

Từ những điểm trình bày ở trên, có thể đi đến kết luận rằng, để đánh giá trạng thái ổn định chống cắt của đất tại một điểm bất kỳ, có thể dùng khái niệm góc lệch giữa ứng suất pháp σ tác dụng trên các mặt phẳng đi qua điểm đang xét và tổng ứng

suất σ_0 tác dụng trên điểm ấy. Đất ở tại điểm ấy đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn khi góc lệch lớn nhất θ_{\max} bằng góc ma sát trong φ của đất, khi đó điểm K trên (hình IV-12b) sẽ trùng với điểm I và góc $2\alpha = \pi/2 + \varphi$. Ta có:

$$\theta_{\max} = \varphi \tag{IV-18}$$

Điều kiện (IV-18) có thể viết dưới một dạng khác, trong đó θ_{\max} được biểu diễn qua các ứng suất chính σ_1 và σ_3 trên vòng tròn Mohr:

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\overline{O'I}}{\overline{OO'}} = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \tag{IV-19}$$

Vì vậy, điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm của các loại đất rời (thường được gọi là điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Coulomb) có thể biểu diễn bằng công thức sau:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \tag{IV-20}$$

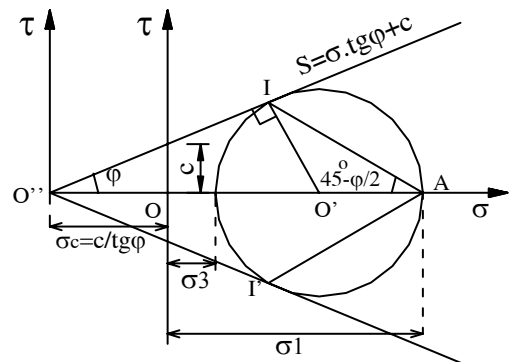
+ Trường hợp đất dính:

Đối với trường hợp đất dính, kéo dài đường Coulomb $S = \sigma \cdot \text{tg}\varphi + c$ gặp trục hoành $O\sigma$ tại O'' đồng thời thay lực dính bằng áp lực dính tứ phía σ_c và áp dụng hoàn toàn như đối với đất rời.

Lúc này:

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\overline{IO'}}{\overline{O''O} + \overline{OO'}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\sigma_c} \tag{IV-21}$$

$$\text{Hay } \sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \frac{c}{\text{tg}\varphi}} \tag{IV-22}$$



Hình IV-13

Công thức (IV-22) là điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Coulomb viết cho đất dính. Sau khi biến đổi, công thức (IV - 22) có thể viết dưới dạng tổng quát như sau:

$$\frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \text{tg}\varphi \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = c \tag{IV - 23}$$

Công thức (IV - 23) là công thức tổng quát, nói lên điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm bất kỳ trong nền đất. Đối với đất rời $c = 0$.

Từ công thức (IV - 22), sau một số biến đổi đơn giản, công thức này trở thành

$$\sigma_1 \cdot (1 - \sin \varphi) = \sigma_3 \cdot (1 + \sin \varphi) + 2 \cdot c \cdot \cos \varphi$$

Chia hai vế cho $(1 - \sin \varphi)$ ta được:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + 2c \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

và chú ý rằng: $\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ và $\frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$

Do đó: $\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)$

Từ công thức (IV - 20) của đất rời: $\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$

Ta có: $\sigma_1 \sin \varphi + \sigma_3 \sin \varphi = \sigma_1 - \sigma_3$

$$\sigma_1(1 - \sin \varphi) = \sigma_3(1 + \sin \varphi)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Do đó: $\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$

Như vậy, các điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm bất kỳ trong nền đất ở các điều kiện (IV - 20) và (IV - 22) có thể viết dưới dạng sau:

Đối với đất rời:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \tag{IV - 24}$$

Đối với đất dính:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \tag{IV - 25}$$

Dựa vào các biểu đồ vòng tròn Mohr kết hợp với đường biểu diễn cường độ chống cắt của Coulomb trên các hình (IV - 12 và IV - 13), có thể xác định được vị trí của các mặt trượt đi qua điểm M đang xét từ các quan hệ hình học trên có thể kết luận rằng, tại mỗi điểm trong nền đất đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn, thì có một mặt trượt đi qua làm với phương ứng suất chính lớn một nhất góc $(45 - \varphi/2)$, đồng thời có một mặt trượt thứ hai đi qua và làm với mặt trượt thứ nhất góc $(90 - \varphi)$.

Mặt khác theo lý thuyết sức bền vật liệu ta có các quan hệ sau:

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \tag{IV - 26}$$

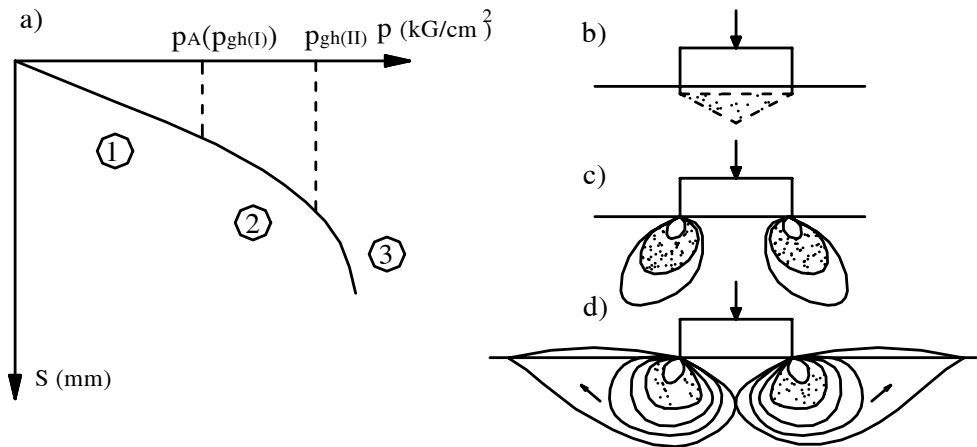
$$\tau_{\max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \tag{IV - 27}$$

Trong đó σ_z, σ_y và $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ là các ứng suất thành phần pháp tuyến và tiếp tuyến thuộc bài toán phẳng.

§4. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN ĐẤT

Như ở mục (2.3.2.2) trong chương III đã trình bày ba giai đoạn làm việc của nền đất dưới tác dụng của tải trọng tăng dần (Hình IV - 14)

Đặc điểm của giai đoạn thứ nhất là giữa độ lún S của đất nền và tải trọng P có quan hệ gần như đường thẳng. Lúc này biến dạng của đất chủ yếu là biến dạng lún theo chiều thẳng đứng, do kết quả của sự giảm thể tích lỗ rỗng giữa các hạt đất. Giai đoạn này được gọi là giai đoạn nén chặt của đất.



Hình IV-14

Đặc điểm của giai đoạn thứ hai là, độ lún S tăng nhanh dần, giữa S và p không còn quan hệ đường thẳng nữa. Đất không những bị nén chặt mà còn xuất hiện hiện tượng trượt lên nhau giữa các hạt đất, sự trượt ban đầu thường xảy ra đối với những điểm ở mép móng, tại những nơi đó đất đã đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn, nghĩa là ứng suất pháp và ứng suất tiếp (ứng suất cắt) thỏa mãn điều kiện.

$$S = \tau_{gh} = \sigma \cdot \text{tg}\varphi + c \tag{IV -28}$$

Trong đó: φ, c - là góc ma sát trong và lực dính đơn vị của đất

τ_{gh}, σ - ứng suất tiếp và ứng suất pháp trên mặt phẳng được xét.

Nếu tiếp tục tăng p , sự trượt đó sẽ phát triển ra nhiều điểm rồi hình thành một vùng trượt. Vì vậy, giai đoạn thứ hai gọi là giai đoạn hình thành các vùng trượt cục bộ (Hình IV-14c).

Theo V.G.Berézantev, ở đầu giai đoạn này dưới đáy móng bắt đầu hình thành một lõi đất hình nêm. Độ chặt của đất trong nêm lớn hơn ở vùng đất xung quanh.

Nếu tải trọng p tiếp tục tăng thì các vùng biến dạng dẻo sẽ lan rộng ra rồi nối liền với nhau, tạo nên một khu vực trong đó đất đã bị phá hoại (Hình IV-11d). Khu vực này được giới hạn bởi mặt trượt.

Khi tải trọng P bắt đầu lớn hơn trị số p_{gh}^{II} thì độ lún của móng tăng nhanh đột ngột. Nêm đất dính liền với đáy móng coi như một chỉnh thể và cùng với móng di chuyển xuống phía dưới. Cuối cùng đất trượt theo mặt trượt và trôi lên trên mặt, nền đất hoàn toàn bị phá hoại và mất khả năng chịu tải. Giai đoạn thứ ba xảy ra nhanh chóng và gọi là giai đoạn phá hoại nền.

Hiện tượng đất trôi chỉ xảy ra đối với trường hợp móng nông đặt trên nền đất tương đối chặt. Còn đối với những trường hợp khác, như móng nông đặt trên nền đất dẻo mềm, đất xốp, móng sâu, v.v... thì lúc nền bị phá hoại, đất không trôi lên. Sự phá hoại của nền đất được thể hiện bằng những độ lún rất lớn.

Tải trọng giới hạn thứ nhất p_{gh}^I là tải trọng tương ứng với sự kết thúc của giai đoạn nén chặt và sự xuất hiện của vùng biến dạng dẻo. Còn tải trọng giới hạn thứ hai p_{gh}^{II} là tải trọng tương ứng với ranh giới giữa giai đoạn trượt cục bộ và giai đoạn phá hoại nền.

Có thể nhận xét rằng, về mặt cường độ thì tải trọng giới hạn thứ nhất p_{gh}^I là an toàn, vì cho tới khi p đạt tới giá trị số đó, đất nền vẫn ở trạng thái nén chặt, chưa chỗ nào bị phá hoại, độ lún của móng cũng tương đối nhỏ. Còn tính chất của tải trọng giới hạn thứ hai p_{gh}^{II} thì khác hẳn. Chỉ cần p lớn hơn trị số đó là nền đất sẽ nhanh chóng bị phá hoại, khả năng chịu tải của nó sẽ mất đi. Vì vậy p_{gh}^{II} chính là tải trọng phá hoại của nền đất hay còn gọi là tải trọng cực hạn.

Vì vậy, khi thiết kế các công trình, cần phải tính toán sao cho tải trọng của công trình truyền lên nền có một trị số nào đó phải nhỏ hơn trị số tải trọng cực hạn p_{gh}^{II} và lớn hơn một ít trị số của tải trọng giới hạn ban đầu (p_{gh}^I). Một tải trọng công trình như vậy thì nền có thể chịu được, có thể đảm bảo công trình hoạt động bình thường và lâu dài. *Tải trọng đó gọi là khả năng mang tải của nền đất hay còn gọi là sức chịu tải của nền.*

Về lý luận, có rất nhiều phương pháp khác nhau để xác định sức chịu tải của nền đất. Tuy vậy, tất cả các phương pháp đó có thể phân thành ba hướng giải quyết như sau:

- Hướng thứ nhất, bao gồm các phương pháp gần đúng, bằng cách giả thiết trước mặt trượt rồi từ đó xác định tải trọng cực hạn.

- Hướng thứ hai, là hướng dựa vào lý luận cân bằng giới hạn thuần túy để giải quyết vấn đề. Các phương pháp theo hướng này cũng xác định trị số tải trọng cực hạn.

- Hướng thứ ba, áp dụng lý thuyết của vật thể biến dạng tuyến tính kết hợp với điều kiện cân bằng giới hạn để xác định tải trọng giới hạn ban đầu của nền đất. Sau đây, sẽ giới thiệu các phương pháp tính toán theo các hướng trên mà trong thực tế thường áp dụng.

4.1. Phương pháp tính toán dựa vào lý luận nền biến dạng tuyến tính kết hợp với điều kiện cân bằng giới hạn (dựa vào sự phát triển của vùng biến dạng dẻo).

Như phần trên đã nói, sự biến dạng của nền đất chia làm ba giai đoạn; giai đoạn nén chặt, giai đoạn biến dạng trượt và giai đoạn phá hoại hoàn toàn. Trong giai đoạn trượt liên hệ giữa biến dạng và tải trọng không còn là tuyến tính nữa. Vì thế phương pháp tính toán này chỉ đúng khi đất nền còn nằm trong giai đoạn thứ nhất.

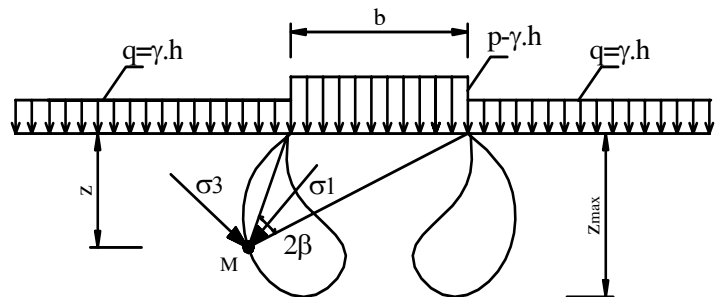
Và phương pháp tính toán này chỉ xác định được trị số tải trọng giới hạn ban đầu, rồi từ đó suy ra sức chịu tải của nền. Khi dùng phương pháp tính toán này cần chú ý tới hai giả thiết sau: Lực dính của đất được thay thế bằng áp lực tứ phía (gọi là áp lực dính) với cường độ $\sigma_c \approx \frac{c}{\text{tg}\varphi}$ và hệ số áp lực hông ξ của đất bằng nhau theo mọi

hướng và bằng 1 (vì trạng thái cân bằng giới hạn của đất tương ứng với trạng thái dẻo của vật rắn, cho nên hệ số nở hông μ thường lấy bằng 0,5 và như vậy hệ số áp lực hông $\xi = \frac{\mu}{1-\mu} = 1$).

4.1.1. Xác định ranh giới vùng biến dạng dẻo.

Nếu tại một điểm trong nền đất, ứng suất cắt vượt quá sức chống cắt của đất, thì đất tại điểm đó sẽ bị trượt và mất sức bền, nghĩa là điểm đó đã rơi vào trạng thái biến dạng dẻo. Nếu có nhiều điểm nằm trong trạng thái biến dạng dẻo, thì sẽ hình thành thành một vùng biến dạng dẻo. Vùng biến dạng dẻo thường xuất hiện đầu tiên dưới mép đáy móng, và phát triển rộng ra, cũng như xuống theo chiều sâu khi tải trọng p tăng dần. Có thể nhận xét rằng, những điểm nằm ngoài vùng này thì hoàn toàn ổn định, những điểm nằm trong vùng này thì hoàn toàn mất ổn định, còn những điểm nằm trên đường biên giới của vùng biến dạng dẻo thì ở trạng thái cân bằng giới hạn. Như vậy, chiều sâu của vùng biến dạng dẻo có liên quan đến tải trọng ngoài tác dụng.

Xét trường hợp tải trọng phân bố đều p tác dụng trên hình băng có chiều rộng b (hình IV-15). Tải trọng q = γh là tải trọng quy đổi của lớp đất từ đáy móng trở lên (h là độ sâu đặt móng, γ là dung trọng của đất từ đáy móng đến mặt đất).



Hình IV-15: Sơ đồ tác dụng của tải trọng hình băng

Tại một điểm M ở độ sâu z kể từ đáy móng, ứng suất thẳng đứng σ_z^{bt} do trọng lượng bản thân đất gây nên tính theo công thức:

$$\sigma_z^{bt} = \gamma (h + z) \tag{IV - 29}$$

Như trong chương II đã biết, ứng suất chính do tải trọng ngoài gây ra tại điểm M xác định theo công thức:

$$\sigma_{1,3} = \frac{p - \gamma h}{\pi} (2\beta \pm \sin 2\beta) \tag{IV - 30}$$

Trong đó: 2β - Góc nhìn đáy móng từ M.

Như vậy kể cả trọng lượng bản thân của đất, thì các ứng suất chính tại M được xác định theo công thức sau đây:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi} \cdot (2\beta + \sin 2\beta) + \gamma \cdot (h + z) \\ \sigma_3 &= \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi} \cdot (2\beta - \sin 2\beta) + \gamma \cdot (h + z) \end{aligned} \right\} \quad (IV - 31)$$

Nếu điểm M ở trạng thái cân bằng giới hạn thì σ_1 và σ_3 phải thoả mãn điều kiện (IV - 23) tức là:

$$\frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = c \quad (IV - 32)$$

Thay trị số σ_1 và σ_3 ở công thức (IV - 31) vào điều kiện cân bằng giới hạn (IV - 32) ta được:

$$\frac{p - \gamma h}{\pi} \sin 2\beta - \sin \varphi \left(\frac{p - \gamma h}{\pi} 2\beta + \gamma \cdot h + \gamma \cdot z \right) = c \cdot \cos \varphi \quad (IV - 33)$$

$$\text{hoặc: } z = \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi \cdot \gamma} \left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \varphi} - 2\beta \right) - h - \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \quad (IV - 34)$$

Phương trình (IV - 34) cho trị số độ sâu z của điểm M bất kỳ nằm trên đường ranh giới của vùng biến dạng dẻo. Độ sâu z là hàm số của góc nhìn 2β . Muốn tìm chiều sâu lớn nhất của vùng biến dạng dẻo thì phải dựa theo phương pháp tìm cực trị của hàm số xuất phát từ điều kiện $\frac{dz}{d\beta} = 0$, ta có:

$$\frac{dz}{d\beta} = \frac{p - \gamma h}{\pi \cdot \gamma} \cdot 2 \left(\frac{\cos 2\beta}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0 \quad (IV - 35)$$

$$\text{Từ đó ta giải được: } 2\beta = \frac{\pi}{2} - \varphi \quad (IV - 36)$$

Do vậy, chiều sâu lớn nhất của vùng biến dạng dẻo được xác định theo công thức :

$$z_{\max} = \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi \gamma} \cdot \left(\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - h - \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \quad (IV - 37)$$

Giải phương trình (IV - 37) theo p sẽ được công thức xác định tải trọng p_{\max} tương ứng sự phát triển của vùng biến dạng dẻo tới độ sâu z_{\max} :

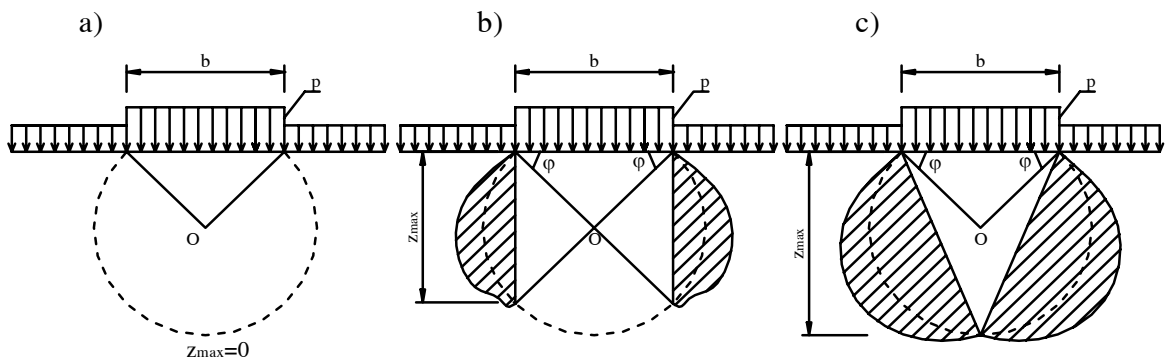
$$p_{Z_{\max}} = \frac{\pi \cdot \gamma}{\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \left(z_{\max} + h + \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \right) + h \gamma \quad (IV - 38)$$

4.1.2 Xác định tải trọng giới hạn ban đầu (p_A):

N.P.Puzureski (năm 1929) là người đầu tiên giải bài toán nêu trên và đã áp dụng để tính tải trọng p_A tương ứng với $z_{\max} = 0$, tức là khi vùng biến dạng dẻo chỉ vừa mới bắt đầu xuất hiện ở hai mép đáy móng:

$$p_A = \gamma \cdot h \cdot \frac{\cot g\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\pi \cdot c \cdot \text{ctg}\varphi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \quad (\text{IV - 39})$$

Tải trọng P_A tính theo công thức (IV - 39) là tải trọng rất an toàn, vì vùng biến dạng dẻo vừa mới bắt đầu phát sinh, nền đất hoàn toàn có khả năng chịu tải. Thực tế cho thấy rằng, nếu lấy tải trọng giới hạn ban đầu p_{gh}^I ứng với p_A thì quá thiên về an toàn, cho nên một số tác giả khác đề nghị "nới" thêm phạm vi phát triển của vùng biến dạng dẻo.



Hình IV-16: Các quy định khác nhau về mức độ phát triển của vùng biến dạng dẻo:
 a) theo N. P. Puzitrévski; b) theo N. N. Maslov ; c) theo I. V. Yaropolxki

Từ lời giải tìm ra z_{max} có thể thấy rằng, khi các vùng biến dạng dẻo dần dần phát triển, thì điểm đáy của vùng biến dạng dẻo đó (tương ứng với z_{max}) chạy trên một vòng tròn quỹ tích đi qua 2 mép của đáy móng với một góc nhìn $2\beta = \frac{\pi}{2} - \varphi$ Hình (IV-16a).

Theo N.N. Maslov đề nghị lấy $z_{max} = b \cdot \text{tg}\varphi$ và quy định này có nghĩa là không cho phép vùng biến dạng dẻo lan vào phạm vi bao gồm giữa hai đường thẳng đứng đi qua mép đáy móng (Hình IV-16b), và tải trọng $p_{Z_{max}}$ lúc này sẽ xác định theo công thức:

$$p_{Z_{max}} = \frac{\pi\gamma(b \cdot \text{tg}\varphi + h + \frac{c}{\gamma \cdot \text{tg}\varphi})}{\cot g\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma \cdot h \quad (\text{IV-40})$$

I.V.Yaropolxki cho vùng biến dạng dẻo phát triển tới độ sâu lớn nhất với

$$z_{max} = \frac{b}{2} \cdot \cot g\varphi \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ và tải trọng } p_{Z_{max}} \text{ tương ứng:}$$

$$p_{Z_{max}} = \frac{\pi\gamma \left[\frac{b}{2} \cdot \cot g\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + h + \frac{c}{\gamma \cdot \text{tg}\varphi} \right]}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma \cdot h \quad (\text{IV-41})$$

Lúc này các vùng biến dạng dẻo đã nối liền với nhau, vì vậy tải trọng xác định theo công thức của Yaropolxki tương ứng với với trạng thái của nền đất bắt đầu mất ổn định. Có thể coi đó là tải trọng giới hạn p_{gh}^{II} , tức là tải trọng giới hạn của nền. Còn tải trọng xác định theo công thức N.N.Maslov có thể coi là tải trọng cho phép.

Nhìn chung, các phương pháp dựa vào lý luận nền biến dạng tuyến tính kết hợp với điều kiện cân bằng giới hạn, đều có một khuyết điểm chung, vì bản thân chứa đựng mâu thuẫn: Khi đã hình thành vùng biến dạng dẻo thì nền không còn là môi trường biến dạng tuyến tính nữa và việc dùng các công thức của lý thuyết đàn hồi để tính ứng suất trở nên không hợp lý. Do đó kết quả tính toán chỉ gần đúng. Sự chênh lệch càng lớn nếu các vùng biến dạng dẻo càng phát triển rộng.

Ngoài ra, cũng còn nhiều ý kiến phê phán giả thiết hệ số áp lực hông $\xi=1$ là không hợp lý. Một số tác giả như: V.A.Florin, M.V.Malusev, v.v... đã xét trường hợp $\xi \leq 1$. Gorbunov - Poxadov còn xét tới cả ảnh hưởng của tính nhám của đáy móng đối với hình dạng các vùng biến dạng dẻo.

Tuy vậy, nếu các vùng biến dạng dẻo đó rất nhỏ, có thể coi như không đáng kể, và căn cứ vào mức độ chính xác yêu cầu của công trình thực tế, thì điều giả định rằng, đất là nửa không gian biến dạng tuyến tính có thể chấp nhận được.

Như vậy trong tính toán thiết kế công trình, tùy thuộc vào quy mô, tầm quan trọng của công trình mà người thiết kế sẽ chọn một trị số z_{max} thích hợp.

Theo tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình TCXD 45-78 ở nước ta, việc tính toán nền đất theo trạng thái giới hạn thứ hai chỉ thực hiện được khi trong đất chưa xuất hiện biến dạng dẻo, hoặc các khu vực biến dạng dẻo còn rất nhỏ. Người ta qui định rằng nếu độ sâu phát triển của khu vực biến dạng dẻo không quá $1/4$ chiều rộng b của đáy móng băng, thì biến dạng của nền có thể kiểm tra theo công thức tính lún của lý thuyết nền biến dạng tuyến tính. Có nghĩa là, khi tính toán biến dạng của nền theo công thức tính lún của lý thuyết nền biến dạng tuyến tính, khi áp lực trung bình tác dụng lên nền ở dưới đáy móng do tải trọng ngoài gây ra, không được vượt quá áp lực tiêu chuẩn $R_{tc}(t/m^2)$ tác dụng lên nền tính theo công thức:

$$R_{tc} = \frac{m_1 \cdot m_2}{K_{tc}} \cdot P_{b/4} = \frac{m_1 \cdot m_2}{K_{tc}} \left[\frac{\pi \cdot \gamma}{\cot g\varphi + \varphi - \pi/2} \left(b/4 + h + \frac{c}{\gamma} \cot g\varphi \right) + \gamma h \right] \quad (\text{IV-42})$$

Để tiện việc sử dụng và xét đến ảnh hưởng của tầng hầm, R_{tc} được viết dưới dạng sau:

$$R_{tc} = \frac{m_1 m_2}{K_{tc}} \cdot (A \cdot b \cdot \gamma + B \cdot h \cdot \gamma' + D \cdot c^{tc} - \gamma' \cdot h_0) \quad (\text{IV-43})$$

Trong đó:

m_1, m_2 - lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của nền đất và hệ số điều kiện làm việc của nhà hoặc công trình có tác dụng qua lại với nền lấy theo bảng (IV-1).

K_{tc} - hệ số tin cậy, tùy thuộc vào phương pháp xác định các đặc trưng tính toán của đất.

- Khi dựa vào các kết quả thí nghiệm trực tiếp các mẫu đất tại nơi xây dựng thì $K_{tc} = 1$, nếu theo tài liệu gián tiếp, dùng các bảng dựa vào kết quả thống kê thì $K_{tc} = 1,1$.

b - cạnh bé (bề rộng) của đáy móng (m);

h - chiều sâu đặt móng;

γ', γ - trọng lượng thể tích đất nằm phía trên và dưới chiều sâu đặt móng (t/m^3)

c_{tc} - trị tính toán của lực dính đơn vị của đất nằm trực tiếp dưới đáy móng (t/m^2);

$h_0 = h - h_{td}$: chiều sâu đến nền tầng hầm (m), khi không có tầng hầm lấy bằng không.

h_{td} - chiều sâu đặt móng tính đối kể từ nền tầng hầm bên trong nhà có tầng hầm, tính theo công thức:

$$h_{td} = h_1 - h_2 \cdot \frac{\gamma_{kc}}{\gamma} \tag{IV-44}$$

h_1 - chiều dày lớp đất ở phía trên đáy móng (m)

h_2 - chiều dày của kết cấu sàn tầng hầm

γ_{kc} - Trị tính toán trung bình của trọng lượng thể tích của kết cấu sàn tầng hầm (t/m^3).

Bảng IV- 1: Trị số của m_1, m_2

Loại đất	Hệ số	Hệ số m_2 đối với nhà và công trình có sơ đồ kết cấu cứng với tỷ số giữa chiều dài của	
		≥ 4	$\leq 1,5$
Đất hòn lớn có chất nhót là cát và đất sét, không kể đất phèn và bụi	1,4	≥ 4	$\leq 1,5$
		1,2	1,4
Cát mịn : - Khô và ít ẩm	1,3	1,1	1,3
	- No nước	1,2	1,3
Cát bụi : - Khô và ít ẩm	1,2	1,0	1,2
	- No nước	1,1	1,2
Đất hòn lớn có chất nhót là sét và đất sét có độ sệt $B \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Như trên có độ sệt $B > 0,5$	1,1	1,0	1,0

$$A = \frac{0,25 \pi}{\cot g \varphi^{tc} + \varphi^{tc} - \pi / 2} \quad (\text{IV - 45a})$$

$$B = 1 + \frac{\pi}{\cot g \varphi^{tc} + \varphi^{tc} - \pi / 2} \quad (\text{IV - 45b})$$

$$D = \frac{\pi \cot g \varphi^{tc}}{\cot g \varphi^{tc} + \varphi^{tc} - \pi / 2} \quad (\text{IV - 45c})$$

Trong đó: φ^{tc} : góc ma sát trong tiêu chuẩn của đất nền tại đáy móng.
 Các trị số A, B và D là hàm phụ thuộc vào góc φ^{tc} , tra bảng (IV-2).

Bảng IV - 2: Trị số A, B và D

Trị số tiêu chuẩn của góc (góc ma sát trong $\varphi^{tc (o)}$)	A	B	D
0	0,00	1,00	3,14
2	0,03	1,12	3,32
4	0,06	1,25	3,51
6	0,10	1,39	3,71
8	0,14	1,55	3,93
10	0,18	1,73	4,17
12	0,23	1,94	4,42
14	0,29	2,17	4,69
16	0,36	2,43	5,00
18	0,43	2,72	5,31
20	0,51	3,05	5,66
22	0,61	3,44	6,04
24	0,72	3,87	6,45
26	0,84	4,37	6,90
28	0,98	4,93	7,40
30	1,15	5,59	7,95
32	1,34	6,35	8,55
34	1,55	7,21	9,21
36	1,81	8,25	9,98
38	2,11	9,44	10,80
40	2,46	10,84	11,73
42	2,87	12,50	12,77
44	3,37	14,48	13,96
45	3,66	15,64	14,64

Ví dụ IV - 1: xác định áp lực tiêu chuẩn dưới đáy móng hình băng rộng 1,6m; đặt sâu 1,2m trên nền đất á sét có $\gamma = 1,98 \text{ t/m}^3$; $\varphi^{tc} = 24^0$ và $C^{tc} = 0,16 \text{ kG/cm}^2$; độ sệt B = 0,3?

Trình tự tính toán như sau: Căn cứ vào loại đất tra bảng (IV-1) ta được $m_1=1,2$ và $m_2=1,1$

Căn cứ vào trị số của $\varphi^{tc} = 24^0$ có thể tra trong bảng (IV - 2) để tìm A, B và D; A = 0,72; B = 3,87; D = 6,45 và $K_{tc}=1,1$.

Theo công thức (IV - 43) có thể tính được R^{tc} :

$$R^{tc} = \frac{1,2 \times 1,1}{1,1} [(0,72 \cdot 1,6 + 3,87 \cdot 1,2) \cdot 1,98 + 6,45 \cdot 1,6] = 26,068 \text{ T/m}^2$$

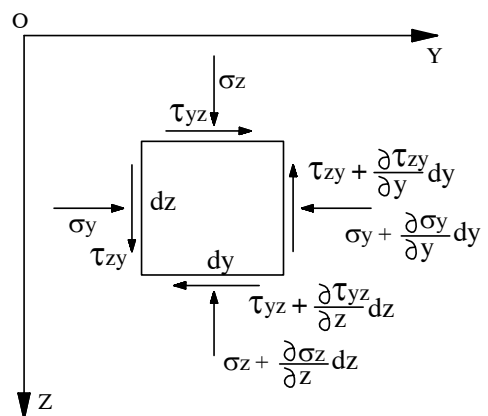
4.2 Phương pháp tính toán dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn:

Tính toán sức chịu tải của nền đất dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn là nhằm đảm bảo độ bền và tính ổn định của nền đất. Việc tính toán này trước hết dùng lý thuyết cân bằng giới hạn, để xác định tải trọng giới hạn (p_{gh}) gây phá hoại nền hoàn toàn, rồi sau đó chia tải trọng giới hạn cho hệ số an toàn $K > 1$, ta sẽ nhận được trị số sức chịu tải của nền:

$$[p] = \frac{p_{gh}}{K} \tag{IV-46}$$

Như đã biết, khi đất tại một điểm đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn thì ở đó sẽ xảy ra hiện tượng trượt cục bộ. Nếu tải trọng tác dụng tăng lên dần thì hiện tượng trượt cục bộ cũng phát triển, các mặt trượt cục bộ sẽ nối tiếp nhau, dần dần tạo thành những mặt trượt liên tục trong vùng đất ở trạng thái cân bằng giới hạn. Khi phân tích tình hình trạng thái ứng suất tại một điểm trong đất, đã đi đến một nhận xét rằng các mặt trượt hợp với phương của ứng suất chính lớn nhất một góc bằng $\pm(45^0 - \varphi / 2)$. Mặt khác cần chú ý rằng, phương của ứng suất chính tại mỗi điểm trong đất cũng thay đổi tùy theo vị trí của điểm đó. Như vậy với những điều kiện biên khác nhau, mặt trượt cũng sẽ có hình dạng khác nhau. Nghĩa là vị trí và hình dáng của mặt trượt là do điều kiện của mỗi bài toán cụ thể quyết định mà không thể tự giả thiết trước mặt trượt. Hơn nữa, khi tải trọng đã vượt quá tải trọng giới hạn ban đầu thì giữa ứng suất và biến dạng không còn tuân theo liên hệ bậc nhất nữa, cho nên đến lúc này không thể dùng các công thức của lý thuyết nền biến dạng tuyến tính để giải quyết bài toán được.

Nguyên lý của phương pháp tính toán dựa theo lý thuyết cân bằng giới hạn là, xét trạng thái cân bằng tĩnh và cân bằng giới hạn của một phân tố đất, dựa vào việc giải hệ các phương trình vi phân cân bằng tĩnh và điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm, xét trạng thái



Hình IV-17: Sơ đồ ứng suất tác dụng đối với phân tố đất trong trường hợp bài toán phẳng.

ứng suất tại các điểm trong vùng trượt. Do đó có thể xác định hình dạng mặt trượt một cách chặt chẽ và tìm ra tải trọng giới hạn.

Trong trường hợp bài toán phẳng, hãy xét một phân tố đất có chứa điểm M trong hệ trục tọa độ vuông góc y,z, chiều phương của Oz hướng theo chiều tác dụng của trọng lượng (Hình IV-17). Phân tố đất có cạnh dy và dz, chịu tác dụng của σ_y , σ_z , τ_{yz} và trọng lượng bản thân.

Trạng thái cân bằng của phân tố đất được biểu thị bởi hai phương trình cân bằng tĩnh và một phương trình cân bằng giới hạn sau đây:

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} = \gamma \quad (\text{IV - 47a})$$

$$\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0 \quad (\text{IV - 47b})$$

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4 \cdot \tau_{yz}^2}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c \cdot \cot g\varphi)^2} = \sin^2 \varphi \quad (\text{IV - 47c})$$

Với các điều kiện biên cụ thể, giải hệ phương trình trên với ẩn số cho phép xác định được tải trọng giới hạn và dạng đường trượt.

Hệ phương trình cân bằng trên đây do F.Kotter đề ra lần đầu tiên, từ năm 1903, nhưng chưa có phương pháp chung để giải.

4.2.1 Phương pháp của Prandtl - Rankine - Reissner:

Với quan điểm, tải trọng công trình truyền xuống nền đất rất lớn mà kích thước của móng lại bé. Do đó sự ảnh hưởng của trọng lượng bản thân đất đến hình dạng đường trượt và trị số của tải trọng giới hạn là không đáng kể, khi đó có thể bỏ qua ảnh hưởng của trọng lượng bản thân đất ($\gamma=0$) để đơn giản hoá bài toán.

H. Reissner (1925) đã dùng lời giải của W.Rankine và L.Prandtl để giải bài toán sau đây (Hình IV-18). Trên đoạn AB chịu tác dụng tải trọng thẳng đứng với cường độ p, yêu cầu dựng mạng lưới đường trượt, xác định trạng thái ứng suất của nền và tải trọng hông thẳng đứng q để thỏa mãn điều kiện nền nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn. Kết quả của lời giải có thể chia nền đất thành ba vùng (Hình IV-18). Vùng I nằm ngay dưới đoạn AB, theo lời giải của W.Rankine thì khi nền đất bị mất ổn định, đất bị đẩy từ trên xuống vùng này được gọi là vùng áp lực chủ động. Kết quả thu được hai họ đường trượt làm với đường thẳng đứng một góc $(\pi/4-\varphi/2)$. Tại vùng III, khi nền bị mất ổn định, đất trong vùng bị đẩy từ dưới lên trên do $\sigma_y > \sigma_z$ (vùng áp lực bị động), theo lời giải của của W.Rankine thu được hai họ đường trượt làm với đường thẳng đứng một góc $(\pi/4+\varphi/2)$.

Tại vùng II: Năm 1920 L.Prandtl đã giải bài toán này với điều kiện $\gamma = 0$, tức là coi đất như không có trọng lượng. Tải trọng giới hạn thẳng đứng xác định theo công thức của L. Prandtl có dạng:

$$p_{gh} = (q + c \cdot \cot g\varphi) \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{\pi \cdot \text{tg} \varphi} - c \cdot \cot g\varphi \quad (\text{IV - 48})$$

Trong đó: φ, c - Là góc ma sát trong và lực dính đơn vị của đất;
 q - là tải trọng hông;
 e - cơ số logarit tự nhiên.

Công thức trên có thể viết gọn là:

$$P_{gh} = N_q \cdot q + N_c \cdot c \tag{IV - 49}$$

Trong đó: $N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi}$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

Theo lời giải của L.Prandtl, đường trượt có dạng như hình (IV - 18). Trong vùng II họ đường trượt bao gồm, họ đường trượt thứ I là những đường xoắn Logarit có điểm cực tại mép móng và xác định theo phương trình:

$r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \varphi}$, Còn họ đường trượt thứ II là những đoạn thẳng xuất phát từ điểm A.

Năm 1938, Novôtvxev đã phát triển cách giải của L.Prandtl để giải quyết trường hợp tải trọng nghiêng.

4.2.2. Phương pháp V.V.Xôcôlovski:

Năm 1942, V.V.Xôcôlovski là người đầu tiên ứng dụng phương pháp số để giải gần đúng hệ phương trình vi phân trên của F.Kotter cho bài toán phẳng có xét đến trọng lượng bản thân của đất ($\gamma \neq 0$). Đây là sự đóng góp vô cùng to lớn trong việc phát triển và vận dụng lý thuyết cân bằng giới hạn, để nghiên cứu, đánh giá sự ổn định của nền đất, của các mái dốc và tính toán áp lực đất lên tường chắn.

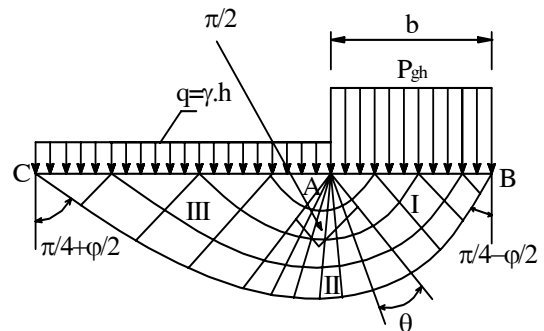
Để tiện sử dụng V.V.Xôcôlovski đã tính cho các trường hợp khác nhau và trình bày kết quả dưới dạng các bảng tính sẵn.

Công thức của V.V.Xôcôlovski chỉ dùng được cho các móng đặt nông ($\frac{h}{b} < 0,5$) vì lúc đó có thể thay lớp đất trong phạm vi độ sâu đặt móng h bằng tải

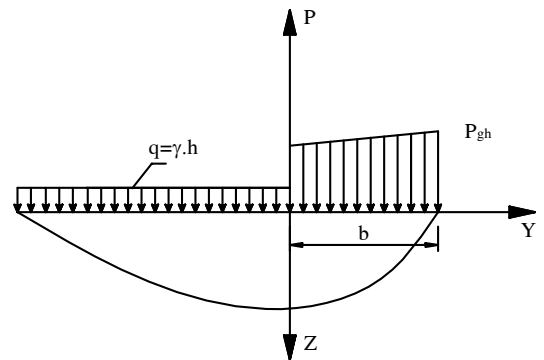
trọng bên $q = \gamma h$. Sau đây là các trường hợp thường gặp:

a: nền đất chịu tải trọng thẳng đứng, lệch tâm (Hình IV - 19)

Tải trọng giới hạn trong trường hợp này được tính theo công thức sau:



Hình IV-18



Hình IV-19

$$p_{gh} = p_T \cdot (c + q \cdot \text{tg}\varphi) + q \tag{IV - 50}$$

Trong đó:

p_T : hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào Y_T và φ , tra bảng (IV-3)

$$Y_T = \frac{\gamma}{q \cdot \text{tg}\varphi + c} \cdot y \quad \text{Với: } 0 \leq y \leq b \tag{IV - 51}$$

Từ công thức (IV-50), ta suy ra các trường hợp đặc biệt sau:

+ Khi móng đặt trên mặt đất dính ($h=0, c \neq 0$) thì:

$$p_{gh} = p_t \cdot c \tag{IV — 52}$$

Trong đó: p_T phụ thuộc vào $Y_T = \frac{\gamma}{c} \cdot y$

Khi móng đặt trên đất cát ($c=0, q \neq 0, h/b < 0.5$)

$$p_{gh} = q(p_T \cdot \text{tg}\varphi + 1) \tag{IV - 53}$$

Trong đó: $p_T = \frac{\gamma}{q \cdot \text{tg}\varphi} \cdot y$

Bảng IV- 3: Trị số của p_T

$\varphi(\text{độ})$ Y_T	5	10	15	20	25	30	35	40
0	6,49	8,34	11,0	14,8	20,7	30,1	46,1	75,3
0,5	7,73	0,02	12,5	17,9	27,0	43,0	73,8	139
1,0	6,95	9,64	13,8	20,6	32,3	53,9	97,1	193
1,5	7,17	10,20	15,1	20,1	37,3	64,0	119	243
2,0	7,38	10,80	16,2	25,4	41,9	73,6	140	292
2,5	7,56	11,30	17,3	27,7	46,4	82,9	160	339
3,0	7,77	11,80	18,4	29,8	50,8	91,8	179	386
3,5	7,96	12,30	19,4	31,9	55,0	101,0	199	432
4,0	8,15	12,80	20,5	34,0	59,2	109	218	478
4,5	8,33	13,20	21,4	36,0	63,8	118	237	523
5,0	8,50	13,70	22,4	38,0	67,3	127	256	568
5,5	8,67	14,10	23,3	39,9	71,3	135	275	613
6,0	8,84	14,50	24,3	41,8	75,3	143	293	658

Ví dụ IV - 2: Xác định biểu đồ tải trọng giới hạn đối với trường hợp đất nền có $\gamma = 1,9\text{t/m}^3$; $\varphi = 25^\circ$ và $c = 5 \text{ T/m}^2$; móng rộng 4m, đặt sâu 1,8 m?

Trình tự tính toán như sau:

Vì tải trọng giới hạn có biểu đồ hình thang nên chỉ cần tính trị số của cường độ tải trọng đó tại hai mép móng, tức là khi $y = 0$ và $y = 4m$.

Trong trường hợp này:

$$q = \gamma \cdot h = 1,9 \cdot 1,8 = 3,42 \text{ T/m}^2$$

Với: $y = 0$ và $Y_T = 0$; tra bảng (IV - 3) được $p_T = 20,7$; do đó:

$$p_{gh} = 20,7 \cdot (5 + 3,42 \cdot 0,465) + 3,42 = 139,6 \text{ T/m}^2$$

Với $y = 4$ ta có: và $Y_T = \frac{1,9}{3,42 \cdot 0,465 + 5} \cdot 4 = 1,15$; tra bảng (IV - 3) và dùng

phép nội suy, ta được: $p_T = 33,8$

Do đó:

$$p_{gh} = 33,8 \cdot (5 + 3,42 \cdot 0,465) + 3,42 = 225,8 \text{ T/m}^2$$

b. *Nền đất chịu tải trọng nghiêng, lệch tâm (hình IV - 20):*

Thành phần thẳng đứng của tải trọng giới hạn (p_{gh}) trong trường hợp này được xác định như sau:

$$p_{gh} = N_\gamma \cdot \gamma \cdot y + N_q \cdot \gamma \cdot h + N_c \cdot c$$

Trong đó: N_γ, N_q, N_c - các hệ số sức chịu tải của đất phụ thuộc vào góc ma sát trong φ của đất và góc nghiêng δ của tải trọng, lấy theo bảng (IV - 4).

