

DƯƠNG HỒNG THẨM

CƠ HỌC ĐẤT  
(GIẢN LƯỢC)

ĐH MỞ BC TP HCM, 9 – 2004

## LỜI NÓI ĐẦU

---

Cuốn sách này được viết để phục vụ cho sinh viên năm thứ 2 ngành Xây Dựng, Khoa Kỹ thuật và Công nghệ ĐH Mở TpHCM.

Tác giả viết cuốn sách này với tư tưởng chủ đạo là xây dựng nội dung các chương sao cho người học có thể phát triển dần theo 3 mức độ *Biết – Hiểu – Làm được* gì sau khi học xong từng chương.

- “Biết” là từ những chi tiết trong từng đoạn, từng mục và tiểu mục, các phương pháp, kỹ thuật tính toán ...được chọn để nêu ra trong nội chương đó, mà người học có được kiến thức. Biết là giai đoạn *tiếp cận kiến thức*.
- “Hiểu” là sự suy diễn ra từ những chi tiết đã viết trong từng đoạn văn, với ngụ ý sâu xa hơn, là sự tư duy rút ra được ở cấp độ cao hơn một bậc so với mức độ Biết. Hiểu còn là sự mở rộng đến những ứng dụng thực tiễn, giúp phân biệt trường hợp này với trường hợp khác, nâng cao trí tưởng tượng và *suy luận thêm cận kề* cho đến khi thấu đáo các vấn đề của kiến thức.
- “Làm được gì sau khi học xong từng chương” là mục tiêu quan trọng sau cùng mà tác giả mong muốn người học đạt được. Đó là kỹ năng, tay nghề thủ thuật giải quyết các yêu cầu của bài toán để đi đến đáp số, thí dụ: kỹ năng ước tính độ lún của móng bằng phương pháp này, hoặc phương pháp kia; hoặc kỹ năng đọc một đồ thị có trục hoành theo tỷ lệ Logarit...

Với khoảng 200 trang sách, và với nhan đề *Cơ học đất giản lược*, tác giả chưa muốn trình bày sâu các lý thuyết tính toán cao nhưng ít sử dụng cho công việc hàng ngày của một nhà kỹ thuật, hoặc *biết chỉ để biết*. Các thí dụ được chọn lọc và được thiết kế để người học gần gũi với những tình huống thực tế trong đời sống hàng ngày, được tác giả đúc kết từ những kinh nghiệm nhiều năm công tác và nghiên cứu của mình. Nếu để ý, người học sẽ thấy các thí dụ được giải quyết và thường kèm giải thích, kê biên rõ ràng đơn vị tính và không có nhiều các biến đổi, phép toán, phép thế trung gian. Người học sẽ từng bước đọc, nghiền ngẫm các thí dụ, chính mình làm các phép toán trung gian đó và tiến đến có khả năng độc lập giải quyết các bài tập ở cuối các chương. Các bài tập cuối các chương là rất căn bản, số lượng không nhiều, nhưng theo tác giả là rất cần thiết, nếu học kỹ thí dụ, hiểu bài, sẽ làm được. Ngoài ra, tác giả thỉnh thoảng dành một đoạn thảo luận (*in nghiêng*) để trao đổi làm rõ thêm, gần giống như người học đang ở trên lớp. Đi kèm với bài giảng điện tử (sẽ sớm đưa vào thực hiện tại Khoa), người sinh viên được khuyến khích truy cập, đưa lên mạng hay phương tiện phòng máy multimedia của Khoa những nội dung thắc mắc của mình để thảo luận, giống như trong phần thảo luận này vậy.

Dĩ nhiên, cuốn sách này không có tham vọng gói trọn mọi vấn đề của khoa học cơ sở kỹ thuật xây dựng là môn cơ học đất, theo học thuyết truyền thống lẫn hiện đại. Thật ra, kiến thức là vô cùng rộng lớn, với những thành tựu mới của nhân loại được cập nhật từng ngày, từng giờ. Nhưng theo tác giả, cuốn sách là đủ đáp ứng không chỉ cho người sinh viên năm 2 mà còn có thể hữu ích cho ngay cả người kỹ sư xây dựng trước công việc hàng ngày của họ, nhất là giúp họ giải quyết những vấn đề mang tính phổ thông với độ an toàn kỹ thuật và kinh tế thoả đáng.

Sau cùng, tác giả muốn nhắn nhủ đến những sinh viên khi sử dụng cuốn sách này là, học môn gì, ngành nào cũng vậy, cũng phải năng rèn luyện, tự học tự đọc, dành thời gian tối thiểu để làm bài tập, từ dễ đến khó vừa, dần đến khó hơn, trao đổi thảo luận với bạn và giảng viên để nắm vững hơn cho việc học môn cơ học đất nói riêng và các môn học nói chung, cũng chính là sẽ tích lũy cho sự nghiệp về sau của mình. Tuy cuốn sách này được viết giản lược với sự nhiều cố gắng, song không tránh khỏi còn những thiếu sót trong hình thức lẫn nội dung, mong đón nhận những góp ý của người đọc, đồng nghiệp xa gần để cuốn sách ngày càng hoàn thiện hơn, hoàn thành được vai trò của nó là phương tiện giúp đỡ học tập cho người học.

Tác giả chân thành cảm ơn GS.TSKH Lê Bá Lương và TS Cao Văn Triệu đã đọc và góp những ý kiến quý báu cho nội dung học thuật của cuốn sách. Tác giả cũng chân thành cảm ơn trường Đại Học Mở TpHCM đã tạo điều kiện để cuốn sách nhỏ này được in và phát hành rộng rãi đến người học.

Tác giả,

Tiến sĩ Dương Hồng Thẩm

(ĐH Mở, tháng 9/04)

A	Diện tích
a	Số đọc đồng hồ đo chuyển vị trong thí nghiệm nén trên hộp nén
B	Bề rộng của móng (không thứ nguyên B còn chỉ độ sệt của đất)
$C_U$	Hệ số đồng đều
$C_g$	Hệ số độ cong của đường cong phân bố cỡ hạt
$C_C$	Chỉ số nén
$C_\alpha$	tốc độ nén thứ cấp
c	thông số độ bền (nói chung)
$c_u$	Lực dính biểu kiến (ứng suất tổng cộng)
$c'$	Lực dính thoát nước (ứng suất hữu hiệu)
$c_r$	Lực dính thừa dư
$c_w$	Lực dính ngoài (giữa tường chắn và đất sau lưng tường)
$c_v$	Hệ số cố kết (thoát nước phương đứng)
$c_h$	Hệ số cố kết (thoát nước phương ngang)
D	Chiều sâu chôn móng
$D_{10}$	Cỡ hạt mà có 10% khối lượng là mịn hơn cỡ hạt đó
d	Chiều dài lộ trình hạt nước di chuyển đến biên thoát nước
E	Môđuy đàn hồi, Môđuy tổng biến dạng
$\varepsilon$ hay e	Hệ số rỗng (hay còn gọi là tỷ số trống)
F	Hệ số an toàn
$G_s$	Tỷ trọng hạt
g	gia tốc trọng trường, bằng $9,81 \text{ m/s}^2$
H, h	chiều cao cột nước tổng cộng, chiều cao nói chung
$I_p$	Chỉ số dẻo
i	gradient thủy lực
J	Lực dòng thấm
K	Hệ số áp lực ngang; $K_a$ hệ số áp lực ngang chủ động $K_p$ hệ số áp lực ngang bị động
k	Hệ số thấm
M	khối lượng, tức Trọng lượng /gia tốc trọng trường