Thành phần nằm ngang τ_{gh} của tải trọng giới hạn xác định theo công thức:

$$\tau_{gh} = p_{gh} \cdot \text{tg}\delta \quad \text{(IV - 55)}$$

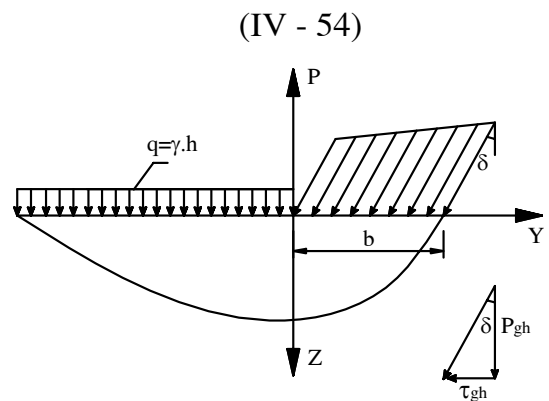
Biểu đồ tải trọng tính theo công thức (IV - 54) có dạng hình thang, các trị số của p_{gh} tại điểm $y = 0$ và $y = b$ được tính như sau (b : chiều rộng của móng hình băng)

$$\left. \begin{aligned} p_{gh(y=0)} &= N_q \cdot \gamma \cdot h + N_c \cdot c \\ p_{gh(y=b)} &= p_{gh(y=0)} + N_\gamma \cdot \gamma \cdot b \end{aligned} \right\} \text{IV - 56}$$

Hai thành phần thẳng đứng và nằm ngang của tổng hợp lực tải trọng giới hạn xác định theo các công thức sau đây:

$$\left. \begin{aligned} p_{gh} &= \frac{1}{2} \cdot (p_{gh(y=0)} + p_{gh(y=b)}) \cdot b \\ \tau_{gh} &= p_{gh} \cdot \text{tg}\delta \end{aligned} \right\} \text{IV - 57}$$

Đối với trường hợp tải trọng lệch tâm như ở trên (cả hai trường hợp a và b) thực ra nếu muốn tính toán sức chịu tải của nền cho chặt chẽ thì không những chỉ kiểm tra trị số p_{gh} và p , mà còn phải kiểm tra cả điểm đặt của tải trọng nữa (điểm đặt của p_{gh} phải trùng với điểm đặt của p do tải trọng ngoài tác dụng. Nhưng theo lời



Hình IV-20

giải của V.V.Xôcolovxki thì tải trọng giới hạn p_{gh} chỉ có một điểm đặt nhất định với độ lệch tâm e_{gh} :

$$e_{gh} = \frac{b}{3} \cdot \left[\frac{2 \cdot p_{gh(y=b)} + p_{gh(y=0)}}{p_{gh(y=b)} + p_{gh(y=0)}} - \frac{3}{2} \right] \quad (IV-58)$$

Thực tế thì điểm đặt của p và p_{gh} rất có thể không trùng nhau, như vậy việc kiểm toán theo công thức (IV - 46) cũng không chính xác lắm. Trong trường hợp đó có thể dùng phương pháp có tính quy ước để giải quyết.

Ví dụ IV - 3: Kiểm tra ổn định của nền đất cát có $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$; $\varphi = 30^\circ$ dưới một móng hình băng có chiều rộng bằng 6m, đặt sâu 1,5. Tải trọng tính toán có điểm đặt cách trung điểm đáy móng một đoạn $e = 0,5\text{m}$ và gồm hai thành phần: Thành phần thẳng đứng $P = 150 \text{ T/m}$, thành phần nằm ngang $T = 26,5 \text{ T/m}$.

Trình tự tính toán như sau:

- Tính góc nghiêng của tải trọng tính toán:

$$\delta = \arctg \frac{T}{P} = \frac{26,5}{150} = 0,176 = 10^\circ$$

- Xác định tải trọng giới hạn theo góc nghiêng δ , Căn cứ vào trị số φ và δ , có thể xác định trị số của các hệ số tính toán theo bảng (IV-4):

$$N_q = 12,90 \quad ; \quad N_\gamma = 7,64$$

- Dùng công thức (IV-58) để tính trị số thành phần thẳng đứng của tải trọng giới hạn $p_{gh(y=0)}$ và $p_{gh(y=b)}$ tại hai mép cạnh đáy móng.

$$p_{gh(y=0)} = 12,90 \times 1,8 \times 1,5 = 34,8 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$p_{gh(y=b)} = 12,90 \times 1,8 \times 1,5 + 7,64 \times 1,80 \times 6 = 117,3 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Hợp lực p_{gh} của hai thành phần thẳng đứng xác định như sau:

$$P_{gh} = \frac{34,8 + 117,3}{2} \cdot 6 = 456,3 \text{ (T/m)}$$

- Tính độ lệch tâm của tải trọng giới hạn theo công thức (IV-60)

$$e_{gh} = \frac{6}{3} \left(\frac{2 \cdot 117,3 + 34,8}{117,3 + 34,8} - \frac{3}{2} \right) = 0,54\text{m}$$

Như vậy, độ lệch tâm tính toán và độ lệch tâm giới hạn gần bằng nhau, có thể so sánh P_{gh} và P theo K:

$$K = \frac{P_{gh}}{P} = \frac{456,3}{150} = 3,04$$

Bảng IV-4: Trị số của N_q , N_c và N_γ

$\varphi \backslash \delta$		5	10	15	20	25	30	35	40	45
	0	N_q	1,57	2,47	3,94	6,40	10,70	18,4	33,30	64,20

	N_c	6,49	8,34	11,0	14,90	20,7	30,2	46,20	75,30	133,50
	N_γ	0,17	0,56	1,4	3,16	6,92	15,32	35,16	86,46	236,30
5	N_q	1,24	2,46	3,44	5,56	9,17	15,60	27,90	52,70	96,40
	N_c	2,72	6,56	9,12	12,52	17,50	25,40	38,40	61,60	95,40
	N_γ	0,09	0,38	0,99	2,31	5,02	11,10	24,38	61,38	163,30
10	N_q		1,50	2,84	4,65	7,65	12,90	22,80	42,40	85,10
	N_c		2,84	6,88	10,00	14,30	20,60	31,10	49,30	84,10
	N_γ		0,17	0,62	1,51	3,42	7,64	17,40	41,78	109,50
15	N_q			1,77	3,64	6,13	10,40	18,10	33,30	65,40
	N_c			2,94	7,27	11,00	16,20	24,50	38,50	64,40
	N_γ			0,25	0,89	2,15	4,93	11,34	27,61	70,58
20	N_q				2,09	4,58	7,97	13,90	25,40	49,20
	N_c				3,00	7,68	21,10	18,50	29,10	48,20
	N_γ				0,32	1,19	2,92	6,91	16,41	43,00
25	N_q					2,41	5,67	10,20	18,70	26,75
	N_c					3,03	8,09	13,20	21,10	35,75
	N_γ					0,38	1,50	3,84	9,58	24,86
30	N_q						2,75	8,94	13,10	25,40
	N_c						3,02	8,49	14,40	24,40
	N_γ						0,43	1,84	4,96	13,31
35	N_q							3,08	8,43	16,72
	N_c							2,97	8,86	15,72
	N_γ							0,47	2,21	6,41
40	N_q								3,42	10,15
	N_c								2,88	9,15
	N_γ								0,49	2,60
45	N_q									3,78
	N_c									2,70
	N_γ									0,50

4.2.3. Phương pháp Bêrêzantxev.

V.G.Bêrêzantxev áp dụng phương pháp của V.V.Xôcôlovski để xác định tải trọng giới hạn phân bố đều (thực chất là trị số trung bình cường độ tải trọng giới hạn) khi lực tác dụng đúng tâm, đối với cả trường hợp bài toán phẳng và bài toán không gian.

Điểm tiến bộ trong phương pháp này là việc xét tới hiện tượng thực tế tồn tại nê-m đất dưới đáy móng. Trong nhiều công trình nghiên cứu bằng thí nghiệm nén đất tác giả đã quan sát thấy sự hình thành của nê-m đất này. Đó là một bộ phận của đất nền dính liền với đáy móng như một thể thống nhất. Sự hình thành của nê-m đất có thể giải thích như sau: Khi móng lún, nó có khuynh hướng làm chuyển dịch đất sang hai bên. Nhưng vì giữa đáy móng và đất có ma sát, cũng như trong đất có ma sát và lực dính nên có một phần đất không di chuyển được. Cho nên khối đất đó dính liền với móng và ngày càng bị ép chặt vào thành nê-m đất. Nê-m đất hình thành do nhiều yếu tố như: độ nhám của móng, độ sâu của móng, độ chặt của đất, tính chất của tải trọng, v.v... trong đó chủ yếu là do sự ma sát giữa đáy móng và đất nền, cũng như tính ma sát và dính kết giữa các hạt đất. Hình dạng của nê-m đất gần giống như hình tam giác cân với cạnh đáy là chiều rộng đáy móng, góc ở đỉnh thường có trị số khoảng 60^0-90^0 . Trong phạm vi của nê-m, đất bị nén chặt hơn đất ở xung quanh.

Nhiều công trình nghiên cứu chứng tỏ rằng, nê-m đất có tác dụng làm tăng sức chịu tải của nền đất.

V.G.Bêrêzantxev đã dựa trên nhiều nghiên cứu thực nghiệm kết hợp phương pháp của V.V.Xôcôlovski để tính toán và đã đưa ra được những đường trượt tương đối đơn giản nhưng xấp xỉ như những đường trượt xác định bằng tính toán đồng thời đưa ra lời giải thực dụng để xác định được tải trọng giới hạn của nền đất cho cả bài toán phẳng và bài toán không gian.

a) Trường hợp móng nông:

Qua thí nghiệm thấy rằng đối với móng nông ($\frac{h}{b} < 0,5$), đất nền bị phá hoại theo kiểu đất bị trượt và trôi lên mặt.

* *Bài toán phẳng:* các đường trượt có dạng như hình (IV-21)

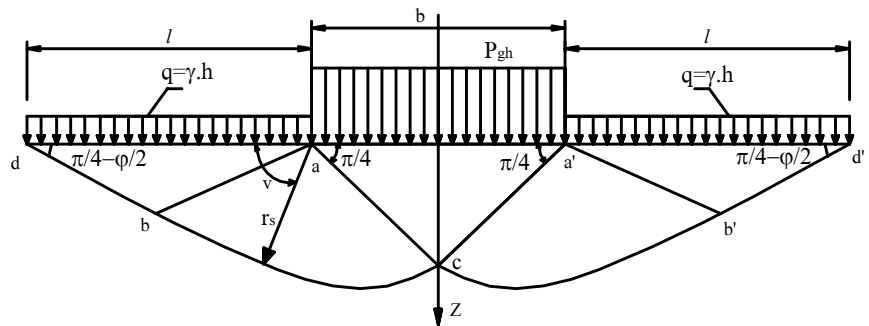
Nê-m đất có dạng hình tam giác cân, hai góc ở đáy bằng $\frac{\pi}{4}$ trong khu vực abc và a'b'c', họ đường trượt thứ nhất bao gồm các đường thẳng xuất phát từ a và a', họ đường trượt thứ hai là những cung của đường xoắn lôgarít có phương trình:

$$r_s = \frac{b}{\sqrt{2}} \cdot e^{(\frac{3\pi}{4}-\nu) \cdot \text{tg} \frac{3}{4}\varphi} \tag{IV-59}$$

Trong đó: ν - góc quét của r_s so với ad.

Đoạn db và d'b' hợp với đường nằm ngang một góc bằng $(45^\circ - \varphi/2)$

Sau khi giải hệ phương trình vì phân cân bằng giới hạn đối với từng đoạn, sẽ xác định được trạng thái ứng suất lần lượt tại d, b, a và c (cũng như vậy, đối với d', b' và a') do đó tính được trị số ứng suất



Hình IV-21: Sơ đồ tính toán đối với trường hợp bài toán phẳng, móng nông.

pháp và tiếp tại a, c và a'. Giả thiết rằng ứng suất giữa các điểm a, c và a', c phân bố theo đường thẳng và coi nê-m đất như một vật rắn ở trạng thái cân bằng tĩnh học dưới tác dụng của tải trọng giới hạn $p_{gh} \cdot b$, trọng lượng nê-m đất và các ứng suất trên hai cạnh ac và a'c, V.G.Bêrêzantxev đã tìm được công thức xác định tải trọng giới hạn trung bình p_{gh} :

$$p_{gh} = A_0 \cdot \gamma \cdot b + B_0 \cdot q + C_0 \cdot c \tag{IV-60}$$

trong đó: $q = \gamma \cdot h$

A_0, B_0, C_0 - các hệ số của sức chịu tải, tra ở bảng (IV-5) phụ thuộc vào φ .

Bảng (IV-5): Trị số của A_0, B_0 và C_0

φ (độ) Hệ số	16	18	20	22	24	26	30	32	34	36	38	40	42	44	46
A_0	1,7	2,3	3,0	3,8	4,9	6,8	10,8	14,3	39,8	26,2	37,4	50,1	77,3	10,3	159,6
B_0	4,4	5,3	6,5	8	9,8	12,3	19,3	24,7	32,6	32,6	54,8	72	98,7	137,2	195
C_0	11,7	13,2	15,1	17,2	19,8	23,2	31,5	38	47	47	70	84,7	108,8	141,2	187,5

Ví dụ IV-4. Xác định tải trọng giới hạn của nền đất dưới đáy móng cứng hình băng rộng 4m, đặt sâu 1,5m, nền đất là á sét có $\gamma = 1,8 \text{ T/m}^3$, $\varphi = 22^\circ$, $c = 1 \text{ T/m}^2$.

Trình tự tính toán:

Với $\varphi = 22^\circ$, tra bảng (IV-5) được các trị số $A_0 = 3,8$; $B_0 = 8,0$ và $C_0 = 17,2$.

Theo công thức (IV-62)

$$p_{gh} = 3,8 \cdot 1,8 \cdot 4 + 8 \cdot 1,8 \cdot 1,5 + 17,2 \cdot 1 = 66,1 \text{ T/m}^2$$

**Bài toán không gian*: Đối với móng tròn đặt nông, sơ đồ tính toán có dạng như hình (IV-22).

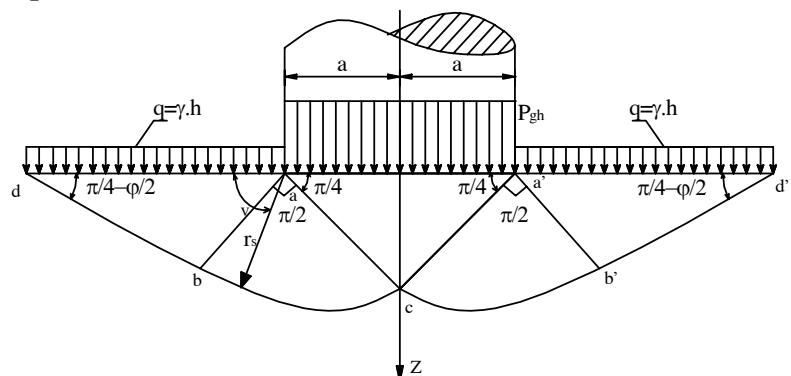
Nếu cắt móng bằng một mặt phẳng thẳng đứng đi qua tâm đáy móng thì thấy nê đất có hình tam giác cân với góc đáy bằng 45° . Đường trượt cũng chia làm hai đoạn khác nhau. Đoạn db và d'b' là các đoạn thẳng nghiêng một góc bằng $(\pi/4 - \varphi/2)$ so với đường nằm ngang. Các góc bac và b'dc đều là góc vuông. Đoạn bc và b'c là những đường xoắn lôgarít có phương trình:

$$r_s = \frac{a\sqrt{2}}{\cos \frac{\varphi}{2}} \cdot e^{\left(\frac{3}{4}\pi - \frac{\varphi}{2} - \nu\right) \cdot \text{tg} \frac{\varphi}{2}} \tag{IV-61}$$

trong đó: a - bán kính mặt đáy móng

ν - góc quét của r_s so với ab

Sau khi giải hệ phương trình vi phân cân bằng giới hạn đối với từng đoạn và giải phương trình cân bằng tĩnh của nê đất như đối với bài toán phẳng, sẽ tìm được công thức tính toán tải trọng giới hạn trung bình của nền đất dưới đáy móng tròn đặt nông.



Hình IV-22: Sơ đồ tính toán đối với trường hợp bài toán không gian, móng tròn đặt nông.

$$p_{gh} = A_k \cdot \gamma \cdot a + B_k \cdot q + C_k \cdot c \tag{IV-62}$$

Trong đó: A_k , B_k và C_k - các hệ số sức chịu tải, tra ở bảng (IV-6) phụ thuộc vào φ .

Đối với móng có đáy là hình vuông V.G.Bêrêzantxev đề nghị áp dụng công thức (IV-62) một cách gần đúng như sau:

$$p_{gh} = A_k \cdot \gamma \cdot \frac{b}{2} + B_k \cdot q + C_k \cdot c \quad (IV-63)$$

Trong đó: b - là cạnh của đáy móng

Bảng IV-6: Trị số của A_k , B_k và C_k

φ (độ) Hệ số	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
A_k	4,1	5,7	7,3	9,9	14	18,9	25,3	34,6	48,8	69,2	97,2	142,5	126
B_k	5,5	6,5	8,5	10,8	14,1	18,6	24,8	32,8	45,5	64	87,6	127	185
C_k	12,8	16,8	20,9	24,6	29,9	36,4	45	55,4	71,5	93,6	120	161	219

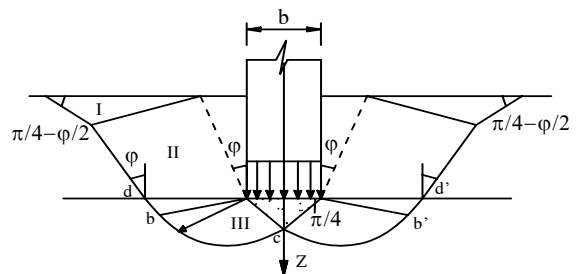
b. Trường hợp móng sâu vừa ($0,5 < h/b < 2$)

Đối với nền đất tương đối chặt (đủ để cho khi nền bị phá hoại thì đất trồi lên mặt) những thí nghiệm đã chứng tỏ rằng, nếu độ sâu đặt móng tương ứng h/b tăng dần thì hình dạng của đường trượt cũng thay đổi, đường trượt là những đường cong đi lên phía mặt đất theo độ dốc lớn, chứ không thoải như trường hợp móng nông. Chỉ tới khi gần mặt đất thì mới có một đoạn thoải và cuối cùng gặp mặt đất dưới một góc bằng $(\pi/4 - \varphi/2)$ (trường hợp bài toán phẳng, hình IV-23a). Lớp đất trong phạm vi đặt móng tương đối dày, cho nên không thể dùng phương pháp đơn giản thay tác dụng của nó bằng một tải trọng phân bố đều $q = \gamma \cdot h$ như trước được. Qua nghiên cứu các tác giả đều thấy rằng, ứng suất tác dụng trên mặt Oy không phải là thẳng đứng mà là nghiêng. Đó là tác dụng qua lại giữa các lớp đất phía trên và phía dưới đáy móng. Chính vì vậy mà hình dạng đường trượt phía dưới đáy móng cũng thay đổi so với trường hợp móng nông (V.G.Bêrêzantxev và V.A.Iarotsenco)

* *Bài toán phẳng*: Sơ đồ tính toán như hình (IV-23a). Công thức tính toán có dạng:

$$p_{gh} = A \cdot \gamma \cdot b \quad (IV-64)$$

Trong đó: A - hệ số tải trọng, phụ thuộc vào φ và h/b , tra trong bảng (IV-7).



Hình IV-23a

Bảng IV-7: Trị số của A

φ (độ) \ h/b	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46
0,5	14	17,5	22,5	29,2	41,7	52,7	72	98,5	137	200	285
1,0	21,3	29,4	34,8	45,2	59	79,5	105,3	146,2	204	295	412
2,0	36,3	48,5	58,9	76,2	99	138	177	242	331	472	667

* Bài toán không gian: Cùng với phương pháp trên, V.G.Bêrêzantxev đã giải quyết trường hợp móng tròn có đường kính đáy móng bằng $2a$. Tải trọng giới hạn tính theo công thức sau:

$$p_{gh} = A'_k \cdot \gamma \cdot a \quad (IV-65)$$

Trong đó: A'_k - hệ số sức chịu tải lấy theo biểu đồ (hình IV-23b)

Ví dụ IV-5:

Cũng với nền đất á sét như ví dụ IV-5, tính tải trọng giới hạn đối với trường hợp một móng có đáy là hình vuông, có cạnh bằng 4m, đặt sâu 1,5m.

Trình tự tính toán như sau:

Với $\varphi = 22^\circ$ theo bảng (IV-6), $A_k = 9,9$; $B_k = 10,8$; $C_k = 24,6$.

Theo công thức (IV-63):

$$p_{gh} = 9,9 \cdot 1,8 \cdot \frac{4}{2} + 10,8 \cdot 1,8 \cdot 1,5 + 24,6 \cdot 2$$

$$p_{gh} = 89,6 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Ví dụ IV-6 : Đất nền là cát mịn có $\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$ và $\varphi = 30^\circ$

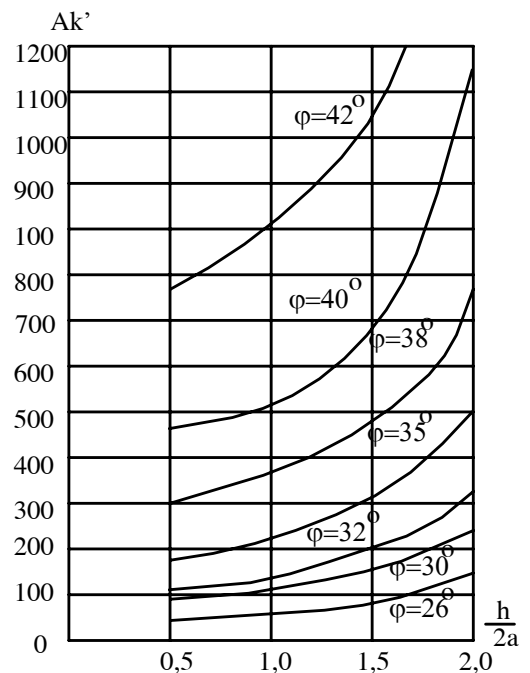
Tính sức chịu tải giới hạn của nền đất dưới đáy móng băng rộng 6m, đặt sâu 12m.

Trình tự tính toán như sau:

- Đây là trường hợp bài toán phẳng với $\frac{h}{b} = \frac{12}{6} = 2$; Tra bảng (IV-7) với $\varphi = 30^\circ$

được $A = 58,9$, do đó: $p_{gh} = A \cdot \gamma \cdot b = 58,9 \cdot 1,9 \cdot 6 = 672 \text{ (T/m}^2\text{)}$

Ví dụ IV-7: Với điều kiện địa chất như ví dụ (IV-6). Tính sức chịu tải giới hạn của nền đất dưới một móng tròn có đường kính bằng 6m, đặt sâu 12m.



Hình IV-23b: Biểu đồ xác định

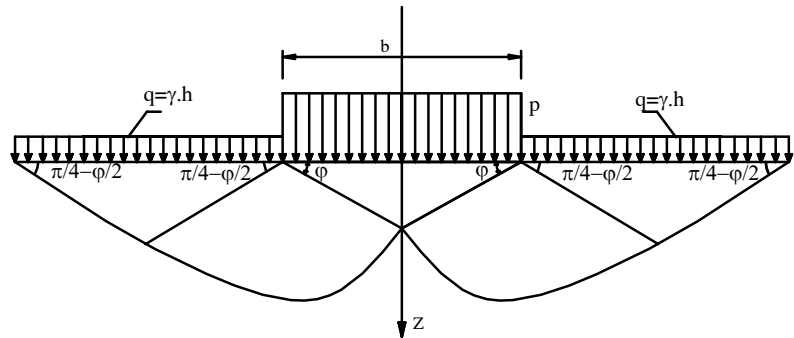
Trình tự tính toán như sau:

Đây là trường hợp bài toán không gian. Trị số của độ sâu đặt móng tương đối $\frac{h}{2a} = 2$; Tra biểu đồ (IV-23) được $A'_k = 240$.

Theo công thức (IV-65): $p_{gh} = 240 \cdot 1,9 \cdot \frac{6}{2} = 1.370 \text{ (T/m}^2\text{)}$

4.2.4. Phương pháp K.Terzaghi:

Sơ đồ tính toán của K.Terzaghi là vẫn dùng những đường trượt như ở trường hợp $\gamma = 0$, đồng thời có chú ý đến sự tồn tại của nê-m đất mà K.Terzaghi giả thiết là hình tam giác cân với góc ở đáy bằng φ cho phù hợp với các kết quả của thí nghiệm nén (hình IV-25). Nê-m đất phải khắc phục áp lực bị động của đất trong khu vực cân bằng giới hạn ở hai bên và dính kết chặt với đáy móng, các mặt trượt trong vùng (II) và (III) được xác định tương tự như trong phương pháp của Reisner.



Hình IV-24: Sơ đồ tính toán đối với bài toán phẳng của K.Terzaghi

Trên cơ sở nhận định như vậy, K.Terzaghi đã đưa ra công thức tính tải trọng giới hạn ở trường hợp bài toán phẳng như sau:

$$p_{gh} = N_{\gamma} \cdot \frac{\gamma \cdot b}{2} + N_q \cdot \gamma \cdot h + N_c \cdot c \tag{IV-66}$$

Trong đó: N_{γ} , N_q và N_c - Các hệ số sức chịu tải, phụ thuộc vào góc ma sát φ và tính theo biểu đồ (hình IV-25).

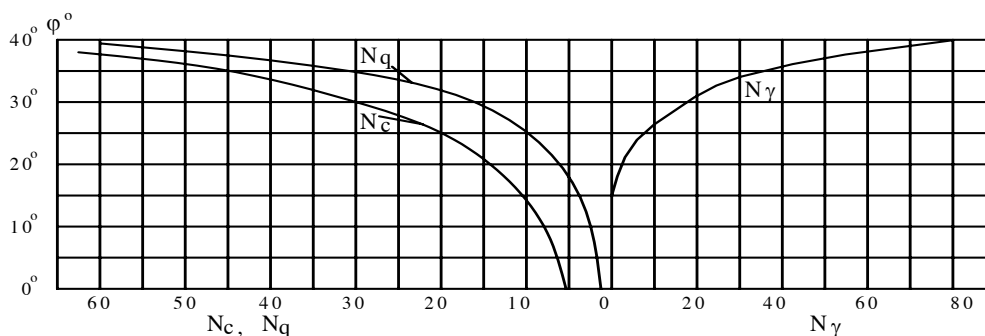
Ngoài ra K.Terzaghi còn đưa ra các hệ số kinh nghiệm vào công thức (IV-66) để tính tải trọng giới hạn trong trường hợp bài toán không gian.

- Đối với móng vuông có cạnh là b:

$$p_{gh} = 0,4 \cdot N_{\gamma} \cdot \gamma \cdot b + N_q \cdot \gamma \cdot h + 1,3 \cdot N_c \cdot c \tag{IV-67}$$

- Đối với móng tròn có bán kính R:

$$p_{gh} = 0,6 \cdot N_{\gamma} \cdot \gamma \cdot R + N_q \cdot \gamma \cdot h + 1,3 \cdot N_c \cdot c \tag{IV-68}$$



Hình IV-25: Biểu đồ để tra N_γ , N_q và N_c

Ví dụ IV-8 : Tính sức chịu tải của nền đất á sét có $\gamma = 1,8 \text{ (t/m}^3\text{)}$, $\varphi = 22^\circ$, $c = 1 \text{ (T/m}^2\text{)}$ dưới tác dụng của móng hình băng có bề rộng là 4m, đặt sâu 1,5m.

Trình tự tính toán như sau:

Với $\varphi = 22^\circ$ tra đồ thị (IV-25) được: $N_\gamma = 6$; $N_q = 8$ và $N_c = 19$.

Theo công thức (IV-66):

$$p_{gh} = 6 \cdot \frac{1,8 \cdot 4}{2} + 8 \cdot 1,8 \cdot 1,5 + 19 \cdot 1 = 62,2 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

4.2.5. Phương pháp P.Đ.Evdôkimov - C.C. Goluskevit:

P.Đ.Evdôkimov và Goluskevit đã dùng phương pháp vẽ để tính tải trọng giới hạn hình băng tác dụng trên nền đất đồng nhất. Phương pháp này thường được dùng trong các công trình thủy lợi. Nội dung của phương pháp P.Đ.Evdôkimov là để xác định tải trọng giới hạn, P.Đ.Evdôkimov cũng dùng các đường trượt của trường hợp $\gamma = 0$, nhưng trong quá trình tính toán thì vẫn xét tới trọng lượng của đất ở các khu vực trượt (tức là chỉ tính đến tổng hợp lực của trọng lượng đất ở từng khu vực, chứ không xét đến trọng lượng đất như là những lực thể tích). Khi đất nền ở trạng thái giới hạn, phạm vi vùng trượt bao gồm 3 khu vực (hình IV-26), trong đó khu vực I, tức là khu vực chủ động, biểu thị bởi tam giác ABE. Đoạn mặt trượt AB phẳng nghiêng với mặt nền một góc là ν , trị số góc nghiêng ν này phụ thuộc vào góc ma sát trong φ của đất nền và góc lệch δ của hợp lực tổng tải trọng công trình (R_{gh}) so với phương thẳng đứng.

Trị số của góc ν có thể xác định theo công thức sau:

$$\nu = 0,5 \left[\arccos\left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi}\right) + \varphi - \delta \right] \tag{IV-69}$$

Trị số của góc ABE bằng $\frac{\pi}{2} - \varphi$. Biết được góc này sẽ vẽ được khu vực I. Nếu biết bề rộng đáy móng là b thì sẽ tính được độ dài của AB và EB.

Khu vực II, tức là khu vực quá độ, có dạng hình quạt EBC, trong đó đường BC là đường xoắn lôgarit với phương trình:

$$\overline{EC} = r = r_0 \cdot e^{\theta \cdot \text{tg} \varphi} = \overline{EB} \cdot e^{\theta \cdot \text{tg} \varphi} \tag{IV-70}$$

Trong đó : $\theta = 45^\circ - \varphi/2 + \nu$ (IV-71)

Từ E kẻ EC làm với mặt phẳng ED một góc $\mu=(45^\circ-\varphi/2)$, như vậy điểm C được xác định, tương tự từ C kẻ đường thẳng làm với mặt phẳng nằm ngang tại đáy móng một góc $\mu=(45^\circ-\varphi/2)$, điểm giao cắt đó là điểm D, như vậy kích thước khu vực III đã xác định.

Khu vực III, tức là khi vực bị động, biểu thị bởi tam giác cân CDE, có hai góc đáy là $CDE = CED = (45^\circ-\varphi/2)=\mu$.

Từ đó, sẽ có góc BEA được ký hiệu là α và tính theo biểu thức sau:

$$\alpha = \frac{\pi}{2} + \varphi - \nu \quad (IV-72)$$

Lực dính của đất được xét bằng cách cho một áp lực phụ thêm tác dụng vuông góc với nền và có trị số bằng $\sigma_\varepsilon = c/tg\varphi$

Trọng lượng đất trong các khu vực I, II và III được ký hiệu là P_1 , P_2 và P_3 và tính theo các công thức sau đây:

$$p_1 = 0,5 \cdot \gamma \cdot b \cdot r_0 \cdot \sin \alpha \quad (IV-111a)$$

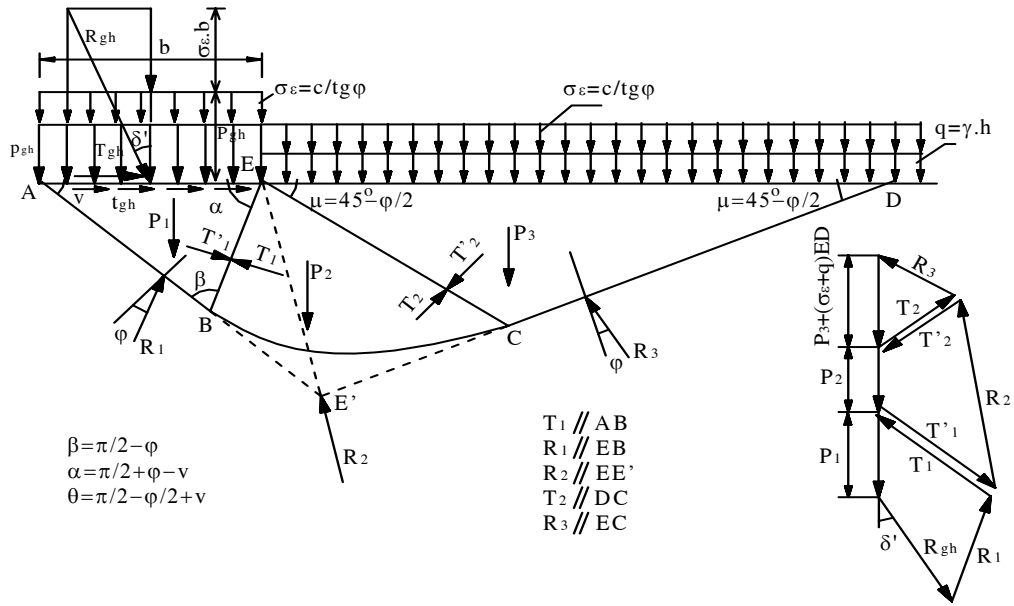
$$p_2 = \frac{r^2 - r_0^2}{4 \cdot tg\varphi} \cdot \gamma \quad (IV-111b)$$

$$p_3 = 0,5 \cdot \gamma \cdot r^2 \cdot \cos\varphi \quad (IV-111c)$$

Các đại lượng có dạng e^x , trong các công thức trên được tính theo bảng (IV-8).

Các lực tác dụng lên khối đất trượt bao gồm tải trọng giới hạn p_{gh} , tải trọng tương đương σ_ε , trọng lượng đất P_1 , P_2 , P_3 các phản lực R_1 , R_2 , R_3 và khi xét từng khối đất riêng biệt, thì còn các phản lực T_1 , T_2 . Khi đất ở trạng thái cân bằng giới hạn, các lực R_1 , R_3 và T_1 , T_2 làm với pháp tuyến của mặt tác dụng một góc bằng φ . Phản lực R_2 được xem như tác dụng trên đoạn EE' , trong đó EE' là giao điểm của AB và DC. Các vùng đất trượt được coi như những khối vật thể rắn.

Vẽ đa giác lực, điều kiện để khối trượt ABCDE cân bằng là đa giác lực phải khép kín. Việc xét sự cân bằng của toàn khối và vẽ đa giác lực cho toàn hệ được thực hiện bằng cách lần lượt xét cân bằng và vẽ đa giác lực cho từng khu I, II, III nối tiếp nhau bắt đầu từ khu III đến khu II và khu I. Kết quả thể hiện trên hình (IV-26).



Hình IV-26 : Sơ đồ tính toán theo phương pháp P.Đ.Evdôkimov-C.C.Goluskevít

Phương pháp này có thể được sử dụng theo hai trường hợp khác nhau:

-Nếu tải trọng thiết kế p đã biết trước, tức là góc nghiêng δ đã biết, từ đó có thể tính được tải trọng giới hạn p_{gh} , rồi kiểm tra hệ số an toàn theo điều kiện (IV-46).

Tải trọng p_{gh} tìm được bằng cách vẽ đa giác lực (hình IV-26), thành phần thẳng đứng và thành phần nằm ngang của tải trọng giới hạn xác định theo công thức:

$$p_{gh} = \frac{R_{gh}}{b} \cos \delta - \sigma_\epsilon \tag{IV-74.a}$$

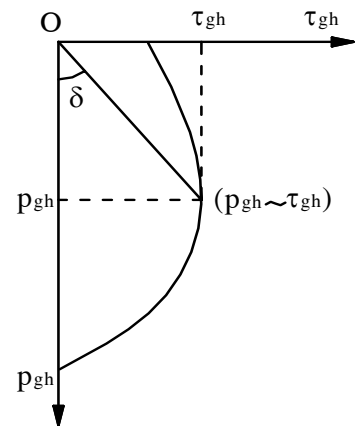
$$\tau_{gh} = \frac{R_{gh}}{b} \cdot \sin \delta \tag{IV-74.b}$$

Trường hợp móng chịu tải trọng lệch tâm thì dùng bề rộng móng hữu hiệu (b') thay cho bề rộng toàn bộ móng (b):

$$b' = b - 2e \tag{IV-75}$$

Trong đó e là độ lệch tâm của tải trọng.

- Nếu tải trọng chưa biết, tức là góc δ cũng chưa biết thì không thể làm như cách trên được. Lúc này giả định một loạt các trị số δ , rồi dùng phương pháp nói trên để tìm p_{gh} và τ_{gh} , sau đó dựng đường cong quan hệ $\tau_{gh} = f(p_{gh})$ như hình (IV-27). Sau khi thiết kế công trình và đã có trị số của tải trọng thiết kế p và τ sẽ xác định được điểm M trên đồ thị đó. Nếu M nằm đúng trên đường cong $\tau = f(p)$ thì đất nền ở trạng thái cân bằng giới hạn (hệ số an toàn $K_t = 1$), điểm M ở phía trong đường cong thì đất nền ổn định. Ngoài ra nếu có trị số của tải trọng thẳng đứng p thì có thể dùng đường cong đó để tìm tải trọng giới hạn nằm ngang τ_{gh} lúc đó coi $p = p_{gh}$. Cũng có thể làm ngược lại, bằng cách xuất



Hình IV-27

phát từ tải trọng nằm ngang τ để tìm tải trọng giới hạn thẳng đứng p_{gh} lúc đó tải trọng τ được coi như tải trọng giới hạn.

Để thuận tiện trong tính toán sức chịu tải của nền khi thiết kế công trình thủy, tải trọng giới hạn có thể xác định dựa vào công thức giải tích tính p_{gh} , được thành lập trên cơ sở đa giác lực ở hình (IV-26).

Thành phần thẳng đứng của tải trọng được xác định theo công thức sau:

$$p_{gh(y)} = N_\gamma \cdot \gamma \cdot y + N_q \cdot q + N_c \cdot c \tag{IV-76}$$

Thành phần tiếp tuyến với đáy móng:

$$\tau_{(x)gh} = p_{gh(y)} \cdot \text{tg} \delta \tag{IV-77}$$

Trong đó: $q = \gamma h$ - Tải trọng hông

$0 \leq y \leq b$ toạ độ của điểm cần tính

N_γ, N_q, N_c - Các hệ số tải trọng giới hạn phụ thuộc vào góc φ và δ tra theo bảng (IV - 9).

γ, φ, c - là dung trọng, góc ma sát trong và lực dính của đất nền

b - bề rộng móng

Khi gặp trường hợp móng chịu tải trọng lệch tâm thì bề rộng móng được chọn là bề rộng móng hữu hiệu (b'): $b' = b - 2e$; trong đó e là độ lệch tâm của tải trọng.

Như vậy, để xác định được sức chịu tải của nền đất đối với các công trình thủy, cần phải tiến hành các bước sau đây:

- Giả sử nhiều giá trị của góc δ : ($\delta = 0; \delta = 0,14; \delta = 0,34; \delta = 0,94$).
- Với mỗi trị số δ , tính các cặp trị số p_{gh}, τ_{gh} , theo công thức (IV- 76, IV-77).
- Vẽ đường cong quan hệ $p_{gh} - \tau_{gh}$ như hình (IV - 27).
- -Cặp giá trị p_{gh} và τ_{gh} của điểm nào đó trên đường cong với góc δ đúng bằng với góc nghiêng của tải trọng thực tế công trình, thì cặp giá trị đó chính là tải trọng giới hạn cần tìm.
- Dựa vào điều kiện (IV - 46) sẽ nhận được trị số sức chịu tải hoặc kiểm tra độ bền vững và tính ổn định của nền đất.

Bảng IV-8: Trị số e^x với $x = \theta \cdot \text{tg} \varphi$

X	e^x	x	e^x	x	e^x	x	e^x
0,00	1,0000	0,40	1,4918	0,75	2,1170	1,10	3,0042
01	1,0101	41	1,5068	76	2,1383	11	3,0344
02	1,0202	42	1,5220	77	2,1598	12	3,0649
03	1,0305	43	1,5373	78	2,1815	13	3,0957
04	1,0408	44	1,5527	79	2,2034	14	3,1268
0,05	1,0513	0,45	1,5683	0,80	2,2255	1,15	3,1582
06	1,0618	46	1,5841	81	2,2479	16	3,1899
07	1,0725	47	1,6000	82	2,2705	17	3,2220
08	1,0833	48	1,6161	83	2,2933	18	3,2544
09	1,0942	49	1,6323	84	2,3164	19	3,2871

0,10	1,1052	0,50	1,6487	0,85	2,3396	1,20	3,3201
11	1,1163	51	1,6653	86	2,3632	21	2,3535
12	1,1275	52	1,6820	87	2,3869	22	3,3872
13	1,1388	53	1,6989	88	2,4109	23	3,4212
14	1,1503	54	1,7160	89	2,4351	24	3,4556
0,15	1,1618	0,55	1,7333	0,90	2,4596	1,25	3,4903
16	1,1735	56	1,7507	91	2,4843	26	3,5254
17	1,1853	57	1,7683	92	2,5093	27	3,5609
18	1,1972	58	1,7860	93	2,5345	28	3,5966
19	1,2092	59	1,8040	94	2,5600	29	3,6328
0,20	1,2214	0,60	1,8221	0,95	2,5857	1,30	3,6693
21	1,2337	61	1,8404	96	2,6117	31	3,7062
22	1,2461	62	1,8589	97	2,6379	32	3,7434
23	1,2586	63	1,8776	98	2,6645	33	3,7810
24	1,2712	64	1,8965	99	2,6912	34	3,8190
0,25	1,2840	0,65	1,9155	1,00	2,7183	1,35	3,8574
26	1,2969	66	1,9348	01	2,7456	36	3,8962
27	1,3100	67	1,9542	02	2,7732	37	3,9354
28	1,3231	68	1,9739	03	2,8011	38	3,9749
29	1,3364	69	1,9937	04	2,8292	39	4,0149
0,30	1,3499	0,70	2,0138	1,05	2,8577	1,40	4,0552
31	1,3634	71	2,0340	06	2,8864	41	4,0960
32	1,3771	72	2,0544	07	2,9154	42	4,1371
33	1,3910	73	2,0751	08	2,9447	43	4,1787
34	1,4049	74	2,0959	09	2,9743	44	4,2207
0,35	1,4191	0,75	2,1170	1,10	3,0042	1,45	4,2631
36	1,4333					46	4,3060
37	1,4477					47	4,3492
38	1,4623					48	4,3929
39	1,4770					49	4,4371
0,40	1,4918					1,50	4,4817

Bảng IV-9. Hệ số tải trọng giới hạn N_γ , N_C , N_q theo phương pháp Evđokimov-Goluskevít

$\varphi(^{\circ})$	Hệ số	δ (tính theo φ)					
		0	0,1 φ	0,3 φ	0,5 φ	0,7 φ	0,9 φ
8	N_γ	0,4089	0,3984	0,3598	0,3037	0,2340	0,1485
	N_C	14,643	14,399	13,855	13,218	12,440	11,356
	N_q	2,0580	2,0237	1,9473	1,8577	1,7484	1,5960
10	N_γ	0,5968	0,5742	0,5070	0,4184	0,3145	0,1929
	N_C	14,016	13,715	13,052	12,288	11,374	10,133
	N_q	2,4714	2,4184	2,3014	2,1667	2,0056	1,7866
12	N_γ	0,8407	0,8001	0,6914	0,5578	0,4084	0,2417
	N_C	13,989	13,617	12,807	11,891	10,818	9,3988
	N_q	2,7935	2,8945	2,7223	2,5276	2,2995	1,9978

14	N_γ	1,1584	1,0908	0,9227	0,7274	0,5182	0,2951
	N_C	14,381	13,921	12,930	11,831	10,571	8,9502
	N_q	3,5857	3,4708	3,2240	2,9500	2,6357	2,2316
16	N_γ	1,5732	1,4660	1,2136	0,9340	0,6465	0,3537
	N_C	15,118	14,547	13,335	12,016	10,536	8,6856
	N_q	4,3351	4,1713	3,8238	3,4458	3,0210	2,4905
18	N_γ	2,1179	1,9527	1,5809	1,1867	0,7971	0,4181
	N_C	16,182	15,471	13,985	12,398	10,660	8,5492
	N_q	5,2577	5,0269	4,5440	4,0285	3,4635	2,7778
20	N_γ	2,8368	2,5872	2,0465	1,4965	0,9740	0,4889
	N_C	17,583	16,697	18,870	12,959	10,915	8,5081
	N_q	6,3996	6,0772	5,4122	4,7169	3,9728	3,0967
22	N_γ	3,7915	3,4188	2,6395	1,8779	1,1826	0,5669
	N_C	19,358	18,250	15,998	13,693	11,287	8,5420
	N_q	7,8211	7,3773	6,4634	5,5323	4,5602	3,4512
24	N_γ	5,0700	4,5173	3,3998	2,3499	1,4293	0,6530
	N_C	21,570	20,178	17,392	14,605	11,769	8,6381
	N_q	9,6036	8,9836	7,7435	6,5026	5,2401	3,8459
26	N_γ	6,7963	5,9796	4,3805	2,9368	1,7224	0,7483
	N_C	24,305	22,548	19,090	15,709	12,362	8,7881
	N_q	11,855	10,998	9,3107	7,6621	6,0295	4,2863
28	N_γ	9,1494	7,9429	5,6548	3,6709	2,0720	0,8541
	N_C	27,684	25,455	21,141	17,029	13,069	8,9870
	N_q	14,720	13,538	11,241	9,0545	6,9490	4,7785
30	N_γ	12,394	10,608	7,3255	4,5958	2,4911	0,7919
	N_C	31,872	29,027	23,619	18,596	13,900	9,2321
	N_q	18,402	16,754	13,637	10,738	8,0253	5,3302
32	N_γ	16,922	14,264	9,5362	5,7696	2,9966	1,1034
	N_C	37,092	33,435	26,616	20,454	14,868	9,5222
	N_q	23,178	20,893	16,632	12,781	9,2906	5,9502
36	N_γ	32,530	26,507	16,492	9,2122	4,3588	1,4170
	N_C	51,963	45,776	34,706	25,281	17,290	10,240
	N_q	37,754	33,258	25,215	18,367	12,562	7,4400
40	N_γ	66,014	51,714	29,605	15,093	6,4272	1,8186
	N_C	76,506	65,611	47,007	32,200	20,552	11,159
	N_q	61,196	55,504	39,444	27,019	17,245	9,3633

Ví dụ IV-9: Cho một móng công trình có chiều rộng $b = 10\text{m}$, đặt trên nền đất dính đồng nhất, có góc ma sát trong $\varphi = 10^\circ$, lực dính đơn vị $c = 0,1 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$, trọng lượng thể tích đầy nổi $\gamma_{\text{đn}} = 1 \text{ (t/m}^3\text{)}$. Móng chịu tải trọng đứng tâm, thẳng đứng $P = 120 \text{ T/m}$. Xác định hệ số an toàn ổn định, cho biết mực nước trong nền ngang mực nước đáy móng.