$m_v$	Hệ số nén thể tích
$N$	Lực pháp tuyến
$N$	Số thâm nhập chuẩn (SPT)
$N_d$	Số điểm rơi giảm thế năng (của lưu vông)
$N_f$	Số kênh lưu
$N_q$	Thừa số khả năng chịu tải (KNCT) theo chiều sâu chôn móng
$N_C$	Thừa số KNCT theo lực dính
$N_\gamma$	Thừa số KNCT (có thể hiểu là theo ma sát hay bề rộng móng)
$n$	Độ rỗng
$n_d$	Số tầng thế
$P_a$	Lực xô chủ động
$P_p$	Lực chống đẩy
$p$	Áp lực, ứng suất
$P$	Tải trọng
$Q$	Tải trọng tập trung
$q_{ult}$	Tải trọng tới hạn (tối hậu)
$q$	lưu lượng thấm
$q$	Áp lực, áp lực tiếp xúc; $q_a$ là khả năng chịu tải cho phép của nền
$q_n$	áp lực rỗng (bỏ ra áp lực do đất đắp)
$S$	Độ bão hòa
$s, s_i, s_c$	Độ lún, độ lún tức thì, độ lún tuyệt đối (sau khi hoàn tất cố kết cơ sở)
$T_v$	Thừa số thời gian (trong bài toán nén cố kết )
$t$	thời gian
$U$	Lực trung hòa (Lực nước tại biên )
$U, U_z$	Mức độ cố kết
$u, u_w$	Áp lực nước lỗ rỗng
$u_e$	áp lực nước lỗ rỗng thặng dư
$u$	áp lực nước lỗ rỗng thủy tĩnh
$V$	Thể tích
$1+v$	thể tích riêng

$v$	vận tốc dòng lưu trong đất
$W$	Trọng lượng
$w$	độ ẩm
$w_{opt}$	độ ẩm tối thuận
$w_L$	giới hạn lỏng (là độ ẩm tại đó bắt đầu chuyển qua trạng thái lỏng)
$w_p$	giới hạn dẻo (Giới hạn lăn)
$z$	Độ sâu
$z$	Cột nước độ cao
$\alpha$	Góc nghiêng của tường
$\beta$	góc nghiêng của mặt đất , mái dốc
$\beta$	góc giữa phương thẳng đứng với tia từ điểm đang xét kẻ đến mép diện chịu tải
$\gamma$	Trọng lượng riêng
$\gamma_d$	Trọng lượng riêng khô
$\gamma_{BH}$	Trọng lượng riêng bão hòa
$\gamma_{đn}$	Trọng lượng riêng đẩy nổi
$\gamma_w, \gamma_{nuoc}$	Trọng lượng riêng nước
$\delta$	Góc ma sát ngoài đất với tường
$\rho$	Tỷ trọng
$\sigma$	Ứng suất pháp : $\sigma_1$ ứng suất pháp chính lớn nhất (chủ yếu); $\sigma_3$ ứng suất pháp chính lớn nhất (chủ yếu); $\sigma_2$ ứng suất pháp chính trung gian.
$\sigma'$	Ứng suất chính hữu hiệu
$\tau$	Ứng suất tiếp (ứng suất cắt): $\tau_f$ ứng suất cắt phá hủy
$\phi$	Hàm thế năng
$\varphi$	Góc ma sát trong của đất
$\varphi'$	góc ma sát trong (trường hợp ứng suất hữu hiệu)

## CHƯƠNG 1

### CÁC ĐẶC TRƯNG CƠ BẢN CỦA ĐẤT

Mục tiêu của chương này là :

- **Biết** nguồn gốc của đất, các yếu tố hình thành liên kết bên trong đất, độ bền của đất, các tính chất đặc trưng của đất xây dựng và có nhiều khuynh hướng để phân loại đất...Đặc biệt, là các mối liên hệ về pha.
- **Hiểu** quá trình từ bản chất của đất xây dựng, qua phân loại đất, đi đến kết luận *ban đầu* về khả năng sử dụng đất làm nền công trình; *sau đó* muốn sử dụng đất đó làm nền công trình phải trải qua quá trình định lượng hoá bằng các thí nghiệm, kiểm nghiệm để tìm ra thông số cơ lý và thông số về tính nén ép ...
- **Làm được** gì sau khi học chương này ?  
Có thể làm được thí nghiệm rây sàng và lắng đọng. Lập sổ đo và ghi;  
Phân loại đất (theo một hệ thống phân loại đất xây dựng nào đó);  
Lập được đường cong phân bố cỡ hạt; từ đó, có thể tính ra cụ thể độ đồng đều, cỡ hạt hữu hiệu, hệ số thấm...  
Tự lập các mối liên hệ về pha trong đất (thay vì nhớ thuộc lòng)

#### §1. Bản chất của đất

##### 1. Đối tượng môn học:

Môn học này giúp người học đánh giá đất làm nền cho công trình xây dựng dựa vào các yếu tố định lượng của đất rút từ thí nghiệm và thực nghiệm. Những yếu tố định lượng quan trọng nhất có thể kể :

- Tính chất vật lý của đất: Dung trọng tự nhiên, dung trọng hạt, độ ẩm, độ bão hòa, hệ số rỗng, độ rỗng, hệ số thấm, các giới hạn trạng thái...
- Tính chất cơ học của đất: Lực dính đơn vị, góc ma sát nội,
- Tính chất nén ép của đất: Môđun tổng biến dạng, chỉ số nén  $C_c$  , hệ số nén  $C_v$  , hệ số nền đàn hồi  $k$  , chỉ số OCR (quá cố kết overconsolidation ratio).

Ngoài ra khi nói đến đất, cũng cần đánh giá đất theo các chỉ tiêu trạng thái: Độ chặt, độ sệt, độ linh động... riêng đất hạt rời, ta thường quan tâm đến Góc trượt trong đất khi có cấu trúc (tường chắn, tường cừ bản) hoặc khi không có cấu trúc (mái dốc, sườn dốc).

##### 2. Quá trình hình thành đất:

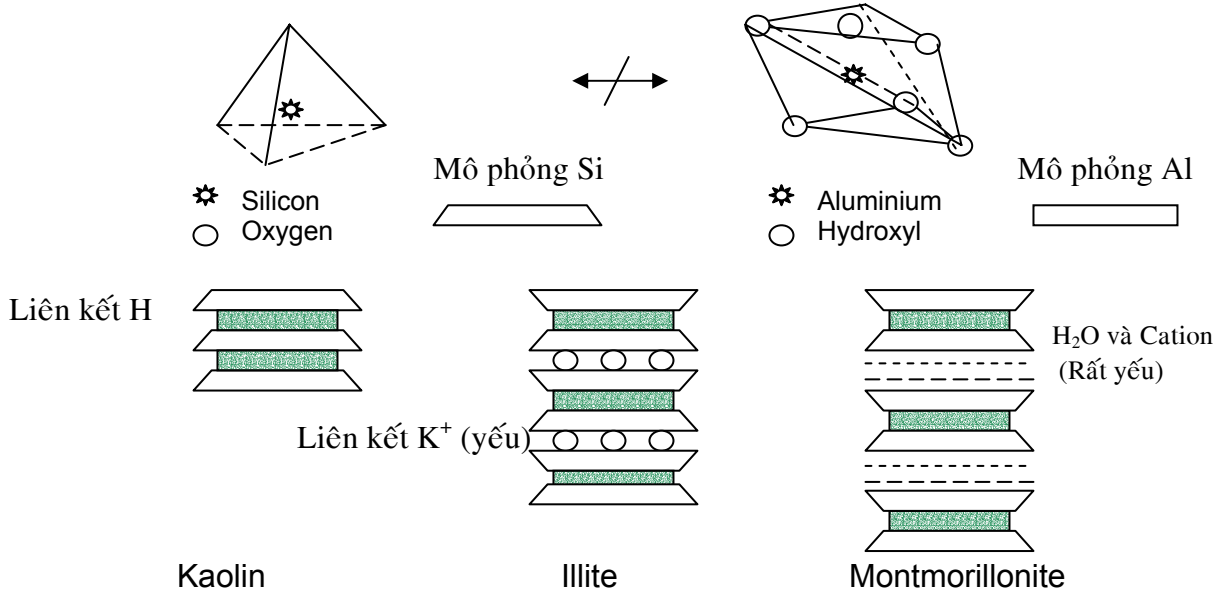
###### 2.1 Các cơ chế dẫn đến sự thành tựu của đất:

Đất là sản phẩm của quá trình phong hóa và bào mòn đá; sau phân hóa, sản phẩm đất có thể di chuyển (do gió, nước mang đi) hay lắng đọng nằm tại chỗ (trầm tích).

Ngoài cơ chế sinh vật (do tác động của động thực vật góp phần làm vỡ nát cấu trúc hạt nguyên sơ) còn có các cơ chế cơ bản sau đây:

Theo cơ chế vật lý, các hạt đất lãn lãn, hoặc đọng tại ao hồ, trầm tích bị nén ép qua hàng ngàn năm... hạt bị bào mòn, vỡ vụn hoặc mài sắc, cuối cùng tụ tập lại hợp thành túi khối (bulky) mà trạng thái sắp xếp giữa các hạt có thể rất lỏng lẻo rời rã, khá chặt hay rất chặt. Theo cơ chế Hóa học, do Nước, O<sub>2</sub> và CO<sub>2</sub> tác động mà các cấu trúc mạng tinh thể được hình thành; phản ứng hóa học tác động lên chủ yếu là các hạt kích thước rất nhỏ (đường kính <0.002 mm – là những hạt keo dính, tích điện). Theo lịch sử hình thành, mạng cấu trúc có thể có những hình dạng đĩa, que kim (rất hiếm) và đặc biệt là hạt cơ sở của một loại đất hạt mịn là đất sét.

- Từ cấu trúc tinh thể, mô phỏng cho dễ hiểu rồi đi đến giải thích độ bền của đất:

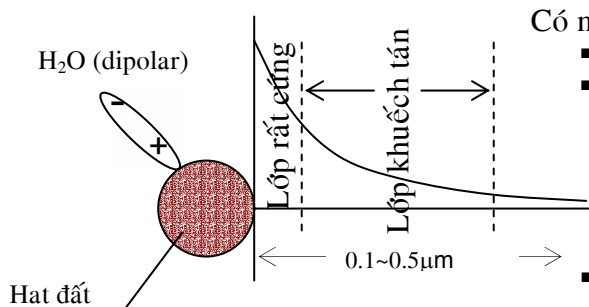


Kaolin: Cấu trúc mạng lưới không đối xứng (tích điện trái dấu ở hai đầu) → hút nhau chặt chẽ, không có chỗ cho nước chui vào

Montmorillonite: Có nước liên kết yếu → các hạt đẩy xa nhau → đất có tính nở và co rất lớn

### 2.2 Lớp kép “Double Layer” là gì ?

Khi bề mặt của hạt đất tích điện âm, và có một lớp cation phân tán ra xa khỏi bề mặt hạt đất, ta gọi đó là một lớp kép. Xung quanh một hạt sét sẽ là những lớp nước, hình thành từ các liên kết hydro, tuy nhiên chỉ những phân tử nước ở đủ xa (lực hút phân tử yếu) sẽ có khuynh hướng chuyển động gọi là nước tự do. Chúng ta học cơ đất là học loại nước tự do này.




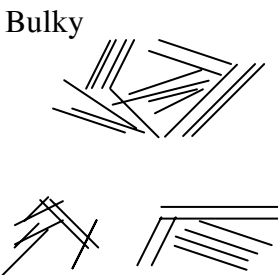
Có nhiều thứ nước xung quanh hạt đất:

- Nước trong khoáng vật của đất:
- Nước kết hợp bề mặt:
  - Hút bám
  - Màn mỏng (film 0.1~0.5 μm):
    - Liên kết mạnh: không truyền áp lực thủy tĩnh
    - Liên kết yếu
- Nước tự do (Không có lực hút phân tử):
  - Mao dẫn: khi W% ↑, KNCT nền ↓
  - Trọng lực (pore water): Nước ngầm

Hình 1.1: Cơ chế hình thành màng nước liên kết quanh hạt đất. Biểu đồ Lực hút phân tử

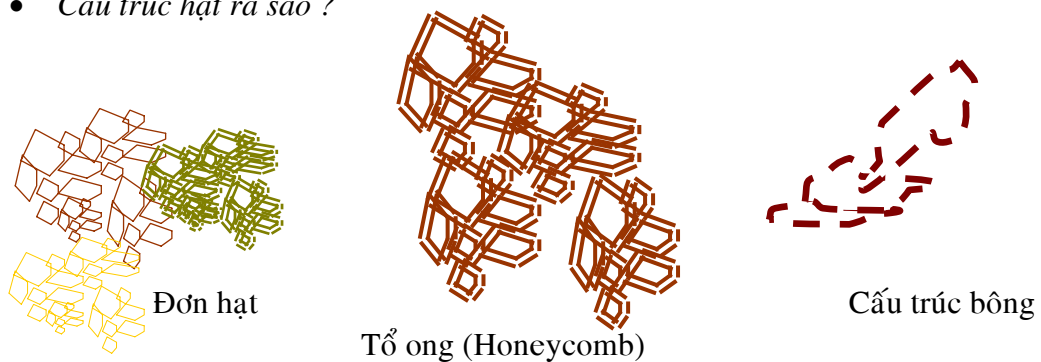


Ghi chú : Lực hút Van der Waals là lực hút giữa các phần tử hạt, giảm nhanh khi khoảng cách giữa các hạt càng tăng.

Hình dáng	Đặc điểm	Phân loại cấu trúc sét	Ghi chú
	Diện–Diện (face-to-face) Cạnh–Diện (edge-to-face) Cạnh–Cạnh (edge to edge)	Cấu trúc phân tán Tơi bông (flocculated)	
Bulky 		Kệ sách (Bookstore) Turbostratic	Tương tác giữa phần tử hạt khoáng hiếm khi có khuynh hướng định hướng theo kiểu Diện-diện; Có thể nối mạch với các hạt cỡ lớn hơn.