Trình tự tính toán như sau:

Dùng phương pháp đồ giải mặt trượt của P.Đ.Evdôkimov - Goluskevít để tính P_{gh} một đơn vị chiều dài để tính.

- Tính các góc của mặt trượt trong trường hợp tải trọng đứng giới hạn ($\delta = 0$):

$$\nu = \alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} = 45^\circ + \frac{10^\circ}{2} = 50^\circ$$

$$\theta = 45^\circ - \varphi/2 + \nu = 45^\circ - 10^\circ/2 + 50^\circ = 90^\circ = 1,57 \text{ (radian)}$$

- Tính các cạnh của khối trượt:

$$r_0 = \overline{EB} = b \cdot \frac{\sin \nu}{\cos \varphi} = 10 \cdot \frac{\sin 50^\circ}{\cos 10^\circ} = 10 \cdot \frac{0,766}{0,984} = 7,8\text{m}$$

$$r = r_0 \cdot e^{\theta \text{tg}\varphi} = 7,8 \cdot e^{1,57 \cdot \text{tg}10^\circ} = 7,8 \cdot e^{1,57 \cdot 0,176} = 7,8 \cdot 1,31 = 10,25\text{m}$$

$$\overline{ED} = 2 \cdot r \cdot \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 2 \cdot 10,25 \cdot \cos 40^\circ = 2 \cdot 10,25 \cdot 0,766 = 15,7\text{m}$$

Dựa vào các số liệu nêu trên, có thể xây dựng được hệ thống mặt trượt như hình (IV-28).

Tính các lực: $P_1 = 0,5 \cdot \gamma_{\text{đn}} \cdot b \cdot r_0 \cdot \sin \alpha = 0,5 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 7,8 \cdot \sin 50^\circ = 29,87 \text{ (T/m)}$

$$P_2 = \gamma_{\text{đn}} \cdot \frac{r^2 - r_0^2}{4 \cdot \text{tg}\varphi} = 1 \cdot \frac{10,25^2 - 7,8^2}{4 \cdot \text{tg}10^\circ} = 62,8 \text{ (T/m)}$$

$$P_3 = 0,5 \cdot \gamma_{\text{đn}} \cdot r^2 \cdot \cos \varphi = 0,5 \cdot 1 \cdot 10,25^2 \cdot \cos 10^\circ = 51,7 \text{ (T/m)}$$

$$P_3 \cdot \sigma_\varepsilon = P_3 + \overline{\sigma_\varepsilon} \cdot \overline{ED} = 51,7 \pm \frac{1}{\text{tg}10^\circ} \cdot 15,7 = 141 \text{ (T/m)}$$

Tính đại lượng phụ:

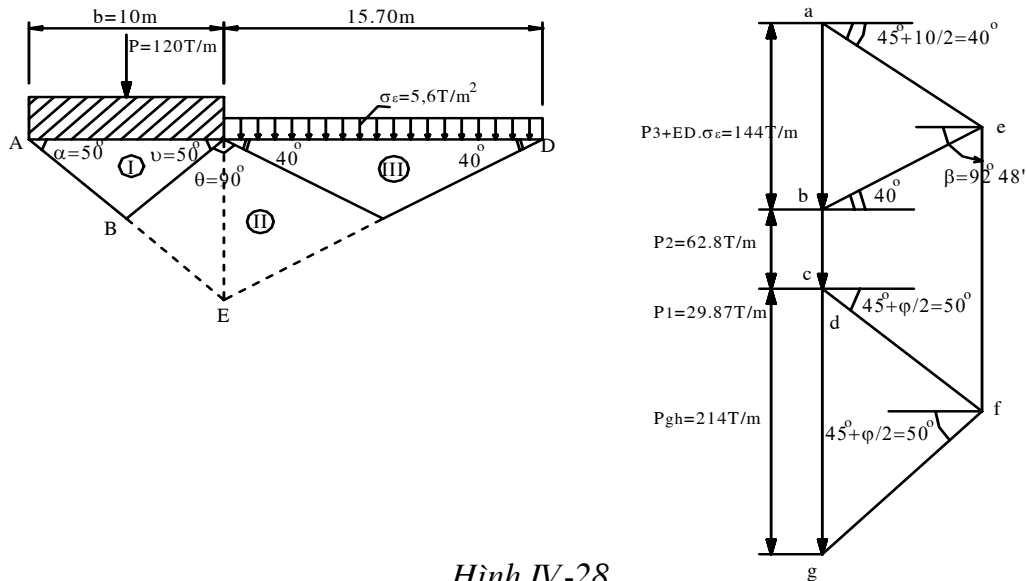
$$\beta = \arctg \frac{e^{\theta \text{tg}\varphi - \cos \theta}}{\sin \theta} + \alpha - \varphi = \arctg \frac{e^{0,276 - \cos 90^\circ}}{\sin 90^\circ} + 50^\circ - 10^\circ = 92^\circ,48'$$

Dựa vào các đại lượng trên để vẽ đa giác lực như hình (IV-28) ta tìm được $P_{\text{gh}} = \overline{dg} = 214 \text{ (T/m)}$.

Suy ra :
$$P_{\text{gh}} = \overline{dg} - \sigma_\varepsilon \cdot b = 214 - \frac{1}{\text{tg}10^\circ} \cdot 10 = 214 - 56,7 = 157,3 \text{ (T/m)}$$

Hệ số an toàn ổn định K_t là:

$$K_t = \frac{P_{gh}}{P} = \frac{157,3}{120} = 1,31$$



Hình IV-28

4.2.6 Phương pháp của J.Brinch Hansen:

Trường hợp nền đất đồng nhất, ở trạng thái ổn định, móng có đáy phẳng, trị số phụ tải ở các phía của móng không khác nhau nhiều quá 25%, thành phần thẳng đứng của tải trọng giới hạn được tính theo công thức bán kinh nghiệm của J.Brinch Hansen mà TCXD45-78 giới thiệu là:

$$p_{gh} = A_1 \cdot b \cdot \gamma_I + B_1 \cdot \gamma'_I \cdot h + D_1 \cdot c \tag{IV-78}$$

Tải trọng giới hạn ngang:

$$\tau_{gh} = p_{gh} \cdot \text{tg} \delta \tag{IV-79}$$

Trong đó: A_1, B_1, D_1 - các hệ số không thứ nguyên, xác định theo công thức:

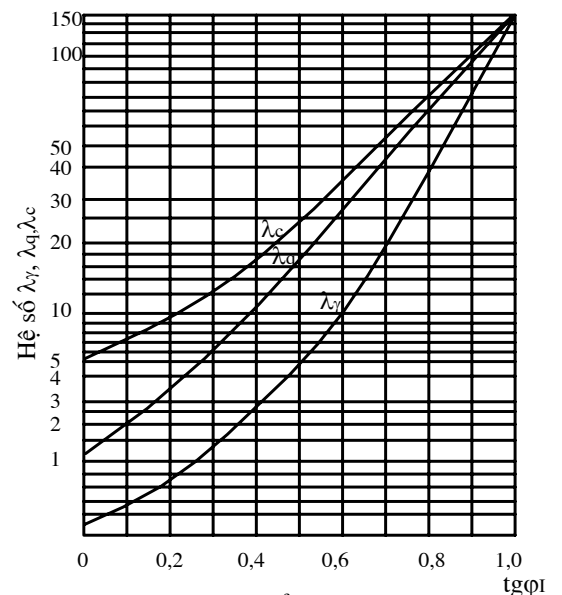
$$A_1 = \lambda_\gamma \cdot i_\gamma \cdot n_\gamma \tag{IV-80}$$

$$B_1 = \lambda_q \cdot i_q \cdot n_q \tag{IV-81}$$

$$D_1 = \lambda_c \cdot i_c \cdot n_c \tag{IV-82}$$

$\lambda_\gamma, \lambda_q$ và λ_c : Các hệ số sức chịu tải, phụ thuộc góc ma sát trong φ_1 của đất nền; tra theo biểu đồ hình (IV-29).

i_γ, i_q và i_c - Các hệ số ảnh hưởng góc



Hình IV-29: Biểu đồ các hệ số sức chịu tải.

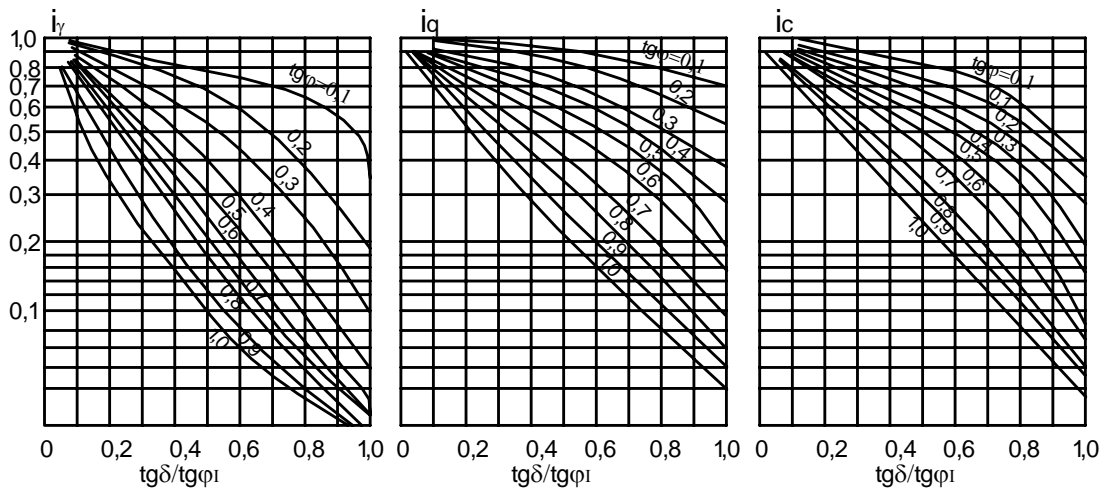
ngiêng của tải trọng phụ thuộc vào góc ma sát trong φ , của đất nền và góc nghiêng δ của tổng hợp lực các tải trọng tại mức đáy móng tra theo biểu đồ (hình IV-30).

n_γ, n_q và n_c - Các hệ số ảnh hưởng của tỷ số cạnh đáy móng hình chữ nhật:
 $n_\gamma = 1 + 0,25/n; \quad n_q = 1 + 1,5/n; \quad n_c = 1 + 0,3/n; \quad n = l/b$ (IV-83)

l, b - chiều dài và chiều rộng của móng, trường hợp tải trọng tác dụng lệch tâm lấy l'/b' với l', b , tính theo công thức (IV-75).

γ_1, γ'_1 - trọng lượng thể tích của đất ở dưới và ở trên mặt đáy móng.

c, h - lực dính đơn vị của đất và chiều sâu đặt móng.



Hình IV-30: Biểu đồ các hệ số góc nghiêng tải trọng

Đối với các công trình cầu cống: Theo quy phạm CH-200-62 của Liên Xô (nay là cộng hoà Liên bang Nga). Khi kiểm tra cường độ của nền theo trạng thái giới hạn thứ nhất thì dùng các công thức của Berzanxev cho các nền đất cát khi góc nghiêng giữa tổng hợp các tải trọng và đường thẳng đứng nhỏ hơn 5° ($\delta < 5^\circ$), còn khi góc nghiêng đó lớn hơn 5° thì dùng công thức tính toán của V.V Xôcolovski.

Song song với việc dùng các công thức của lý thuyết cân bằng giới hạn nói trên, khi chưa có đủ các đặc trưng tính toán của đất (γ và φ), hoặc đối với đất dính, thường dùng công thức kinh nghiệm để xác định sức chịu tải tính toán R (chống nén) của đất nền (T/m^2) như sau:

$$R = 1,2\{R'.[1+K_1(b-2)] + K_2.\gamma'(h-3)\} \quad (IV-84)$$

Trong đó: R' - sức chịu tải qui ước của đất lấy theo bảng (IV-10, IV-11 và IV-12);

b - chiều rộng hoặc đường kính của đáy móng (m); khi $b > 6$ thì vẫn lấy $b = 6m$;

h - độ sâu đặt móng (m);

γ' - trọng lượng thể tích trung bình của đất ở phía trên đáy móng (t/m^3);

γ_1 - trọng lượng thể tích (t/m^3) của lớp đất có chiều dày h_1 (m) trong phạm vi độ sâu đặt móng.

K_1 và K_2 - các hệ số lấy ở bảng (IV-13)

Bảng IV-10: Trị số R' (kG/cm^2) của đất sét.

Tên loại đất	Hệ số rỗng	Độ sét B						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Á cát, với $A < 5$	0,5	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-
	0,7	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-	-
Á sét, với $10 \leq A \leq 15$	0,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0
	0,7	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-
Sét với $A > 20$	0,5	6,0	4,5	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5
	0,6	5,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,5

Ở đây: A - chỉ số dẻo : khi trị số A nằm trong khoảng 5-10 và 15-20 thì lấy trị số R' trung bình giữa Á cát và Á sét, cũng như giữa Á sét và sét. Đối với sét cứng ($B < 0$), trị số R' được xác định theo kết quả thí nghiệm [$R' = 1,5R_n$]

R_n - cường độ phá hoại của mẫu đất khi bị nén theo một trục.

Bảng IV-11 :Trị số R' (kG/cm^2) của đất cát trong nền đất.

Tên đất và độ ẩm	Trạng thái của đất		
	Chặt	Chặt vừa	
- Cát sỏi và cát thô (không phụ thuộc độ ẩm)	4,5	3,5	
- Cát vừa + hơi ẩm	4,0	3,0	
	+ rất ẩm, bão hòa nước	3,5	2,5
- Cát mịn + hơi ẩm	3,0	2,0	
	+ rất ẩm, bão hòa nước	2,5	1,5
- Cát bụi + hơi ẩm	2,5	2,0	
	+ rất ẩm	2,0	1,5
	+ bão hòa nước	1,5	1,0

Bảng IV-12: Trị số R' (kG/cm^2) của đất vụn thô.

Tên đất	R'
- Đá dăm (cuội) có cát lấp đầy các lỗ rỗng	6,0-10,0
- Đá dăm (sỏi) từ những mảnh vụn của đá kết tinh	5,0-8,0
- Đá dăm (sỏi) từ những mảnh vụn của đá trầm tích	3,0-5,0

Bảng IV-13: Trị số K_1 và K_2 .

Tên loại đất	K_1 (m^{-1})	K_2
- Cuội, sỏi, cát sỏi, cát thô, cát vừa	0,10	0,30
- Cát mịn	0,08	0,25
- Cát bụi, á cát	0,06	0,20
- Á sét, sét cứng và nửa cứng	0,04	0,20
- Á sét, sét dẻo và dẻo mềm	0,02	0,15

Nếu móng đặt tại nơi có nước mặt thì trị số của R được cộng thêm với số hạng $0,1H_1$ (kG/cm^2), trong đó H_1 là chiều sâu kể từ mực nước thấp nhất tới đáy sông.

4.3. Phương pháp tính toán dựa vào giả thiết trước mặt trượt .

Khi nền đất phá hoại, đất trượt theo một mặt trượt nhất định. Hiện tượng này đã được nhiều người nhận thấy từ lâu. Nhưng vấn đề xác định mặt trượt một cách chính xác, là một vấn đề hết sức khó khăn và phức tạp, cho nên trước đây một số tác giả đã giả định trước mặt trượt là những mặt gãy khúc (phương pháp của X.I.Belzetxki, N.M Gerxêvanov, Packer, v.v...), rồi từ điều kiện cân bằng tĩnh của khối đất nằm trong phạm vi giới hạn bởi mặt trượt để tìm ra tải trọng giới hạn của đất nền, và xác định sự ổn định của công trình .

Tất nhiên, điều giả định đó không phù hợp với thực tế, cho nên sau này có nhiều tác giả đã đề ra phương pháp tính toán dựa vào giả thiết trước mặt trượt là mặt hình trụ tròn (phương pháp của Petecxon; H.Kreg W.Fellenius, v.v...) được thừa nhận là đáng tin cậy hơn và được dùng chính thức trong các quy trình, quy phạm thiết kế nền móng công trình.

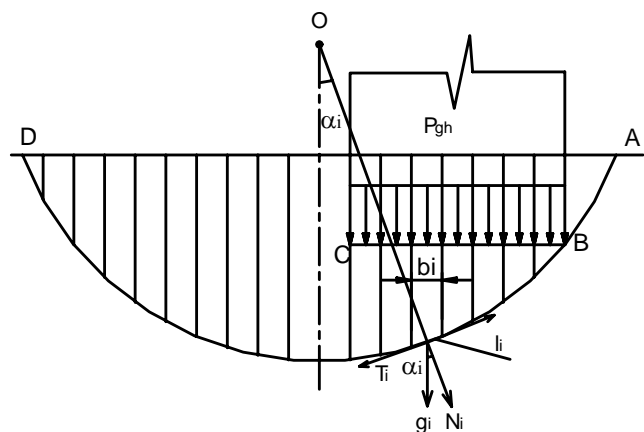
Nội dung chủ yếu của các phương pháp mặt trượt hình trụ tròn là dùng cách "mò dần" xác định được mặt trượt nguy hiểm nhất, tức là tìm hệ số ổn định trượt của khối đất dưới đáy móng có hệ số ổn định nhỏ nhất.

Muốn thế, từ một điểm O bất kỳ lấy làm tâm, vẽ một cung tròn đi qua mép đáy móng (hình IV-31). Chia khối đất trượt thành nhiều mảnh nhỏ thẳng đứng có chiều rộng là b. Tải trọng đáy móng được quy ra trọng lượng đất tương ứng.

Tất cả các lực tác dụng trên một mảnh đất đều truyền xuống mặt trượt như trên hình (IV-31) đã biểu thị.

Lực $T_i = G_i \cdot \sin\alpha_i$ làm cho mảnh đất trượt trên mặt trượt (G_i là lực tác dụng trên mảnh đất thứ i)

Lực chống trượt xác định theo công thức:



Hình IV-31: Sơ đồ tính toán theo phương pháp mặt trượt hình trụ tròn.

$$S_i = N_i \cdot \text{tg}\varphi_1 + c_i \Delta l_i = G_i \cos \alpha_i \cdot \text{tg}\varphi_1 + c_i \Delta l_i \quad (\text{IV-85})$$

Trong đó: φ_1 - góc ma sát trong của đất trong phạm vi cung trượt Δl_i tương ứng với mảnh thứ i ;

c_i - lực dính đơn vị của đất trong phạm vi cung trượt Δl_i ;

Δl_i - chiều dài cung trượt tương ứng với mảnh thứ i ;

α_i - góc tạo bởi đường thẳng đi qua điểm giữa của cung trượt Δl_i tới tâm O và đường thẳng đứng.

Như vậy, hệ số ổn định của nền là tỷ số giữa mô men chống trượt và mô men gây trượt, được xác định như sau:

$$K = \frac{M_g}{M_t} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} G_i \cos \alpha_i \cdot \text{tg}\varphi_1 + \sum_{i=1}^{i=n} c_i \cdot \Delta l_i}{\sum_{i=1}^{i=n} G_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (\text{IV-86})$$

Bằng phương pháp "mò dần" tính toán nhiều cung trượt để tìm được mặt trượt nguy hiểm nhất, tức là lúc ấy K có trị số nhỏ nhất (K_{\min}). Sau đó so sánh K_{\min} với hệ số cho phép (thường lấy từ 1,2-1,5). Nếu K_{\min} nhỏ hơn trị số cho phép tức là trường hợp không an toàn, cần thiết kế lại.

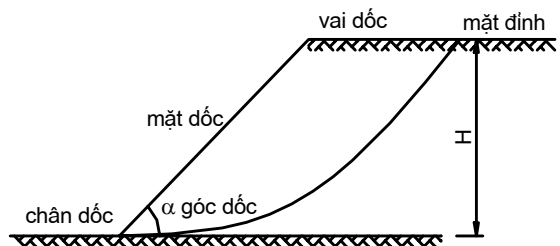
Từ đó, có thể nhận thấy rằng, phương pháp tính toán cung trượt hình trụ tròn, đã trình bày ở trên không xác định được tải trọng giới hạn, cũng không xác định được mặt trượt tương ứng với trạng thái giới hạn, tức là không thể cho biết được vị trí của mặt trượt có thể xảy ra. Cho nên, cả phương pháp tính toán và hệ số ổn định K cũng chỉ có tính qui ước mà thôi. Muốn xác định được tải trọng giới hạn thì phải tìm được hệ số ổn định trượt $K_{\min} = 1$, để thực hiện được việc này cũng rất phức tạp.

§5 ỔN ĐỊNH CỦA MÁI DỐC

Mái dốc là một khối đất có một mặt giới hạn là mặt dốc (hình IV-32). Mái dốc được hình thành hoặc do tác dụng tự nhiên (sườn núi, bờ sông, bờ hồ v.v...) hoặc do tác dụng nhân tạo (ta luy nền đường đất đào, đất đắp, hố móng, kênh đào, thân đập đất, đê, v.v...)

Một trong những dạng phá hoại ổn định mái dốc là hiện tượng đất trượt (gọi tắt là hiện tượng trượt) Trượt là sự chuyển động của khối đất trên sườn dốc dưới tác dụng của trọng lực. Đó chính là một hiện tượng địa chất công trình động lực gây nhiều tổn thất và nguy hại cho tất cả các công trình xây dựng trên sườn dốc.

Các yếu tố gây mất ổn định cho mái dốc thường là do tải trọng ngoài, trọng lượng bản thân của đất, áp lực nước lỗ rỗng, lực động đất và các yếu tố khác. Tham gia giữ cho mái dốc ổn định là lực dính và ma sát trong của đất. Cũng cần lưu



Hình IV-32

ý rằng trong một số trường hợp, yếu tố chống trượt có thể là trọng lượng bản thân của đất, ví dụ đất dùng làm bề phản áp. Các đặc trưng cường độ chống cắt của đất ở mái dốc thường thay đổi lớn do ảnh hưởng của mưa, nắng theo mùa, do đó khi tính toán kiểm tra ổn định của mái dốc cần chọn các giá trị của các đặc trưng này trong mùa bất lợi nhất.

Thực tế chống trượt đã chứng tỏ rằng nhiều khi rất khó đạt được kết quả mong muốn do chưa xét đến đầy đủ các nhân tố gây ra hiện tượng trượt. Chính vì vậy mà ngày càng xuất hiện nhiều phương pháp mới để tính toán ổn định mái dốc. Tuy nhiên khi đề ra phương pháp tính toán, các tác giả đã cố gắng bảo đảm tính chất lý thuyết "đơn thuần" và điều đó đã dẫn đến sự phức tạp thêm của bản thân các phương pháp, thêm vào đó, do việc nghiên cứu chưa đầy đủ các nhân tố ảnh hưởng đến ổn định của mái dốc, nên tất cả các phương pháp và sơ đồ tính toán đều phải dựa trên một số giả thiết nhất định, cho nên giá trị thực tế của phương pháp đó chưa được rõ ràng và chưa đáng tin cậy hoàn toàn.

Về cơ sở lý luận mà nói thì bài toán ổn định của mái đất thuộc cùng một loại với các bài toán sức chịu tải của nền đất và áp lực đất lên tường chắn. Vì vậy, để xét sự ổn định của các mái dốc, các tác giả cũng dùng những phương pháp tương tự như các phương pháp được dùng để giải quyết hai bài toán trên, các phương pháp này bao gồm hai nhóm:

+ *Nhóm phương pháp theo lý thuyết cân bằng giới hạn của khối rắn* (giả thiết trước hình dạng của mặt trượt). Đặc điểm của nhóm phương pháp dùng mặt trượt giả định là không căn cứ trực tiếp vào tình hình cụ thể của tải trọng và tính chất cơ lý của đất đắp để quy định mặt trượt cho mái dốc, mà xuất phát từ kết quả quan trắc lâu dài các mặt trượt của mái dốc trong thực tế để đưa ra giả thiết đơn giản hoá về hình dạng mặt trượt rồi từ đó nêu lên phương pháp tính toán, đồng thời xem khối trượt như là một vật thể rắn ở trạng thái cân bằng giới hạn.

Phương pháp tính toán dựa vào giả thiết mặt trượt là mặt hình trụ tròn do K.E.Pettecxon đề nghị từ năm 1916, về sau được nhiều nhà nghiên cứu về ổn định mái dốc xác nhận, giả thiết này là phù hợp với thực tế, nhất là đối với những mái dốc đồng nhất. Đáng kể nhất đối với các phương pháp tính toán theo giả thiết này là phương pháp của W.Fellenius, H. Krey-Bishop, O.Frelix, K.Terzaghi, R.R.TSugaev v.v...

Phương pháp tính toán dựa vào giả thiết mặt trượt là mặt phẳng gãy khúc, chỉ thích hợp cho một số trường hợp như: mái dốc gồm nhiều lớp đất có tính chất cơ lý khác nhau, hoặc khi trong nền có lớp đất yếu, hoặc mái đất tựa trên mặt đá gốc.

Nhược điểm chủ yếu của các phương pháp nêu trên là coi khối đất bị phá hoại như một cố thể, giới hạn bởi mặt trượt và mặt mái dốc, đồng thời xem trạng thái ứng suất giới hạn chỉ xảy ra trên mặt trượt mà thôi.

+ *Nhóm phương pháp dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn thuần túy:*

Nhóm lý thuyết này dựa trên giả thiết chính cho rằng, tại mỗi điểm trong khối đất đắp đều thoả mãn điều kiện cân bằng giới hạn. Việc một điểm bị mất ổn

định được giải thích là do sự xuất hiện biến dạng trượt tại điểm đó, còn mái đất mất ổn định là do sự phát triển của biến dạng trượt trong một vùng rộng lớn giới hạn của khối đất đắp. Công lao lớn đóng góp cho trường phái lý luận này phải kể đến W.J.W Rankine, F.kotter và sau này không ngừng được hoàn thiện thêm của L.Prandlt, H. Reissner, và V.V Xocolovxki...

Nhìn chung, nhóm phương pháp dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn thuận tuy vẫn mô phỏng được gần đúng trạng thái ứng suất trong khối đất bị phá hoại, về mặt toán học mang tính logic cao, nhưng vẫn còn hạn chế là vẫn chưa kể được biến dạng thể tích của khối đất. Do lời giải bài toán ổn định của mái dốc theo phương pháp này rất phức tạp, tốn nhiều công sức, cho nên phương pháp tính toán này chưa được áp dụng rộng rãi trong thực tế và kiểm định ổn định mái dốc.

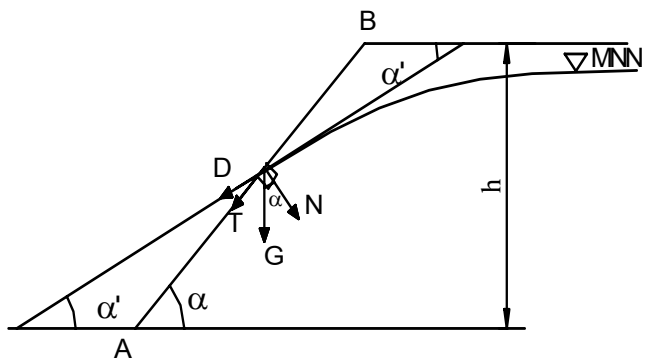
Nhóm phương pháp dùng mặt trượt giả định cho trước có các nhược điểm nêu trên. Nhưng tùy theo tình hình cụ thể của từng công trình mà giả định trước các mặt trượt cho phù hợp, đồng thời phương pháp tính toán này đơn giản hơn và thiên về mặt an toàn hơn so với phương pháp dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn, đó chính là ưu thế của phương pháp này mà trong thực tế hiện nay đang được áp dụng rộng rãi hơn.

Việc tính toán ổn định mái đất là một nhiệm vụ cần thiết để xác định hình dáng, kích thước của mái đất một cách hợp lý nhất. Khi vận dụng các phương pháp tính toán để phân tích ổn định của mái đất cần phải xét đến tình hình làm việc của cả khối đất nền, vì các yếu tố ảnh hưởng đến sự ổn định của mái đất không chỉ bao gồm hình dạng mái đất cũng như cường độ và tải trọng bên ngoài tác dụng lên nó, mà còn cả tình hình biến dạng của nền đất nữa.

5.1. Điều kiện ổn định của đất trên mái dốc.

5.1.1. Điều kiện ổn định của đất rời lý tưởng khô hoặc ngập nước:

Đất rời lý tưởng là loại đất chỉ có lực ma sát mà không có lực dính kết ($c=0, \phi \neq 0$). Mái dốc được cấu tạo bởi đất rời nằm trong trạng thái cân bằng, nếu mỗi phân tố đất nằm trên bề mặt mái dốc cũng ở trong trạng thái cân bằng. Xét điều kiện cân bằng của phân tố đất tại điểm M (hình IV-33). Trọng lượng G của phân tố có thể phân tích thành hai thành phần lực tác dụng.



Hình IV-33: Sơ đồ phân tích ổn định mái đất rời lý tưởng khi khô hoặc ngập nước

Lực pháp tuyến N và lực tiếp tuyến T:

$$N = G \cdot \cos\alpha \tag{IV-87}$$

$$T = G \cdot \sin\alpha \tag{IV-88}$$

Lực T có xu hướng làm cho phân tố đất chuyển dịch xuống phía dưới chân dốc. Còn lực pháp tuyến N kết hợp với ma sát của đất trên mặt mái dốc tạo thành lực $S = N.tg\varphi$ chống lại lực gây trượt T.

Ở điều kiện cân bằng các lực tác dụng lên phân tố phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$T = S \quad (IV-89)$$

hay $G.\sin\alpha = G.\cos\alpha.tg\varphi$

do đó $tg\alpha = tg\varphi$; hay $\alpha = \varphi$ (IV-90)

Công thức (IV-90) nói lên rằng: góc nghiêng giới hạn của mái dốc cấu tạo bởi đất rời bằng góc ma sát trong của đất.

Mái dốc sẽ ổn định nếu góc hợp bởi mặt nghiêng của mái dốc với phương nằm ngang không vượt quá góc ma sát trong của đất và độ ổn định của mái dốc không phụ thuộc vào chiều cao của nó.

Trong trường hợp đất bão hòa nước và có dòng thấm (hình IV-50) thì áp lực thủy động của nước thấm qua sườn dốc sẽ ảnh hưởng đến trị số góc dốc tự nhiên.

Xét một phân tố đất với thể tích bằng một đơn vị tại điểm M trên mặt mái, nơi dòng nước thấm chảy thoát ra ngoài (hình IV-33). Thì lực gây trượt tác dụng lên khối đất phân tố này gồm:

$$T = G'.\sin\alpha_t = \gamma_{dn}.\sin\alpha_t \quad (IV-91)$$

$$D = \gamma_0.i = \gamma_0.\sin\alpha_t \quad (IV-92)$$

Lực chống trượt tác dụng lên khối đất phân tố đó là:

$$S = N.tg\varphi = G'.\cos\alpha_t.tg\varphi = \gamma_{dn}.\cos\alpha_t.tg\varphi \quad (IV-93)$$

Trong đó: D - áp lực thủy động tác dụng lên khối đất phân tố

γ_{dn}, γ_0 - dung trọng đầy nổi, và dung trọng của nước
 i - độ dốc thủy lực tại điểm chảy ra của dòng thấm và dòng thấm chảy men theo mặt mái dốc thì i được tính theo công thức:

$$i = \frac{\Delta h}{l} = \sin\alpha_t$$

α_t - góc mái dốc ổn định khi có xét đến ảnh hưởng của dòng thấm.

Như vậy khi phân tố đất ở trạng thái cân bằng thì phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$T + D = S \quad (IV-94)$$

hay $\gamma_{dn}.\sin\alpha_t + \gamma_0.\sin\alpha_t = \gamma_{dn}.\cos\alpha_t.tg\varphi$ (IV-94')

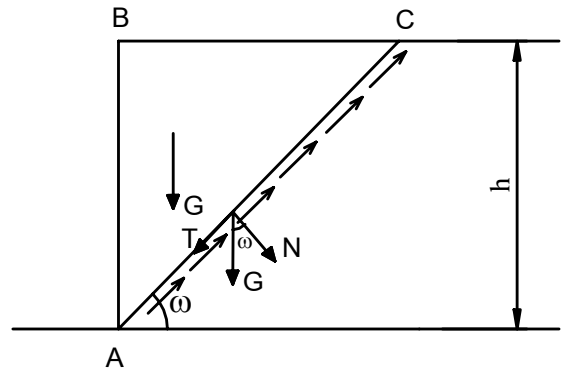
$$tg\alpha_t = \frac{\gamma_{dn}}{\gamma_{dn} + \gamma_0}.tg\varphi \quad (IV-95)$$

Như vậy, từ công thức (IV-95) có thể thấy rằng, áp lực thủy động có tác dụng làm giảm nhỏ gần gấp đôi góc mái dốc ổn định so với trường hợp không có áp lực thủy động. Tức là khi không có dòng thấm chỉ cần $\alpha \leq \varphi$ là mái dốc ổn định, còn khi có dòng thấm thì yêu cầu mái dốc phải có góc dốc $\alpha' \leq 1/2\varphi$ mới đảm bảo ổn định.

5.1.2. Điều kiện ổn định của đất dính lý tưởng:

Đất dính lý tưởng là loại đất chỉ có lực dính kết chứ không có lực ma sát ($\varphi=0$, $c \neq 0$).

Xét mái đất thẳng đứng AB trên hình (IV-34), và giả thiết rằng khi trượt khối đất sẽ trượt theo mặt phẳng AC làm với mặt phẳng nằm ngang một góc ω và tạo ra lăng thể trượt ABC.



Hình IV-34: Sơ đồ phân tích ổn định của mái đất dính lý tưởng

Ở đây, lực tác dụng để gây trượt chính là trọng lượng G của lăng thể trượt ABC được tính bằng tích số của dung trọng đất và thể tích của lăng thể trượt (tính theo một mét dài), tức là;

$$G = \gamma \cdot \frac{h \cdot \overline{BC}}{2} \cdot 1 = \frac{1}{2} \gamma \cdot h \cdot \cot g \omega \quad (IV-96)$$

Trọng lượng G của lăng thể trượt ABC phân thành hai thành phần đó là lực pháp tuyến N và lực tiếp tuyến T.

- Lực chống trượt S được xác định là: $S = N \cdot \text{tg} \varphi + \overline{AC} \cdot c$; vì đất dính dính lý tưởng có $\varphi=0$, và $AC = h/\sin \omega$ nên ta có:

$$S = \frac{c \cdot h}{\sin \omega} \quad (IV-97)$$

Trong đó: c là lực dính kết đơn vị của đất.

Lực gây trượt của lăng thể trượt ABC là:

$$T = G \cdot \sin \omega = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \cot g \omega \cdot \sin \omega \quad (IV-98)$$

Như vậy, khi lăng thể trượt ABC ở trạng thái cân bằng phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$S = T \Rightarrow \frac{c \cdot h}{\sin \omega} = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \cot g \omega \cdot \sin \omega \quad (IV-99)$$

$$h = \frac{2c}{\gamma \cdot \sin \omega \cdot \cos \omega} = \frac{4 \cdot c}{\gamma \cdot \sin 2\omega} \quad (IV-100)$$

Chiều cao h_{90° ứng với khi sử dụng tối đa tất cả các lực dính của đất, (nghĩa là chiều cao mà khi đó chưa xảy ra mặt trượt) được xác định khi $\sin 2\omega$ lớn nhất bằng một hoặc $2\omega = 90^\circ$; $\omega = 45^\circ$. Điều đó chứng tỏ rằng dù có trượt theo một mặt trượt bất lợi nhất thì mái dốc cũng đạt được một trị số tối thiểu ở trạng thái cân bằng là:

$$h_{90} = \frac{4c}{\gamma} \quad (IV-101)$$

Tuy nhiên, xét về mặt ảnh hưởng của mưa nắng đến lực dính kết đơn vị và sự huy động của lực dính trên mặt trượt từ $O \rightarrow O_{max}$ nên giá trị $h_{90} = 2c/\gamma$.

Như vậy khi $h_{90^\circ} > 2c/\gamma$ thì mái đất bị trượt (IV-101'.a)

và $h_{90^\circ} < 2c/\gamma$ thì mái đất ổn định (IV-101'.b)

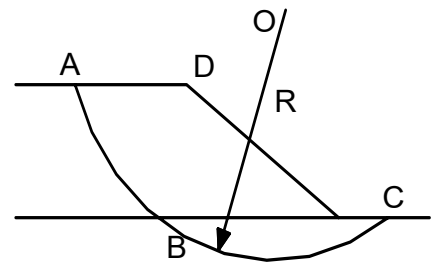
Nói tóm lại, ở các đất dính, tùy theo dung trọng và lực dính của đất, mái dốc có thể giữ thẳng đứng tới một chiều cao xác định theo công thức (IV-101'.b).

5.1.3. Trường hợp đất có cả lực ma sát và lực dính kết ($\varphi \neq 0$ và $c \neq 0$):

Trong trường hợp này, việc xác định độ ổn định của mái đất sẽ rất khó khăn và phức tạp, thậm chí khi khối đất đồng nhất và sức kháng cắt của đất được xem như không thay đổi theo thời gian. Hiện nay có nhiều phương pháp tính ổn định mái dốc cho trường hợp này, đồng thời với sự trợ giúp của máy tính điện tử và các phần mềm tính toán, do đó vấn đề tính ổn định mái dốc đã trở nên thuận lợi và dễ dàng hơn rất nhiều. Trong phạm vi giáo trình Cơ học đất này, chỉ giới thiệu một số phương pháp mà trong thực tế hiện nay thường áp dụng.

5.2 Phân tích ổn định mái dốc theo phương pháp mặt trượt cung tròn hình trụ.

Phương pháp mặt trượt cung tròn hình trụ là phương pháp gần đúng được áp dụng rộng rãi trong thực tế để tính ổn định mái dốc. Bản chất của phương pháp là xác định hệ số ổn định của mái dốc đối với mặt trượt nguy hiểm nhất. Hệ số ổn định trượt là tỷ số mômen của tất cả các lực chống trượt và mômen của tất cả các lực gây trượt đối với tâm trượt cho trước, còn mặt trượt được giả thiết là cung tròn có bán kính R (Hình IV-35).

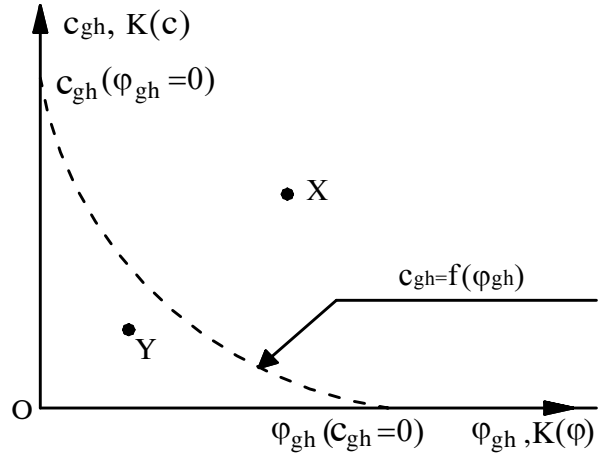


Hình IV-35

5.2.1 Trạng thái cân bằng giới hạn của mái dốc:

Xét khối đất trượt ABCDA giới hạn bởi mặt trượt (theo hình IV-35). Khi khối đất nằm ở trạng thái cân bằng giới hạn, tính chất của đất được đặc trưng bằng góc ma sát trong giới hạn φ_{gh} và lực dính kết đơn vị giới hạn c_{gh} . Như vậy với một khối trượt nhất định nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn có thể tìm được nhiều cặp trị số φ_{gh} và c_{gh} khác nhau thoã mãn điều kiện cân bằng giới hạn. Tức là có thể lập được đường cong $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$ với một khối đất bất kỳ (hình IV-36).

Mỗi điểm nằm trên đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$ cho ta một cặp trị số φ_{gh} và c_{gh} tương ứng với trạng thái cân bằng giới hạn của khối đất trượt. Nếu mái dốc đang xét có cặp trị số φ và c thực mà toạ độ của nó nằm trên đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$ (ví dụ điểm X) thì mái dốc ở trạng thái ổn định, còn trường hợp ngược lại khi toạ độ của cặp φ và c nằm ở phía dưới đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$ (ví dụ điểm Y) thì mái dốc bị trượt.



Hình IV-36: Đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$

Nếu gọi K là hệ số ổn định hay hệ số an toàn của khối đất đắp, thì hệ số này chính là tỷ số so sánh toạ độ cặp trị số φ và c thực của vật liệu đắp với toạ độ các điểm nằm trên đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$. Nếu toạ độ cặp trị số φ và c thực của vật liệu đắp nằm phía trên đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$ thì $K > 1$ và ngược lại, nằm phía dưới thì $K < 1$.

Như vậy việc tính toán ổn định của một mái dốc bất kỳ là đi lập đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$. Phương trình biểu thị đường cong này gọi là phương trình cân bằng giới hạn của khối đất trượt.

Để lập phương trình này, các tác giả nghiên cứu về ổn định của mái dốc đều dựa vào công thức nổi tiếng của C.A.Coulomb:

$$\tau_{gh} = c_{gh} + \sigma_{gh} \cdot \text{tg} \varphi_{gh} \tag{IV-102}$$

Trong đó: τ_{gh} - ứng suất tiếp giới hạn tại điểm bất kỳ trên mặt trượt ở trạng thái cân bằng giới hạn;

σ_{gh} - ứng suất pháp giới hạn (vuông góc với mặt trượt) ở trạng thái cân bằng giới hạn;

φ_{gh} - Góc ma sát trong của đất ứng với trạng thái giới hạn của đất.

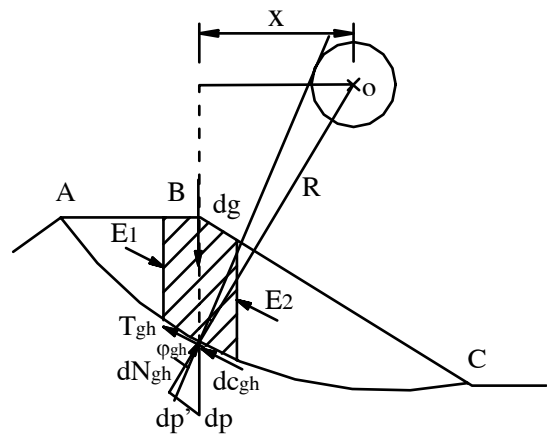
Để lập phương trình cân bằng giới hạn, hiện nay các tác giả thường dựa vào hai loại mô hình tính toán sau đây:

* Mô hình tính toán thứ nhất:

Chia khối đất trượt ra thành nhiều cột thẳng đứng, mỗi cột đất được giới hạn bởi hai mặt phẳng thẳng đứng và được xem như một vật rắn nguyên khối tựa trên cung trượt, các tác giả nghiên cứu trên cơ sở mô hình này gồm G.Corây, K. Terzaghi.

Xét một cột đất phân tố bất kỳ i trong khối đất trượt (Hình IV-37), trong trường hợp tổng quát và khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn, các lực tác dụng lên cột đất này gồm:

+ Trọng lượng bản thân của cột đất phân tố $dg = b \cdot h \cdot \gamma$ đi qua điểm M trung



Hình IV-37: Sơ đồ tính toán ổn định theo phương pháp phân mảnh

tâm đáy cột đất.

- Trong đó: b - Bề rộng của cột đất;
 h - Chiều cao trung bình của cột đất
 γ - Dung trọng tự nhiên của đất

- + Lực E_1 tác dụng bên trái cột đất
- + Lực E_2 tác dụng bên phải cột đất

Lực E_1, E_2 là ngoại lực đối với cột đất đang xét thứ i và trong trường hợp tổng quát có trị số và phương chưa biết.

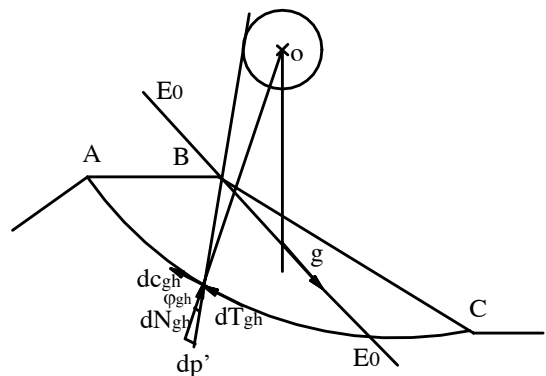
+ Phản lực dp là tổng hợp của ba thành phần: thành phần pháp tuyến dN_{gh} , lực dính kết dc_{gh} , tiếp tuyến với cung trượt, lực ma sát dT_{gh} tiếp tuyến với cung trượt. Nếu không tính đến lực dính dc_{gh} thì hợp lực của dN_{gh} , và dT_{gh} là dp' , ở trạng thái cân bằng giới hạn dp' có phương tạo với pháp tuyến OM một góc ϕ_{gh} . Như vậy phương tác dụng của phản lực dp' của cột đất bất kỳ đều phải tiếp tuyến với vòng tròn tâm O có bán kính $r_0 = R \cdot \sin \phi_{gh}$, vòng tròn này gọi là vòng tròn ma sát.

- Trong đó: O - Tâm của bán kính cung trượt;
 R - Bán kính của cung trượt.

Do mỗi cột đất đều ở trạng thái cân bằng giới hạn, nên các lực nêu trên tạo thành đa giác lực khép kín, chú ý rằng hai lực tương hỗ E_1 và E_2 có thể xem như là những nội lực của khối đất trượt cho nên khi xét tổng quát toàn khối đất trượt thì không cần xét đến nó.

* Mô hình tính toán thứ 2:

Mô hình này do D.Taylor, A.I.Ivanov ... kiến nghị. Theo các tác giả này, khối đất trượt được xem như một vật rắn nguyên khối và tại mỗi điểm trên mặt trượt chịu tác dụng của ứng suất tiếp τ thỏa mãn công thức của C.A.Coulomb (IV-102) khi ở trạng thái cân bằng giới hạn. Khi khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn thì khối đất này chịu tác dụng của các lực sau đây (Hình IV-38):



Hình IV-38: Sơ đồ tính toán ổn định khi xem khối đất như vật rắn nguyên khối.

+ Nếu xét cả ngoại lực trên bề mặt, thì khối đất có trọng lực g theo phương E_0-E_0 bất kỳ, còn nếu không có ngoại lực tác dụng trên bề mặt thì lực này chỉ gồm có trọng lượng bản thân và có phương thẳng đứng đi qua tâm của khối trượt, đây là yếu tố chủ yếu gây ra trượt của khối đất và có trị số bằng diện tích mặt cắt ngang nhân với dung trọng tự nhiên của đất.

+ Lực dính phân tố $dc_{gh} = c_{gh} \cdot ds$ tác dụng trên một phân tố diện tích mặt trượt, có phương tiếp tuyến cung trượt.

- Trong đó: c_{gh} - Lực dính kết đơn vị ứng với khi đất đạt trạng thái giới hạn;
 ds - Chiều dài phân tố cung trượt.

+ Phản lực phân tố dp' gồm tổng hai lực: lực pháp tuyến dN_{gh} và lực ma sát dT_{gh} tác dụng tiếp tuyến với cung trượt.

$$dN_{gh} = \sigma_{gh} \cdot ds \tag{IV-103}$$

$$dT_{gh} = dN_{gh} \cdot \operatorname{tg} \varphi_{gh} \quad (\text{IV-103})$$

Với σ_{gh} - là ứng suất pháp giới hạn tại điểm đang xét. Phản lực phân tố dp' đi qua trọng tâm của phân tố diện tích và tạo với đường pháp tuyến một góc bằng φ_{gh} . Do đó mọi phản lực phân tố dp' trên mặt trượt đều tiếp tuyến với vòng tròn ma sát.

Vấn đề tính toán ổn định mái dốc là căn cứ vào sự phân tích lực tác dụng đối với hai loại mô hình tính toán nêu trên, để trên cơ sở đó, lập biểu thức tính hệ số ổn định.

Phân tích hai loại mô hình tính toán nêu trên cho ta thấy rằng: Với loại mô hình thứ nhất (chia khối đất trượt thành nhiều cột đất thẳng đứng) tuy tính toán có phức tạp, nhưng được ứng dụng rộng rãi trong thực tế. Bởi nó có thể dễ dàng tính toán với các mái dốc không đồng nhất. Loại mô hình tính toán thứ 2 không thể áp dụng cho mái dốc không đồng nhất nên ít được dùng trong thực tế.

5.2.2 Phương trình cân bằng giới hạn:

Xét khối đất trượt ABC trên hình (IV-37), khi khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn thì tổng momen của các lực tác dụng đối với tâm O phải bằng không:

$$\sum M_o = 0 \text{ Hoặc } \sum M_{gt} = \sum M_{ct} \quad (\text{IV-105})$$

Trong đó: $\sum M_{gt}$: Tổng momen gây trượt lấy đối với tâm O;

$\sum M_{ct}$: Tổng momen chống trượt lấy đối với tâm O;

Từ đó có thể viết được phương trình cân bằng giới hạn dưới dạng tổng quát:

$$\sum X \cdot dg = R \cdot \operatorname{tg} \varphi_{gh} \cdot \sum dN_{gh} + R \cdot c_{gh} \cdot \sum ds \quad (\text{IV-106})$$

Trong đó: $\sum dN_{gh} = \sum (\sigma_{gh} \cdot ds)$: Với ds là độ dài đoạn cung trượt giới hạn trong cột đất đang xét. Các ký hiệu khác biểu thị trên hình (IV-37).

Vấn đề cơ bản ở đây là xác định được trị số dN_{gh} trong công thức (IV-106). Trước hết thấy rằng trọng lượng bản thân dg là nguyên nhân chủ yếu phát sinh ra phản lực dN_{gh} . Do đó muốn xác định dN_{gh} các nhà nghiên cứu đều đi tìm sự liên hệ giữa phản lực dN_{gh} với dg thể hiện dưới dạng:

$$\beta = \frac{dN_{gh}}{dg} \quad (\text{IV-107})$$

Hiện nay có nhiều phương pháp xác định β . Sau đây chỉ trình bày phương pháp chính có liên quan đến việc lập công thức tính hệ số ổn định của mái dốc.

5.2.3 Phương pháp tính ổn định mái dốc:

5.2.3.1 Phương pháp của K.Terzaghi

Bằng cách chia khối đất trượt ra thành những cột đất thẳng đứng, K.Terzaghi

Phân tích lực tác dụng đối với mỗi cột đất gồm 4 lực cơ bản: d_g , $d_{c_{gh}}$, E_1 , E_2 , với sơ đồ tính toán như hình (IV-39).

K.Terzaghi giả thiết rằng các lực E_1 , E_2 có phương tiếp tuyến với điểm M trung tâm đáy cung trượt của cột đất đang xét. Như vậy đối với một cột đất bất kỳ cả 4 lực d_g , $d_{c_{gh}}$, E_1 , E_2 đều đi qua điểm M. Từ sự phân tích như vậy ta xác định được:

$$\beta = \frac{dN_{gh}}{d_g} = \cos \alpha \quad (V-107')$$

Cuối cùng phương trình cân bằng giới hạn có thể viết dưới dạng:

$$\sum X d_g = R \sum d_g \cdot \cos \alpha \cdot \text{tg} \varphi_{gh} + R c_{gh} \cdot \sum ds \quad (IV-108)$$

Phân tích phương pháp của K.Terzaghi thấy rằng tổng số các lực E trong toàn khối đất trượt không bằng không, vì những lực E của các cột đất có góc nghiêng α khác nhau mà trị số của lực E lên hai cột đất kề nhau lại bằng nhau. Như vậy sơ đồ tính toán của K.Terzaghi không thoả mãn phương trình cân bằng tĩnh học (phương trình hình chiếu các lực theo phương ngang và phương đứng), để đơn giản hoá tác giả không xét đến thành phần E_1 , E_2 và Terzaghi đưa ra công thức tính ổn định mái dốc như sau:

$$K = \frac{\sum (g_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \text{tg} \varphi_i + c_i \cdot \Delta l_i)}{\sum g_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (IV-109)$$

Trong đó: g_i - Trọng lượng của mảnh thứ i;

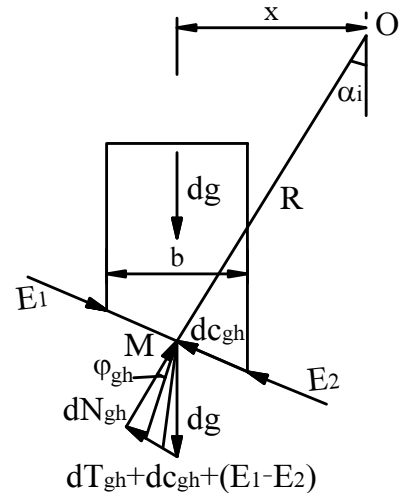
c_i , φ_i - góc ma sát trong và lực dính đơn vị tại mảnh i;

Δl_i - Chiều dài cung trượt thuộc mảnh thứ i.

5.2.3.2 Phương pháp áp lực trọng lượng của R.R.Tsugaev

Sau khi phân tích các phương pháp tính toán theo cân bằng giới hạn của Coray và Terzaghi, Giáo sư Tsugaev đã tính toán với nhiều mái dốc khác nhau và rút ra hai kết luận:

- Với những mái dốc tương đối thoải: $m > 2 \div 2,5$, mặt trượt thường ăn sâu xuống nền. Lúc đó hệ số β có thể lấy bằng 1. Mái dốc các đê, đập đất trong thủy lợi thường là thoải hơn nên có thể dùng $\beta=1$ để tính toán. Lúc đó phương trình cân bằng giới hạn của mái dốc tương đối thoải có dạng:



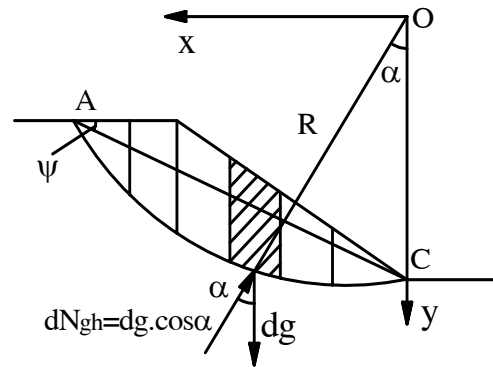
Hình IV-39: Sơ đồ tính toán theo phương pháp của K.Terzaghi

$$\sum Xdg = R \sum dg \cdot \text{tg} \varphi_{gh} + R c_{gh} \sum ds \quad (\text{IV-110})$$

Phương pháp này gọi là phương pháp áp lực trọng lượng vì trị số áp lực pháp tuyến phân tố N_{gh} xác định trực tiếp bằng trọng lượng của cột đất đang xét.

- Với những mái dốc $m < 2 \div 2,5$, mặt trượt không ăn sâu xuống nền và có dạng gần giống mặt phẳng.

Trị số β có thể tính bằng: $\beta = \cos \psi$. Lúc đó phương trình cân bằng có dạng giống phương trình (IV-108) của Terzaghi. Để đơn giản khi tính toán có thể lấy $\beta = \cos \psi = \text{Const}$. Trong đó ψ là góc hợp bởi dây cung AC với phương ngang. (Hình IV-40).



Hình IV-40: Sơ đồ tính toán theo phương pháp áp lực trọng lượng

Phương trình cân bằng giới hạn trong trường hợp này có dạng:

$$\sum Xdg = R \cdot 1,05 \cdot \cos \psi \sum dgtg \varphi_{gh} + R \cdot c_{gh} \sum ds \quad (\text{IV-111})$$

Trong đó: 1,05 - Hệ số điều chỉnh do lấy góc ψ thay cho α của Terzaghi.

Công thức tính ổn định mái dốc được R.R Tsugaev đưa ra như sau:

$$K = R \frac{\sum (Z_n \cdot \text{tg} \varphi_i)}{\sum (Z_n \cdot X_n)} + \frac{R \cdot \sum (ds_n \cdot c_i)}{b \cdot \sum (Z_n \cdot X_n)} \quad (\text{IV-112})$$

Trong đó: R - Bán kính cung trượt;

b - bề rộng mảnh thứ i;

X_n - Khoảng cách từ trục OY đến trung tâm đáy mảnh i đang xét;

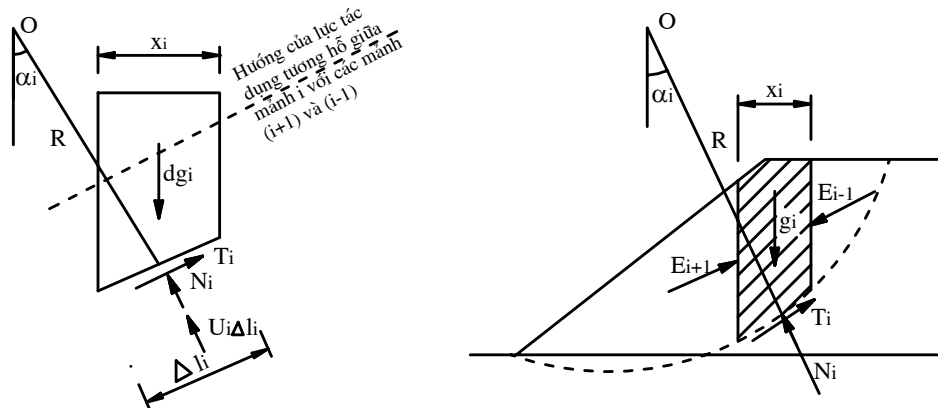
ds_n - Chiều dài đoạn cung trượt thuộc mảnh i đang xét;

$Z_n = \sum \gamma_i \cdot h_i$ - Với γ_i là dung trọng các lớp đất có chiều cao tương ứng z_i thuộc mảnh thứ i đang xét;

φ_i, c_i - góc ma sát trong và lực dính đơn vị tại đáy mảnh thứ i đang xét.

5.2.3.3. Phương pháp của W.Fellenius:

Cũng bằng cách chia khối đất thành những cột thẳng đứng như Terzaghi: Xét một mảnh i bất kỳ (hình IV-41), các lực tác dụng lên mảnh phân tố này gồm: trọng lượng mảnh g_i ; tổng các lực pháp tuyến T_i ; tổng các lực pháp tuyến N_i và tổng các lực thuỷ động U_i trên phương tiếp tuyến với đáy mảnh; tổng các lực tương tác giữa các mảnh i với mảnh $i-1$ và mảnh $i+1$; E_{i-1} và E_{i+1} . Theo Fellenius đề nghị chấp nhận là " Tổng hình chiếu của tất cả các lực tương tác giữa các mảnh thứ i với $i-1$ và $i+1$ trên phương pháp tuyến bằng 0", do đó lực pháp tuyến N_i chỉ do g_i gây ra. Cho nên phương trình cân bằng giới hạn xác định trong điều kiện này trùng với công thức (IV-108) của K. Terzaghi.



Hình IV-41: Sơ đồ tính toán theo phương pháp phân mảnh của Fellenius

Hệ số ổn định của mái dốc trong trường hợp không có tải trọng ngoài tác dụng xác định theo quy ước như sau:

$$K = \frac{\text{Mô men sức chống trượt giới hạn}}{\text{Mô men trượt do trọng lượng bản thân đất}} \quad (IV-113)$$

Từ điều kiện hình chiếu của tất cả các lực tương tác giữa các mảnh lên phương pháp tuyến là bằng 0, do đó hình chiếu của tất cả các lực tác dụng lên mảnh i trên phương pháp tuyến sẽ là:

$$N_i + U_i - g_i \cos \alpha_i = 0 \quad (IV-114)$$

Trong đó: $U_i = u_i \cdot \Delta l_i$

u_i - áp lực nước lỗ rỗng tại mảnh thứ i

Δl_i - Chiều dài cung trượt của mảnh thứ i

$$\text{Do đó ta có: } N_i = g_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i \quad (IV-115)$$

Mô men chống trượt của lăng thể đất trượt tính như sau:

$$M_{ct} = R [tg \varphi \sum_{i=1}^n (g_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i) + c \sum_{i=1}^n \Delta l_i] \quad (IV-116)$$

Mô men gây trượt của lăng thể đất :

$$M_t = \sum_{i=1}^n R \cdot g_i \sin \alpha_i \quad (\text{IV-117})$$

Vậy có thể đánh giá mức độ ổn định của mái dốc qua hệ số K, trị số của nó là:

$$K = \frac{c \cdot \sum_{i=1}^n \Delta l_i + \operatorname{tg} \varphi \sum_{i=1}^n (g_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i)}{\sum_{i=1}^n g_i \sin \alpha_i} \quad (\text{IV-118})$$

118)

Trong đó: c, φ - Lực dính kết đơn vị và góc ma sát trong của đất;

α_i - Góc hợp bởi đường nối từ điểm giữa đáy cung trượt của mảnh thứ i với tâm O so với đường thẳng đứng;

g_i - Trọng lượng của mảnh đất thứ i được tính:

$$g_i = \Delta X_i \cdot h_i \cdot \gamma \quad (\text{IV-119})$$

Với : ΔX_i - Bề rộng của mảnh thứ i;

h_i - Chiều cao trung bình của mảnh thứ i;

γ - Dung trọng tự nhiên của đất.

Nếu mái dốc được cấu tạo gồm nhiều lớp đất có tính chất khác nhau, thì công thức tính hệ số ổn định của mái dốc sẽ là:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n c_i \Delta l_i + \sum_{i=1}^n \operatorname{tg} \varphi_i (\Delta X_i h_i \gamma_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i)}{\sum_{i=1}^n \Delta X_i h_i \gamma_i \sin \alpha_i} \quad (\text{IV-120})$$

Trong đó: φ_i, c_i - góc ma sát trong và lực dính đơn vị của lớp đất mà đáy cung trượt đi qua;

γ - Dung trọng tự nhiên trung bình của các lớp đất ở mảnh thứ i;

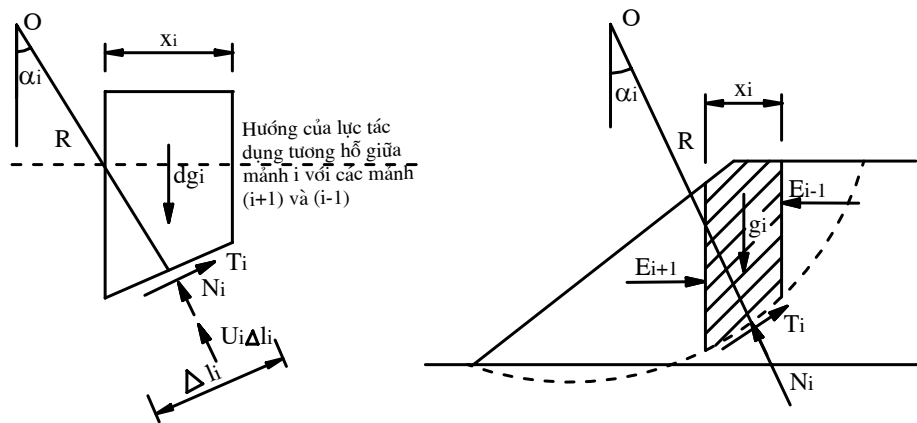
$$\gamma_i = \frac{\sum_{j=1}^n \gamma_j Z_j}{h_i} \quad (\text{IV-121})$$

Với: n - số lớp đất;

γ_j - Dung trọng tự nhiên của lớp đất j trong mảnh i có chiều cao tương ứng là Z_j .

5.2.3.4. Phương pháp phân mảnh của W.Bishop:

Phương pháp này của Bishop cũng dựa trên cơ sở chui khối đất trượt ra thành những cột thẳng đứng, phân tích những lực tác dụng đối với mỗi cột đất gồm các lực cơ bản: Trọng lượng mảnh g_i , tổng các lực tiếp tuyến T_i , tổng các lực pháp tuyến N_i , và tổng các lực thủy động u_i trên phương pháp tuyến với đáy mảnh i , tổng các lực tương tác giữa các mảnh i với mảnh $i-1$ và mảnh $i+1$ là E_{i-1} và E_{i+1} như hình (IV-42). Nhưng ở đây Bishop giả thiết là tổng hợp lực bằng không (vì cân bằng) trên phương nằm ngang. Do đó để tìm được dN_{gh} ta phải chiếu các lực lên phương thẳng đứng, lúc đó tổng hình chiếu của các lực tương tác giữa các mảnh (E_{i-1} , E_{i+1}) trên phương thẳng đứng sẽ bằng không và lực pháp tuyến dN_{gh} bây giờ cũng chỉ do g_i gây ra. Từ phân tích trên, hệ số β xác định trong trường hợp này là $\beta = \cos \alpha$ và phương trình cân bằng giới hạn xác định trong trường hợp này trùng với công thức (IV-108) của K.Terzaghi.



Hình IV-42: Sơ đồ tính toán theo phương pháp phân mảnh của Bishop

Từ điều kiện hình chiếu tất cả các lực tác dụng lên mảnh i trên trục thẳng đứng bằng không ta có:

$$(N_i + U_i) \cos \alpha_i - g_i + T_i \sin \alpha_i = 0 \tag{IV-122}$$

Trong đó : $T_i = \frac{N_i \tan \phi + c \cdot \Delta l_i}{K}$; $U_i = u_i \cdot \Delta l_i$; và $\Delta l_i = \frac{\Delta X_i}{\cos \alpha_i}$

K - là hệ số ổn định

Thay các giá trị trên vào công thức (IV-122) ta được trị số N_i là:

$$N_i = \frac{g_i - u_i \Delta X_i - \frac{1}{K} \cdot c \cdot \Delta X_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\cos \alpha_i \left[1 + \frac{1}{K} \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \alpha_i \right]} \quad (\text{IV-123})$$

Tương tự như trên, lấy mô men của các lực chống trượt và lực gây trượt với tâm O ta có công thức tính hệ số ổn định là:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n [c \cdot \Delta X_i + (g_i - u_i \Delta X_i) \operatorname{tg} \varphi] / M_i(\alpha_i)}{\sum_{i=1}^n g_i \sin \alpha_i} \quad (\text{IV-124})$$

Trong đó: $M_i(\alpha_i) = \cos \alpha_i \left[1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \alpha_i}{K} \right]$

φ_i, c_i - góc ma sát trong và lực dính đơn vị của lớp đất mà đáy cung trượt đi qua;

$\Delta X_i, h_i$ - Bề rộng của mảnh thứ i và chiều cao trung bình của mảnh thứ i;

u_i, γ_i - áp lực nước lỗ rỗng và dung trọng tự nhiên trung bình tự nhiên của đất tại mảnh thứ i.

Rõ ràng, ở phương pháp này, hệ số ổn định K có mặt ở cả hai công thức (IV-123) và (IV-124) nên phải dùng phương pháp thử đúng dần để có trị số đúng K. Nghĩa là trước hết phải giả thiết hệ số ổn định $K=1$ ở vế phải, sau đó thay vào các biểu thức (IV-123) và (IV-124) tính lặp nhiều vòng cho đến khi trị số giả thiết và trị số tính ra xấp xỉ nhau thì thôi.

Do vậy, vấn đề đặt ra là phải tìm được một cung trượt nào (hay tâm trượt nào) nguy hiểm nhất, nghĩa là cung trượt có hệ số ổn định nhỏ nhất (K_{\min}), để từ đó có thể đánh giá sự ổn định của mái dốc.

Nếu $K_{\min} < 1$ thì mái đất mất ổn định

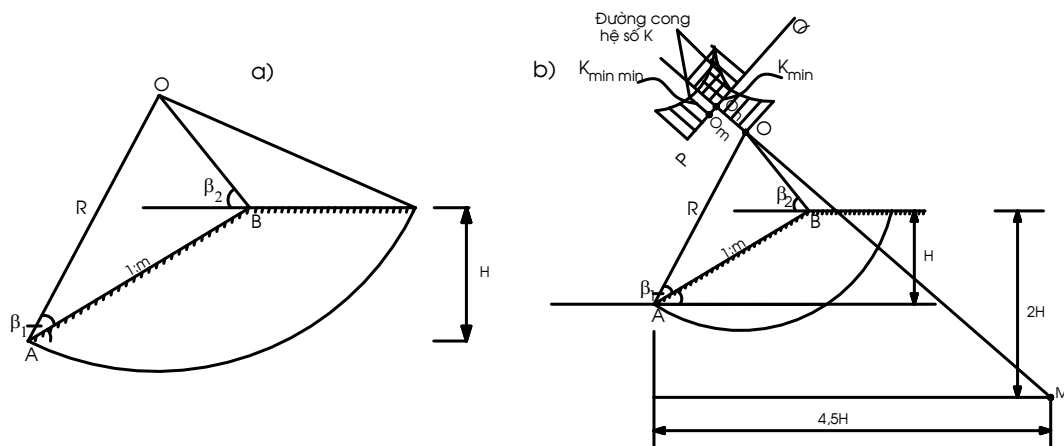
$K_{\min} = 1$ thì mái đất ở trạng thái cân bằng cực hạn

$K_{\min} > 1$ thì mái đất ổn định

Tùy theo tầm quan trọng và tình hình chịu tải khác nhau của mái dốc, đồng thời để nhằm đảm bảo an toàn cho mái dốc, hệ số ổn định nhỏ nhất này phải lớn hơn hệ số ổn định cho phép $[K_{at}]$ được nêu trong quy phạm. Do vị trí tâm trượt nguy hiểm nhất phụ thuộc vào biến số là lực dính kết và góc ma sát trong của đất, hai biến số này được liên hệ với nhau bằng một phương trình, cho nên giải bài toán loại này chỉ có thể tiến hành bằng cách "tìm dần"

Để giảm nhẹ khối lượng tính toán, năm 1927 W.Fellenius dựa vào kết quả của các công trình nghiên cứu của mình đã đưa ra phương pháp xác định vị trí mặt trượt nguy hiểm như sau:

Trước hết, ông tìm tâm của cung trượt nguy hiểm nhất với giả thiết đất chỉ có lực dính kết ($\varphi = 0, c \neq 0$), bằng cách xây dựng điểm giao nhau giữa hai đường thẳng kẻ từ mép dưới và trên (A và B) của mái dốc hợp với mặt mái dốc và mặt phẳng nằm ngang đỉnh dốc dưới góc β_1 và β_2 (hình IV-43a) trị số của các góc β_1 và β_2 phụ thuộc vào kích thước mái dốc và lấy theo bảng (IV-14) và cung trượt nguy hiểm nhất đi qua chân mái dốc.



Hình IV-43

Bảng IV-14: Trị số của β_1 và β_2

Hệ số mái dốc : m	1	2	3	4	5	6
β_1 (độ)	28	25	25	25	25	25
β_2 (độ)	34	35	35	36	37	37

Nếu xét đến cả lực dính kết và lực ma sát trong của đất thì tâm cung trượt nguy hiểm sẽ chuyển dịch lên phía trên hay xuống phía dưới đường OM theo một đường cong rất thoải, có thể xem như một đường thẳng. Vị trí của điểm M được xác định là từ phía dưới chân mái dốc lấy một đoạn bằng chiều cao mái dốc H, và kéo dài theo phương nằm ngang (về phía mái dốc) lấy một đoạn bằng 4,5H được điểm M. Nối O với M sẽ được đường thẳng OM và kéo dài thêm ra một đoạn. Giả thiết một số tâm trượt $O_1, O_2, O_3, O_4...$ nằm trên đoạn kéo dài và vẽ những cung trượt tương ứng đi qua A, đồng thời xác định được những hệ số tương ứng $K_1, K_2, K_3, K_4...$... Dựa vào biểu đồ của những hệ số ổn định này (hình IV-43.b) có thể xác định được trị số ổn định nhỏ nhất K_{min} , ứng với tâm trượt nguy hiểm nhất trên đường kéo dài (tâm O_{min}). Vẽ đường PQ vuông góc với đường kéo dài từ đường thẳng OM đi qua O_{min} và chọn các tâm trượt $O'_1, O'_2, O'_3, O'_4, ...$ trên đường PQ và vẽ các cung trượt của những tâm O' này và cũng đi qua A. Đồng thời tính được các hệ số ổn định tương ứng $K'_1, K'_2, K'_3, K'_4...$

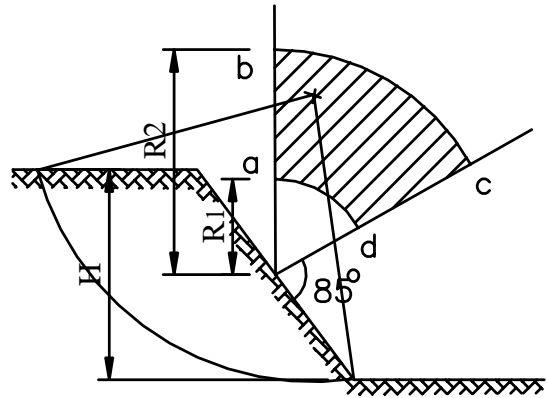
Từ biểu đồ hệ số ổn định này có thể xác định được hệ số ổn định nhỏ nhất K_{min} hay còn ký hiệu là K_{min} .

Theo nghiên cứu của V.V.Fandev, tâm trượt nguy hiểm của mái dốc thường nằm trong giới hạn của một cung hình quạt được tạo bởi hai đường thẳng đi qua trung điểm của mái dốc: một đường thẳng đứng và một đường làm với đoạn dưới của mái dốc một góc 85^0 (hình IV-44). Cung của hình quạt này có bán kính R_1 và cung ngoài có bán kính R_2 . Trị số R_1 và R_2 xác định theo bảng (IV-15).

Bảng IV-15: Trị số của R_1/H và R_2/H

Hệ số mái dốc m	1	2	3	4	5	6
R_1/H	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
R_2/H	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

Theo bảng (IV-15), H - là chiều cao của mái dốc. Theo phương pháp này, sau khi xác định được vùng tâm trượt nguy hiểm nhất abcd (Hình IV-44), có thể giả thiết nhiều tâm trượt nằm trong đó, mỗi tâm trượt sẽ xác định được một bội số của hệ số ổn định K tương ứng, cuối cùng sẽ vẽ được những đường đồng mức của K (có cùng trị số K). Sau đó chọn một tâm trượt trong phạm vi đường đồng mức K có trị số nhỏ nhất để xác định K_{\min} rồi xét sự ổn định của mái dốc.



Hình I-44: Phạm vi xác định tâm trượt theo V.V. Fandev.

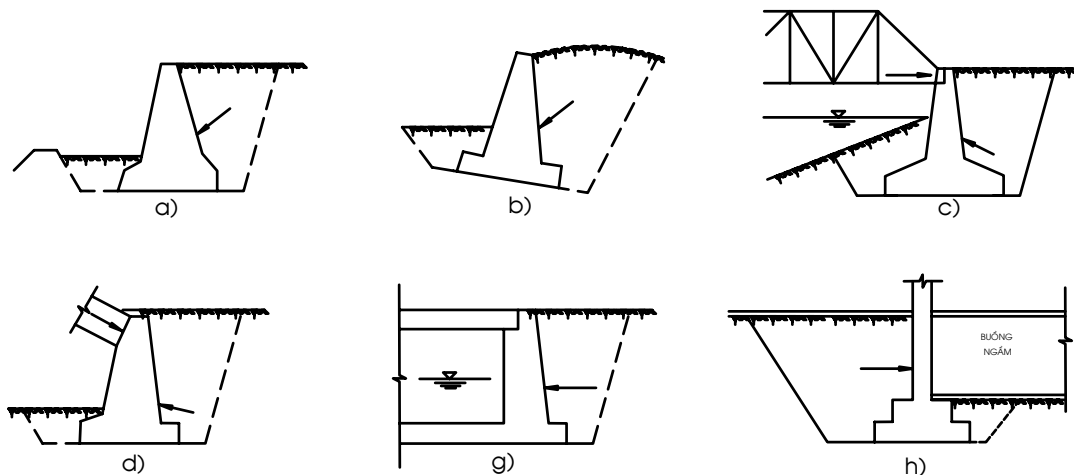
Thực tế tính toán đã cho thấy rằng, trường hợp nền đất đồng nhất, không có tải trọng tác dụng và không có dòng thấm thì vị trí mặt trượt thường đi qua chân mái dốc. Còn những trường hợp khác mặt trượt có thể đi vào phía trong hoặc đi ra phía ngoài chân mái dốc. Do đó khi kiểm tra ổn định của mái dốc cần phải giả định thêm các mặt trượt có điểm ra trên mái dốc và nằm ngoài chân mái dốc.

Khi xác định được hệ số ổn định nhỏ nhất $K_{\min, \min}$ tương ứng với tâm trượt nguy hiểm nhất, như thế bài toán đã giải quyết xong, lấy trị số của hệ số $K_{\min, \min}$ so sánh với hệ số ổn định cho phép để đánh giá mức độ ổn định của mái dốc đang xét.

CHƯƠNG V: TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT LÊN LUNG TƯỜNG CHẮN.

§1. KHÁI NIỆM CHUNG.

Tường chắn là kết cấu công trình dùng để giữ khối đất đắp hoặc vai hố đào sau tường khỏi bị sạt trượt. Tường chắn đất được sử dụng rộng rãi trong các ngành xây dựng, thủy lợi, giao thông. Khi làm việc lưng tường chắn tiếp xúc với khối đất sau tường và chịu tác dụng của áp lực đất. Ví dụ trong xây dựng dân dụng và công nghiệp tường chắn thường được dùng trong các nhà có tầng hầm, trong xây dựng cầu đường dùng để chống đỡ nền đường đắp hay nền đường đào sâu, dùng để làm mố cầu, tường để bảo vệ các sườn dốc tự nhiên và nhân tạo khỏi bị trượt, sạt hoặc sụt lở. Trong các công trình xây dựng thủy lợi, tường chắn thường được dùng trong các công trình trạm thủy lợi, tường chắn thường được dùng trong các công trình trạm thủy điện trên sông, làm bộ phận nối tiếp giữa đập tràn hoặc nhà của trạm thủy điện với các công trình đất và sườn bờ, chúng cũng được dùng trong các công trình vận tải như âu thuyền hoặc dùng trong hệ thống dẫn nước thuộc trạm thủy điện như máng nước, bể lắng, ngoài ra tường chắn còn được dùng rộng rãi để đối phó với các quá trình xâm thực và bào xói, bảo vệ bờ sông, bờ biển, v.v. Ở hình V-1 là mặt cắt của một số loại tường chắn : a) đường đắp ; b) đường đào ; c,d) Mố cầu ; g) tường bên cống nước ; h) tường tầng hầm .



Hình V-1: Mặt cắt một số loại tường chắn

Chúng ta nên lưu ý rằng, đối với các công trình thủy công, có một số bộ phận của kết cấu công trình không phải là tường chắn đất nhưng có tác dụng tương hỗ với đất và cũng chịu áp lực của đất giống như tường chắn đất. Do đó, khái niệm về tường chắn được mở rộng ra cho tất cả những bộ phận của công trình có tác dụng tương hỗ giữa đất tiếp xúc với chúng. Áp lực đất là một trong những tải trọng chủ yếu tác dụng lên tường. Vì vậy khi thiết kế và xây dựng các tường chắn, trước hết cần xác định được trị số, điểm đặt, phương và chiều tác dụng của áp lực đất, đó là tài liệu quan trọng trong thiết kế tường chắn

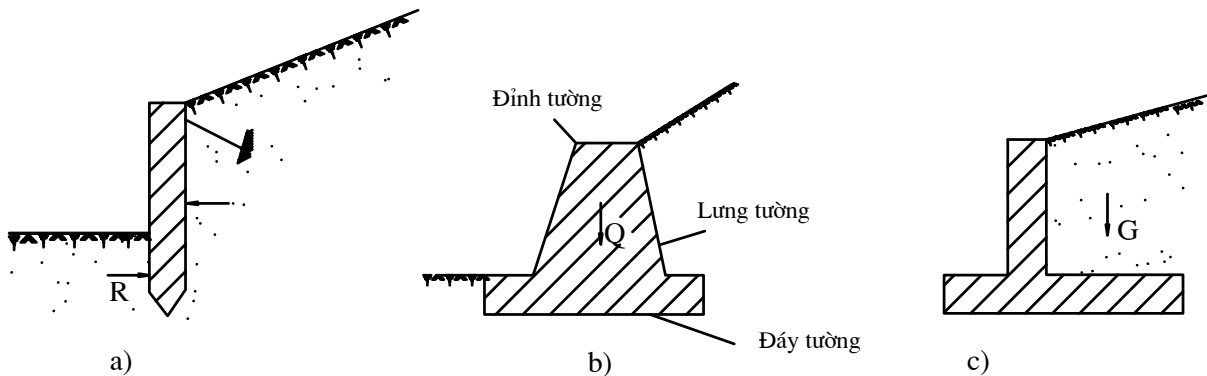
1.1. Phân loại tường chắn đất.

Người ta có thể phân loại tường chắn dựa trên các cơ sở mục đích sau đây : Theo mục đích xây dựng, theo đặc tính công tác của tường, theo chiều cao tường, theo vật liệu xây dựng tường, theo độ nghiêng của tường hay theo phương pháp thi công xây dựng tường, theo độ cứng, v.v. Trong đó việc phân loại tường theo độ cứng là yếu tố quan trọng nhất để tính toán sự làm việc đồng thời giữa tường chắn và đất. Theo cách phân loại này, tường được phân thành các loại sau:

- *Tường mềm*: Là loại tường sinh ra biến dạng uốn khi chịu tác dụng của áp lực đất. Loại tường này thường là những tấm gỗ, thép, bê tông cốt thép ghép lại do đó chiều dày nhỏ hơn nhiều so với chiều cao và bề rộng của tường. Nếu bản thân tường chắn đất bị biến dạng (uốn) thì nó sẽ làm thay đổi điều kiện tiếp xúc giữa lưng tường chắn với khối đất đắp sau tường, do đó làm thay đổi trị số áp lực đất tác dụng lên lưng tường và cũng làm thay đổi dạng biểu đồ phân bố áp lực đất theo chiều cao tường. Sự ổn định của loại tường này được quyết định bằng cách chôn chân tường vào trong nền đất, để tăng cường sự ổn định và độ cứng của tường người ta thường dùng neo tường vào khối đất (Hình V-2.a)

- *Tường cứng*: Là loại tường không có biến dạng uốn khi chịu áp lực đất mà chỉ có chuyển vị tịnh tiến và xoay. Nếu tường cứng xoay mép dưới thì đỉnh thường có xu hướng tách rời khỏi khối đất đắp và chuyển vị về phía trước. Nếu tường cứng xoay quanh mép trên thì chân tường sẽ rời khỏi khối đất, loại tường này thường dùng vật liệu gạch, đá học, bê tông đá học, bê tông, tường có chiều cao, chiều dày và bề rộng gần bằng nhau. Độ ổn định của loại tường này thường được quyết định do trọng lượng bản thân tường, do đó loại tường này còn có tên gọi là tường Trọng lực (Hình V-2.b)

- *Tường bán trọng lực*: Loại tường này thường được cấu tạo bởi các cấu kiện bê tông cốt thép hoặc nhiều tấm bê tông cốt thép ghép lại với nhau. Tường này có chiều dày nhỏ hơn nhiều so với chiều cao và bề rộng của tường. Độ ổn định của tường quyết định không những chỉ do trọng lượng bản thân tường và bản đáy mà còn do trọng lượng khối đất đắp nằm trên bản móng (Hình V-2.c).



Hình V-2

1.2. Áp lực đất và điều kiện sản sinh ra áp lực đất.

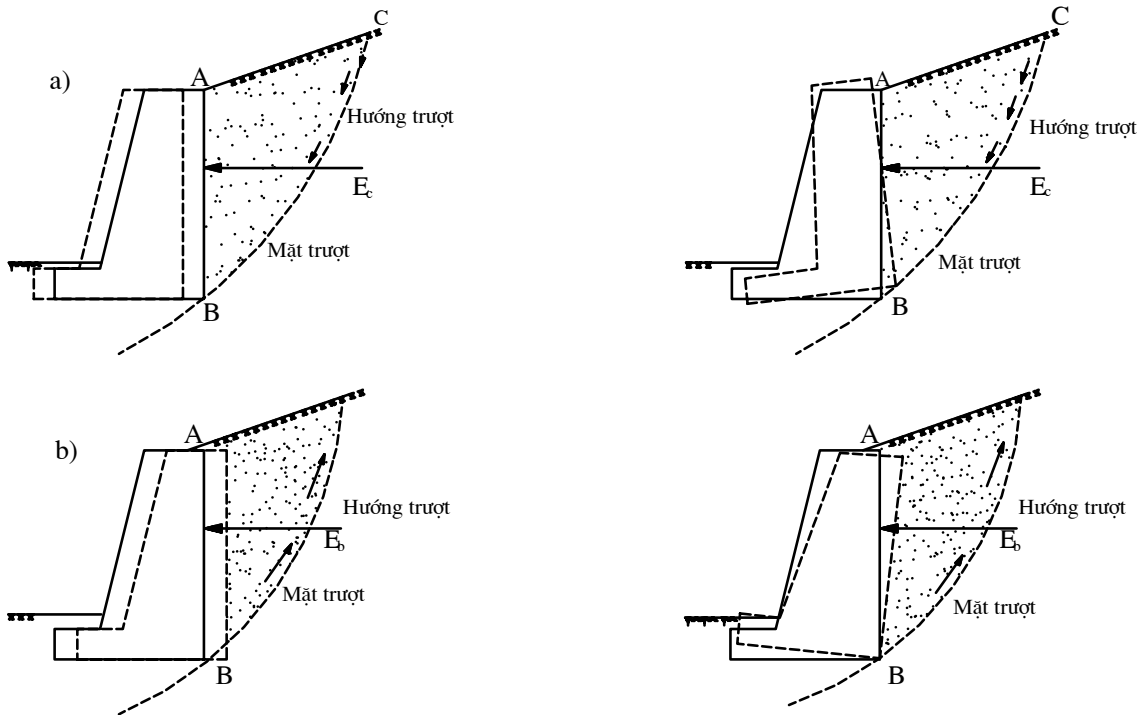
Như chúng ta đã biết, tường chắn đất là một kết cấu công trình dùng để giữ cho khối đất sau tường được cân bằng, khỏi bị đổ. Khi có tường chắn đất, do trọng lượng của khối đất sau tường và tải trọng ở trên bề mặt khối đất đó (nếu có), cho nên sẽ sinh ra một áp lực đất tác dụng lên lưng tường, tùy theo hình thức chuyển vị của tường mà trạng thái ứng suất của khối đất sau tường sẽ khác nhau, do đó trị số của áp lực đất lên tường cũng khác nhau. Vì vậy, trước khi xét đến vấn đề tính toán áp lực đất, cần phải biết điều kiện sản sinh ra chúng.

Dựa trên cơ sở thí nghiệm nghiên cứu tương tác giữa đất và tường, với đất sau tường là cát hạt vừa. K.Terzaghi đã cho biết rằng, dưới ảnh hưởng của trọng lực, khối đất sau lưng tường luôn luôn có xu hướng chuyển dịch và khi gặp sức phản kháng của tường thì sẽ tạo ra áp lực tác dụng lên tường. Áp lực này phụ thuộc vào tính chất cơ lý của đất, kích thước hình học của tường và nó phụ thuộc rất nhiều vào độ chuyển vị của tường.

Nếu tường tuyệt đối cứng, và hoàn toàn không chuyển vị đất sau tường ổn định, thì khối đất sau tường ở trạng thái cân bằng tĩnh, áp lực đất tác dụng lên lưng tường lúc này gọi là *áp lực tĩnh* và ký hiệu bằng E_t .

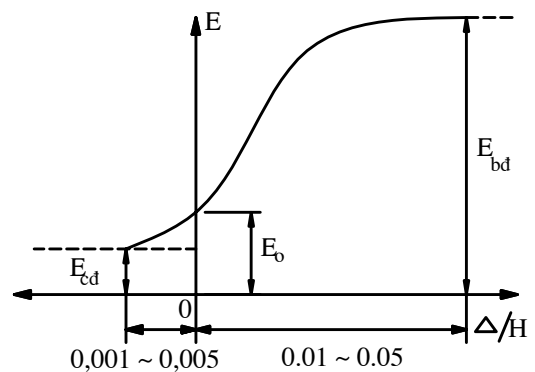
Khi tường chuyển dịch về phía trước hoặc quay với một góc rất nhỏ quanh mép trước của chân tường (hình V-3a), thì khối đất sau lưng tường sẽ dãn ra, áp lực đất lên tường sẽ giảm dần khi độ chuyển dịch của tường tăng. Khi chuyển dịch đạt đến giá trị nhất định (theo K Terzaghi giá trị này là $\Delta = 0,1 \div 0,5\%H$, H: chiều cao của tường) thì xuất hiện các vết nứt trong đất, khối đất sau tường sẽ bị trượt xuống theo các vết nứt, người ta gọi là *mặt trượt chủ động*. Áp lực đất tương ứng khi xuất hiện mặt trượt gọi là *áp lực chủ động* và ký hiệu là E_c .