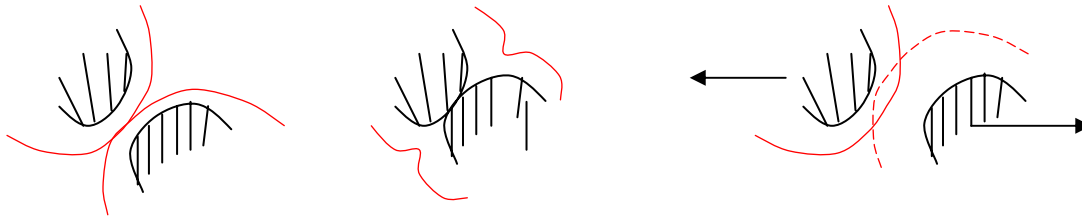
2.3 Hạt là gì ?

- Có đường kính  $D = a \cdot 10^{-3} \text{ mm} \rightarrow 100 \text{ mm}$  ( sự phân loại tùy theo tiêu chí mỗi nước );  
thí dụ: Sét có thể là loại đất có tính dính và dẻo, thường nằm trong dải cỡ hạt sét và bụi;
- Hạt sét : Được liệt vào hạt mịn, gồm bụi và bột;
- Đất rời gồm những hạt và hòn thô, cát là điển hình của đất rời.
  - Cấu trúc hạt ra sao ?



Hình 1.2: Các dạng nối ghép của cấu trúc đất

Có thể có cấu trúc hỗn tạp là tổng hợp của các cấu trúc nói trên, cứng khi nguyên trạng, nhưng rất xốp khi bị xáo trộn (thí dụ: đất sét biển). Nói chung độ bền của liên kết << độ bền của chính bản thân các hạt khoáng.



Màng nước hấp thu ... Sau hàng trăm năm chịu áp lực Xáo trộn gây mất độ bền

Hình 1.3: Diễn tiến của tiến trình mất mát độ bền của đất

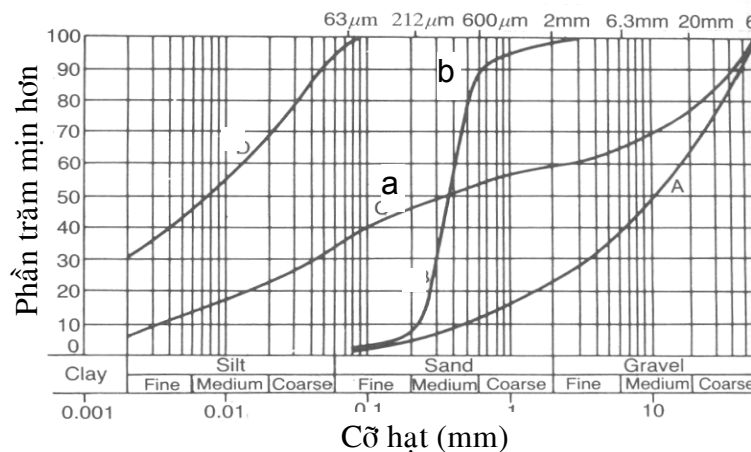
### 3. Một số vấn đề khi xem xét của đất làm nền cho công trình xây dựng:

Một số vấn đề ban đầu liên quan đến đất mà người kỹ sư xây dựng cần biết, đó là:

- Tính đồng đều của đất
- Người ta xét % trọng lượng hạt nằm trong từng dải khoảng kích cỡ khác nhau.
  - Phương pháp rây sàng: Dành cho các loại hạt
    - Xác định % giữ lại trên rây;
    - Tính toán % tích lũy lọt qua rây (% mịn hơn finer)

Hiện nay, các biểu đồ phân bố cỡ hạt thường hay biểu thị theo % mịn hơn (% finer)

- Phương pháp lắng đọng: Áp dụng cho bột & mịn, có  $D > 2 \cdot 10^{-4}$  mm (Lúc đó, hạt chuyển động Brown chứ không Stoke's kiểu  $v = \text{const} \cdot D^2$ )
- Người ta xem từ **đường cong phân bố cỡ hạt**, để xem:
  - Đất có cấp phối tốt không (well-graded or not): Cấp phối tốt khi không có dải (tầm) cỡ hạt nào chiếm số ưu thế và không có kích thước trung gian nào bị khiếm khuyết. Nói khác đi, nếu đất có cỡ hạt chỉ tập trung ở một dải kích cỡ nào đó mà thôi, ta xem đất đó không có cấp phối tốt. Khi đất có cấp phối tốt, *đường cong phân bố cỡ hạt thoải, độ cong đều*.
  - Cấp phối tồi (gọi là “poor-graded”): Cỡ hạt tập trung vào dải hẹp xung quanh một cỡ đường kính nào đó. Khi đất có cấp phối tồi, *đường cong phân bố cỡ hạt gầy, hay dựng dốc gần như dựng đứng*.



Hình 1.4: Đường cong phân bố cỡ hạt :a) thoải (cấp phối tốt; b) dốc đứng (cấp phối tồi)

Nói thêm về đường cong phân bố cỡ hạt (Phương pháp cơ học)

*U.S. Standard Sieve ( Hiện nay đang xài rất phổ biến tại các phòng thí nghiệm LAS):*

Rây sàng số            No. 4    10    20    40    60    100    140    200

Mắt rây tính theo mm 4.76    2.00    0.84    0.42    0.25    0.149    0.105    0.074

Đường cong tích lũy

- Tỷ lệ thẳng không tiện để định cỡ tất cả các hạt (mắt rây từ 200 mm đến 0.002 mm, tức chênh lệch đến chục vạn lần!).
- Tỷ lệ Logarit luôn được dùng để vẽ mối liên hệ giữa % lọt qua và cỡ hạt.
- Thường hay vẽ “ngược”: phía càng xa gốc, cỡ hạt càng bé (xem hình 1.4)

Từ đường cong phân bố cỡ hạt, người ta luôn rút ra các thông số sau:

- Hệ số đồng đều:

Một thông số không thứ nguyên, gọi là độ đồng đều  $C_u$  (hay hệ số Hazen Coefficient):

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1-1)$$

$D_{10}$  được gọi là cỡ hạt hữu hiệu.

$C_u < 5$  ta nói cỡ hạt Khá đồng đều;

$C_u = 5$  ta nói cỡ hạt có Tính đồng đều trung bình;

$C_u > 5$  ta nói cỡ hạt Không đồng đều (đồng nghĩa với “cấp phối tốt” vì có đủ thành phần hạt, hạt nhỏ lấp đầy khoảng trống giữa các hạt lớn, đất sẽ chặt chẽ hơn); hệ số này càng lớn thì cỡ hạt của đất càng không đồng đều. Có thể hình dung rằng đất càng có sự phân bố dãn ra, tức đất dàn trải đủ loại cỡ hạt.