Ngược lại nếu do tác dụng của lực ngoài tường chuyển dịch ngang hoặc ngã về phía sau (hình V-3.b) thì khối đất sau tường sẽ bị ép lại, do đó mà áp lực đất lên tường sẽ tăng dần lên khi độ chuyển dịch của tường tăng. Khi chuyển dịch đủ lớn (khoảng $\Delta = 1 \div 5\%H$) trong đất xuất hiện vết nứt và khối đất sau tường bị đẩy trượt lên trên người ta gọi là *mặt trượt bị động*. Áp lực đất tác dụng lên tường tương ứng khi xuất hiện mặt trượt gọi là *áp lực bị động* và ký hiệu là E_b .



Hình V-3

Hình (V-4) : Cho kết quả thí nghiệm mô hình tường chắn của K.Terzaghi. Từ hình (V-4) ta thấy rằng, giá trị của áp lực đất tác dụng lên tường chắn phụ thuộc hướng và trị số chuyển vị của tường đối với đất. Trong cả hai trường hợp, khi tường chuyển vị tăng dần về phía này hay phía kia đến các trị số giới hạn nào đó (Δ_c và Δ_b) thì áp lực đất tác dụng lên tường giảm hoặc tăng đến các trị số giới hạn là áp lực chủ động hoặc áp lực bị động, sau đó áp lực đất tác dụng lên lưng tường chắn hầu như không biến đổi nữa (ứng với trạng thái cân bằng giới hạn) và phân đất sau lưng tường sẽ bị phá hoại (trượt) theo một mặt BC nào



Hình V-4

đó trong khối đất đắp (hình V-3). Từ nhận xét trên ta thấy rằng áp lực chủ động của đất có chiều cùng với chiều chuyển vị của tường, còn áp lực bị động của đất thì có chiều ngược với chiều chuyển vị của tường.

Nhìn chung, tất cả các loại tường chắn đều làm việc ở điều kiện hết sức phức tạp, do đó việc xác định giá trị áp lực hông thực tế tác dụng lên công trình chắn đất là một vấn đề rất khó khăn, nên các giá trị áp lực hông tính toán được theo các phương pháp hiện có, kể cả phương pháp được gọi là chính xác nhất hiện nay cũng chưa cho được lời giải phản ánh đúng thực tế.

1.3. Các lý thuyết tính toán áp lực đất lên tường chắn.

Lý thuyết áp lực đất là một trong những vấn đề quan trọng và phức tạp của Cơ học đất. Để giải quyết vấn đề này, đến nay đã có khá nhiều thuyết về áp lực đất theo những quan điểm khác nhau. Tuy nhiên, có thể thấy rằng tất cả các lý thuyết ấy thuộc về hai loại cơ bản khác nhau.

- Loại không xét đến độ cứng của tường và loại có xét đến độ cứng của tường (có thể tham khảo trong các tài liệu chuyên sâu về tường chắn).

- Loại không xét đến độ cứng của tường giả thiết tường tuyệt đối cứng và chỉ xét đến các trị số áp lực đất ở trạng thái giới hạn là áp lực chủ động và áp lực đất bị động. Thuộc loại này có thể phân thành hai nhóm.

a) *Nhóm theo lý thuyết cân bằng giới hạn của khối rắn.*

Các lý thuyết theo nhóm này đều giả thiết khối đất trượt sau tường chắn, giới hạn bởi mặt trượt có hình dạng định trước, như một khối rắn ở trạng thái cân bằng giới hạn. Đại diện cho xu hướng lý thuyết này là lý thuyết C.A.Coulomb (1773) và sau đó được I.V.Pôngxele, K.Culman, ... phát triển thêm.

b) *Nhóm theo lý thuyết cân bằng giới hạn phân tố (điểm):*

Nhóm lý thuyết này chủ trương tính toán các trị số áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động với giả thiết các điểm của môi trường đất đắp đạt trạng thái cân bằng giới hạn cùng một lúc. Lý thuyết này đã được giáo sư V.L.M.Rankine đề ra năm 1857 sau đó được nhiều tác giả phát triển thêm và đặc biệt đến nay lý thuyết cân bằng giới hạn phân tố được phát triển rất mạnh mẽ, trước hết phải kể đến các công trình nghiên cứu lý thuyết của viện sĩ V.V.Xôcôlovski. Ngoài ra còn có X.X.Geluskêvits đã thành công trong việc giải các bài toán về lý thuyết cân bằng giới hạn bằng phương pháp đồ giải, bằng hệ vòng tròn đặc trưng.

Đến nay, lý thuyết tính toán áp lực đất có xét đến độ cứng của tường (tường mềm) chưa được nghiên cứu đầy đủ bằng lý thuyết tính toán áp lực đất lên tường cứng loại này được phát triển theo hai hướng.

Xu hướng tính gần đúng theo các biểu thức tính toán áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động đối với tường cứng.

Xu hướng tính tường mềm như dầm tựa lên nền đàn hồi và dùng các loại mô hình cơ học về nền để giải. Các phương pháp theo xu hướng này không những cho phép xác định áp lực đất lên tường mềm (tức là phản lực nền) mà còn xác định được cả chuyển vị của tường mềm nữa.

Lý luận áp lực đất của Xôcôlovski hiện nay được coi là một lý luận chặt chẽ về mặt toán học, cho kết quả với độ chính xác khá cao và đúng với các quan sát thực tế, song còn bị hạn chế chủ yếu ở chỗ cách thực hiện lời giải quá phức tạp, chưa đưa ra được các lời giải và bảng tính sẵn cho mọi trường hợp cần thiết trong tính toán thực tế.

Còn lý luận áp lực đất của C.A.Coulomb chỉ được coi là lý luận gần đúng do những hạn chế của các giả thiết cơ bản. Song hiện nay lý luận này vẫn được dùng phổ biến để tính áp lực đất chủ động lên tường chắn, vì tính toán tương đối đơn giản, có khả năng giải được nhiều bài toán thực tế phức tạp và cho kết quả đủ chính xác trong

trường hợp tính áp lực đất chủ động, còn khi xác định áp lực bị động của đất thì sai số lại quá lớn so với thực tế.

§2. PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH ÁP LỰC TĨNH CỦA ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN

Xét bài toán mặt đất sau tường phẳng, nằm ngang, đất sau tường đồng nhất nằm trong trạng thái cân bằng bên, lưng tường phẳng thẳng đứng. Với giả thiết sự có mặt của tường không làm thay đổi điều kiện làm việc của đất. Khi đó áp lực của đất tác dụng lên mặt phẳng lưng tường chính là áp lực hông trên mặt phẳng đó trong nền khi không có tường. Do khối đất ở trạng thái cân bằng tĩnh nên áp lực đó gọi là áp lực tĩnh.

Cường độ áp lực đất tĩnh được xác định theo công thức sau:

$$P_o = K_o \cdot \gamma \cdot z \tag{V-1}$$

Trong đó : - γ : là dung trọng của đất

z: độ sâu của điểm M cần tính

K_o hệ số áp lực hông của đất . Hệ số này có thể xác định bằng thí nghiệm hoặc tính theo các công thức sau:

$$K_o = \frac{\mu_o}{1 - \mu_o} \quad ; \quad K_o = 1 - \sin\varphi \quad ; \quad K_o = \frac{1 - \sin\varphi}{\cos\varphi}$$

Hoặc có thể lấy theo bảng (V-1) sau:

Bảng V-1: Hệ số áp lực hông K_o

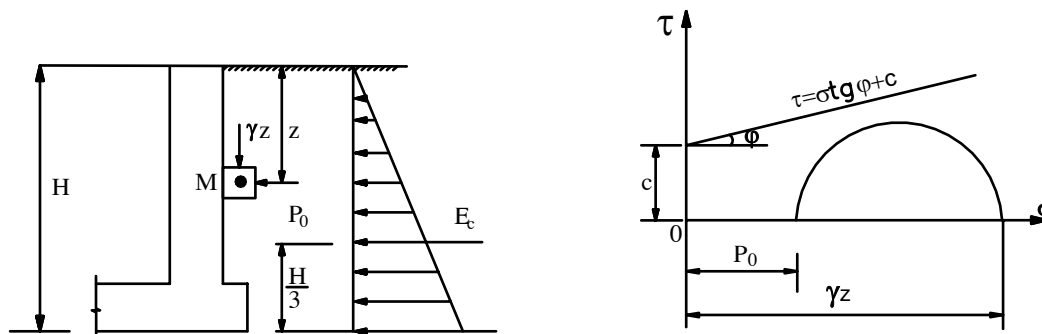
Tên đất	Cát	Á sét nhẹ	Á sét	Sét
Hệ số K_o	0,43÷0,54	0,54÷0,67	0,67÷0,82	0,82÷1,00

Vì đất ở trạng thái cân bằng bên nên vòng Mohr biểu diễn ứng suất tại điểm M nằm dưới đường C.A.Coulomb (Hình V-5).

Biểu diễn cường độ áp lực đất tác dụng lên tường có dạng tam giác, do đó tổng áp lực đất tĩnh tính theo công thức:

$$E_t = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_o \tag{V-3}$$

Và điểm đặt cách đáy tường $1/3 H$.



Hình V-5

§3. LÝ THUYẾT ÁP LỰC ĐẤT CỦA C.A.COULOMB.

Như chúng ta đã biết, trong nhóm theo lý thuyết cân bằng giới hạn của khối rắn có xu hướng xem khối đất trượt sau tường chắn, giới hạn bởi mặt trượt có hình dạng định trước: Là mặt phẳng (C.A.Coulomb), là mặt cong (W.Fellenius), là mặt hỗn hợp giữa phẳng và cong (L.Rendulic).

Do tính phức tạp trong tính toán của xu hướng xem mặt trượt là mặt cong hay mặt hỗn hợp, hơn nữa kết quả cũng không sai khác nhiều so với xu hướng xem mặt trượt là mặt phẳng của C.A.Coulomb, nên trong phần này chỉ trình bày xu hướng xem mặt trượt là mặt phẳng.

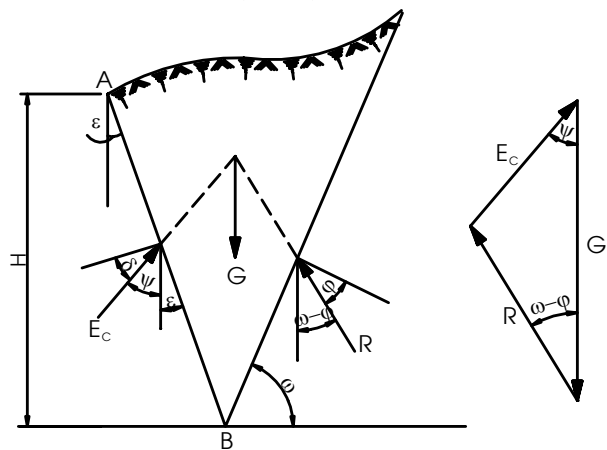
Lý thuyết áp lực đất lên tường chắn của C.A.Coulomb dựa trên cơ sở của các giả thiết sau đây :

- Tường tuyệt đối cứng không biến dạng, mặt trượt là mặt phẳng.
- Lãng thể trượt xem như một khối rắn tuyệt đối được giới hạn bằng hai mặt trượt : mặt phát sinh trong khối đất và mặt lưng tường. Giả thiết này cho phép ta thay các lực thể tích và lực bề mặt tác dụng lên lãng thể trượt bằng các lực tương đương như trọng lượng G của lãng thể trượt, phản lực R từ khối đất bất động và phản lực E từ phía tường.
- Xét khối đất trượt ở trạng thái cân bằng giới hạn, nghĩa là trạng thái ứng với thời điểm bắt đầu trượt (trị số áp lực đất chủ động tính toán được xác định tương ứng với lực đẩy của lãng thể trượt lên tường, còn trị số áp lực đất bị động được xác định tương ứng với lực chống của lãng thể trượt lên tường). Với giả thiết này cho phép ta thừa nhận các góc lệch của các phản lực tại các mặt trượt bằng góc ma sát trong φ (giữa khối đất bất động và lãng thể trượt) và góc ma sát ngoài δ (giữa đất và lưng tường) đồng thời đa giác lực (G, E_c, R) khép kín.

3.1. Tính toán áp lực chủ động lớn nhất của đất theo lý thuyết C.A.Coulomb.

3.1.1. Tính toán áp lực chủ động lớn nhất của đất rời theo lý thuyết C.A.Coulomb

Giả sử có một tường chắn cứng với lưng tường phẳng AB, chắn giữ khối đất đắp (đất rời) sau lưng tường với mặt đất có dạng bất kỳ, không chịu tác dụng của tải trọng ngoài (hình V-6). Nếu gọi ε là góc nghiêng của lưng tường so với phương thẳng đứng và ω là góc hợp bởi mặt trượt giả thiết nào đó với phương nằm ngang, thì tại thời điểm xảy ra trượt sẽ xuất hiện hai mặt trượt AB và BC, tạo thành lãng thể trượt ABC.



Hình V-6

Theo giả thiết 2 và 3 thì phương của hai phản lực E_c và R được xác định

bởi góc ma sát ngoài δ và góc ma sát trong φ như hình (V-6). Điều kiện cân bằng giới hạn được thỏa mãn khi tam giác lực (G, E_c, R) khép kín. Do đó, dựa vào hệ thức lượng của tam giác lực (hình V-6): có thể rút ra biểu thức sau đây của áp lực chủ động đối với đất rời lên lưng tường cứng.

$$E_c = G \cdot \frac{\sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} \tag{V-4}$$

Trong đó : G - Trọng lượng của lãng thể trượt ABC ;

ω - Góc trượt ;

ψ - Góc nghiêng giữa E_c và phương thẳng đứng và xác định bằng:

$$\psi = 90^\circ - \varepsilon - \delta \tag{V-5}$$

ε - Góc nghiêng của lưng tường.

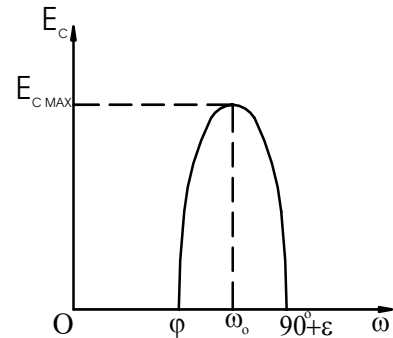
Tương tự ta có biểu thức tính R :

$$R = G \cdot \frac{\sin \psi}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} \tag{V-6}$$

Trong phương trình (V-4) do đại lượng G thay đổi theo ω , nên E_c là hàm số của ω . Để tính toán ổn định của tường phải dựa vào áp lực chủ động lớn nhất E_{cmax} của đất tác dụng lên lưng tường. Do đó, để giải được bài toán áp lực đất C.A.Coulomb đã dùng nguyên lý cực trị để đưa thêm vào một phương trình nữa. Nguyên lý cực trị tức là góc ω ứng với trị số áp lực chủ động lớn nhất (E_{cmax}) của đất rời lên lưng tường cũng được xác định từ điều kiện:

$$\frac{dE_c}{d\omega} = 0 \tag{V-7}$$

Từ phương trình (V-4) có thể thấy rằng hàm số $E_c = f(\omega)$ biến thiên theo dạng đường cong (hình V-7) đường cong này sẽ cắt trục ω tại các điểm khi $\omega = \varphi$ hoặc $\omega = 90^\circ + \varepsilon$, tức là $E_c = 0$. Nếu vẽ đường thẳng tiếp tuyến với đường cong và song song với trục ω sẽ xác định được trị số áp lực chủ động lớn nhất (E_{cmax}) và trị số góc trượt ω_0 .

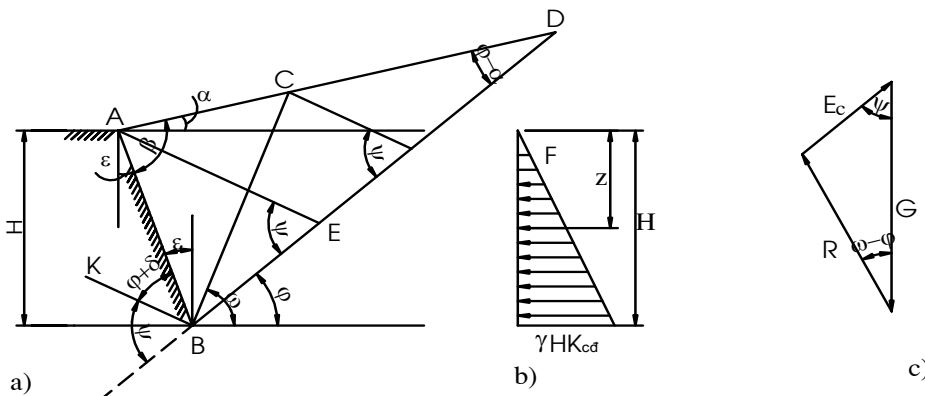


Hình V-7

Để xác định được trị số lớn nhất của E_c trong các trị số có thể có, người ta phải giả thiết nhiều mặt trượt BC có thể xảy ra, để từ đó xác định được trị số E_{cmax} . Dựa vào các điều kiện của bài toán đặt ra (hình dạng lưng tường, hình dạng mặt đất đắp, và tải trọng ngoài tác dụng lên khối đất đắp, v.v ...) hiện nay thường dùng các phương pháp sau đây để xác định áp lực chủ động lớn nhất E_{cmax} của đất.

3.1.1.1. Thành lập công thức tính toán áp lực chủ động lớn nhất của đất rời theo phương pháp giải tích.

Phương pháp giải tích chỉ dùng để giải bài toán với trường hợp mặt đất phẳng và lưng tường phẳng (hình V-8). Từ đáy tường B trên hình (V-8). Kẻ trục ma sát BD hợp với phương nằm ngang một góc bằng góc ma sát trong của đất φ . Và cũng từ B vẽ trục chuẩn BK hợp với lưng tường một góc $(\varphi + \delta)$. Như vậy trục chuẩn BK sẽ tạo với đường kéo dài của trục ma sát một góc bằng ψ .



Hình V-8

Giả sử BC là một mặt trượt bất kỳ và có góc trượt tương ứng là ω . Từ A và C kẻ các đường AE, CF song song với trục chuẩn BK. Từ hình (V-8) ta thấy rằng tam giác BCF đồng dạng với tam giác lực nên ta có :

$$E_c = G \cdot \frac{CF}{BF} \quad (V-9)$$

Trong đó : $G = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot AB \cdot AC \cdot \sin \beta$ (V-10)

với $\beta = 90^\circ - \varepsilon + \alpha$
 γ - dung trọng của đất

Thay (V-10) vào (V-9) ta có : $E_c = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot AB \cdot AC \cdot \frac{CF}{BF} \cdot \sin \beta$ (V-11)

vì $CF \parallel AE$ nên ta có :

$$AC = AD \cdot \frac{EF}{ED} \text{ và } CF = AE \cdot \frac{FD}{ED} \quad (V-12)$$

Thay (V-12) vào (V-11) ta có : $E_c = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \sin \beta \cdot \frac{AB \cdot AE \cdot AD}{ED^2} \cdot \frac{EF \cdot FD}{BF}$ (V-13)

Từ biểu thức (V-13) ta thấy rằng AB, AE, AD và ED hoàn toàn không phụ thuộc vào góc trượt ω , cho nên trị số cực đại của áp lực chủ động (E_{cmax}) sẽ tương ứng với trị số cực đại của biến lượng $\frac{EF \cdot FD}{BF}$.

Nếu ta đặt : $A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \sin \beta \cdot \frac{AB \cdot AE \cdot AD}{ED^2}$ và $X = \frac{EF \cdot FD}{BF}$

với lý do trên ta có : $E_{cmax} = A \cdot X_{max}$ (V-14)

Do điểm C chưa xác định dẫn đến F cũng chưa xác định được nên đặt $BF = x$ là ẩn số, $BE = a$ và $BD = b$ là những số đã biết.

Ta có : $X = \frac{(x-a)(b-x)}{x}$ (V-15)

Dựa vào điều kiện (V-7) và (V-14) ta có : $\frac{dX}{dx} = 0$, sau khi giải ra ta có trị số cực đại của $x_{max} = \sqrt{a \cdot b}$ và đem thay trị số này vào phương trình (V-15) ta được trị số cực đại của X là :

$$X_{max} = (\sqrt{b} - \sqrt{a})^2 \quad (V-16)$$

Xét tam giác ABD ta có góc $ADB = \varphi - \alpha$ thì theo hệ thức sin trong tam giác lượng ta có

$$AB = b \cdot \frac{\sin(\varphi - \alpha)}{\sin \beta} ; \quad AD = AB \cdot \frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\varphi - \alpha)}$$

$$AE = AB \cdot \frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\sin \psi} ; \quad DE = b - a$$

Thay AB, AD, AE, DE và (V-16) vào (V-14) đồng thời rút gọn ta có :

$$E_{cmax} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot AB^2 \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\sin \psi} \cdot \frac{1}{[1 + \sqrt{a/b}]^2} \quad (V-17)$$

Mặt khác ta có : $AB = \frac{H}{\cos \varepsilon}$, và nếu đặt $Z = \frac{a}{b}$ ta có thể viết dưới dạng sau :

$$Z = \frac{a}{b} = \frac{a}{AB} \times \frac{AB}{b} = \frac{\sin(\varphi + \delta)}{\sin \varphi} \cdot \frac{\sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon - \alpha)}, \text{ thay } Z \text{ vào công thức (V-17)}$$

ta có: $E_{c\max} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{cd}$ (V-18)

Trong đó : K_{cd} - là hệ số áp lực chủ động của đất và bằng

$$K_{cd} = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \sin \psi} \cdot \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\sin \psi \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}} \right]^2}$$
 (V-19)

H - là chiều cao tường chắn ; δ - góc ma sát giữa đất đắp và lưng tường có thể lấy theo bảng (V-2) ; các đại lượng khác như hình vẽ (V-8).

* Các trường hợp đặc biệt.

- Trường hợp tường thẳng đứng với lưng tường nhẵn, mặt đất sau lưng tường nghiêng dưới góc bằng góc ma sát trong của đất, tức là ($\varepsilon = 0, \delta = 0$ và $\alpha = \varphi$).

Do đó : $K_{cd} = \cos^2 \varphi$ (V-20)

- Trường hợp lưng tường nghiêng, lưng tường trơn nhẵn và mặt đất nằm ngang tức là ($\delta = 0, \alpha = 0$ và $\varepsilon \neq 0$). Do đó ta có :

$$K_{cd} = \left[\pm tg \varepsilon + tg \left(45^\circ - \frac{\varphi - \varepsilon}{2} \right) \right]^2 \cos \varepsilon$$
 (V-21)

Lấy dấu (+) khi tường nghiêng dương còn dấu (-) khi tường nghiêng âm

- Trường hợp tường thẳng đứng, lưng tường trơn nhẵn và mặt đất sau lưng tường nằm ngang, tức là ($\varepsilon = 0, \delta = 0$ và $\alpha = 0$). Do đó ta có :

$$K_{cd} = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$
 (V-22)

Bảng V-2: Trị số góc ma sát giữa đất đắp và lưng tường.

Đặc điểm tường chắn	Góc ma sát δ
Lưng tường trơn nhẵn, thoát nước không tốt	$0 \div \varphi/3$
Lưng tường nhám, thoát nước tốt	$\varphi/3 \div \varphi/2$
Lưng tường rất nhám, thoát nước tốt	$\varphi/2 \div 2\varphi/3$

Từ công thức (V-18) ta thấy rằng, áp lực chủ động (E_{cd}) tỷ lệ thuận với chiều cao tường. Do vậy cường độ áp lực đất chủ động tác dụng lên tường tại độ sâu Z được tính như sau:

$$P_c = \frac{dE_c}{dz} = \frac{d}{dz} \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot z^2 \cdot K_{cd} \right) = \gamma \cdot z \cdot K_{cd}$$
 (V-23)

Biểu đồ cường độ áp lực đất chủ động của đất lên tường theo chiều sâu có dạng hình tam giác như trên hình (V.8-b). Điểm đặt của áp lực đất chủ động nằm ở trọng tâm biểu đồ cường độ áp lực, trong trường hợp này, trọng tâm của biểu đồ nằm trên đáy tường là H/3, phương tác dụng của E_c nghiêng một góc δ so với pháp tuyến của lưng tường.

3.1.1.2. Xác định áp lực chủ động lớn nhất của đất theo phương pháp đồ giải.

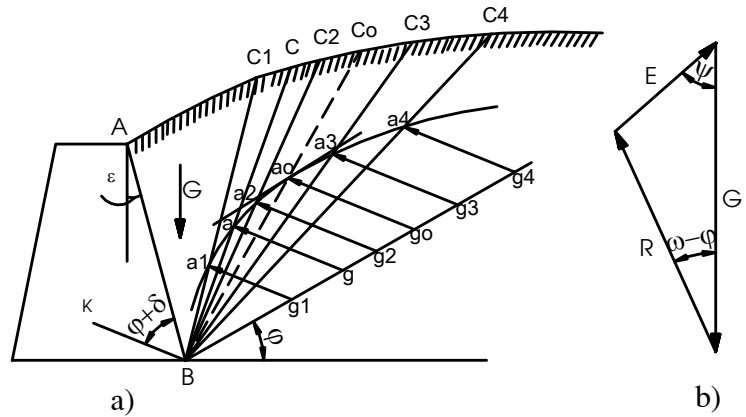
Phương pháp này vẫn dựa trên những giả thiết cơ bản và nguyên lý tính toán giống như phương pháp giải tích, chỉ khác là dùng cách vẽ để xác định áp lực chủ động

3.1.1.2.1. Phương pháp K.Culman.

Phương pháp này được dùng cho mọi trường hợp khi tường đứng hoặc nghiêng mặt đất sau tường có dạng bất kỳ, và có xét đến ảnh hưởng của lực ma sát giữa đất và tường. Bản chất của phương pháp này là dựa vào nguyên tắc xây dựng tam giác lực khép kín (Hình V-9). Để giải quyết bài toán này K.Culman dựa trên cơ sở tính chất

sau đây:

Giả sử có mặt trượt BC làm với mặt nằm ngang một góc ω (hình V-9). Từ B kẻ trục chuẩn BK làm với lưng tường một góc $(\varphi + \delta)$ và cũng từ B kẻ đường BD làm với mặt nằm ngang một góc là φ , rồi từ C kẻ đường song song với BK cắt BD tại F, (hình V-9) thì tam giác BCF sẽ đồng dạng với tam giác lực G,R,E_c. Nếu lấy đoạn Bg trên BD biểu thị trọng lượng G của lãnh thể trượt BCA (cạnh G trong tam giác lực GRE_c) và từ g kẻ đường thẳng song song với BK cắt mặt trượt BC tại a, thì đoạn ag biểu thị trị số áp lực chủ động E_c ứng với mặt trượt BC đã giả định. (Vì tam giác Bag cũng đồng dạng và bằng tam giác lực G.R.E_c).



Hình V-9

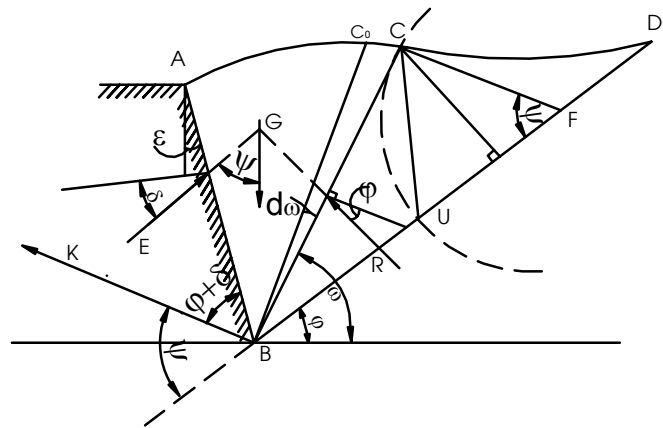
Dựa trên cơ sở của tính chất đó K.Culman đã đề ra cách vẽ như sau : Vẽ nhiều mặt trượt "có thể" BC₁, BC₂ ... BC_n, và cũng bằng cách tương tự như đã trình bày ở trên sẽ xác định được các giao điểm a₁, a₂ ... a_n. Như vậy đã tìm được các vectơ biểu diễn áp lực chủ động E_{c1}, E_{c2}, ... E_{cn} tương ứng với các mặt trượt đã giả định. Nối các điểm a_i ta được một đường cong trong hệ trục tọa độ xiên KBD gọi là đường cong Culman (C). Đường cong này có tung độ lớn nhất là a₀g₀ (a₀ là điểm tiếp tuyến của đường thẳng với đường cong và song song với BD), biểu diễn áp lực chủ động lớn nhất E_{cmax} của đất rời lên lưng tường cứng. Mặt trượt tính toán BC₀ sẽ đi qua điểm a₀ có tung độ lớn nhất a₀g₀ (hình V-9).

3.1.1.2.2. Phương pháp G.Rebhan.

Phương pháp này có thể áp dụng cho mọi trường hợp. Dựa vào các giả thiết tính toán áp lực đất của Coulomb. Rebhan đưa ra hai định lý gọi là định lý Rebhan.

- Diện tích của lãnh thể trượt ABC ứng với trị số E_{cmax} bằng diện tích của tam giác lực BCF vẽ trên vết của mặt trượt.

- Trị số E_{cmax} bằng dung trọng của đất nhân với diện tích tam giác CUF là tam giác cân có CF = UF).



Hình V-10

Bản chất của phương pháp này là dựa vào các giả thiết của C.A.Coulomb. Trị số áp lực chủ động của đất lên tường xác định theo công thức (V-4).

$$E_c = G \cdot \frac{\sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} \tag{V-4'}$$

Theo A.C.Coulomb thì trị số E_c cần tìm là lớn nhất, do đó dựa vào nguyên lý cực trị ta lấy đạo hàm biểu thức trên theo ω và cho triệt tiêu để tìm trị số E_{cmax} ta có :

$$\begin{aligned} \frac{dE_c}{d\omega} &= \frac{dG}{d\omega} \cdot \frac{\sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} + \\ &+ G \cdot \frac{\cos(\omega - \varphi) \cdot \sin(\omega - \varphi + \psi) - \sin(\omega - \varphi) \cdot \cos(\omega - \varphi + \psi)}{\sin^2(\omega - \varphi + \psi)} = 0 \end{aligned} \quad (V-24)$$

$$\text{hay : } \frac{dG}{d\omega} \sin(\omega - \varphi) + G \cdot \frac{\sin \psi}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} = 0 \quad (V-24')$$

Vì $\cos(\omega - \varphi) \cdot \sin(\omega - \varphi + \psi) - \sin(\omega - \varphi) \cdot \cos(\omega - \varphi + \psi) = \sin \psi$

Do đó ta có thể rút ra biểu thức xác định trọng lượng lăng thể trượt ứng với mặt trượt có áp lực đất chủ động lớn nhất tác dụng lên lưng tường.

$$G = -\frac{dG}{d\omega} \cdot \frac{\sin(\omega - \varphi) \cdot \sin(\omega - \varphi + \psi)}{\sin \psi} \quad (V-25)$$

Mặt khác theo hình vẽ (V-10) ta có $[dG] = \gamma \cdot dt(\Delta BC_0C)$ (trị số tuyệt đối). Do $d\omega$ nhỏ nên ta có thể viết :

$$[dG] = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot BC^2 \cdot d\omega$$

Vì ω tăng thì G giảm cho nên ta có :

$$dG = -[dG] = -\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot BC^2 \cdot d\omega \quad (V-26)$$

Hơn nữa từ tam giác BCF ta có :

$$BC = BF \cdot \frac{\sin \psi}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} \quad (V-27)$$

Thay biểu thức (V-27) và (V-26) vào (V-25) ta có :

$$G = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot BC \cdot BF \cdot \sin(\omega - \varphi) = \gamma \cdot dt(\Delta BCF) \quad (V-28)$$

Mặt khác theo hình vẽ (V-10) ta có :

$$G = \gamma \cdot dt(\Delta ABC) \quad (V-29)$$

Do đó ta có :

$$dt(\Delta ABC) = dt(\Delta BCF) \quad (V-30)$$

Công thức (V-30) là nội dung định lý thứ nhất của Rebhan.

Theo định lý thứ nhất của Rebhan thì từ biểu thức (V-28) thay vào biểu thức (V-4') ta được trị số của áp lực chủ động lớn nhất E_{cmax} là :

$$E_{cmax} = \gamma \cdot dt(\Delta BCF) \cdot \frac{\sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} = \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot BF \cdot CF \cdot \frac{\sin \psi \cdot \sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} \quad (V-31)$$

cũng theo hình vẽ (V-10) ta có liên hệ :

$$BF = CF \cdot \frac{\sin(\omega - \varphi + \psi)}{\sin(\omega - \varphi)} \quad (V-32)$$

Do đó khi thay (V-32) vào (V-31) ta có :

$$E_{cmax} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot CF^2 \cdot \sin \psi \quad (V-33)$$

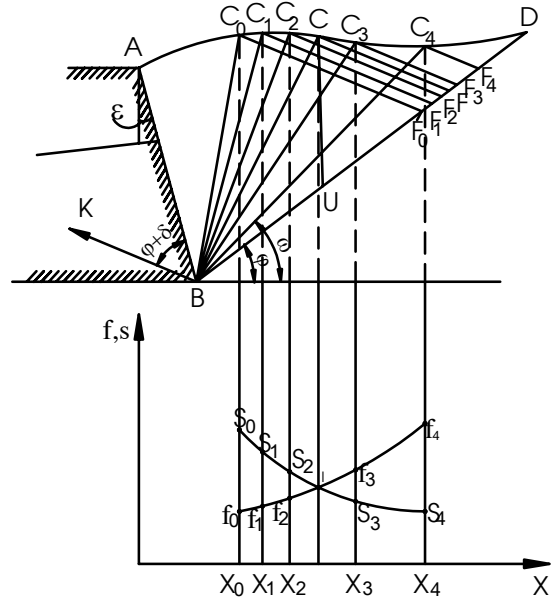
vì $\frac{1}{2} \cdot CF^2 \cdot \sin \psi$ chính bằng diện tích của tam giác cân CUF nên ta có :

$$E_{cmax} = \gamma \cdot dt(\Delta CUF) \quad (V-34)$$

(Tam giác CUF được vẽ như sau : lấy F làm tâm chấp đoạn FC xuống trục BD ta được FU = FC).

Dựa trên cơ sở hai định lý trên G.Rebhan và M.G.Beskin đề nghị phương pháp đồ thị xác định vị trí mặt trượt ứng với E_{cmax} như sau:

Sau khi đã vẽ được đường chuẩn BK làm một góc $(\varphi + \delta)$ với lưng tường và đường BD làm với mặt phẳng nằm ngang một góc là φ (hình V-11), ta vẽ nhiều mặt trượt bất kỳ $BC_0, BC_1, BC_2 \dots BC_n$. Từ các điểm $C_0, C_1, C_2 \dots C_n$ ta vẽ các đường thẳng song song với trục chuẩn BK, và như thế ta đã có các tam giác lực vẽ trên vết các mặt trượt là $\Delta BC_0F_0, \Delta BC_1F_1, \dots \Delta BC_nF_n$ (hình V-11). Tính các diện tích của tam giác ABC_i và BC_iF_i gọi (đặt) chúng là f_i và S_i . Từ chân tường B, theo một tỷ lệ nhất định đặt các tung độ có trị số bằng f_i và S_i tương ứng với các hoành độ X_i của các điểm C_i . Nối các đầu mút của các đoạn thẳng đó ta được hai đường cong f và S. Từ giao điểm I của hai đường cong đó, ta dựng đường thẳng đứng gặp mặt đất tại C. Nối C với B ta được vị trí mặt trượt BC tính toán tương ứng với E_{cmax} , bởi lúc này ta có diện tích lăng thể trượt ABC bằng diện tích tam giác lực BCF vẽ trên vết mặt trượt của nó. Nếu từ C ta kẻ đường thẳng song song với trục chuẩn BK ta sẽ được đoạn CF, để tính E_{cmax} theo công thức (V-33).

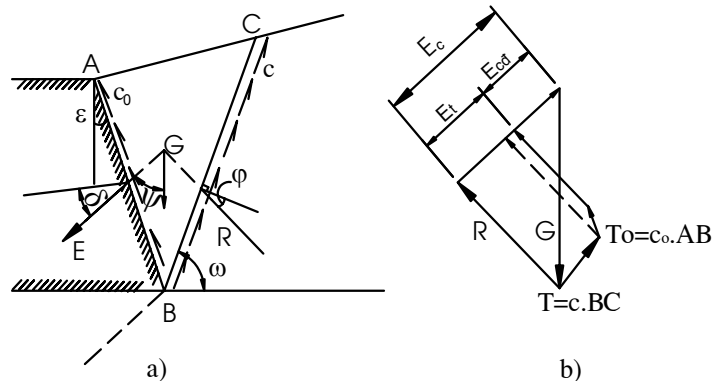


Hình V-11

3.1.2. Tính toán áp lực chủ động lớn nhất của đất dính theo lý thuyết C.A.Coulomb.

Việc tính toán áp lực đất chủ động lớn nhất, có xét đến ảnh hưởng của lực dính kết là điều rất cần thiết. Trước đây, khi thiết kế thường hay bỏ qua ảnh hưởng của lực dính vì cho rằng nó chỉ được phát huy trong một điều kiện nhất định, còn khi trong đất đắp xuất hiện vùng biến dạng dẻo dưới tác dụng của trọng lượng bản thân đất cũng như do ảnh hưởng của tải trọng ngoài trên mặt đất đắp, hoặc khi đất nằm trong nước (thường thấy ở đất đắp sau tường chắn thuộc các công trình thủy lợi), cũng như khi nhiệt độ của môi trường xung quanh thay đổi, làm cho kết cấu của khối đất bị phá hoại, thì ảnh hưởng của lực dính không còn nữa. Rõ ràng đánh giá ảnh hưởng của lực dính như vậy là chưa thoả đáng.

Lý luận áp lực đất của Coulomb có thể mở rộng đối với đất đắp là đất dính, khi xác định áp lực chủ động E_{cd} của đất dính, vẫn dựa vào các giả thiết và nguyên lý tính toán như đất rời, nhưng thêm vào giả thiết, lực dính của đất đắp được xem như tác dụng theo phương của mặt trượt và phân bố đều trên mặt trượt. Như vậy ảnh hưởng của lực dính được xét đến qua hai lực tác dụng lên hai mặt trượt, trên mặt trượt thứ nhất, lực dính được xác định theo công thức (xét bài toán phẳng):



Hình V-12

$$T = c \cdot \overline{BC} \quad (V-35)$$

Lực dính tác dụng lên mặt trượt thứ hai (lưng tường) bằng :

$$T_0 = c_0 \cdot \overline{AB} \quad (V-36)$$

Trong đó : c - lực dính đơn vị của đất đắp

c_0 - lực dính đơn vị của đất đắp với lưng tường.

Trong trường hợp này đa giác lực gồm năm lực (G, R, T, T_0 và E_{cd}) hợp lại cũng phải khép kín. Dựa vào đa giác lực (hình V-12.b) có thể thiết lập được công thức của áp lực chủ động trong trường hợp này dưới dạng :

$$E_{cd} = E_c - E_T \quad (V-37)$$

Trong tính toán nhiều khi để đỡ phức tạp người ta không xét đến lực dính trên lưng tường mà chỉ xét đến lực dính trên mặt trượt BC.

$$\text{Trong đó : } E_c = G \frac{\sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \psi)}$$

$$E_T = T \frac{\cos \varphi}{\sin(\omega - \varphi + \psi)}$$

Để tìm được trị số áp lực chủ động lớn nhất của đất dính (E_{cdmax}) cũng tiến hành tương tự như đối với đất rời.

3.2. Tính toán áp lực bị động nhỏ nhất của đất tác dụng lên lưng tường chắn.

Nếu dưới tác dụng của lực ngoài, tường chắn chuyển vị về phía đất và gây ra trạng thái cân bằng giới hạn bị động, thì đất sau tường có khả năng bị trượt lên theo mặt trượt BC và BA (hình V-13). Ở trạng thái cân bằng giới hạn, lãng thể ABC chịu tác dụng của các lực:

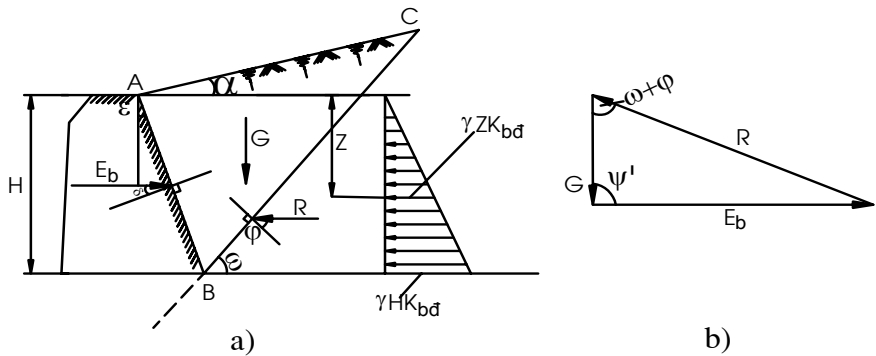
- Trọng lượng bản thân G của lãng thể trượt ABC ;
- Phản lực R của phần đất còn lại đối với lãng thể ABC ;
- Phản lực E_b của lưng tường đối với lãng thể trượt.

Vì lãng thể ABC ở trạng thái cân bằng giới hạn và có xu hướng trượt lên trên, nên phương và chiều của các lực tác dụng có thể biểu thị như trên hình (V-13a). Hệ lực tác dụng lên lãng thể cân bằng nên tam giác lực khép kín. Từ hệ thức lượng trong tam giác lực có thể dễ dàng rút ra công thức của E_b . như sau :

$$E_b = G \cdot \frac{\sin(\omega + \varphi)}{\sin(\omega + \varphi + \psi')} \quad (V-38)$$

Công thức (V-38) cho thấy rằng E_b là một hàm số của ω và trị số của E sẽ thay đổi khi ω thay đổi, nghĩa là ứng với những mặt trượt khác nhau, E_b sẽ có những trị số khác nhau. Theo giả thiết của C.A.Coulomb, trị số áp lực bị động E_b là trị số nhỏ nhất của E_b và mặt trượt ứng với E_{bmin} là mặt trượt nguy hiểm nhất.

Muốn tìm E_{bmin} , có thể dùng phương pháp giải tích hoặc phương pháp đồ giải tương tự như trường hợp tính áp lực của đất chủ động.



Hình V-13

Đối với đất rời, kết quả của phương pháp giải tích cho trường hợp mặt đất phẳng nghiêng một góc α so với phương nằm ngang, biểu thức áp lực bị động có dạng như sau:

$$E_{b\min} = K_{bd} \cdot \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tag{V-39}$$

Trong đó : K_{bd} - hệ số áp lực bị động, trong trường hợp tổng quát tính theo công thức sau :

$$K_{bd} = \frac{\cos^2(\varphi + \varepsilon)}{\cos^2\varepsilon \cdot \cos(\varepsilon - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \alpha)}{\cos(\varepsilon - \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}} \right]^2} \tag{V-40}$$

Trường hợp đặc biệt nếu lưng tường thẳng đứng , mặt tường trơn nhẵn, mặt đứng nằm ngang $\alpha = \varepsilon = \delta = 0$, sẽ có :

$$K_{bd} = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) \tag{V-41}$$

Cường độ áp lực đất bị động tại điểm bất kỳ theo chiều cao của tường được xác định theo công thức sau:

$$P_b = \frac{dE_b}{dz} = \frac{d}{dz} \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot z^2 dZ \right) = \gamma z K_{bd} \tag{V-42}$$

Áp lực bị động E_b tác dụng tại điểm cách chân tường một khoảng $H/3$, phương tác dụng nghiêng với pháp tuyến lưng tường một góc δ .

Trị số áp lực bị động tính theo phương pháp của C.A.Coulomb lớn hơn trị số thực tế rất nhiều và sai số càng lớn khi δ càng lớn. Sở dĩ có sai số lớn như vậy là vì do giả thiết về mặt trượt này không phù hợp với thực tế. Tuy nhiên, khi $\delta = \varepsilon = \alpha = 0$, thì kết quả tương đối phù hợp với thực tế hơn.

Lực dính của đất làm tăng trị số áp lực bị động, nhưng khi điều kiện môi trường (nhiệt độ, độ ẩm) thay đổi thì trị số của nó thay đổi nhiều. Vì vậy để đảm bảo an toàn cho công trình thiết kế, trong thực tế tính toán áp lực bị động, thường bỏ qua ảnh hưởng của lực dính

§4. CÁC PHƯƠNG PHÁP DỰA VÀO LÝ THUYẾT CÂN BẰNG GIỚI HẠN.

Các phương pháp tính toán áp lực chủ động lớn nhất của đất lên lưng tường cứng theo thuyết tạo cố thể ở trạng thái cân bằng giới hạn C.A. Coulomb tuy có ưu điểm là đơn giản và trong nhiều trường hợp đã cho kết quả đủ mức độ chính xác mà thực tế yêu cầu, nhưng một số trường hợp lại cho kết quả không phù hợp với thực tế nên không thể dùng được. Ví dụ khi tính toán áp lực bị động theo thuyết tạo cố thể ta được kết quả quá lớn và khi tính toán áp lực chủ động lớn nhất ($E_{c\max}$) của đất rời trong một số trường hợp cho kết quả kém chính xác.

Các phương pháp tính toán áp lực đất lên lưng tường cứng theo thuyết cân bằng giới hạn đã khắc phục được những nhược điểm của thuyết tạo cố thể, vì thuyết cân bằng giới hạn không dựa vào các giả thiết gần đúng như dạng mặt trượt cho trước (phẳng hoặc cong) hoặc giả thiết về khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn được hình thành dưới dạng cố thể. Mà coi trạng thái cân bằng giới hạn sẽ xảy ra không phải chỉ tại các điểm trên mặt trượt, mà ở tất cả mọi điểm trong vùng đất mất ổn định. Lúc này, đất ở khắp các nơi trong vùng đều có xu thế trượt theo những đường trượt bao gồm hai họ khác nhau và tạo thành một mạng lưới kín khắp trong phạm vi vùng đất bị phá hoại.

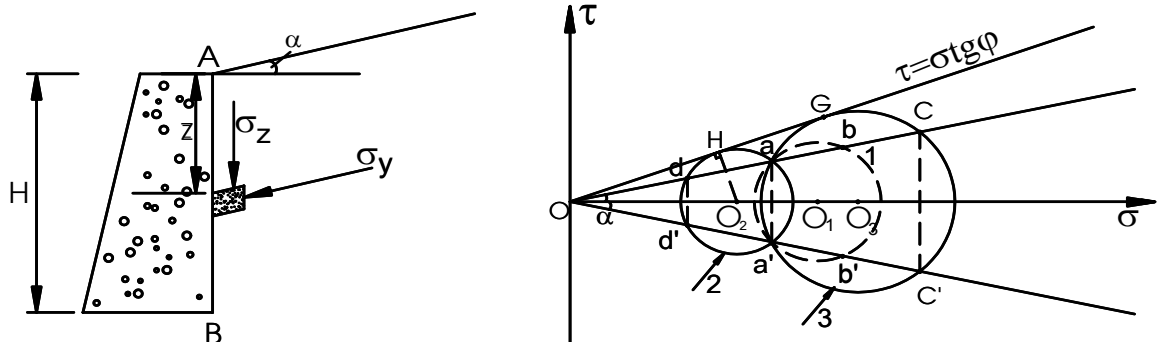
4.1 Tính toán áp lực đất theo lý luận W.J.W.Rankine.

Dựa vào trạng thái ứng suất trong vật thể bán không gian vô hạn và điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm trong bán không gian đó W.J.W.Rankine đã đề ra phương pháp tính toán áp lực đất chủ động và bị động của đất lên tường bỏ qua ma sát giữa đất và tường, nghĩa là ứng suất phân bố trên mặt tiếp xúc giữa đất và tường trong trường hợp có tường và không có tường như nhau.

4.1.1. Trường hợp đất rời: ($\varphi \neq 0, c=0$) lưng tường thẳng đứng, mặt đất nghiêng một góc α so với phương ngang.

Xét một phân tử đất M có hai mặt thẳng đứng và hai mặt song song với mặt đất ở độ sâu z như trong trường hợp xác định áp lực tĩnh của đất lên tường.

Giả sử tường dịch chuyển ra phía ngoài hoặc vào phía trong nền đất. Giá trị của $\sigma_z = const$, còn giá trị σ_y thay đổi trong khoảng $\sigma_{ymin} \leq \sigma_y \leq \sigma_{ymax}$ tùy thuộc vào sự chuyển vị tương đối giữa tường và đất. Do vậy, ta có thể dựng vô số vòng tròn ứng suất Mohr đi qua điểm a có tâm nằm trên trục σ . Trên hình (V-14) vòng tròn 1 tâm O_1 thể hiện trạng thái ứng suất σ_y bất kỳ và vòng tròn 2,3 tâm O_2, O_3 tương ứng thể hiện trạng thái cân bằng giới hạn cực tiểu gây nên áp lực chủ động σ_{ymin} và trạng thái cân bằng giới hạn cực đại gây nên áp lực bị động σ_{ymax} lên tường. Vòng tròn 1 cắt trục σ tại các điểm T_1 và S_1 , vòng tròn 2 cắt trục σ tại các điểm T_2 và S_2 và vòng tròn 3 cắt trục σ tại T_3 và S_3 . Trong trường hợp này có thể chứng minh được rằng giá trị của ứng suất trên mặt thẳng đứng tương ứng với ba trạng thái ứng suất của phân tử kể trên là:



Hình V-14

- Trạng thái ứng suất tương ứng với vòng tròn 1:

$$\sigma_y = \overline{Ob'} \tag{V-43}$$

- Trạng thái cân bằng giới hạn cực tiểu tương ứng với vòng tròn 2 (cường độ áp lực chủ động).

$$P_c = \sigma_{ymin} = \overline{Od'} = \overline{Od} \tag{V-44}$$

- Trạng thái cân bằng giới hạn cực đại tương ứng với vòng tròn 3 (cường độ áp lực bị động).

$$P_b = \sigma_{ymax} = \overline{Oc'} = \overline{Oc} \tag{V-45}$$

Để xác định σ_{Ymin} ta xét riêng vòng tròn 2 (hình V-14):

$$\frac{\sigma_{ymin}}{\sigma_z} = \frac{\overline{Od'}}{\overline{Oa}} = \frac{\overline{Od}}{\overline{Oa}} = \frac{\overline{OK} - \overline{Kd}}{\overline{OK} + \overline{Ka}} \tag{V-46}$$

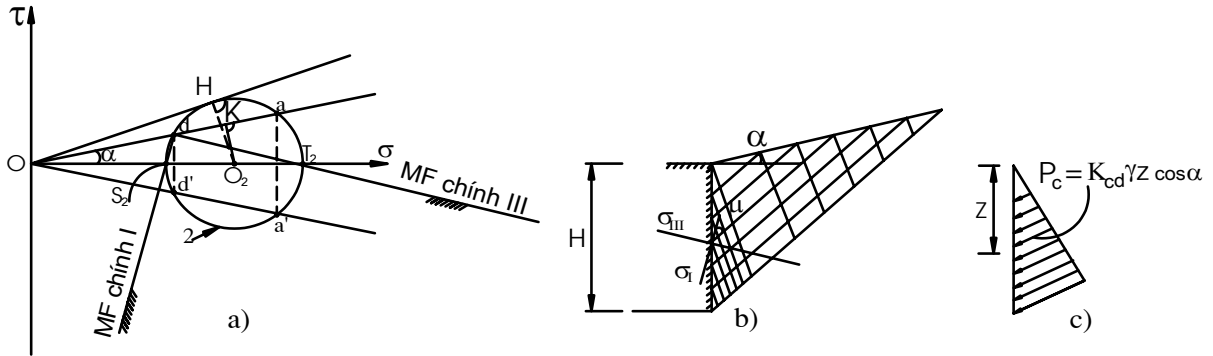
Trong đó: $\overline{OK} = \overline{OO_2} \cos \alpha$; $\overline{Kd} = \overline{Ka} = \sqrt{r^2 - \overline{O_2K}^2}$; $r = \overline{OO_2} \sin \varphi$

$$\text{Từ đó ta có : } P_c = \sigma_{y \min} = \frac{\cos \alpha - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \alpha}}{\cos \alpha + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \alpha}} \cdot \sigma_z \quad (\text{V-47})$$

Hay : $P_c = \sigma_{y \min} = \gamma \cdot z \cdot K_{cd}$ (V-48)

Trong đó: K_{cd} - hệ số áp lực chủ động được tính như sau :

$$K_{cd} = \frac{\cos \alpha - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \alpha}}{\cos \alpha + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \alpha}} \cdot \cos \alpha \quad (\text{V-49})$$



Hình V-15

Do đó áp lực chủ động của đất lên tường chắn được xác định theo công thức sau:

$$E_c = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_{cd} \quad (\text{V-50})$$

Các đường dT_2 và dS_2 trên hình (V-15) chỉ hướng các mặt phẳng chính III và I. Khi một điểm nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn, thì tại đó sẽ xuất hiện hai mặt trượt cắt nhau một góc $(90^\circ - \varphi)$ và hợp với mặt phẳng chính I một góc $\mu = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$

Trên hình (V-15b,c) cho thấy các họ đường trượt và biểu đồ cường độ áp lực chủ động. Tương tự với vòng tròn 3, ta có:

$$P_b = \sigma_{y \max} = \overline{OC'} = \gamma \cdot z \cdot K_{bd} \quad (\text{V-51})$$

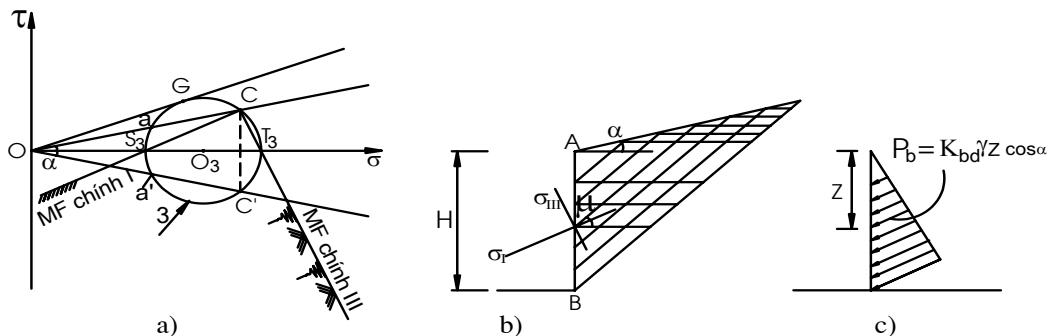
Trong đó: K_{bd} - hệ số áp lực bị động được xác định:

$$K_{bd} = \frac{\cos \alpha + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \alpha}}{\cos \alpha - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \alpha}} \cdot \cos \alpha \quad (\text{V-52})$$

Và áp lực bị động E_b của đất lên tường được xác định theo công thức :

$$E_b = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_{bd} \quad (\text{V-53})$$

Trạng thái ứng suất bị động của một điểm, các mặt trượt, biểu đồ cường độ áp lực bị động thể hiện trên hình (V-16).



Hình V-16

4.1.2. Trường hợp đối với đất dính: ($\varphi \neq 0$; $c \neq 0$) mặt đất nằm ngang ($\alpha=0$) và lưng tường thẳng đứng ($\varepsilon=0$).

Trạng thái ứng suất tại điểm M ở chiều sâu z, khi khối đất đang ở trạng thái cân bằng bên thì lúc đó thành phần ứng suất thẳng đứng được xác định như sau:

$$\sigma_z = \gamma.z \tag{V-54}$$

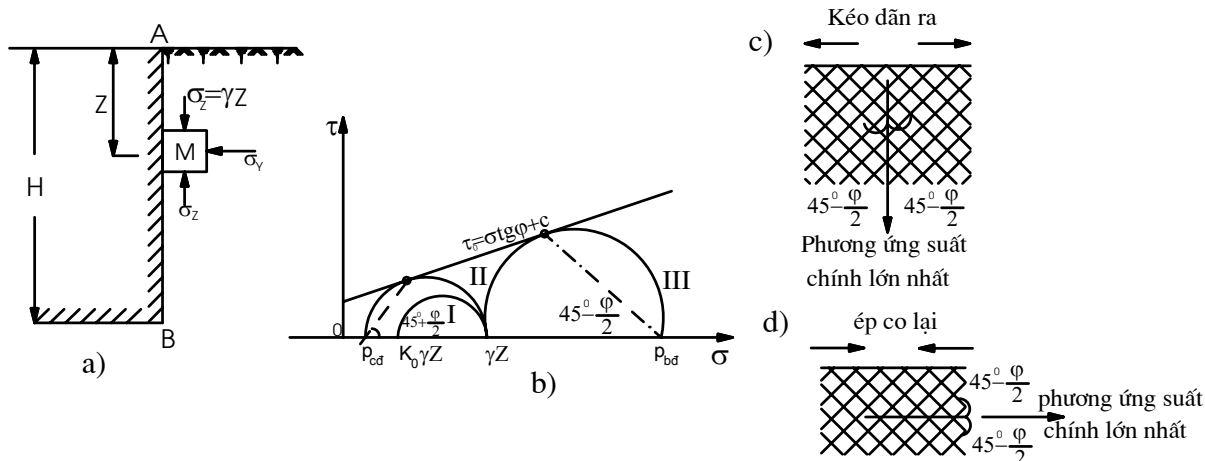
còn thành phần ứng suất pháp của mặt phẳng thẳng đứng sẽ là:

$$\sigma_y = \gamma.z.K_0 \tag{V-55}$$

Nếu xem khối đất là bán không gian vô hạn thì mọi mặt phẳng thẳng đứng đều là mặt phẳng đối xứng của bán không gian, do đó trên mặt phẳng thẳng đứng và ngang ứng suất tiếp đều bằng không. Từ đó suy ra rằng ứng suất pháp trên mặt phẳng nằm ngang σ_z và trên mặt phẳng thẳng đứng σ_y đều là ứng suất chính tương ứng là σ_I và σ_{III} . Từ hai ứng suất chính này có thể dùng vòng tròn Mohr để biểu thị (Hình V-17). Do điểm M đang ở trạng thái cân bằng bên nên vòng tròn Mohr I nằm dưới đường bao cường độ chống cắt của Coulomb.

Khi tường dịch chuyển ra ngoài khối đất, thì khối đất bị kéo giãn ra phía hông do đó ứng suất của mặt phẳng nằm ngang σ_z không thay đổi, còn ứng suất pháp của mặt phẳng đứng σ_y sẽ bị giảm dần, cho đến khi đạt thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn thì dừng lại (gọi là trạng thái chủ động Rankine), lúc đó σ_y đạt cực tiểu và ký hiệu là P_c , P_c là ứng suất chính nhỏ nhất, còn $\sigma_z = \gamma.z$ là ứng suất chính lớn nhất. Vòng tròn Mohr II được dựng từ các ứng suất trên sẽ tiếp xúc với đường bao cường độ chống cắt của Coulomb, nếu đất giãn ra tiếp thì chỉ có thể dẫn đến trạng thái chảy dẻo chứ không làm thay đổi trạng thái ứng suất đó.

Khi tường dịch chuyển về phía khối đất, thì khối đất sẽ bị ép lại từ hai phía hông thì ứng suất pháp của mặt phẳng đứng σ_y không ngừng tăng lên, còn σ_z không đổi, cho đến khi khối đất thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn (gọi là trạng thái bị động của Rankine) thì σ_y đạt giá trị cực đại, ký hiệu là P_b , lúc đó P_b là ứng suất chính lớn nhất còn $\sigma_z = \gamma.z$ là ứng suất chính nhỏ nhất. Vòng tròn Mohr dựng từ hai giá trị ứng suất này là vòng III tiếp xúc với đường bao Coulomb (hình V-17.b). Do khi khối đất ở trạng thái giới hạn chủ động, mặt ứng suất chính lớn nhất là mặt phẳng ngang cho nên mặt trượt làm với mặt phẳng đứng một góc $(45^\circ - \varphi/2)$ còn khi khối đất ở trạng thái cân bằng bị động thì mặt ứng suất chính lớn nhất là mặt phẳng đứng cho nên mặt trượt làm với mặt phẳng ngang một góc $(45^\circ + \varphi/2)$ (Hình V-17.c,d). Từ sự phân tích nêu trên, W.J.W. Rankine đưa ra các công thức tính toán áp lực đất chủ động và bị động tác dụng lên tường chắn như sau.



Hình V-17

a/ Xác định áp lực chủ động:

- Xét trạng thái ứng suất tại điểm M ta có

$$\sigma_z = \gamma.z = \sigma_1 \tag{V-56}$$

$$P_c = \sigma_3 \tag{V-57}$$

Do điểm M ở trạng thái cân bằng giới hạn, nên ứng suất tại điểm M phải thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Coulomb nêu trong Chương IV. Từ công thức (IV-28) ta có:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2c \cdot \text{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \tag{V-58}$$

Thay (V-57) và (V-58) vào (V-56) ta có:

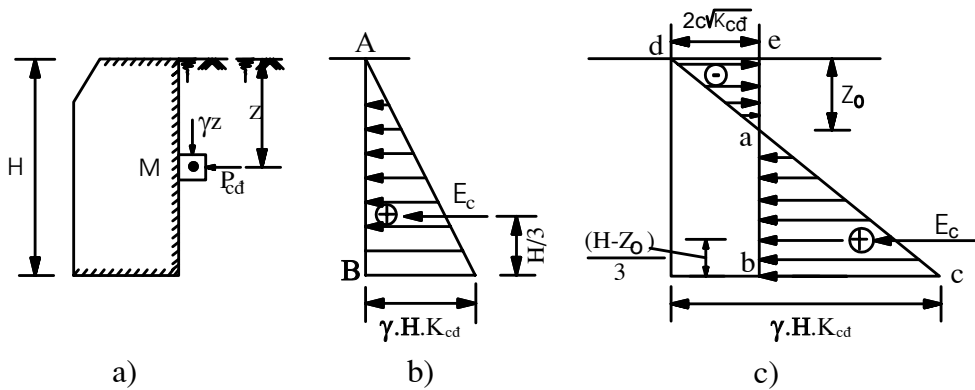
$$\gamma.z = P_c \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2c \cdot \text{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \tag{V-59}$$

hay :
$$P_{cd} = \gamma.z \cdot K_{cd} - 2c\sqrt{K_{cd}} \tag{V-60}$$

Trong đó:
$$K_{cd} = \frac{1}{\text{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})} = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$
 - hệ số áp lực chủ động theo lý

luận Rankine

Từ công thức (V-60) ta có thể thấy rằng cường độ áp lực đất chủ động trong đất dính gồm hai thành phần: một phần do trọng lượng đất gây ra ($\gamma.H.K_{cd}$) có tác dụng đẩy tường ra, còn phần kia do lực dính của đất gây ra áp lực âm ($-2c\sqrt{K_{cd}}$) không phụ thuộc chiều cao tường có tác dụng níu tường lại, tức làm giảm áp lực đất lên tường. Kết quả tính toán được thể hiện trên hình (V-18), trong đó tồn tại phân biểu đồ âm ade có tác dụng kéo tường lại. Trong thực tế tính toán người ta thường bỏ qua vai trò ảnh hưởng của lực dính đến cường độ áp lực đất lên tường với lý do là lớp đất đắp này trên mặt thường bị ảnh hưởng nhiều của môi trường thay đổi trong tự nhiên, nên không thể phát huy hết vai trò của nó.



Hình V-18

Nếu loại bỏ vai trò phân biểu đồ âm thì biểu đồ phân bố áp lực đất chỉ còn phân tam giác abc.

Như vậy tại a thì
$$P_{cd} = 0 = \gamma z_0 K_{cd} - 2c\sqrt{K_{cd}}$$

Từ đó rút ra:
$$z_0 = \frac{2c}{\gamma \cdot \sqrt{K_{cd}}} \tag{V-61}$$

Trong đó: z_0 - chiều sâu giới hạn ảnh hưởng của lực dính;

Trị số tổng áp lực đất chủ động được tính bằng diện tích của biểu đồ abc (Hình V-18):

$$E_{cd} = dt\Delta abc = \frac{(H - z_0)(\gamma z K_{cd} - 2c\sqrt{K_{cd}})}{2} \tag{V-62}$$

Thay z_0 từ công thức (V-61) vào công thức (V-62) ta có:

$$E_{cd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_{cd} - 2cH \sqrt{K_{cd}} + \frac{2c^2}{\gamma} \quad (V-63)$$

Áp lực chủ động E_{cd} tác dụng tại điểm cách chân tường một khoảng $(\frac{H - z_0}{3})$

(Hình V-18)

- Trong trường hợp đất đắp là đất rời ($\varphi \neq 0, c=0$) thì từ công thức (V-60) suy ra:

Cường độ áp lực chủ động: $P_c = \gamma z K_{cd} \quad (V-64)$

Tổng áp lực đất chủ động: $E_c = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd} \quad (V-65)$

Từ đó ta thấy rằng công thức này sẽ trùng với trường hợp đặc biệt theo lời giải giải tích của C.A.Coulomb (V-22). Biểu đồ phân bố cường độ và điểm đặt của áp lực chủ động cho trong hình (V-18).

b/ *Xác định áp lực bị động.*

Vì một lý do nào đó làm cho tường chắn chuyển dịch về phía khối đất đắp, nó làm cho khối đất đắp bị ép lại từ hai phía, và khi khối đất đó đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn bị động thì các thành phần ứng suất tại điểm M được xác định như sau:

$$\sigma_z = \gamma \cdot z = \sigma_3 \quad (V-66)$$

$$\text{và } P_b = \sigma_1 \quad (V-67)$$

Thay công thức (V-66) và (V-67) vào điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Coulomb (V-59) ta được:

$$P_{bd} = \gamma z K_{bd} + 2c \sqrt{K_{bd}} \quad (68)$$

Trong đó: $K_{bd} = tg^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ - là hệ số áp lực bị động theo lý luận Rankine.

Từ công thức trên ta thấy rằng cường độ áp lực đất bị động gồm hai phần, đó là $(\gamma \cdot z \cdot K_{bd})$ do trọng lượng của khối đất gây ra và $(2c \sqrt{K_{bd}})$ do lực dính gây ra. Cả hai phần áp lực đều có tác dụng chống lại tường. Lực dính của đất làm tăng áp lực đất bị động lên tường.

Biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất bị động lên tường như hình (V-19c) biểu đồ này có dạng hình thang.

Tổng giá trị áp lực đất bị động trong trường hợp này được tính bằng diện tích của biểu đồ hình thang.

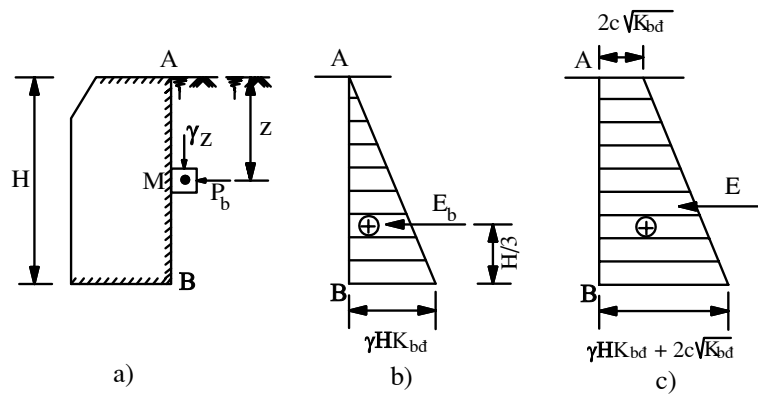
$$E_{bd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_{bd} + 2c \cdot H \cdot \sqrt{K_{bd}} \quad (V-69)$$

Và điểm đặt ở tâm hình thang.

- Trong trường hợp đất đắp là đất rời ($\varphi \neq 0, c=0$) thì từ công thức (V-68) ta suy ra cường độ áp lực đất bị động sẽ được tính là:

$$P_{bd} = \gamma \cdot H \cdot K_{bd} \quad (V-70)$$

và tổng áp lực đất bị động là:



Hình V-19

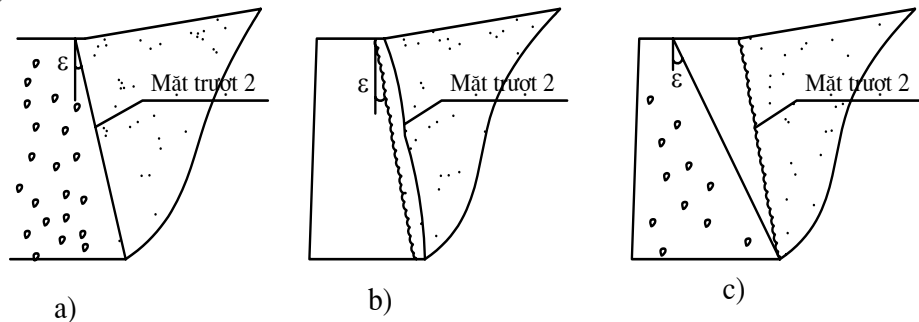
$$E_{bd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{bd} \tag{V-71}$$

4.2. Tính toán áp lực đất theo lý thuyết V.V.Xôclovski

Thực tế cho thấy rằng sự có mặt của tường chắn trong đất sẽ làm thay đổi điều kiện làm việc của nền đất sau lưng tường rất nhiều. Chính vì vậy cần đưa vào tính toán không những điều kiện biên ở trên mặt đất mà còn cả điều kiện biên ở mặt tiếp xúc giữa đất và tường, đó chính là yếu tố ma sát giữa đất và tường. Khi xuất hiện áp lực đất chủ động (hoặc bị động), trong nền đất đắp sau tường đồng thời xuất hiện khối trượt giới hạn bởi hai mặt trượt và mặt đất tự nhiên. Mặt trượt thứ nhất xảy ra trong khối đất như hình (V-20).

Trong trường hợp nếu mặt phẳng lưng tường trơn nhẵn, ma sát giữa đất và tường nhỏ hơn ma sát trong của đất thì mặt trượt thứ II chính là mặt phẳng lưng tường như hình (V-20.a). Trường hợp bề mặt lưng tường gồ ghề, độ nhám lớn, ma sát giữa đất và tường lớn hơn ma sát trong của đất, mặt trượt thứ II thường xảy ra trong đất sát lưng tường hình (V-20.b). Còn trường hợp lưng tường quá thoải, góc nghiêng lưng tường (ϵ) lớn thì mặt trượt thứ II cũng thường xảy ra trong đất nhưng cách lưng tường một quãng (Hình V-20.c). Chính yếu tố ma sát làm thay đổi tình hình ứng suất trong đất nền. Khi đất nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn không phải toàn bộ thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn cực tiểu đơn thuần, hoặc cân bằng giới hạn cực đại đơn thuần như W.J.W Rankine quan niệm, mà trong nền đất có thể xuất hiện nhiều vùng khác nhau với những điều kiện cân bằng giới hạn khác nhau; tùy thuộc vào tình hình tải trọng và ma sát giữa đất và tường.

Vì bài toán áp lực đất lên tường chắn và bài toán ổn định của nền đất, về thực chất đều thuộc bài toán cân bằng giới hạn của các khối đất, nên trong trường hợp tổng quát khi α , ϵ và δ



Hình V-20

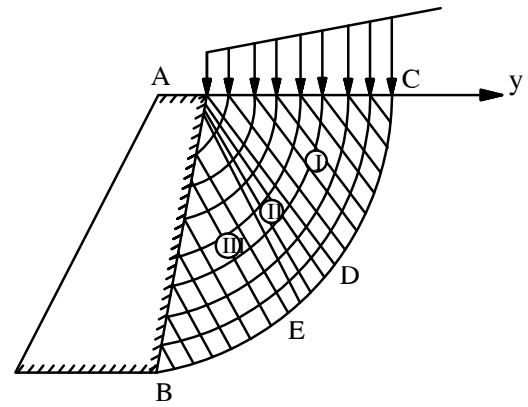
đều khác không, để xác định áp lực đất chủ động, và áp lực đất bị động lên tường, cần phải xuất phát từ hệ phương trình quen thuộc sau đây đã trình bày ở chương IV, bao gồm hai phương trình cân bằng tĩnh của bài toán phẳng và một phương trình cân bằng giới hạn :

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} &= \gamma \\ \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} &= 0 \\ \frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{zy}^2}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c \cdot \cot g \varphi)^2} &= \sin^2 \varphi \end{aligned} \right\} \tag{V-72}$$

V.V.Xôclovski đã giải hệ phương trình này một cách chặt chẽ, lời giải đã cho phép xác định chính xác vị trí và hình dạng mặt trượt của khối đất sau lưng tường trong điều kiện cân bằng giới hạn, trong trường hợp tổng quát, các đường trượt trong lăng thể

đất bị phá hoại sau lưng tường bao gồm hai họ đường cong tạo thành một mạng lưới kín khấp trong phạm vi lăng thể đó.

Biết được hình dạng mặt trượt và giới hạn các vùng đất ở trạng thái cân bằng giới hạn trong lăng thể trượt. Như các điểm nằm trong vùng I (ACD) thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn cực tiểu, các điểm nằm trong vùng III (ABE) thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn cực đại còn các điểm nằm trong vùng II (ADE) là vùng chuyển



Hình V-21

tiếp, đồng thời dựa vào điều kiện biên của bài toán tương ứng, ông đã rút ra các biểu thức giải tích cho phép xác định được áp lực chủ động và bị động của đất lên tường. Tuy vậy, do những sự phức tạp và đòi hỏi khối lượng lớn, nên dẫn đến việc áp dụng trong thực tế đối với phương pháp này bị hạn chế. (Hình V-21).

- Đối với trường hợp khi lưng tường nghiêng, mặt đất đắp sau tường nằm ngang và ma sát giữa lưng tường và đất đắp không thể bỏ qua được ($\epsilon \neq 0, \delta \neq 0$ và $\alpha = 0$), thì áp lực chủ động và bị động của đất lên tường theo lý thuyết của Xôlôlovski được tính theo biểu thức sau:

$$E_c = \lambda_{cd}^* \cdot \frac{\gamma H^2}{2} \tag{V-73}$$

$$E_b = \lambda_{bd}^* \cdot \frac{\gamma H^2}{2} \tag{V-74}$$

Trong đó : $\lambda_{cd}^*, \lambda_{bd}^*$ - Hệ số áp lực chủ động và bị động theo thuyết Xôlôlovski được tra trong bảng (V-3) và (V-4).

Trường hợp khi ($\epsilon=0, \delta=0$ và $\alpha=0$) thì biểu thức tính toán áp lực chủ động và bị động đều trùng với công thức được rút ra theo lý thuyết của W.J.W Rankine và lý thuyết của C.A. Coulomb.

Bảng V - 3: Hệ số áp lực đất chủ động λ_{cd}^* theo lời giải của lý thuyết Xôlôlovski.

φ^0	$\delta^0 \backslash \epsilon^0$	-30	-20	-10	0	10	20	30	40
		0	0,49	0,58	0,65	0,70	0,72	0,73	0,72
10	5	0,45	0,64	0,61	0,66	0,69	0,70	0,69	0,64
	10	0,43	0,51	0,58	0,64	0,67	0,69	0,68	0,63
20	0	0,27	0,35	0,42	0,49	0,54	0,57	0,60	0,59
	10	0,23	0,31	0,38	0,44	0,50	0,53	0,56	0,66
	20	0,22	0,28	0,35	0,41	0,47	0,51	0,53	0,54
30	0	5,28	4,42	3,65	0,33	0,40	0,46	0,50	0,52
	15	8,76	7,13	5,63	0,29	0,36	0,42	0,46	0,48
	30	11,72	9,31	7,30	0,27	0,33	0,39	0,43	0,46
40	0	0,06	0,11	0,16	0,22	0,29	0,35	0,42	0,46
	20	0,05	0,09	0,13	0,19	0,25	0,32	0,38	0,42
	40	0,04	0,07	0,11	0,17	0,23	0,29	0,38	0,41

Bảng V-4: Hệ số áp lực đất bị động λ_{bd}^* theo lời giải của lý thuyết Xôcôlovski.

φ^0	$\delta^0 \backslash \varepsilon^0$	-30	-20	-10	0	10	20	30	40	50	60
	10	0	1,53	1,53	1,49	1,42	1,31	1,18	1,04	0,89	0,71
5		1,71	1,69	1,64	1,55	1,43	1,28	1,10	0,93	0,74	0,55
10		1,88	1,79	1,74	1,63	1,50	1,33	1,15	0,96	0,76	0,55
20	0	2,76	2,53	2,30	2,04	1,77	1,51	1,26	1,01	0,77	0,56
	10	3,26	3,11	2,89	2,51	2,16	1,80	1,46	1,16	0,87	0,61
	20	4,24	3,379	3,32	2,86	2,42	2,00	1,63	1,25	0,92	0,63
30	0	5,28	4,42	3,65	3,00	2,39	1,90	1,49	1,15	0,85	0,60
	15	8,76	7,13	5,63	4,46	3,50	2,70	2,01	1,45	1,03	0,69
	30	11,72	9,31	7,30	5,67	4,35	3,29	2,42	1,73	1,23	0,75
40	0	11,27	8,34	6,16	4,60	3,37	2,50	1,86	1,35	0,95	0,64
	20	26,70	8,32	13,02	9,11	6,36	4,41	2,98	1,99	1,33	0,81
	40	43,23	29,40	20,35	13,96	9,43	6,30	4,16	2,67	1,65	0,96

Trong thực tế điều kiện làm việc đồng thời giữa đất đắp và tường chắn phức tạp hơn nhiều so với các vấn đề đã được đề cập ở trên. Điều kiện càng phức tạp, độ chính xác đòi hỏi càng cao thì sơ đồ tính toán càng phải sát với thực tế, tuy nhiên mức độ chính xác của bài toán so với thực tế lại phụ thuộc chủ yếu vào dữ liệu đầu vào như tính chất của đất, trạng thái ứng suất trong nền, ma sát giữa đất và tường, và các yếu tố khác, đòi hỏi phải nghiên cứu kỹ.

§5. TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN TRONG CÁC TRƯỜNG HỢP THƯỜNG GẶP.

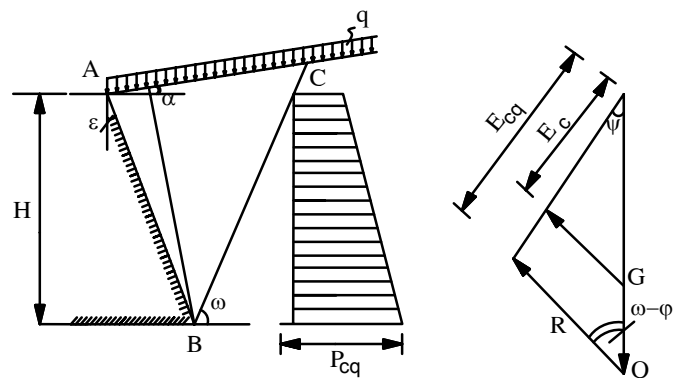
Trong thực tế thường gặp những trường hợp phức tạp như có tải trọng trên mặt đất, tường có bề giảm tải, mặt đất gãy khúc, tường có góc nghiêng lớn, ảnh hưởng của nước, của đất đắp không đồng nhất v.v... và dưới đây ta sẽ lần lượt xét một số các trường hợp đó.

5.1. Trường hợp tải trọng ngoài tác dụng trên mặt đất.

5.1.1. Tải trọng ngoài phân bố đều và kín khắp trên mặt đất.

5.1.1.1. Đất đắp là đất rời, lưng tường nghiêng, mặt đất phẳng nghiêng

Trên mặt đất phẳng sau lưng tường AB có tải trọng q (tấn/m²) tác dụng thẳng đứng và phân bố đều, kín khắp như hình (V-22), trong trường hợp này, do ảnh hưởng của tải trọng trên mặt đất làm tăng lực đẩy của đất vào tường, và có thể làm thay đổi cả hình dáng lẫn phạm vi mặt trượt. Trong thực hành tính toán dùng lý luận của Coulomb để xác định áp lực chủ động và bị động của đất lên



Hình V-22

tường chắn cho trường hợp này có thể thuận lợi hơn. Trên hình (V-22) thể hiện sơ đồ tính toán áp lực chủ động của đất lên tường chắn theo phương pháp Coulomb.

Nếu khi trượt xảy ra thì sẽ trượt theo mặt trượt BC, và chỉ những phần tải trọng nằm trong phạm vi lăng thể trượt (đoạn AC) mới có ảnh hưởng tới áp lực của đất trên tường. Do đó trong trường hợp này sơ đồ tam giác lực có dạng như hình (V-22). Từ đó ta có thể viết biểu thức tính E_{cq} như sau :

$$E_{cq} = (1 + \eta)G \frac{\sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} \quad (V-75)$$

Trong đó : E_{cq} - là áp lực chủ động của đất khi có tải trọng ngoài
 Q - là tổng tải trọng ngoài trên đoạn AC, còn G là trọng lượng của lăng thể trượt.

- Các ký hiệu khác ω, φ, ψ : đều như trên ta đã quy ước.

Hoặc ta có thể viết: $E_{cq} = (1 + \eta) E_c$ (V-75')

Trong đó : E_c - là áp lực chủ động của đất khi không có tải trọng ngoài. Nếu ta chứng

minh được tỷ số $\eta = \frac{Q}{G}$ không phụ thuộc vào góc ω thì $\frac{dE_{cq}}{d\omega}$ sẽ tương đương với $\frac{dE_c}{d\omega}$,

nghĩa là góc ω ứng với E_{cmax} cũng chính là góc ω ứng với E_{cqmax} . Điều đó nói lên rằng sự có mặt của tải trọng ngoài phân bố đều và kín khắp trên mặt đất không ảnh hưởng đến trị số của góc trượt tính toán.

Theo hình (V-22) ta có : $Q = \overline{AC}q \cos \alpha$ (V-76)

Trong đó : α - góc nghiêng giữa mặt đất và mặt phẳng nằm ngang.

$$G = \gamma \cdot dt(\Delta ABC) = \frac{1}{2} \overline{\gamma AC} \frac{H \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}{\cos \varepsilon} \quad (V-77)$$

Từ (V-76) và (V-77) ta có :

$$\eta = \frac{Q}{G} = \frac{\overline{AC}q \cos \alpha}{\frac{1}{2} \overline{\gamma AC} \frac{H \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}{\cos \varepsilon}} = \frac{2q \cos \varepsilon \cdot \cos \alpha}{\gamma H \cos(\varepsilon - \alpha)} \quad (V-78)$$

Rõ ràng tỷ số η hoàn toàn không phụ thuộc vào góc ω . Do đó từ biểu thức (V-75') ta có thể viết :

$$E_{cqmax} = (1 + \eta)E_{cmax} = (1 + \eta) \frac{1}{2} \gamma K_{cd} H^2 \quad (V-79)$$

Cường độ áp lực đất P_{cq} sẽ là :

$$P_{cq} = \gamma \cdot K_{cd} \cdot H + K_{cd} \cdot q \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \alpha}{\cos(\varepsilon - \alpha)} \quad (V-80)$$

Từ biểu thức (V-80) ta thấy P_{cq} có hai thành phần : $\gamma \cdot K_{cd} \cdot H$ như trường hợp không có tải trọng ngoài phân bố đều, còn $K_{cd} \cdot q \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \alpha}{\cos(\varepsilon - \alpha)}$ là cường độ áp lực do tải trọng phân bố đều gây ra. Vậy biểu đồ của P_{cq} có dạng hình thang, hình (V-22), (phần gạch ngang).

5.1.1.2. Đất đắp là đất dính, lưng tường thẳng đứng và mặt đất nằm ngang.

Đối với trường hợp này có thể dùng biểu thức tính toán của Rankine hoặc Coulomb để xác định E_c hoặc E_b . Như phần trên ta thấy áp lực đất tác dụng lên tường chắn trong trường hợp này sẽ làm gia tăng thành phần ứng suất thẳng đứng một đại lượng bằng q , tức là :

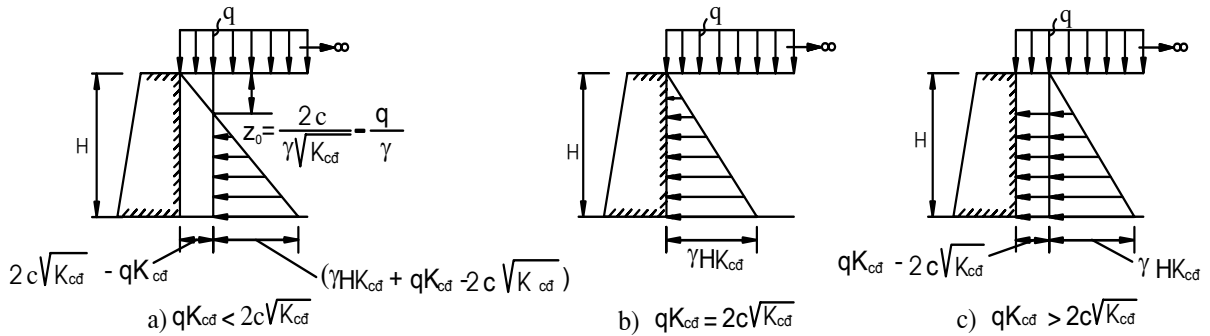
$$\sigma_z = \gamma z + q \quad (V-81)$$

Vì vậy công thức xác định cường độ áp lực đất chủ động và bị động rút ra từ điều kiện cân bằng giới hạn Mohr -Coulomb sẽ được xác định như sau:

$$P_{cdq} = \gamma z K_{cd} + q \cdot K_{cd} - 2c\sqrt{K_{cd}} \tag{V-82a}$$

$$P_{bdq} = \gamma z K_{bd} + q \cdot K_{bd} + 2c\sqrt{K_{bd}} \tag{V-82b}$$

Biểu đồ phân bố cường độ áp lực chủ động như trên hình (V-23), còn biểu đồ phân bố cường độ áp lực bị động như trên hình (V-24) .

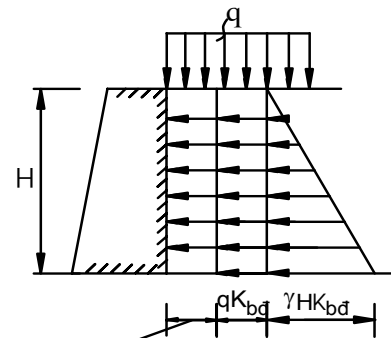


Hình V-23

5.1.2. Tải trọng phân bố đều và không kín khắp trên mặt đất phẳng.

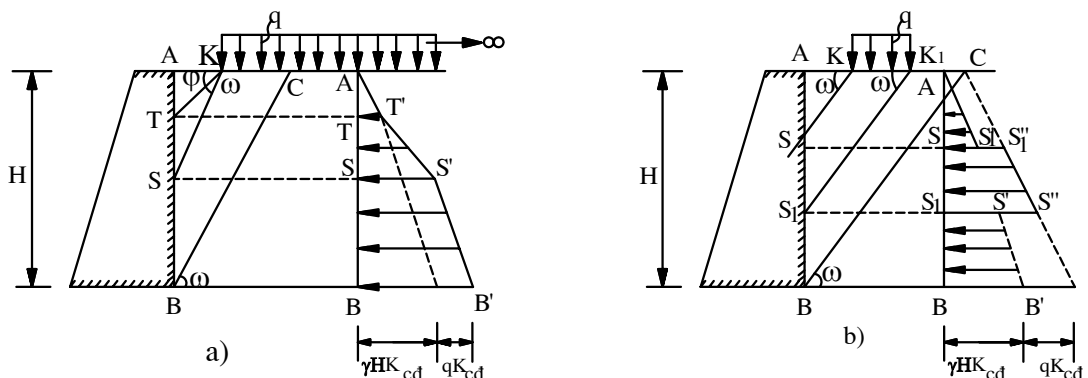
Hình (V-25) cho thấy trên mặt đất trong phạm vi đoạn AK không có tải trọng ngoài phân bố đều tác dụng. Trường hợp này cường độ áp lực chủ động có thể xác định theo phương pháp gần đúng.

Để vẽ biểu đồ cường độ áp lực đất chủ động trong trường hợp này ta có thể thực hiện cách vẽ như sau : Từ điểm K (mép của tải trọng trong hình V-25.a) ta kẻ hai đường thẳng KT và KS tạo với phương nằm ngang một góc bằng φ và ω . Từ đó ta thấy rằng tải trọng ngoài phân bố đều chỉ ảnh hưởng từ điểm S trở xuống, còn trong phạm vi TS biểu đồ cường độ có dạng chuyển tiếp như hình (V-25.a). Kết quả nhận được biểu đồ cường độ áp lực đất là (ATSBB'S'T'A).



Hình V-24

Nếu trong trường hợp tải trọng phân bố đều trong đoạn KK_1 thuộc phạm vi của lăng thể đất trượt ABC (hình V-25.b), thì cách vẽ biểu đồ cũng tương tự như trên. Từ hai mép K và K_1 của tải trọng phân bố đều, ta kẻ hai đường thẳng K_1S_1 và KS tạo với mặt phẳng nằm ngang một góc ω . Tải trọng ngoài phân bố đều trên đoạn KK_1 chỉ ảnh hưởng trong phạm vi từ S đến S_1 , với một giá trị cường độ áp lực đất gia tăng bằng $q \cdot \sqrt{K_{cd}}$ còn trong phạm vi AS và S_1B hoàn toàn không chịu ảnh hưởng của tải trọng q. Kết quả nhận được biểu đồ phân bố cường độ áp lực là (ASS₁BB'S₁'S₁''S''S'A).