- Hệ số phân cấp cỡ hạt hay còn gọi là hệ số độ cong  $C_g$  (đo lường hình dạng của đường cong phân bố cỡ hạt)

$$C_g = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (1-2)$$

$C_g$  từ 1 đến 3, ta nói cấp phối rất tốt (thuật ngữ chuyên môn là well graded). Nói chung hệ số này biểu thị mức độ thiếu hụt của một cỡ hạt nào đó

- Hệ số thấm (Công thức Allen Hazen)

$$k = 10^{-2} (D_{10})^2 \quad (1-3)$$

Luôn nhớ rằng khi dùng công thức trên,  $D_{10}$  biểu diễn theo **milimet** và hệ số thấm tính theo công thức này có đơn vị **m/s**

- Tính thấm nước: là đặc tính chung của vật liệu có lỗ rỗng (porous medium); đặc tính này có tương quan rõ rệt đến các thông số như cỡ hạt, đường kính độ chặt... đặc biệt khi chịu tải trọng. Điển hình là cát. Sau này, ta có thể thấy hệ số thấm theo hai phương có tài liệu viết là có giá trị khác nhau (ít).

- Tính chịu trương nở: Sự thay đổi thể tích vì có sự chuyển đổi cấu trúc khi độ ẩm tăng lên (tưới ẩm, mưa lũ kéo dài, lũ lụt...).
- Tính từ biến: - Mạng lưới cấu trúc tinh thể hạt khoáng biến hình; - do sự chảy nhớt chậm chạp của màng nước liên kết chặt --> sắp xếp lại chặt dần các hạt.

**Ghi nhớ :** Tất cả các tính chất vừa nêu có mối liên hệ với các thuộc tính mang tính “chỉ số “ ( đó là những thuộc tính chỉ ra loại trạng thái và điều kiện của đất, thí dụ chỉ số dẻo)

## §2. Phân loại đất

### 1. Mục đích của việc phân loại (Tại sao cần phân loại?)

Để diễn tả những loại đất khác nhau kể đến trong thiên nhiên trong một cách thức có hệ thống và thu thập những đất nào có thuộc tính vật lý biệt định thành những nhóm và đơn vị

- Yêu cầu chung của một hệ thống phân loại đất:
  - Dựa trên phương pháp khoa học; đơn giản;
  - cho phép phân loại bằng mắt và những thí nghiệm kinh điển.
  - diễn tả những thuộc tính kỹ thuật nào đó
  - Nên được sự chấp nhận của mọi kỹ sư

### 2. Yêu cầu khi mô tả các loại đất

Mô tả đúng và nhanh chính xác và đầy đủ theo hai đặc trưng: Vật liệu và qui mô khối tảng;

- Đặc trưng chính về vật liệu:

Là đường cong phân bố cỡ hạt và tính dẻo nhờ tiến hành các thí nghiệm tiêu chuẩn, nhìn bằng mắt hay thử công nào đó. Thứ đến, là màu sắc và hình dạng của đất; kể đến là cấu trúc và thành phần các hạt.

- Đặc trưng chính về khối tảng:

Tốt nhất tiến hành mô tả mảng khối (mass) tại thực địa, tuy nhiên cũng có khi tiến hành tại trong phòng trên các mẫu nguyên trạng. Việc mô tả cần nêu về :

- Độ cứng chắc;
- Chi tiết các tầng địa tầng;
- Có hay không sự bất liên tục, hay phong hóa...
- Giới hạn vĩ mô của địa tầng (chẳng hạn như nói có những lăng kính cát hạt mịn và bụi trong đất sét, lưới sét trong tầng cát, túi bọt hay hữu cơ, rễ cây...) Có thể gọi tên theo thuật ngữ thêm yếu tố địa lý ( thêm sông, cửa biển, lòng hồ...)

- Một số ghi nhận mang tính kinh nghiệm:

- Những hạt  $d = 0.06\text{mm}$  là cỡ hạt ranh giới cho hạt thô, có thể nhìn bằng mắt thường và hơi cảm thấy không trơn khi chà xát giữa các ngón tay, còn khi những hạt mịn hơn, thì khi chà xát giữa những ngón tay thấy trơn.
- Trên 2mm là sạn hay sỏi; nhỏ hơn cỡ hạt này thì có thể nhập lại với nhau khi ẩm (lực hút mao dẫn);
- Đối với vật liệu hạt mịn thì quan trọng nhất là phải biết những hạt mịn đó có mang tính dẻo (sét) hay không dẻo (bụi). Muốn biết có tính dẻo hay không ta làm như sau: Nhào

nặng một cục đất, tại một độ ẩm thích hợp. Lực dính được chỉ ra nếu đất, ở độ ẩm thích hợp nào đó, có thể đúc kết thành một cục tương đối cứng chắc, sẽ mang tính dẻo nếu có thể biến dạng mà không nứt hay gãy mà không mất lực dính. Nếu tính dính và tính dẻo không có hoặc ít (yếu) thì hạt mịn đó chủ yếu là không dẻo (bụi).

- Thí dụ về phát biểu mô tả đất:

Dưới đây là kiểu mẫu về cách phát biểu mô tả đất (thường thấy trong những tập báo cáo địa chất công trình)

CÁT, lẫn sỏi sạn, cấp phối tốt, có ít góc cạnh, màu nâu đỏ, trạng thái chặt vừa;

SÉT từng phần, màu xám xanh, đôi chỗ có lẫn ít bụi 0.5 đến 2mm trạng thái dẻo cứng;

### 3. Các kiểu phân loại

#### 3.1 Có nhiều cách phân loại:

- Theo kiểu cấu trúc và tương tác với các hạt xung quanh: Đất rời và đất dính;
- Theo đường kính cỡ hạt: thông qua tỷ lệ giữa các cỡ hạt, mà người ta cho rằng chúng sẽ quyết định tính chất của loại đất;
- Theo các thông số sau thí nghiệm: Sau một số thí nghiệm chuyên biệt, người ta kết luận đất thuộc loại gì theo trạng thái, màu sắc, độ bền và độ chặt..v..v
- Theo các thông số vật lý của một đại lượng nào đó, nhằm phục vụ cho mục tiêu hẹp nào đó về cơ học hay kỹ thuật (thí dụ: dựa vào hệ số no nước, người ta phân loại đất ít ẩm, ẩm hay no nước).
- Theo quan điểm của các nhà khoa học về cơ học đất khác nhau trên thế giới mà có khá nhiều tiêu chí phân loại khác nhau.
- Theo mức độ tác động lên đất của tải trọng các ngành kỹ thuật khác nhau: Ngành giao thông phân loại đất khác với ngành dân dụng (do tải trọng và mức độ tiếp thu tải trọng của đất đối với ngành cầu đường giao thông khác với ngành dân dụng; tải trọng tĩnh và động thì do mức biến dạng khác nhau nên phân loại cũng khác nhau)