Hình V-25

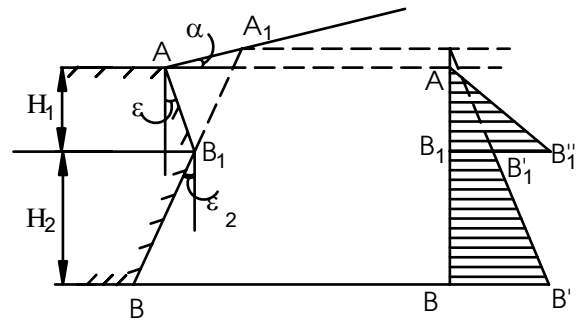
5.2. Trường hợp lưng tường gãy khúc và mặt đất phẳng.

Để thích hợp với điều kiện chịu lực, trong thực tế tường chắn đất có khi được cấu tạo với lưng tường có dạng gãy khúc AB.

Để xác định áp lực đất lên các tường loại này, người ta thường xác định riêng rẽ cho mỗi đoạn của lưng tường, rồi sau đó cộng tất cả các diện tích của các biểu đồ cường độ đó lại, cụ thể như sau :

Đối với đoạn lưng tường AB₁, thì việc xác định biểu đồ cường độ áp lực đất tiến hành như các phần trên đã trình bày

(diện tích phần AB₁B₁''). Đối với đoạn lưng tường B₁B, thì kéo dài đoạn này cho gặp mặt đất tại A₁ và tiến hành tính toán áp lực đất như đối với tường A₁B, có góc nghiêng lưng tường ε₂, còn góc nghiêng của mặt đất vẫn là α. Thực tế vì không có đoạn B₁A₁ nên biểu đồ cường độ áp lực đất của đoạn B₁B chỉ là phần hình thang (B₁BB₁'B₁'') có chiều cao bằng chiều cao của đoạn tường đó là H₂), và biểu đồ cường độ áp lực đất chung cho cả lưng tường và phần diện tích gạch ngang (AB₁BB₁'B₁''A) trong hình (V-26).



Hình V-26

5.3. Trường hợp đất đắp sau tường gồm nhiều lớp.

Khi đất đắp sau tường chắn có nhiều lớp đất khác nhau. Để giải quyết bài toán này, nói chung là rất phức tạp, đặc biệt là khi mặt đất nghiêng và các lớp đất phân bố không song song. Do đó, hiện nay trong tính toán, người ta thường dùng các phương pháp gần đúng. Muốn xác định được áp lực chủ động lớn nhất E_{cmax} của đất lên lưng tường cứng, người ta thường : Coi áp lực của mỗi lớp đất cần xác định không phụ thuộc vào áp lực của các lớp đất khác, nghĩa là khi xác định áp lực đất ta có thể xác định cho từng đoạn tường tương ứng với mỗi lớp đất có tính chất cơ lý khác nhau.

Trường hợp đơn giản, khi lưng tường thẳng đứng, mặt đất nằm ngang và lớp đất song song với nhau (hình V-27). Ta sẽ xác định áp lực riêng rẽ cho từng lớp đất, bằng cách xây dựng biểu đồ phân bố áp lực đất cho mỗi lớp rồi dựa vào các biểu đồ đó để tính trị số áp lực chủ động của toàn bộ khối đất đó tác dụng lên lưng tường.

Đối với lớp đất thứ nhất (lớp trên cùng), biểu đồ phân bố áp lực đất được vẽ theo các phương pháp thông thường đã trình bày ở trên có dạng hình tam giác với độ đỉnh cao ngang với đỉnh tường, trị số cường độ áp lực đất chủ động tại đáy của tam giác được xác định theo biểu thức sau :

$$P_{cd} = \gamma_1 H_1 K_{cd1} - 2c_1 \sqrt{K_{cd1}} \tag{V-83}$$

Kết quả nhận được biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất như Hình (V-27.a)

Để tính áp lực của lớp đất thứ hai, ta giả thiết trọng lượng của lớp đất trên tác dụng như tải trọng ngoài phân bố đều và liên tục có cường độ là q = γ₁h₁. Trị số cường độ áp lực đất chủ động tại đáy của lớp đất thứ hai được xác định như sau:

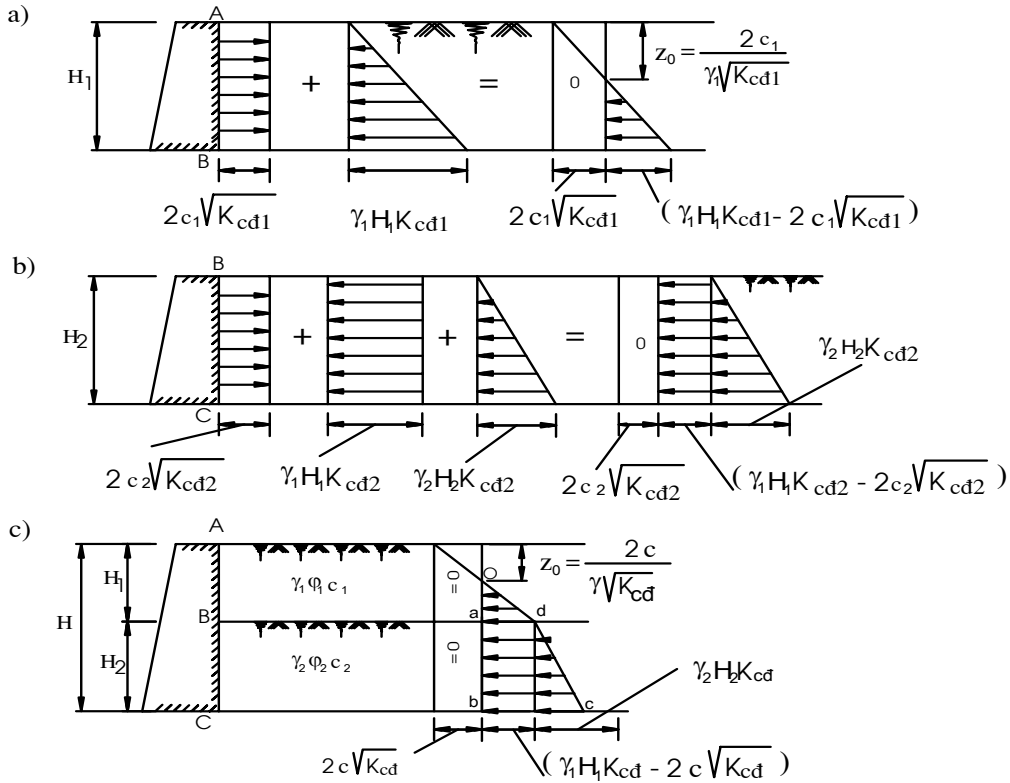
$$P_{cd} = \gamma_2 H_2 K_{cd2} + \gamma_1 H_1 K_{cd2} - 2c_2 \sqrt{K_{cd2}} \tag{V-84}$$

Kết quả biểu đồ cường độ áp lực đất chủ động phân bố trên đoạn BC như hình (V-27.b)

Trong đó:

$$K_{cd1} = tg^2(45^\circ - \varphi_1 / 2) \text{ còn } K_{cd2} = tg^2(45^\circ - \varphi_2 / 2)$$

Nếu hai lớp đất đó có góc ma sát trong và lực dính bằng nhau ($\varphi_1=\varphi_2=\varphi$) và $c_1=c_2=c$ thì biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất lên toàn bộ chiều cao tường ABC sẽ là diện tích (OabcdO) như trên hình (V-27.c).



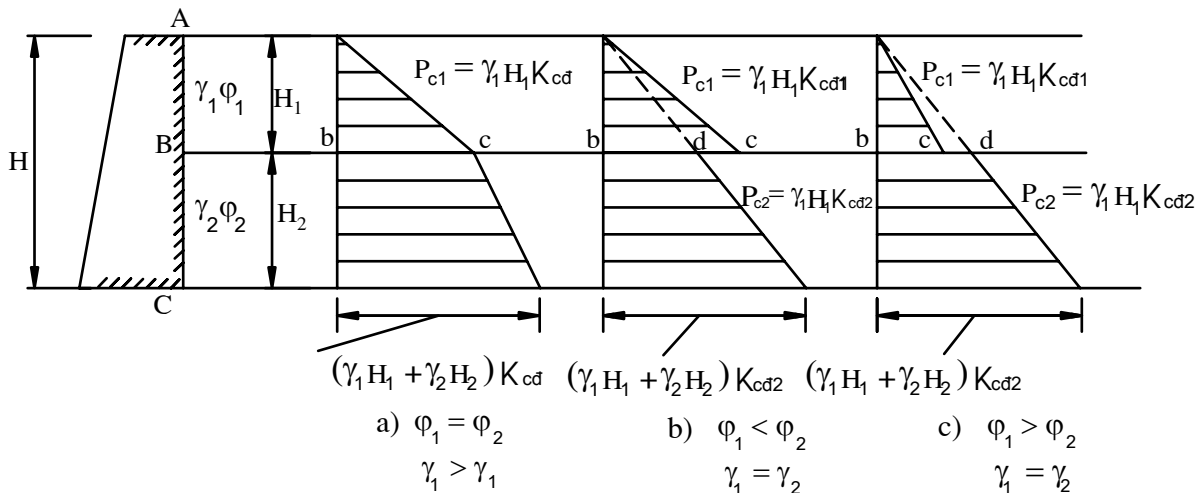
Hình V-27

Hình (V-28) trình bày dạng biểu đồ phân bố cường độ áp lực chủ động của đất rời khi các lớp đất có chỉ tiêu cơ lý khác nhau.

Biểu đồ Hình (V-28.a) với điều kiện $\gamma_1 > \gamma_2$ và $\varphi_1 = \varphi_2$ do đó độ dốc của biểu đồ trong phạm vi độ sâu H_1 thoải hơn trong phạm vi H_2 .

Biểu đồ ở Hình (V-28.b) do $\varphi_1 < \varphi_2$ và $\gamma_1 = \gamma_2$ cho nên $K_{cd2} < K_{cd1}$, vì vậy độ dốc của biểu đồ trong phạm vi H_2 dốc hơn trong phạm vi H_1 dẫn đến áp lực đất có bước nhảy tại mặt lớp, tại đó $\overline{bd} = \gamma_1 H_1 K_{cd2} < \overline{bc} = \gamma_1 H_1 K_{cd1}$.

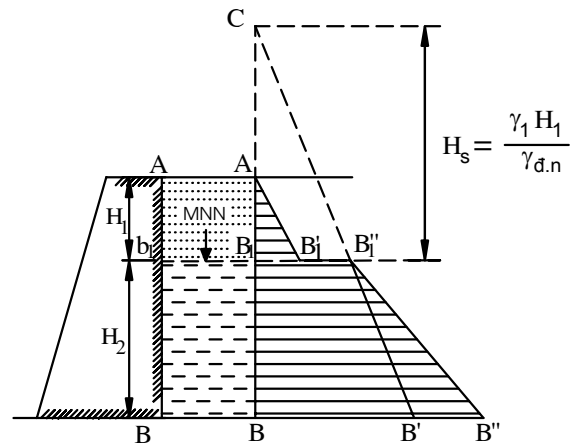
Biểu đồ ở Hình (V-28.c) do $\varphi_1 > \varphi_2$ và $\gamma_1 = \gamma_2$ nên có dạng ngược lại về bước nhảy áp lực đất tại mặt lớp, cụ thể $\overline{bd} = \gamma_1 H_1 K_{cd2} > \overline{bc} = \gamma_1 H_1 K_{cd1}$.



Hình V-28

5.4. Trường hợp đất đắp sau tường có nước ngầm.

Trong thực tế, đối với các công trình cảng, thủy lợi và một số công trình khác, trong đất đắp sau tường thường có nước ngầm. Do đó khi tính toán áp lực đất lên tường chắn chúng ta cũng cần xét đến vai trò ảnh hưởng của nó. Nói chung khi giải quyết bài toán này cũng gặp nhiều khó khăn khi mặt đất đắp sau tường nghiêng ($\alpha \neq 0$). Nhưng sẽ đơn giản cho việc tính toán, khi góc nghiêng α không lớn lắm thường là giả thiết mặt nước ngầm và mặt đất song song với nhau, rồi tiến hành tính toán bình thường như các phương pháp đã trình bày ở trên.



Hình V-29

Do ảnh hưởng của mực nước ngầm trong đất đắp sau tường, nên áp lực đất lên tường cũng khác đi. Trong trường hợp này áp lực đất tác dụng lên tường bao gồm hai thành phần : thành phần áp lực hữu hiệu và thành phần áp lực thủy tĩnh (hình V-29).

Biểu đồ phân bố áp lực đất trên đoạn tường AB_1 không bị ngập nước, vẽ theo phương pháp thông thường và có dạng hình tam giác với cường độ áp lực lớn nhất tại đáy là :

$$P_c = \gamma \cdot K_{cd} \cdot H_1 \tag{V-85}$$

Để tính toán áp lực đất lên đoạn lưng tường $B'B$ bị ngập nước, thì xem lớp đất trên không bị ngập nước, như tải trọng ngoài phân bố đều, liên tục và đổi nó thành một lớp đất tương đương có cùng dung trọng với đất bị ngập nước, chiều dày của lớp đất tương đương đó sẽ là :

$$H_s = \frac{\gamma \cdot H_1}{\gamma_{dn}} \tag{V-86}$$

Trong đó : H_s - chiều dày lớp đất tương đương kể từ mặt nước ngầm
 H_1 - chiều dày lớp đất không bị ngập nước
 γ, γ_{dn} : dung trọng và dung trọng đẩy nổi của đất đắp sau tường.

Tại đáy B ta có : $P_{C(B)} = \gamma_{dn} (H_2 + H_s) \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right)$ (V-87)

Biểu đồ phân bố cường độ áp lực của đất lên đoạn H_2 là tam giác CBB' nhưng ta chỉ lấy phần hình thang $B_1BB'B_1''$ ở phía dưới.

- Áp lực thủy tĩnh là: $\sigma_n = \gamma_o \cdot H_2$ (V-88)

Biểu đồ phân bố áp lực thủy tĩnh là tam giác $B_1''B'B''$

Áp lực chủ động của đất tác dụng lên tường chắn bằng tổng diện tích các biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất ($AB_1BB'B_1''B_1''B_1''A$) như Hình (V-29).

Bài tập V-1 : Cho tường chắn thẳng đứng ($\epsilon=0$) với chiều cao 10m. Đất đắp sau tường là đất rời với các chỉ tiêu cơ lý sau: $\gamma=1,8T/m^3$; $\varphi=30^\circ$, mặt đất sau tường nghiêng một góc $\alpha=12^\circ$.

Yêu cầu xác định áp lực đất chủ động theo phương pháp Coulomb và Rankine?

Giải:

1/. Xác định áp lực đất chủ động theo lý thuyết Coulomb:

- Tính hệ số áp lực đất chủ động: theo bảng (V-2) chọn $\delta = \frac{\varphi}{2} = \frac{30^0}{2} = 15^0$

$$K_{cd} = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cos(\varepsilon - \alpha)}} \right]^2}$$

$$K_{cd} = \frac{\cos^2 30^0}{1 \cdot \cos 15^0 \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 45^0 \cdot \sin 18^0}{\cos 15^0 \cos(-12^0)}} \right]^2} \text{ Error! Not a valid link.}$$

$$K_{cd} = \frac{0,866^2}{10,9659 \left[1 + \sqrt{\frac{0,7071 \times 0,309}{0,9659 \times 0,999}} \right]^2} = 0,3565$$

- Tính áp lực chủ động:

$$E_c = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_{cd} = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 10^2 \cdot 0,3565 = 32,085T / m$$

Điểm đặt của E_c cách chân tường $\frac{H}{3} = \frac{10}{3} m$. Kết quả thể hiện trên Hình (V-30a)

2. Xác định áp lực chủ động theo lý thuyết Rankine.

- Tính hệ số áp lực chủ động theo công thức (V-49) ta có

$$K_{cd} = \frac{\cos 12^0 - \sqrt{\sin^2 30^0 - \sin^2 12^0}}{\cos 12^0 + \sqrt{\sin^2 30^0 - \sin^2 12^0}} \cdot \cos 12^0 = \frac{0,98 - \sqrt{0,25 - 0,04}}{0,98 + \sqrt{0,25 - 0,04}} \cdot 0,98 = 0,35$$

- Tính áp lực chủ động:

$$E_c = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd} = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 10^2 \cdot 0,35 = 31,75T / m$$

- Điểm đặt của E_c cách chân tường $\frac{H}{3} = \frac{10}{3} m$.

3. Xác định áp lực bị động theo lý thuyết của Rankine

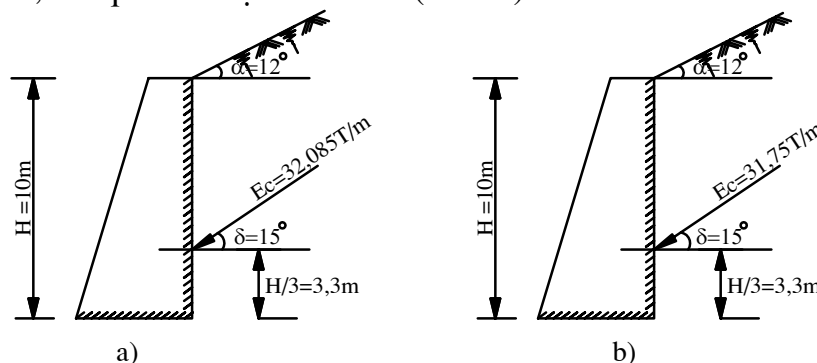
- Tính hệ số áp lực bị động theo công thức (V-52) ta có

$$K_{bd} = \frac{\cos 12^0 + \sqrt{\sin^2 30^0 - \sin^2 12^0}}{\cos 12^0 - \sqrt{\sin^2 30^0 - \sin^2 12^0}} \cdot \cos 12^0 = \frac{0,98 + \sqrt{0,25 - 0,04}}{0,98 - \sqrt{0,25 - 0,04}} \cdot 0,98 = 2,71$$

- Tính áp lực bị động tác dụng lên tường

$$E_b = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{bd} = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 100 \cdot 2,71 = 243,9T / m$$

So sánh kết quả tính toán, ta thấy tính toán từ hai phương pháp nêu trên cho kết quả xấp xỉ nhau, kết quả thể hiện trên hình (V-30b).



Hình V-30

Trường hợp nếu trên bề mặt của khối đất sau tường chịu tác dụng tải trọng thẳng đứng và phân bố đều kín khắp với cường độ $q=2T/m^2$ (Hình V-31) thì ta có thể áp dụng phương pháp của Coulomb để tính như sau:

Theo công thức (V-80) ta có thể tính cường độ áp lực đất tại các điểm trên lưng tường:

- Tại đỉnh tường (A) lúc đó $H=0$

$$P_{cq} = K_{cd} \cdot q \cdot \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \alpha}{\cos(\varepsilon - \alpha)} = 0,3565 \cdot 2 \cdot \frac{1 \cdot \cos 12^\circ}{\cos(-12^\circ)} = 0,6978T / m^2$$

- Tại chân tường (B) lúc đó $H=10m$

$$P_{cq} = \gamma \cdot HK_{cd} + K_{cd} \cdot q \cdot \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \alpha}{\cos(\varepsilon - \alpha)} = 1,8 \cdot 10 \cdot 0,3565 + 0,6978 = 6,417 + 0,6978 = 7,145T / m^2$$

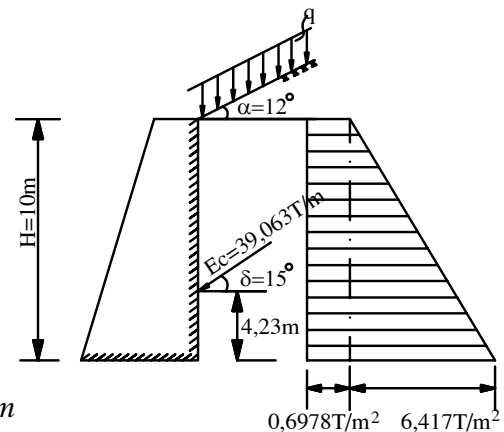
- Tổng áp lực đất chủ động tác dụng lên tường là:

$$E_{cq} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd} + K_{cd} \cdot q \cdot H \cdot \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \alpha}{\cos(\varepsilon - \alpha)}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 10^2 \cdot 0,3565 + 0,6978 \cdot 10 = 39,063T / m$$

- Điểm đặt của E_{cq} ứng với trọng tâm của biểu đồ cường độ hình thang, nằm cách chân tường một đoạn bằng:

$$\frac{1}{3} H \cdot \frac{P_{cq}(B) + 2 \cdot P_{cq}(A)}{P_{cq}(B) + P_{cq}(A)} = \frac{1}{3} \cdot 10 \cdot \frac{7,145 + 2 \cdot 0,6978}{7,145 + 0,6978} = 4,23m$$



Hình V-31

Kết quả tính toán được thể hiện trên hình (V-31).

Bài tập: V-2: Cho một tường chắn cao 10m, lưng tường thẳng đứng và trơn nhẵn, đất đắp sau tường là đất dính, mặt đất đắp phẳng và nằm ngang chịu tác dụng của tải trọng thẳng đứng phân bố đều với cường độ $q=2,5T/m^2$. Đất đắp có các chỉ tiêu cơ lý như sau: $\gamma=1,9t/m^3$; $\varphi=18^\circ$; $c=1,2T/m^2$

Yêu cầu: Tính và vẽ biểu đồ áp lực đất chủ động tác dụng lên tường trong trường hợp không có tải trọng và có tải trọng tác dụng trên mặt đất?

Để tính toán trong trường hợp này có thể sử dụng phương pháp Rankine hoặc Coulomb đều được cả.

* Tính cường độ áp lực chủ động khi chưa có tải trọng tác dụng:

Theo công thức (V-81) ta có:

$$P_{cd} = \gamma \cdot z \cdot K_{cd} - 2c \cdot \sqrt{K_{cd}}$$

Tính hệ số áp lực chủ động:

$$K_{cd} = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = \tan^2(45^\circ - \frac{18^\circ}{2}) = (0,7265)^2 = 0,5279$$

Cường độ áp lực đất tại đỉnh tường:

$$P_{cd(A)} = -2c \cdot \sqrt{K_{cd}} = -2 \cdot 1,2 \cdot \sqrt{0,5279} = -1,744T / m^2$$

Cường độ áp lực đất tại chân tường:

$$P_{cd(B)} = \gamma \cdot H \cdot K_{cd} - 2c \cdot \sqrt{K_{cd}}$$

$$= 1,9 \cdot 10 \cdot 0,5279 - 2 \cdot 1,2 \cdot \sqrt{0,5279} = 8,2861T / m^2$$

Tính z_0 :
$$z_0 = \frac{2c}{\gamma \cdot \sqrt{K_{cd}}} = \frac{2 \cdot 1,2}{1,9 \cdot \sqrt{0,5279}} = 1,74m$$

Tính áp lực chủ động tác dụng lên tường chắn, theo công thức (V-49) ta có:

$$E_{cd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd} - 2c \cdot H \sqrt{K_{cd}} + \frac{2c^2}{\gamma} = \frac{1}{2} \cdot 1,9 \cdot 10^2 \cdot 0,5279 - 2 \cdot 1,2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,5279} + \frac{2 \cdot 1,2^2}{1,9} = 34,2279T / m$$

- Điểm đặt của áp lực chủ động E_{cd} cách chân tường:
$$\frac{H - z_0}{3} = \frac{10 - 1,74}{3} = 2,75m$$

Kết quả được thể hiện trên hình (V-32)

* Khi có tải trọng ngoài tác dụng; cường độ áp lực đất được tính theo công thức (V-81):

$$P_{cdq} = \gamma \cdot z \cdot K_{cd} + qK_{cd} - 2c\sqrt{K_{cd}}$$

- Tính áp lực do ảnh hưởng của tải trọng ngoài:

$$q \cdot K_{cd} = 2,5 \cdot 0,5279 = 1,3197T / m^2$$

- Tính cường độ áp lực đất tại đỉnh tường:

$$P_{cdq(A)} = q \cdot K_{cd} - 2c \cdot \sqrt{K_{cd}} = 2,5 \cdot 0,5279 - 2 \cdot 1,2 \cdot \sqrt{0,5279} = -0,425T / m^2$$

- Tính cường độ áp lực đất tại chân tường:

Error! Not a valid link.- Tính z_0 :
$$z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_{cd}}} - \frac{q}{\gamma} = \frac{2 \cdot 1,2}{1,9 \sqrt{0,5279}} - \frac{2,5}{1,9} = 0,4243m$$

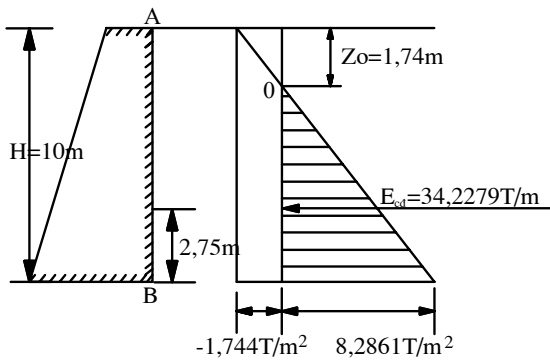
- Tính áp lực đất chủ động:

$$E_{cdq} = dt(\Delta Oab) = \frac{1}{2} (H - z_0) \cdot ab = \frac{1}{2} (10 - 0,4243) \cdot 9,6051 = 45,9877T / m$$

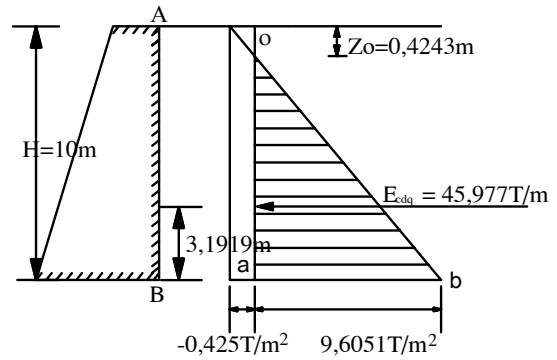
Điểm đặt của áp lực chủ động E_{cdq} cách chân tường một khoảng:

$$\frac{H - z_0}{3} = \frac{10 - 0,4243}{3} = 3,1919m$$

Kết quả tính toán được thể hiện trên hình (V-33).



Hình V-32



Hình V-33

§6. NHẬN XÉT PHẠM VI ÁP DỤNG LÝ THUYẾT ÁP LỰC ĐẤT LÊN

TƯỜNG CHẤN

Từ các kết quả nghiên cứu thực nghiệm về áp lực đất đối với đất rời, cho thấy trong trường hợp cân bằng giới hạn chủ động, mặt trượt theo giả thiết C.A Coulomb không khác nhau mấy so với mặt trượt thực tế, do đó trị số áp lực chủ động theo lý thuyết Coulomb chỉ nhỏ hơn trị số thực tế rất ít. Nói chung khi $\varepsilon = \delta \leq 15^\circ$, thì trị số áp lực đất chủ động theo lý thuyết Coulomb phù hợp với thực tế, đặc biệt khi $\varepsilon = 0$ sự sai khác không đáng kể. Ngược lại theo lý thuyết Coulomb để tính áp lực bị động thì cho kết quả khá xa với thực tế. Với góc ma sát trong của đất đắp $\varphi = 16^\circ$ thì sai khác 17%, $\varphi = 30^\circ$ thì sai khác gấp đôi, với $\varphi = 40^\circ$ sai khác khoảng 7 lần. Ngoài ra khi góc ma sát ngoài δ càng lớn thì sai khác đó cũng lớn, nhất là khi $\delta \geq \varphi/3$ thì sai khác tăng lên rõ rệt. Vì vậy trong thực tế ít dùng lý thuyết của C.A. Coulomb để xác định áp lực đất bị động. Lý thuyết áp lực đất của C.A. Coulomb có thể áp dụng rộng rãi đối với lưng tường thẳng đứng hoặc nghiêng, mặt tường trơn nhẵn hoặc nhám, mặt đất nằm ngang hoặc nghiêng, nhưng hạn chế đất đắp là đất rời, còn đối với các trường hợp phức tạp như đất đắp là đất dính, đất đắp thành lớp, mặt đất có hình dạng tùy ý, trên mặt đất chịu tải trọng bất kỳ v.v... đều có thể áp dụng lý thuyết áp lực đất của Coulomb bằng các phương pháp đồ giải Culman, Rebhan để xác định áp lực đất chủ động rất có hiệu quả.

Lý thuyết áp lực đất của W.J.W. Rankine xuất phát từ sự phân tích trạng thái giới hạn tại một điểm trong khối đất với giả thiết ứng suất phân bố trên mặt tiếp xúc giữa đất và tường trong trường hợp có tường và không có tường như nhau, nghĩa là bỏ qua ma sát giữa đất và tường. Từ sự phân tích đó Rankine đã xác lập được các công thức tính toán áp lực tĩnh của đất lên tường và các công thức xác định giá trị áp lực đất lên tường với tất cả mọi trạng thái của đất trong đó có áp lực chủ động và bị động (1857). Lý thuyết này không xét đến ma sát giữa đất và tường là một tồn tại lớn, dẫn đến sai khác và hạn chế phạm vi ứng dụng lý thuyết của Rankine. Mặc dù vậy, đứng trên quan điểm phát triển, lý thuyết áp lực đất của Rankine vẫn rất có giá trị.

Lý thuyết áp lực đất của V.V. Xôcôlovski cũng xuất phát từ sự phân tích trạng thái giới hạn tại một điểm trong khối đất nhưng có xét đến ảnh hưởng của ma sát giữa đất đắp và lưng tường, chính yếu tố này làm cho sự phân bố ứng suất trong khối đất thay đổi, trong nền đất có thể xuất hiện nhiều vùng khác nhau với những điều kiện cân bằng giới hạn khác nhau. Phương pháp tính toán này đòi hỏi khối lượng tính toán lớn, nên dẫn đến việc áp dụng trong thực tế đối với phương pháp này bị hạn chế, thông thường nếu áp dụng trong trường hợp đặc biệt ($\alpha = 0, \varepsilon = 0, \delta = 0$) thì các kết quả của Xôcôlovski, Rankine và Coulomb gần như trùng hợp nhau.

§7. MỘT SỐ VẤN ĐỀ CẦN CHÚ Ý KHI TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẤN.

7.1. Việc chọn các chỉ tiêu cơ lý của đất đắp :

Những chỉ tiêu cơ lý của đất đắp xác định được ở trong phòng thí nghiệm, hoặc ở hiện trường dùng để đánh giá tính chất công trình của đất đắp, các tính chất này quyết định điều kiện xây dựng công trình, kết cấu, giá thành, tuổi thọ và tính an toàn của công trình nói chung, ảnh hưởng trực tiếp đến kết quả tính toán áp lực đất lên tường chắn nói riêng. Vì vậy khi thí nghiệm xác định các chỉ tiêu đó (φ, C, γ) cần phải chế bị mẫu đất sao cho có trạng thái - "tương tự" với trạng thái làm việc của đất đắp sau tường, đồng thời phải coi việc lựa chọn đúng đắn những giá trị tiêu biểu nhất của các đặc trưng đó dùng trong các công thức tính toán áp lực, ổn định của công trình là một vấn đề cơ bản không thể thiếu được trong nghiên cứu địa chất công trình.

Những đặc trưng tính chất địa chất công trình xác định được từ những mẫu đất có kích thước không lớn lấy từ các hố thăm dò hoặc chế bị ở trong phòng thí nghiệm, thường không tiêu biểu được cho toàn bộ khối đất hoặc tầng đất đá đang nghiên cứu, vì những giá trị của chúng thường rất phân tán ngay cả khi khối đất hoặc tầng đất được coi là đồng nhất. Nguyên nhân của sự phân tán này có thể do tính chất không đồng nhất của khối đất hay tầng đất, do sự phá hoại cục bộ kết cấu tự nhiên và độ ẩm khi lấy mẫu, bảo quản và chuyên chở, do sai số khi xác định chúng trong phòng thí nghiệm không kể đến sự không chính xác của thiết bị thí nghiệm hoặc của việc ghi chép v.v.....

Vì những lý do kể trên mà trong việc xử lý và chọn các đặc trưng cơ lý của đất để phục vụ cho việc tính toán cần phải thận trọng trong khâu lựa chọn này.

Mặt khác cũng cần chú ý rằng giá trị và phương tác dụng của áp lực đất dính (chủ động và bị động) đều phụ thuộc vào trị số góc ma sát giữa đất đắp với tường δ (góc ma sát ngoài của đất đắp) và lực dính đơn vị tác dụng lên mặt lưng tường. Góc ma sát giữa đất đắp với tường và lực dính đơn vị tác dụng lên mặt lưng tường phụ thuộc vào nhiều yếu tố như loại và trạng thái của đất đắp, vật liệu làm tường, độ nhám và hình dạng mặt lưng tường và điều kiện địa chất thủy văn trong đất đắp, v.v... Hiện nay chưa có cách xét chính xác ảnh hưởng của các yếu tố đó tới giá trị góc ma sát ngoài và lực dính đơn vị giữa lưng tường và đất đắp mà trong thực tế chúng thường được chọn theo kinh nghiệm.

Đối với góc ma sát ngoài (δ), nói chung hiện nay các tác giả nghiên cứu về nó đều cho rằng giá trị của nó không thể lớn hơn góc ma sát trong (φ) của đất.

Theo T.C.X.D. 57 - 73 : đối với đất rời, nói chung lấy giá trị $\delta = \varphi/2$, nếu có căn cứ chắc chắn, có thể chọn giá trị δ như sau : Trường hợp tường có lưng nhám nhiều (lưng tường bậc thang), có thể lấy $\delta = \varphi$; trường hợp đất đắp là cát hạt nhỏ bão hòa nước và khi trên mặt đất đắp có tải trọng động tác dụng hoặc trường hợp lưng tường chắn được phun hoặc trát bitum làm lớp phủ cách nước, có thể lấy $\delta = 0$.

Trường hợp đất đắp là đất dính : tiêu chuẩn đề nghị lấy $\delta < \varphi/2$ và trong những trường hợp riêng lấy $\delta = 0$.

Đối với việc chọn giá trị lực dính đơn vị giữa đất đắp với tường. Theo I.P.Prokofev cho rằng khi có lực dính đơn vị thì góc giữa phương áp lực đất với pháp tuyến lưng tường sẽ lớn hơn góc ma sát giữa đất với tường δ , từ đó tác giả đề nghị rằng, trên thực tế có thể lấy góc nghiêng giữa phương áp lực đất với pháp tuyến lưng tường bằng góc ma sát trong của đất. Vậy có thể xem quan niệm này là một cách xét gián tiếp ảnh hưởng của lực dính đơn vị tại mặt lưng tường đối với áp lực đất lên tường chắn.

Theo K.Terzaghi : quan niệm rằng cường độ chống trượt giữa đất với tường (τ) có thể giả thiết tuân theo định luật C.A.Coulomb do đó công thức của τ có dạng sau :

$$\tau = p.tg\delta + c_2 \quad (V-89)$$

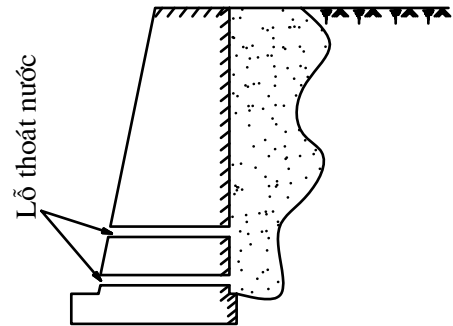
Trong đó : δ - góc ma sát giữa đất và lưng tường
 c_2 - lực dính đơn vị giữa đất và tường.

Giả thiết này có ý nghĩa thực tiễn ở chỗ nhờ đó có thể xác định được δ và c_2 bằng thí nghiệm một cách đơn giản, tuy nhiên điều đó không phải bao giờ cũng có thể chấp nhận được.

Nói tóm lại, lực dính đơn vị giữa đất đắp và tường có thể xem như bằng không trong trường hợp mặt lưng tường tương đối nhẵn và đất đắp ngập trong nước hoặc có thể đạt đến giá trị bằng lực dính đơn vị của đất đắp khi mặt lưng tường rất nhám. Dùng đất dính để đắp sau tường chắn sẽ kém hiệu quả do đất dính có góc ma sát trong bé, hơn nữa lực dính của đất sẽ giảm đi khi bị ngập nước, vì vậy trong thiết kế đôi khi bỏ qua không xét đến lực dính

7.2. Ảnh hưởng của sự nở đất và áp lực thủy động :

Khi tường chắn đất, chắn giữ khối đất sau tường là khối đất dính, thì khi gặp nước khối đất này sẽ có hiện tượng trương nở, và do đó làm tăng áp lực đất lên tường. Hiện tượng này hiện nay chưa có phương pháp tính toán nào đề cập đến, nhưng trên thực tế ảnh hưởng của sự nở đất đối với áp lực đất lên tường thường được xét đến qua hệ số an toàn.

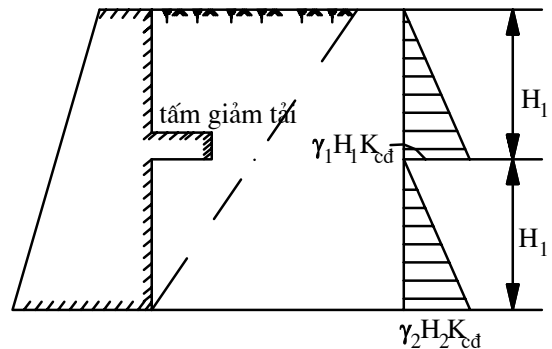


Hình V-34

Đối với một số công trình thủy lợi, thường gặp trường hợp nước thoát ra từ đất sau tường, do đó có thể phát sinh áp lực thủy động, làm ảnh hưởng đến trạng thái ứng suất của đất đắp sau tường. Trong trường hợp này, thực tế thường được bố trí vật thoát nước ở lưng tường Hình (V-34) để giảm áp lực đó, nên trong tính toán thường không xét đến ảnh hưởng đó.

7.3. Biện pháp làm giảm áp lực đất lên tường :

Mục đích của việc làm giảm áp lực đất lên tường là để giảm kích thước tiết diện tường và cuối cùng là để hạ giá thành công trình. Tuy nhiên, chỉ trong những trường hợp nhất định với những biện pháp thích hợp, thì việc giảm áp lực đất lên tường mới đem lại được hiệu quả mong muốn.



Hình V-35

Để giảm áp lực đất lên tường, thường dùng biện pháp chọn loại đất đắp thích hợp hoặc thay đổi hình dáng tiết diện tường.

Nếu đất đắp có trọng lượng đơn vị nhỏ, góc ma sát trong và lực dính lớn thì áp lực đất lên tường sẽ nhỏ. Nhưng trong thực tế khó chọn được loại vật liệu lý tưởng như vậy, mà thường dùng các loại đất tại nơi xây dựng. Khi đắp đất sau tường, nếu đầm nén tốt, cũng có thể làm giảm áp lực chủ động lên tường. Nói chung, nếu không có yêu cầu phòng thấm thì có thể dùng vật liệu hạt to như cát, sỏi, đá khối, v.v... đắp sau tường. Nhưng đối với tường chắn của các công trình thủy lợi thường không cho phép thấm trong khối đất đắp, mặt khác nhiều khi phải tận dụng các vật liệu tại chỗ, nên cũng thường dùng đất dính đắp sau tường. Trong trường hợp này, khi tính toán áp lực đất chủ động, phải kể đến ảnh hưởng của lực dính, nhưng cần thận trọng trong việc chọn trị số lực dính tính toán, mặt khác cần phải chú ý tới ảnh hưởng của tính nở của đất tới áp lực đất tác dụng lên tường.

Thay đổi hình dạng tiết diện tường cũng là một biện pháp phổ biến để làm giảm áp lực đất lên tường. Hình (V-35) trình bày loại kết cấu tường thường gặp trong thực tế.

Trường hợp tường có chiều cao lớn, để giảm áp lực của đất một cách tốt nhất ở

phía sau tường, tại chiều sâu nào đó cần làm một tấm giảm tải (Hình V-35). Tấm giảm tải này chia tường thành hai đoạn, đất đắp ở dưới tấm giảm tải gây ra áp lực chủ động ở đoạn H_2 . Nếu tấm giảm tải vươn ra đủ lớn thì hiệu quả làm giảm áp lực lên tường ở đoạn H_2 càng lớn, vì lúc đó đất đắp trên tấm giảm tải coi như không gây ảnh hưởng đối với lưng tường H_2 .

CHƯƠNG VI: CÁC THÍ NGHIỆM ĐẤT HIỆN TRƯỜNG

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

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

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

6.1 Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT).

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

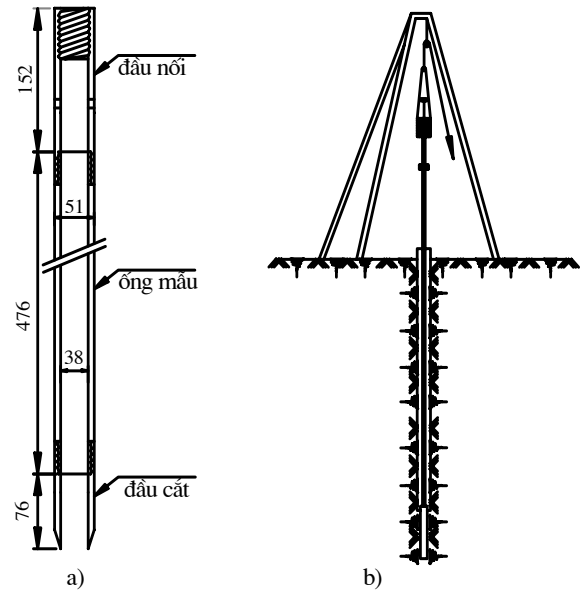
6.1.1. Nguyên lý thí nghiệm:

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

6.1.2. Thiết bị và cách thí nghiệm:

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

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



Hình VI-1

6.1.3. Hiệu chỉnh số đọc.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Ở nước ta, có thể lấy C_E = 0,5 ÷ 0,8

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Bảng VI-2: Độ chặt tương đối D

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

Bảng VI-3: Trạng thái của đất dính

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Bảng VI-4: Tương quan N và ϕ

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

6.1.5. Nhận xét về thí nghiệm SPT.

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

6.2. Thí nghiệm xuyên tĩnh.

6.2.1. Nguyên lý thí nghiệm.

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

6.2.2. Thành phần của thiết bị xuyên:

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

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

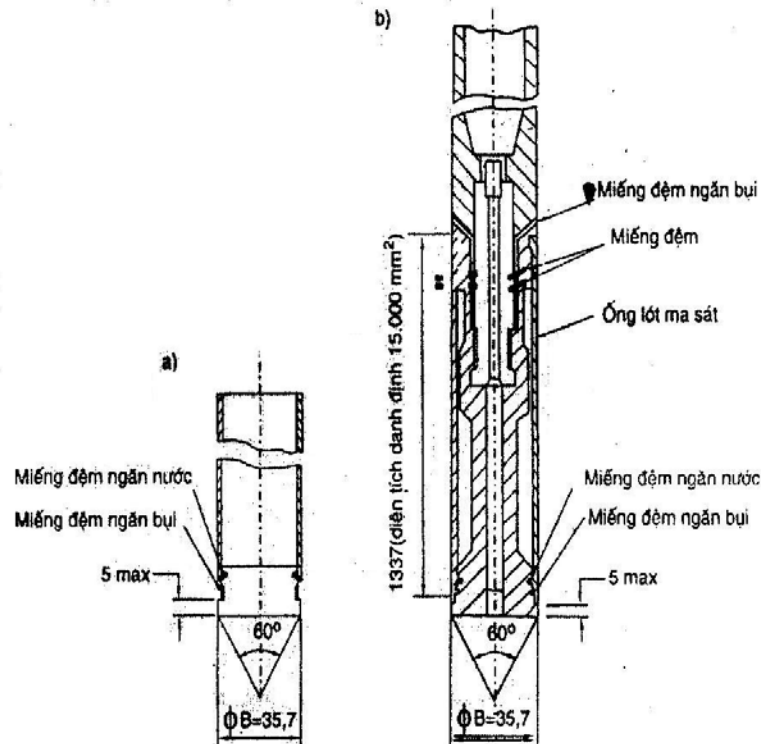
Măng xông (đặt phía trên mũi dùng để đo sức kháng bên) là một ống hình trụ độc lập có đường kính là d_s và phải thoả mãn $d_c < d_s < d_c + 0,35 \text{mm}$, măng xông có chiều dài là $132,6 \text{mm}$ và có diện tích xung quanh là $A_F = 150 \pm 0,03 \text{cm}^2$.

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

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

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

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



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

a) Không có áo ma sát

b) Có áo ma sát

6.2.3. Trình tự tiến hành xuyên:

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

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

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

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

6.2.4. Tính toán và biểu diễn kết quả:

6.2.4.1. Tính toán kết quả thí nghiệm:

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

Sức kháng đầu mũi xuyên là:

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

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

A_G - thông thường bằng 20cm²;

và A_C - thông thường bằng 10cm².

Sức kháng ma sát (bên) đơn vị là:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Trong đó: q_T - sức kháng mũi hiệu chỉnh ;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- áp lực nước lỗ rỗng chuẩn hoá :

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

Trong đó: - U_0 áp lực nước địa tĩnh;

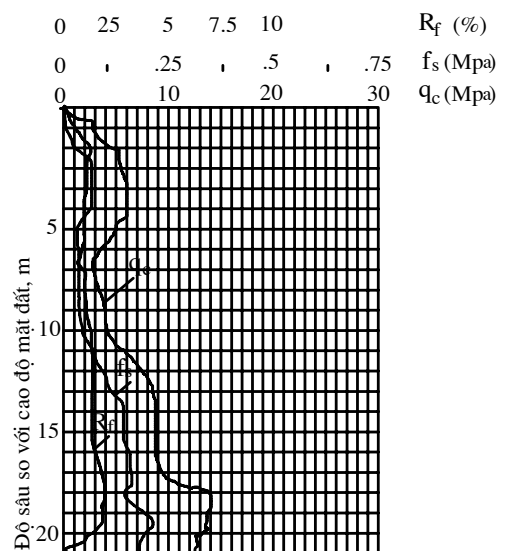
- $\sigma_{vo}(\sigma_0)$ ứng suất tổng do bản thân đất gây ra ;

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

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

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

Sức kháng mũi q_c và sức kháng bên f_s



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

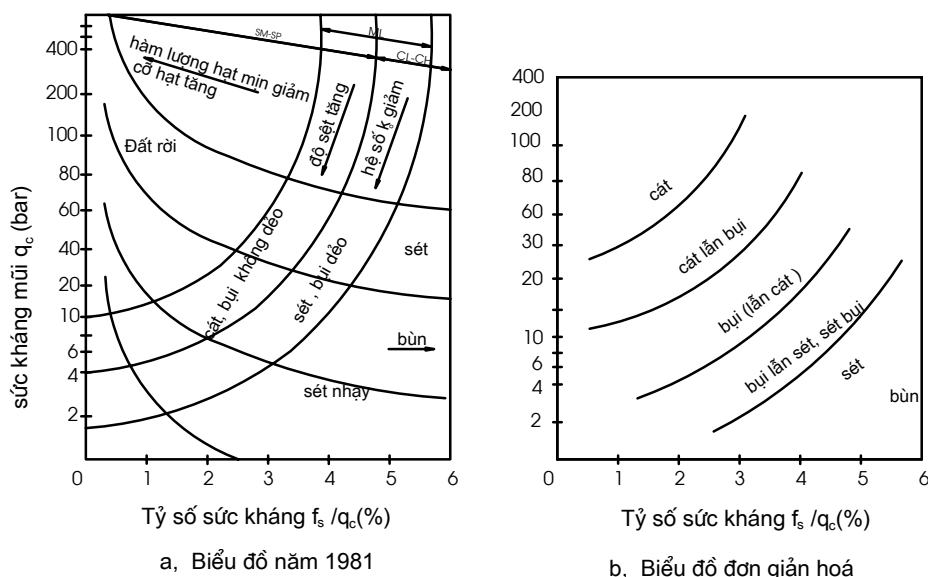
tuy là những đặc trưng quy ước (không gắn liền với một trạng thái ứng suất biến dạng đơn giản của đất) nhưng theo kinh nghiệm cho thấy nó là những đặc trưng tương đối ổn định của đất.

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

6.2.5.1. Phân loại đất dựa vào kết quả CPT:

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

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



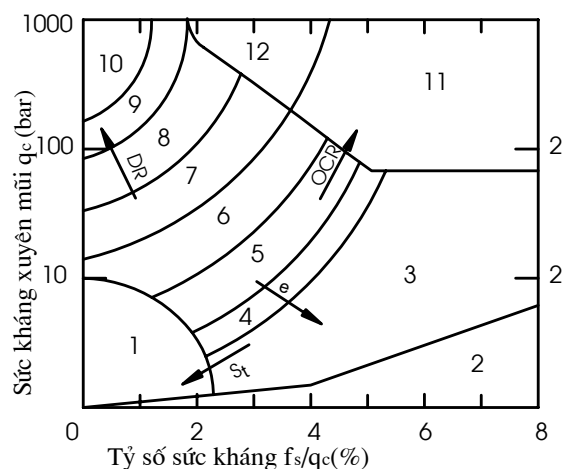
Hình VI-4: Phân loại đất theo Douglas và Olsen (1981-1984).

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

- Các vùng trên biểu đồ (VI-5.a):

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

- Các vùng trên biểu đồ VI-5.b



Hình VI-5.a

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

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

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

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

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

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

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

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

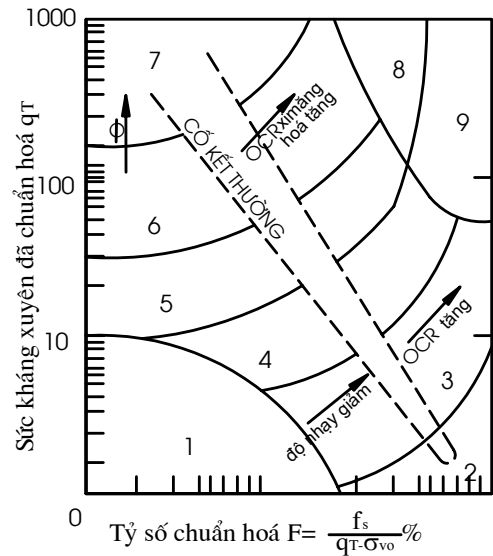
Về trạng thái của đất dính, quan hệ giữa q_c và độ sét B được Szechy và Varga đưa ra năm 1978 như bảng (VI-6).

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

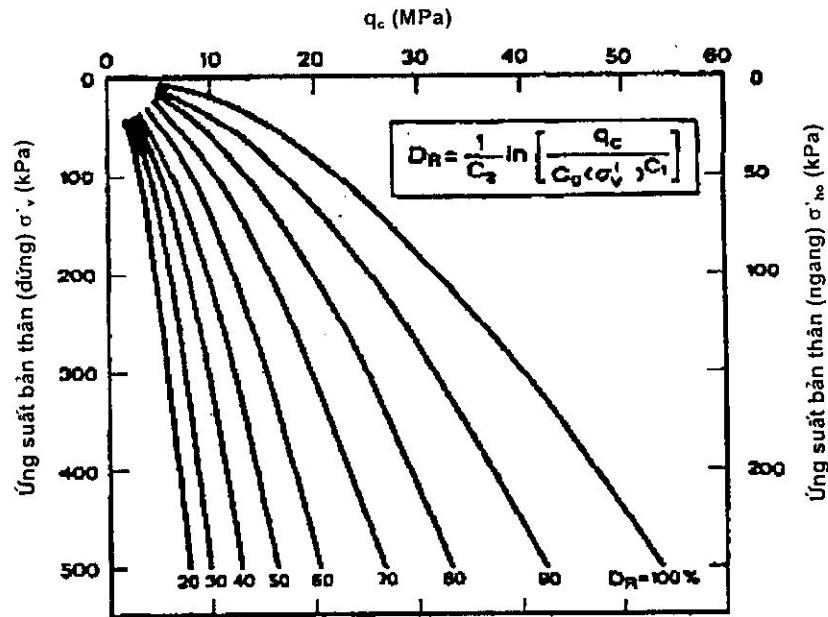
$$B = (-0,06.q_c^3 + 6,36.q_c^2 - 357.q_c) 10^{-4} + 0,66 \tag{VI-19}$$

Bảng VI-6: Trạng thái của đất dính

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

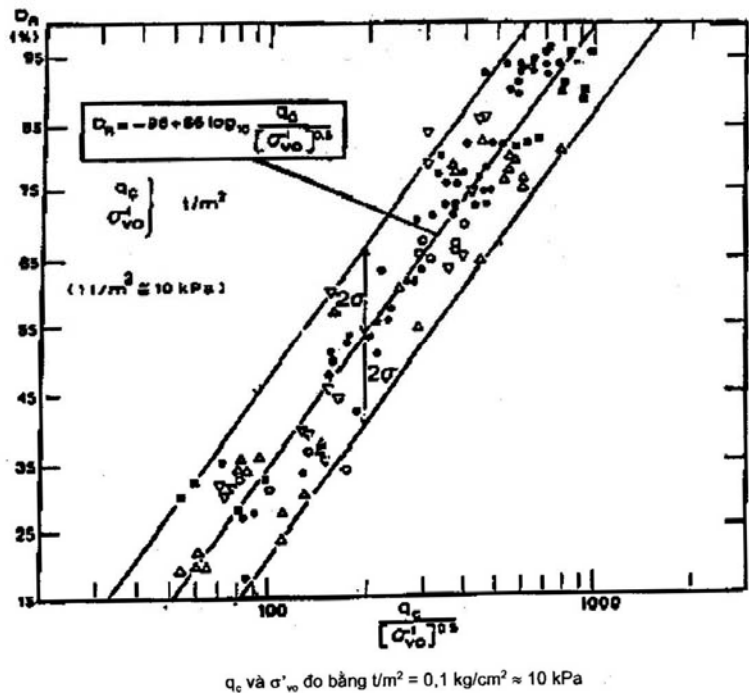


Hình VI-5.b



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

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



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

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

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

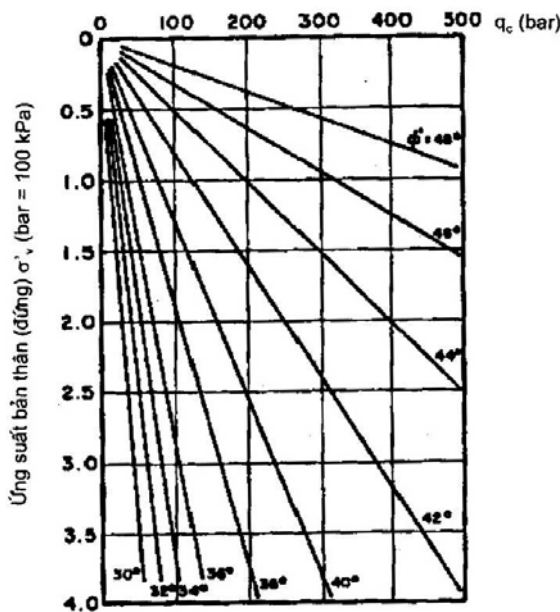
Meyerhof (1956) đề xuất cách ước tính góc ma sát trong của đất dựa trên bảng (VI-7), tương đương với phương trình:

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

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

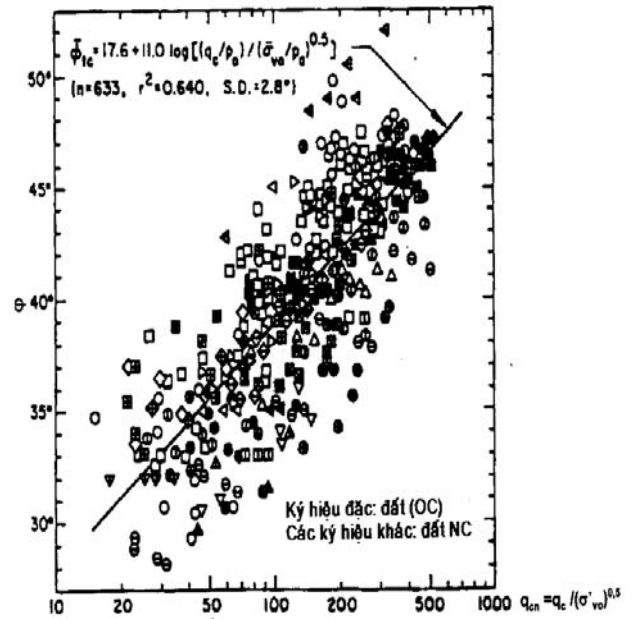
q_c (bar)	< 20	20 ÷ 40	40 ÷ 120	120 ÷ 200	> 200
trạng thái	rất rời	rời	chặt vừa	chặt	rất chặt
φ	< 30	30 ÷ 35	35 ÷ 40	40 ÷ 45	> 45

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



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

(Robertson, Campanella 1983)



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

(Kulhawy, Mayne 1990)

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

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

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

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

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

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

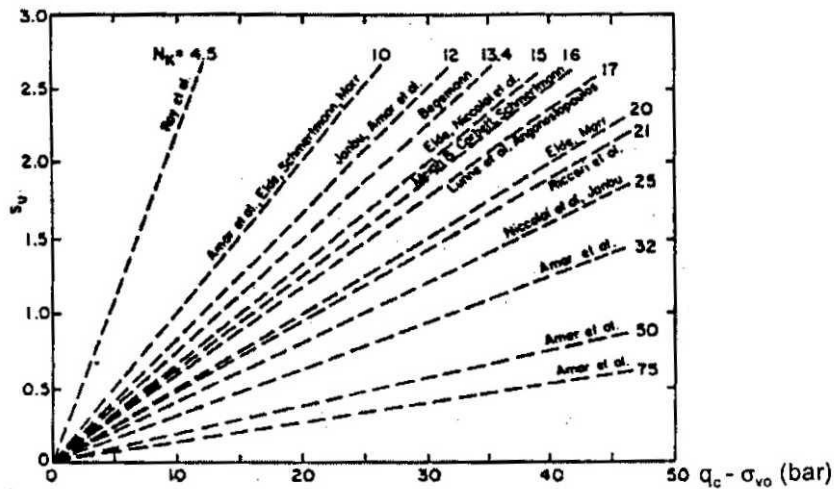
$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (q_c \text{ và } \sigma_{v0} \text{ đo bằng bar}) \tag{VI-23}$$

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

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

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

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



Hình VI-10: Các giá trị của N_k

6.2.6. Đánh giá và nhận xét:

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

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

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

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

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

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

6.3.1. Nguyên lý thí nghiệm:

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

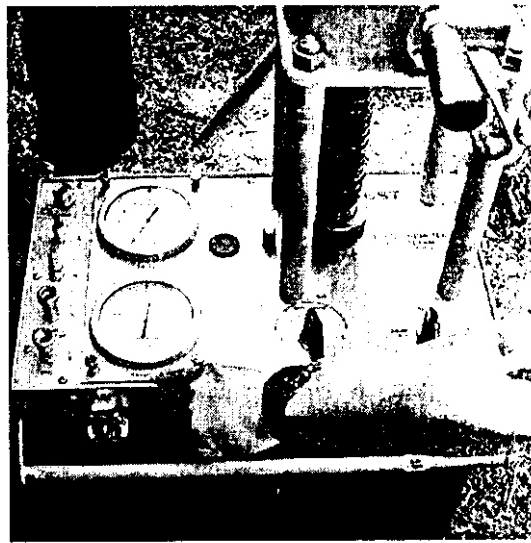
được. Khi bơm nước hoặc khí vào ống thăm thì vỏ các lá thép xếp vòng quanh ống thăm (PMT) giãn nở ra và làm cho đất xung quanh lỗ khoan bị nén ngang, tiến hành đo áp lực P tác dụng lên đất xung quanh ống thăm đồng thời đo được thể tích của nước hoặc khí bơm vào, từ đó ta biết được biến dạng của đất ở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

6.3.2. Các thành phần của thiết bị:

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



Hình VI-11: Buồng PMT
(đang giãn nở)



Hình VI-12: TEXAM

6.3.3. Chuẩn bị thiết bị.

6.3.3.1. Làm bão hoà hộp điều khiển:

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

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

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

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

6.3.3.3. *Làm bão hoà buồng PMT*.

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

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

6.3.3.4. *Kiểm tra độ bão hoà*.

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

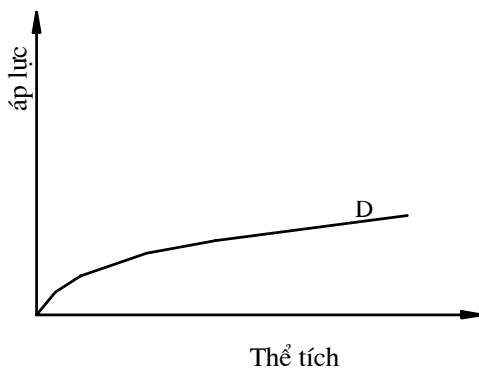
- 1) - Chỉnh van 8 về “chạy với đồng hồ 6” van 9 về “chạy”.
- 2) - Quay tay quay lớn đến áp lực 2500Kpa . Đồng hồ thể tích chỉ $\leq 18\text{cm}^3$ thì bão hoà là tốt.
- 3) - Chuyển van 8 về “đồng hồ 7”. Quay tiếp lên 10.000Kpa . Sau 2 phút, áp lực trên “đồng hồ 7” vẫn phải lớn hơn 9500Kpa .
- 4) - Giảm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

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

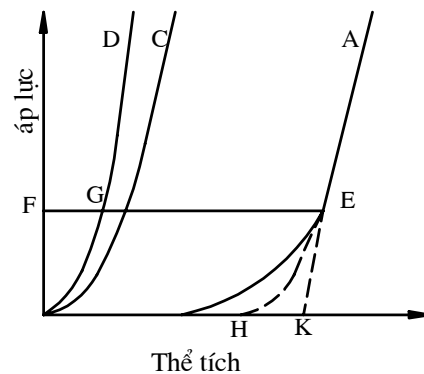
Đặt buồng PMT thẳng đứng trong không khí, mục đích để đo áp lực cần thiết kháng lại độ cứng của bản thân buồng PMT. Sau đó thao tác tiếp theo các bước sau:

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

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



Hình VI-13: Đường hiệu chỉnh áp lực



Hình VI-14: Đường hiệu chỉnh thể tích

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

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

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

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

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

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

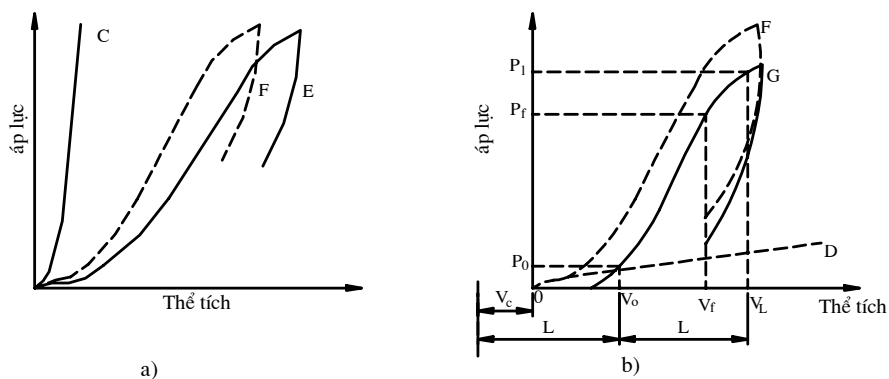
6.3.7. Chuẩn hoá số đọc:

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

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

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

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



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

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

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

Từ đoạn tuyến tính trên đường cong PMT ta có:

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

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

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

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

$$ORC = \frac{P_f}{\sigma'_{v0}} \quad (VI-26)$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

6.4. Thí nghiệm nén ngang DMT (DILATOMETER).

6.4.1. Nguyên lý thí nghiệm:

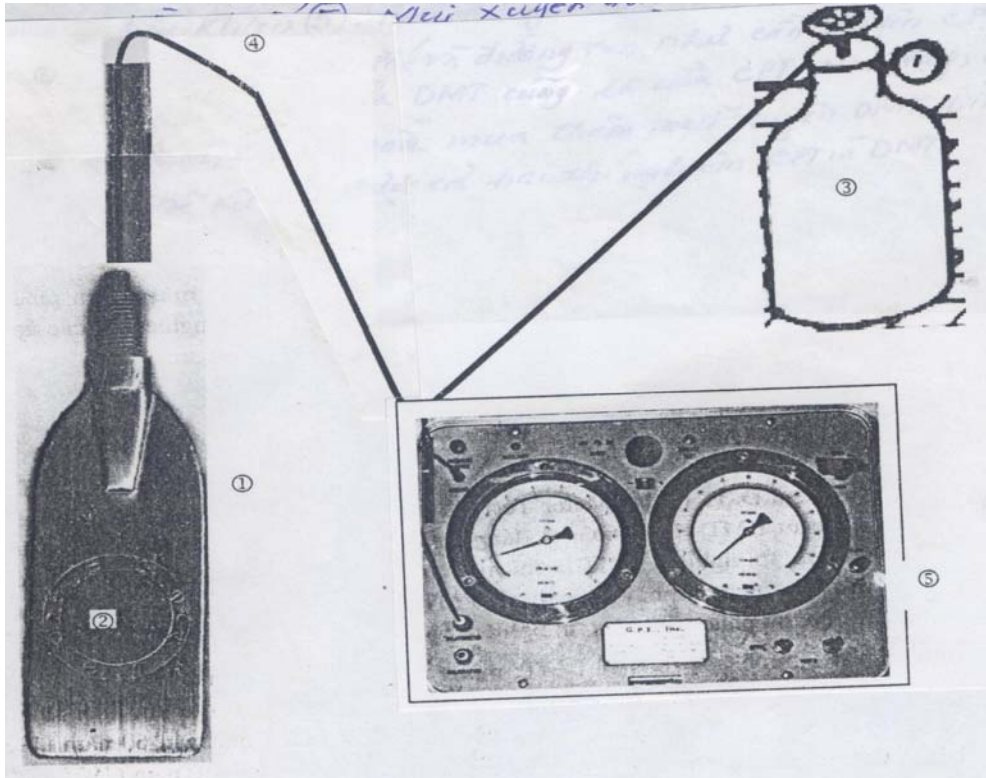
Thí nghiệm DMT (DILATOMETER) là một thí nghiệm nén ngang. Nguyên lý thí nghiệm là dùng một lực đẩy mũi xuyên phẳng (1) trên hình (VI-16) đến vị trí cần thí nghiệm. Kết quả của thí nghiệm được cho các áp suất p_0 , p_1 và p_2 tương ứng với các chuyển vị màng thép (2) trên hình (VI-15) là 0; 1,1 và 0mm.

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

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

6.4.2. Các thành phần của thiết bị:

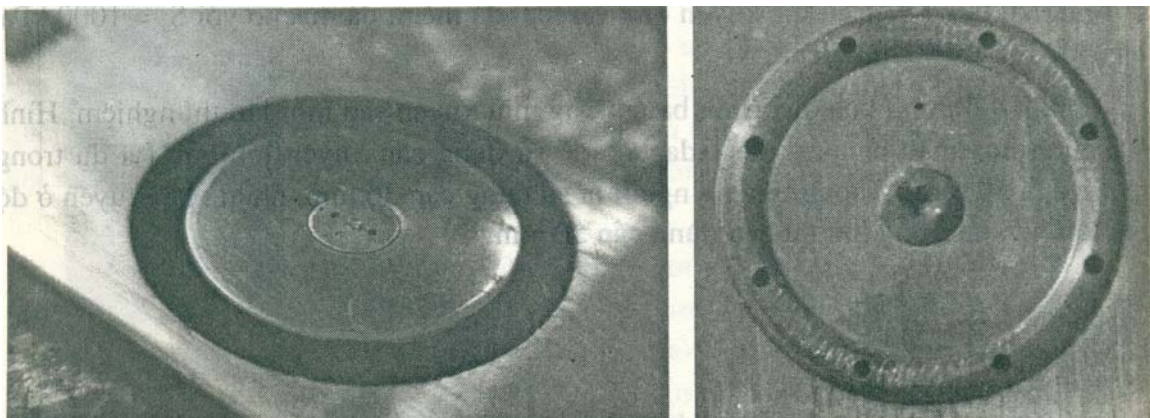
Hình (VI-16) minh họa các thành phần cơ bản của thiết bị DMT: Mũi xuyên phẳng (1), trên đó có gắn màng thép (2); bình khí nén (3); dây cáp dẫn khí nén (4); dây cáp này dẫn khí nén từ bình khí qua hộp điều khiển (5) và dẫn vào trong màng thép (2). Các áp suất trong quá trình thí nghiệm được đo trên đồng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



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

6.4.2.1. Mũi xuyên phẳng.

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



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

a) mặt ngoài,

b) mặt trong

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

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

Nguyên lý hoạt động của màng thép:

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

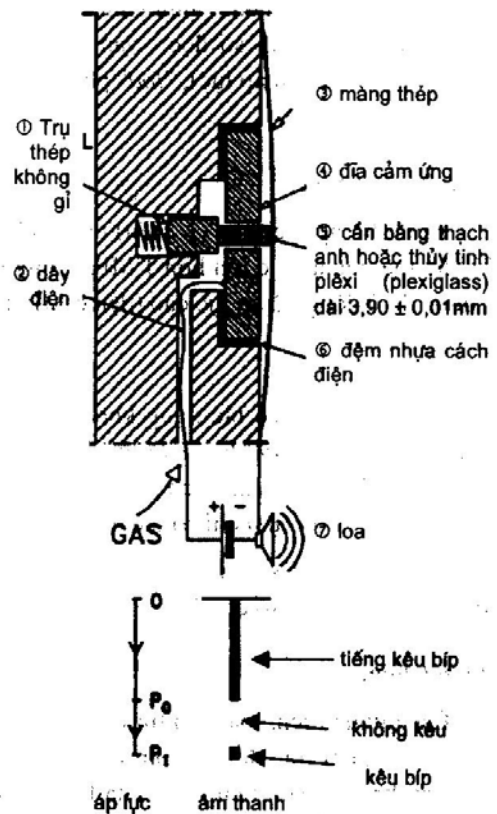
- Màng thép dính với đĩa cảm ứng (lúc màng chưa có áp lực khí nén tác động, cũng như lúc áp lực khí nén vẫn còn thua áp lực ngang tự nhiên P_0 của đất).

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

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

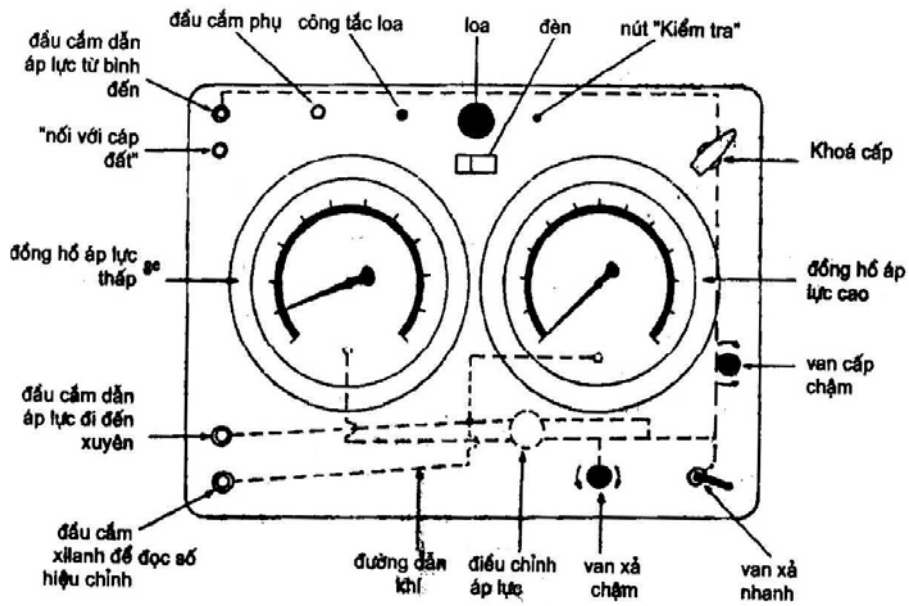
Sau đó không có sự tiếp xúc về điện, tiếng bíp bị tắt. Tiếp tục tăng áp lực khí nén, và ngay sau khi tiếng bíp bắt đầu kêu lại, ta đọc được số đọc B, từ đó tính được P_1 . Sau đó ta phải xả van để giảm áp lực khí nén ngang, tránh để màng thép tiếp tục bị đẩy tiếp ra ngoài, gây hư hại dẫn đối với màng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

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



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

6.4.2.2 Hộp điều khiển:



Hình VI-19: Sơ đồ hộp điều khiển

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

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

2) - Van khí: *Van khóa cấp* có tác dụng khóa hoặc mở dòng khí đi từ bình khí nén đến mũi xuyên. Van khóa cấp luôn luôn mở trong quá trình thí nghiệm (trừ khi đọc ΔA và ΔB). *Van khóa 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 đến van xả chậm để đọc số đọc C.

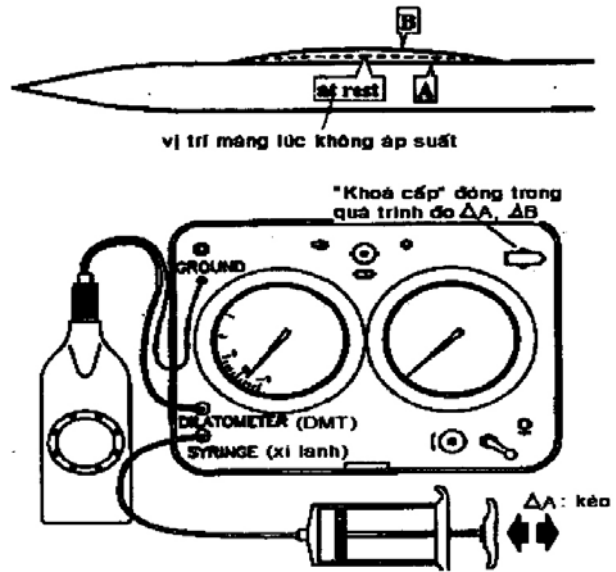
6.4.2.3. Bình khí nén:

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

6.4.3. Tập hợp số đọc hiệu chỉnh:

6.4.3.1. Định nghĩa ΔA và ΔB

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



Hình VI-20: Đọc số đọc ΔA và ΔB

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

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

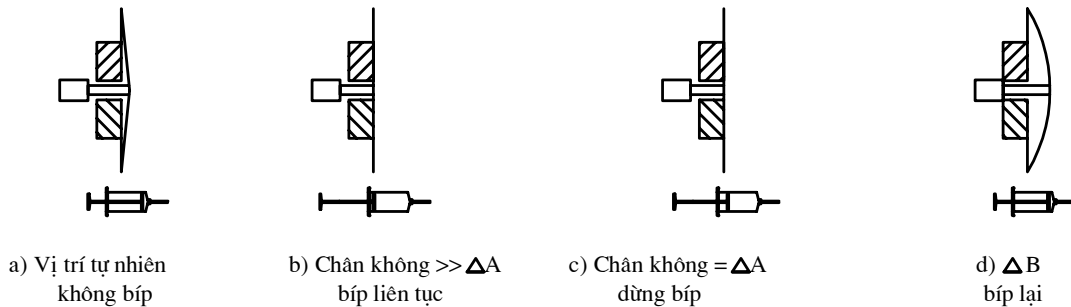
- 1) Đóng van khoá cấp.
- 2) Cắm ống của xi lanh với đầu cắm xi lanh của hộp điều khiển, ban đầu trong xi lanh không có không khí (Hình VI-21.a).
- 3) Kéo xi lanh đến gần hết ống, do đó có một áp lực chân không hút màng thép chạm vào đĩa cảm ứng, tiếng bíp bắt đầu kêu (Hình VI-21.b). Giữ xi lanh khoảng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

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

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

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

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



Hình VI-21

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

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

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

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

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

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

- Đọc ngay số đọc B.

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

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

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

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

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

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

6.4.5.1. Phương pháp tiêu tán DMT-A.

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

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

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

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

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

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

6.4.5.2. Phương pháp tiêu tán DMT-A₂

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

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

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

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

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

6.4.6.1. Chuẩn hoá số đọc:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

6.4.6.2.1. Phân loại đất dựa vào kết quả DMT.

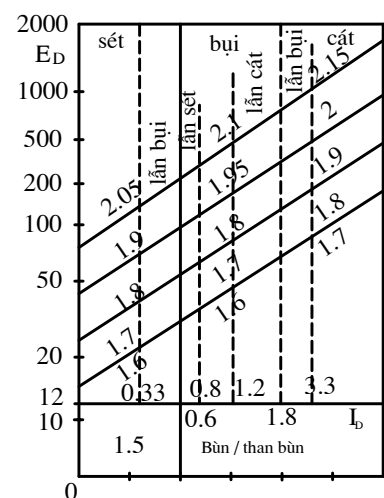
Trên hình (VI-22) minh họa sự phân loại đất tại hiện trường dựa vào chỉ số I_D và E_D và có thể tóm tắt như sau:

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

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

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

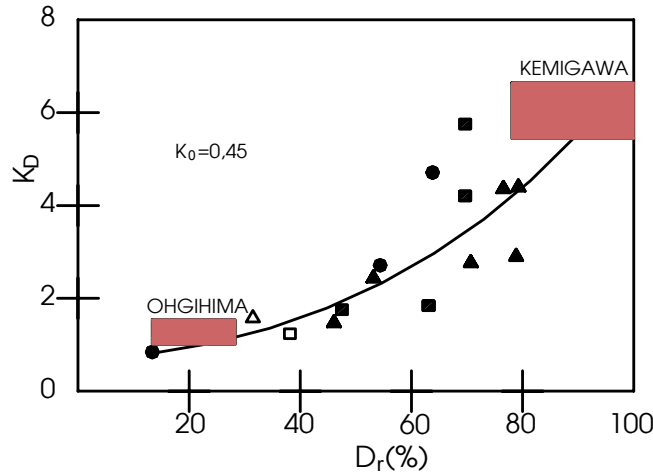
6.4.6.2.2. Đánh giá trạng thái của đất dựa vào kết quả



Hình VI-22

DMT.

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



Hình VI-23: Quan hệ độ chặt (D_r) và (K_0) đất cát cố kết thường, không ximăng hoá

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

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

Môđun biến dạng của đất được xác định như sau :

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

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

Còn trong thí nghiệm DMT được xác định như sau:

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

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

R_M được xác định theo các điều kiện sau:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

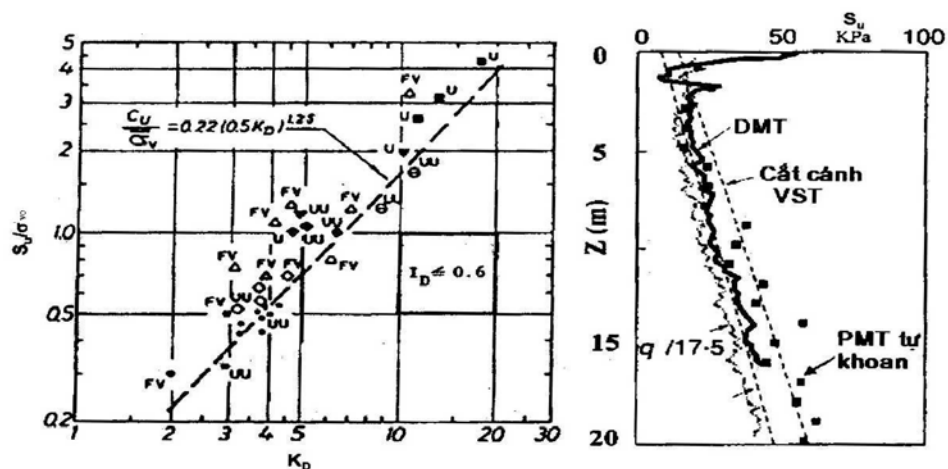
6.4.6.4. Đánh giá sức chống cắt của đất dựa vào kết quả DMT.

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

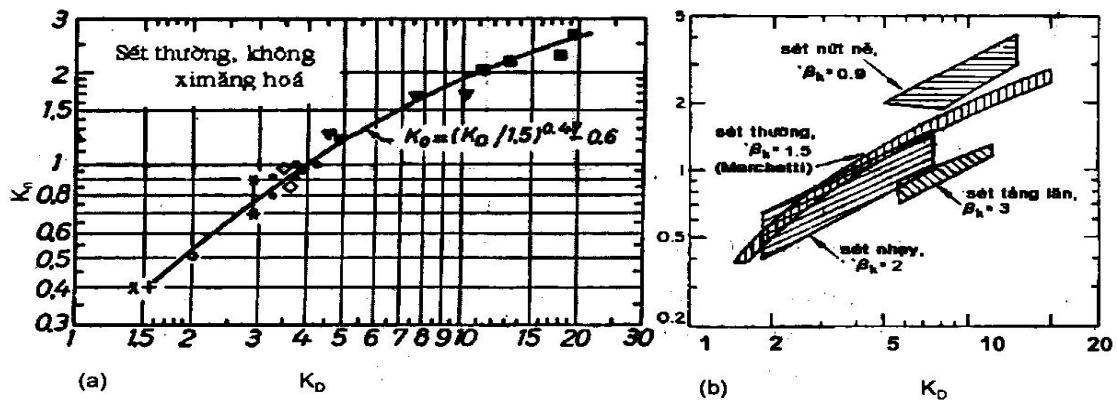
Với đất sét thường (không nứt nẻ, không nhạy cảm); $B=1,5$ (hình VI-26.a):

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

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

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

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



Hình VI-26: Quan hệ giữa K_D và K_0

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

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

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

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

$\beta = 0,35$ với đất sét nhạy cảm.

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

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

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

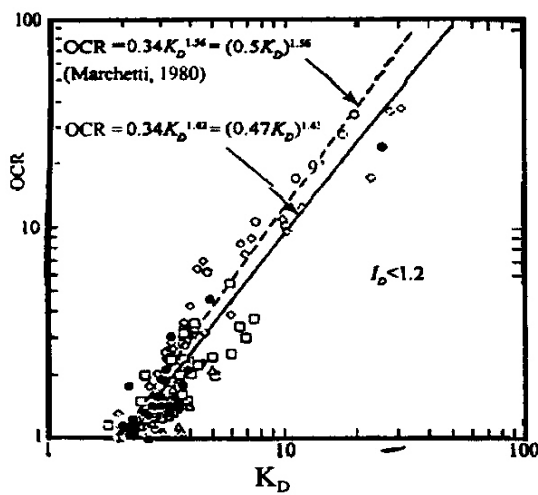
- Với đất sét dưới 70 triệu năm tuổi ($\frac{S_u}{\sigma_{v0}} > 0,8$)

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

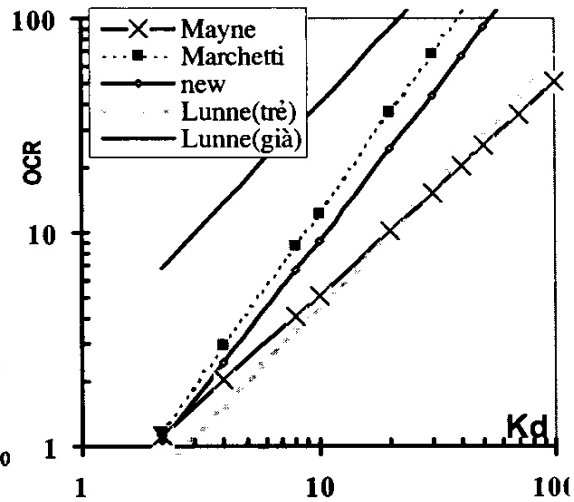
Theo Mayre (1987) đơn giản cho rằng

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

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



Hình VI-27: Quan hệ giữa OCR và K_D



Hình VI-28: Tóm tắt tính OCR theo DMT_D

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

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

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

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

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

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

q_c - sức kháng xuyên mũi từ thí nghiệm CPT.

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

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

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

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

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

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

6.4.7. Đánh giá và nhận xét.

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

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

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

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

Nhược điểm của thí nghiệm DMT là:

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

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

6.5. Thí nghiệm cắt cánh (VST)

6.5.1. Nguyên lý thí nghiệm:

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

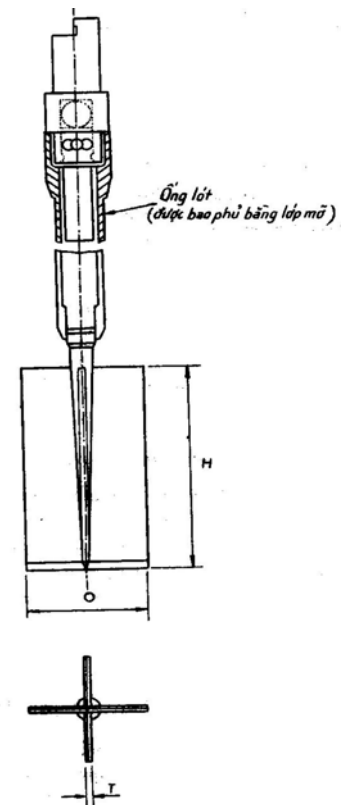
Thí nghiệm này không phù hợp với đất cát do các nguyên nhân sau:

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

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

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

6.5.2. Thiết bị và cách thí nghiệm.



Hình VI-29

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

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

6.5.3. *Tính toán.*

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

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

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

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

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

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

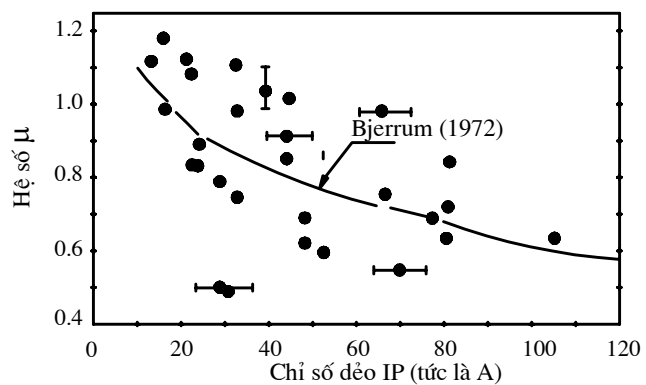
6.5.4. *Hiệu chỉnh S_u đo được từ thí nghiệm cánh cắt.*

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

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

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

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



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

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

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

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

Mayne và Mitchell (1988) cho rằng.

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

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

6.5.6. Nhận xét:

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

6.6. Thí nghiệm bàn nén ở hiện trường.

6.6.1. Nguyên lý thí nghiệm:

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

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

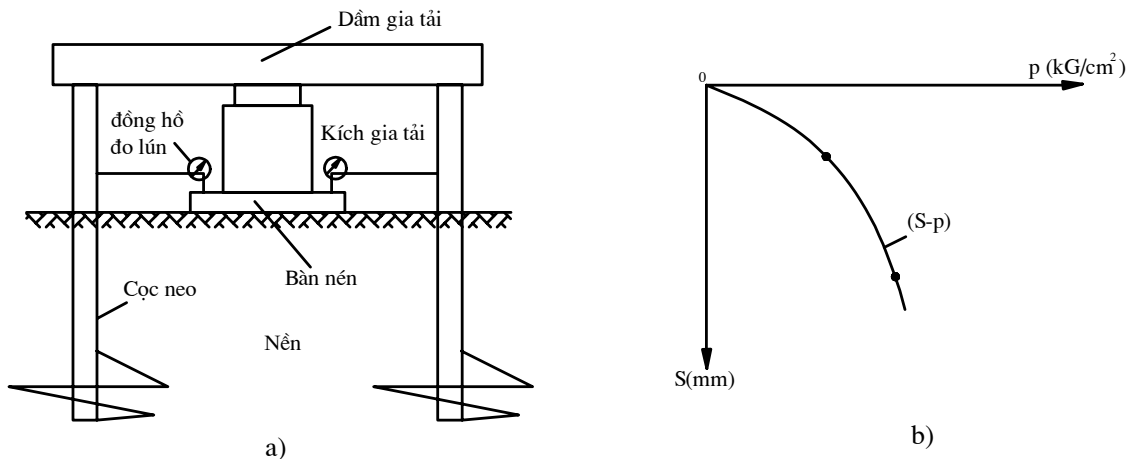
- *Thiết bị:* Kích thước bàn nén khi dùng phải lớn vừa phải để thao tác dễ dàng, khi chọn kích thước bàn nén phải xét tới cấu trúc của đất, các lực tác dụng cần thiết, phương tiện chất tải, kích thước các thiết bị khác, v.v... Tấm nén thường là bằng thép có kích thước hình vuông 70,7x70,7cm, hoặc tấm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

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

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

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

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



Hình VI-31

6.6.3. Trình bày và diễn dịch kết quả.

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

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

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

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

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

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

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

p: áp lực tại đáy bàn nén (kG/cm^2);

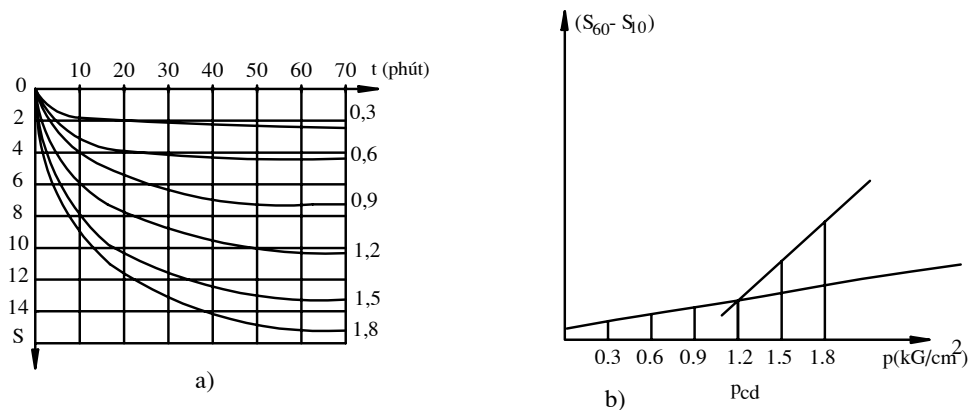
F: diện tích tấm nén (cm^2).

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

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

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

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



Hình VI-32

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

6.6.4. Nhận xét:

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