#### 3.2 Kiểu phân loại thông dụng:

- Phân loại theo kinh nghiệm: Kiểu phân loại chỉ dựa vào giác quan, trực quan tại hiện trường, năng tính kinh nghiệm và không dựa vào phép phân tích cỡ hạt, hay thí nghiệm gì cả (Thí dụ tham khảo Bảng 1-8 trang 34 giáo trình “ Cơ học đất ” của Bùi Anh Định).
- Phân loại theo các thí nghiệm tiêu chuẩn cơ bản:
  - (Bảng trang 25 Peck)
  - Tiêu chuẩn Anh BS:
  - Tiêu chuẩn ASSHO ( Hiệp hội cầu đường bộ Mỹ)
  - Tiêu chuẩn ASTM ( trang 28 Peck):
    - 1- *Geologic Soil Classification System*
    - 2- *Agronomic Soil Classification System*
    - 3- *Textural Soil Classification System (USDA) :*
      - Chỉ xem Cát, Bụi, Sét, và số lượng hòn sỏi (Gravel)
      - Có đến 12 nhóm con trong hệ thống phân loại này

4-American Association of State Highway Transportation Officials System (AASHTO) :

Có 7 nhóm chính A-1 đến A-7: Hạt A-1 {A-1-a - A-1-b} ; cát & sỏi A-2 {A-2-4 – A-2-5 - A-2-6 - A-2-6} A-3; Hạt mịn (> 35% lọt qua rây số # 200\_):Hạt mịn A-4 A-5; Sét và bụi A-6 A-7

5- Unified Soil Classification System (USCS) :Có những nhóm chính:

[G= Sỏi sạn; S= Cát] [M= Bụi; C = Sét] [O= Hữu cơ] ; đối với đất rời, (Gravel and Sand) dùng chữ P(viết tắt của chữ Poorly Graded hay W = Well Graded ; đối với đất dính (Silt & Clay), dùng chữ L = Low Plastic ( Dẻo thấp ) hoặc H = High Plastic (dẻo cao)

Sỏi sạn:GW = Well Graded Gravel; GP = Poorly Graded Gravel ; GM = Silty Gravel;GC = Clayey Gravel ;Lọt qua rây số # 4 :SW = Well Graded Sand ; SP = Poorly Graded Sand ;SM = Silty Sand ;SC = Clayey Sand ; Lọt qua rây # 200 : ML = Low Plastic Sil (dẻo thấp) ;CL = Sét dẻo thấp (Low Plastic Clay); MH = High Plastic Silt; CH = High Plastic Clay

Cách gọi của nhóm phân loại này khá thông dụng.

6- American Society for Testing and Materials System (ASTM)

7- Federal Aviation Agency System (FAA)

### 3.3 Thí dụ minh họa về cách phân loại đất

Thí dụ 1- 1a:

Dưới đây là bảng tổng hợp kết quả của thí nghiệm rây sàng và lắng đọng:

Rây sàng	Lắng đọng	Phần trăm mịn hơn			
		Đất A	Đất B	Đất C	Đất C
Rây # 4		42	72	95	
Rây # 10		33	55	90	
Rây # 40		20	48	83	
Rây # 60					
Rây # 100		18	42	71	100
Rây # 200	0.074	14	38	55	95
	0.020				69
	0.006				46
	0.002				31
Các giới hạn Atterberg:					
	$\omega_L$	35 %	39 %	55 %	48 %
	$\omega_P$	22 %	27 %	24 %	30 %

Yêu cầu: Phân loại.

Giải:

- Đất D chứa 95 % vật liệu mịn, giới hạn chảy là 48 %, chỉ số dẻo  $I_p = 18$  vừa chớm nằm trên đường A-line trên biểu đồ tính dẻo. Như vậy là loại CI – tức sét có tính dẻo trung gian.
- Cả 3 loại đất A, B, C đều có hơn 12% lọt qua rây số 200 (theo hệ thống phân loại thống nhất Unified Soil Classification System do Casagrande đề xuất năm 1948), ngay lập tức không thể liệt vào loại GW, GP, SW, SP.
  - Loại đất A:
    - Có  $\leq 50$  % lọt qua rây số 4  $\rightarrow$  sỏi sạn chiếm nổi trội. Vậy phải liệt vào G
    - $\omega_L = 35$  % , chỉ số dẻo  $I_p = \omega_L - \omega_P = 35\% - 22\% = 13$  (không ký hiệu là %), vậy nằm ngay trên đường A – line  $\rightarrow$  Xem là loại sét CL.
 Vậy là loại Sỏi sạn lẫn sét.
  - Loại đất B:
    - Có  $< 50$  % lọt qua rây số 200  $\rightarrow$  Liệt vào loại Đất hạt thô, hoặc sỏi hoặc cát. Vậy phải liệt vào G
    - Tính toán % lọt qua rây # 4 và giữ lại trên rây #200:
 
$$72\% - 38\% = 34\%$$

$$100\% - 72\% = 28\%$$
 Vì đến  $34\% > 28\%$  cho nên phần hạt thô chiếm quá bán  $\rightarrow$  đó là loại CÁT

Thí dụ 1-1b:

Để xác định độ chặt hiện trường của một khu vực xây dựng vừa mới san lấp xong, người ta dùng phương pháp phễu rót cát. Khối lượng đất moi bằng thìa ra khỏi một lỗ đào tại bề mặt đất là 4.87 kg. Hố đó được long đầy cát trút ra từ một cái bình bằng nhựa, có trọng lượng 3.86kg. Khi định chuẩn bình cát, người ta long đầy cái bình ấy có thể tích  $0.0048 \text{ m}^3$  phải cần đến một trọng lượng cát là 6.82 kg. Khi xác định độ ẩm, 28.26 gram đất đó, người ta đem sấy khô thì chỉ còn cân nặng 22.2 g. Giả sử tỉ trọng của cát đó là 2.67, hãy xác định trọng lượng riêng tự nhiên và dung trọng khô của đất đó, cũng như xác định độ bão hòa của đất đó.

Giải:

$$\text{Dung trọng của cát trong bình: } \gamma = \frac{6.82 \times 10}{0.0048} = 14208 \text{ N} / \text{m}^3 = 14.208 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$\text{Thể tích của hố đào thí nghiệm: } v = \frac{3.86 \times 10}{14208} = 0.00272 \text{ m}^3$$

$$\text{Dung trọng tự nhiên của đất đó } \gamma = \frac{4.87 \times 10}{0.00272} = 17904 \text{ N} / \text{m}^3 = 17.90 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$\text{Độ ẩm (theo định nghĩa) } \omega = \frac{28.26 - 22.2}{22.2} \times 100 = 27.3\%$$

$$\text{Dung trọng khô (theo định nghĩa) } \gamma_k = \frac{17904}{1 + 27.3} = 14064 \text{ N} / \text{m}^3$$

$$\text{Hệ số rỗng } e = G_s \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_k} - 1 = 2.67 \times \frac{1000}{1406.4} - 1 = 0.899$$

$$\text{Độ bão hòa } S = \frac{\omega G_s}{e} = \frac{27.3 \times 2.67}{0.899} \times 100 = 81.08\%$$

Thí dụ 1-1c: Từ kết quả thí nghiệm rây sàng dưới đây, hãy vẽ đường cong phân bố cỡ hạt. Từ đó a) Xác định cỡ hạt hữu hiệu; b) Hệ số đồng đều và hệ số cấp hạng (hay còn gọi là hệ số độ cong của đường cong phân bố cỡ hạt).

Kích thước Mắt Rây (mm)	Khối lượng giữ lại trên rây
0.074	26.4
0.15	159.9
0.3	122.5
0.6	38.7
1.2	52.8
2.4	36

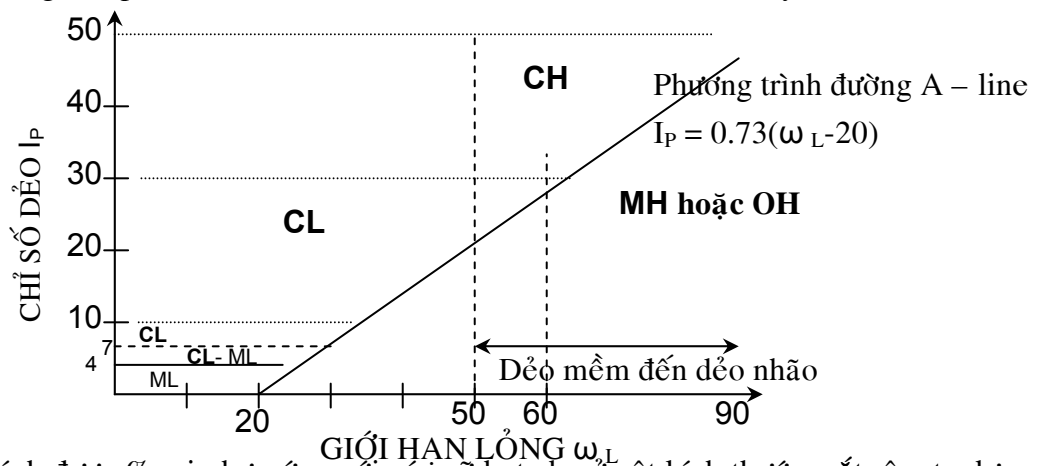
Tổng số khối lượng đất đem vào thí nghiệm rây sàng là 500g

Giải

Trong bài này, người ta không cho khối lượng lọt qua rây, mà người ta lại cho khối lượng giữ lại trên rây. Như vậy, người học cần hiểu cách tính chuyển lại % mịn hơn (chính là % lọt qua rây) bằng cách nghiên cứu cách tính ở bảng sau:

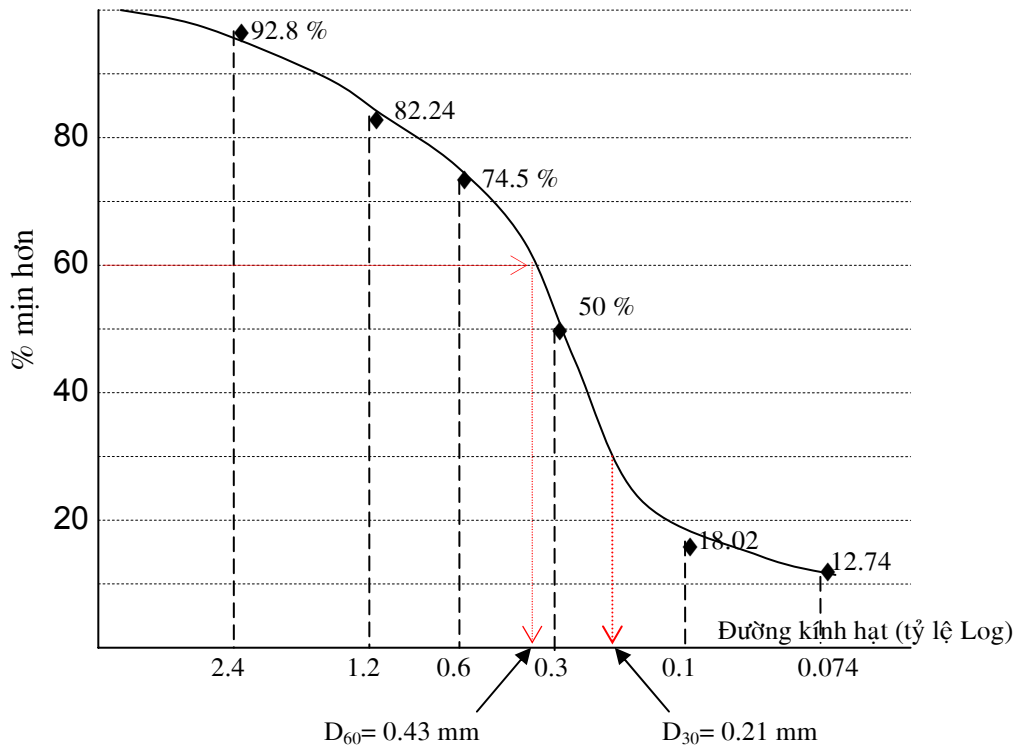
Kích thước mắt rây (mm)	Khối lượng giữ lại trên rây (g)	Phần trăm giữ lại (%)	% Cộng dồn giữ lại	% mịn hơn
2.4	36.0	7.2	7.2	92.8
1.2	52.8	10.56	17.76	82.24
0.6	38.7	7.74	25.50	74.5
0.3	122.5	24.5	50.0	50
0.15	159.9	31.98	81.98	18.02
0.074	26.4	5.28	87.26	12.74

Đường A – line (dùng cho phân loại đất – Theo Unified Soil Classification System):



Sau khi có bảng tính được % mịn hơn ứng với các cỡ hạt cho ở cột kích thước mắt rây, ta dựng được đường cong phân bố cỡ hạt. Như sau:





Dựa vào đường cong vừa dựng được, để xác định được đường kính hữu hiệu, tức  $D_{10}$ , ta làm như sau:

- Trên trục tung, tại trị số 10% mịn hơn, dóng ngang
- Đụng đường cong phân bố cỡ hạt chỗ nào, dóng thẳng đứng xuống trục hoành, được một điểm. Điểm đó chính là  $D_{10}$ , tức đường kính mà có 10% khối lượng nhỏ hơn đường kính này. Ta có  $D_{10} = 0.07$  mm. Lưu ý là trục hoành được lập theo tỷ lệ Log cơ số 10 (Logarit thập phân).

Cách làm tương tự với  $D_{60}$  và  $D_{30}$ . Ta có  $D_{60} = 0.43$  mm,  $D_{30} = 0.21$  mm.

Từ đó theo công thức hệ số đồng đều  $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.43}{0.07} = 6.14$

Hệ số cấp hạng  $C_g = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} = \frac{0.21^2}{0.43 \times 0.07} = 1.47$

Như vậy, vì  $C_u > 5$  ta có thể đánh giá đất này có cỡ hạt không đồng đều, nghĩ a là cấp phối tốt. Vì  $C_g$  trong khoảng từ 1 đến 3, ta hiểu rằng có thể đánh giá đất là gồm đủ mọi cỡ hạt, không có cỡ hạt nào chiếm ưu thế hơn cỡ hạt nào. Tức đất có cấp phối tốt.

Có thể tính ra hệ số thấm của đất này theo công thức *Allen Hazen*)

$$k = 10^{-2} (D_{10})^2 \quad \text{đơn vị m/sec}$$

trong đó  $D_{10}$  tính theo milimet, ở trong bài  $D_{10} = 0.07$  mm. Ta tính ra  $k = 49 \times 10^{-6}$  m/s (hay  $4.9 \times 10^{-3}$  cm/s  $\rightarrow$  có tính thấm khá).

**§3. Những mối liên hệ bên trong đất**

**1. Mối liên hệ về pha (quan trọng)**

Có thể phân loại đất theo tổ hợp 2 hay 3 pha; tuy nhiên, chúng ta học căn bản thì giới hạn lại chỉ xét pha rắn và lỏng, pha khí chỉ nêu sự hiện diện, mà không nói điều gì thêm.

Định danh các thông số :

Trọng lượng (weight, thí dụ Niutơn)

$$W_t = W_{nước} + W_{hạt} \quad \text{viết thành } W_t = W_n + W_h$$

Khối lượng (Mass, thí dụ gram)

$$M_{nước}, M_{hạt} \quad \text{viết thành } M_n, M_h$$

Thể tích

$$V_t = V_{rỗng} + V_{hạt} = V_{khí} + V_{nước} + V_{hạt}$$

Độ ẩm (Ẩm độ):

$$w\% = M_{nước} / M_{hạt}$$

Hệ số rỗng e/ độ rỗng n:

$$e = V_{rỗng} / V_{hạt} \quad n = V_{rỗng} / V$$

Thể tích riêng:

$$v = 1 + e$$

Tỷ trọng của hạt:  $G_s = M_s / \rho_w V_s$  (lưu ý M là mass - khối lượng)

Dung trọng (trọng lượng thể tích) tự nhiên của đất:  $\gamma = W / V$

(lưu ý W có thứ nguyên của lực, thường là Niutơn hay kN)

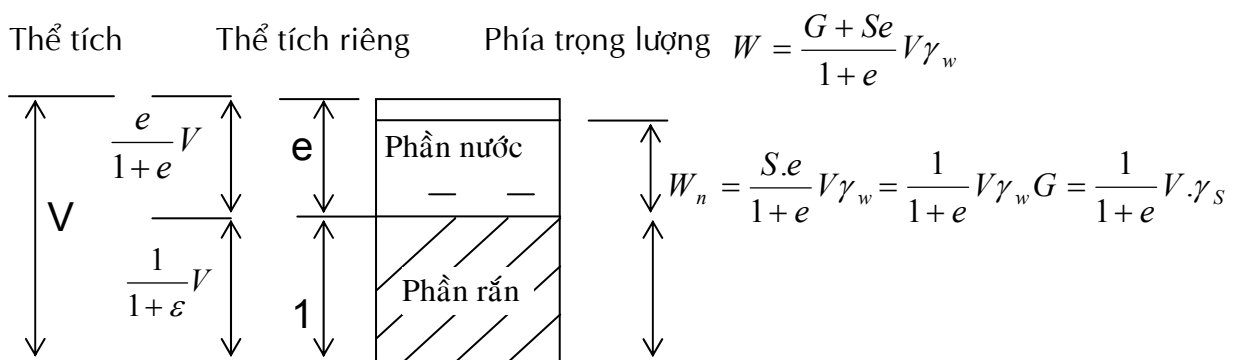
Dung trọng đẩy nổi:

Khi đất tại chỗ hoàn toàn bão hòa, tập đoàn những hạt rắn (thể tích 1; cân nặng  $G_s$   $\gamma_w$ ) bị chịu một lực đẩy lên (lực Archimede), dung trọng đẩy nổi

$$\gamma' = \gamma_{BH} - \gamma_w \quad (1-4)$$

$$\text{Độ chặt tương đối: } D_r = \frac{e_{Max} - e}{e_{Max} - e_{min}}$$

Dưới đây là lược đồ về các mối liên hệ về pha:



Hình 1.6 Lược đồ các mối liên hệ về pha

Dẫn đến công thức cần nhớ 
$$e = \frac{G\omega}{S} \quad (1-5)$$

Trong đó G là tỷ trọng hạt;  $\omega$  là độ ẩm; S (%) độ bão hòa.

Thí dụ 1.2

Mẫu đất trong điều kiện tự nhiên có khối lượng 2290gram và thể tích  $1,15 \times 10^{-3} \text{ m}^3$ . Sau khi sấy khô hoàn toàn ( $105^\circ \text{ C}$ ) trong lò, khối đất chỉ còn nặng 2035 gram. Tỷ trọng hạt là  $G = 2,68$ , hãy xác định độ ẩm, tỷ số trống  $e$ , độ rỗng  $n$ , độ bão hòa.

Giải:

$$\text{Mật độ tự nhiên } \rho = \frac{M}{V} = \frac{2290}{1,15 \times 10^{-3}} = 1990 \text{ kg} / \text{m}^3$$

$$\text{Dung trọng (Trọng lượng riêng)} \gamma = \frac{Mg}{V} = \frac{2290 \times 9,8}{1,15 \times 10^{-3}} = 19500 \text{ N} / \text{m}^3$$

$$\text{Độ ẩm } w = \frac{M_{\text{nuoc}}}{V} = \frac{2290 - 2035}{2035} = 0,125 \quad \text{hay} \quad 12,5\%$$

$$\text{Từ công thức chính thống} \quad \rho = \frac{G_s(1+w)}{1+e} \rho_{\text{nuoc}}$$

$$\text{ta suy ra} \quad e = G_s(1+w) \frac{\rho_{\text{nuoc}}}{\rho} - 1$$

$$\text{Thay các trị số bằng số vào, ta được } e = [2,68 \times (1+0,125) \times \frac{1000}{1990}] - 1 = 0,52$$

Độ rỗng liên hệ với hệ số trống theo công thức:

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0,52}{1+0,52} = 0,34 \quad \text{hay} \quad 34\%$$

$$\text{Độ bão hòa: } S = \frac{G_s w}{e} = \frac{2,68 \times 0,125}{0,52} = 0,645 \quad \text{hay} \quad 64,5\%$$

## 2. Mối liên hệ về độ ẩm – độ chặt (đặc biệt quan trọng cho bài toán đầm nện)

### 2.1 Khái niệm:

- Trong xây dựng nền hạ đường lộ đê đập bằng đất và nhiều dự án kỹ thuật khác, đất rời phải được đầm nện để gia tăng dung trọng của đất, gia tăng đặc tính cơ lý theo chiều hướng có lợi và giảm bớt các thuộc tính bất lợi
- Tại sao phải đầm chặt:  
Với tác dụng đầm đạt một công năng đầm chặt nhất định, có thể làm cho lượng nước cần để đất đạt đến độ chặt lớn nhất, khi đó độ ẩm gọi là độ ẩm tối thuận (hay tối ưu), cùng với độ chặt khô tương ứng gọi là độ chặt khô lớn nhất.
- Đầm nện giúp:
  - Gia tăng độ bền của đất
  - Giảm tính thấm
  - Giảm thiểu độ lún của nền;
  - Gia tăng độ ổn định sườn dốc mái dốc
- Đầm chặt đất có thể được tiến hành hoặc bằng tải trọng tĩnh hoặc động:
  - Lu bánh cứng trơn (Smooth-wheel rollers): Lu đá
  - Lu chân cừu (Sheepfoot rollers): Lu đất á cát pha sỏi sạn
  - Lu bánh hơi (Rubber-tired rollers): Lu nhựa đường

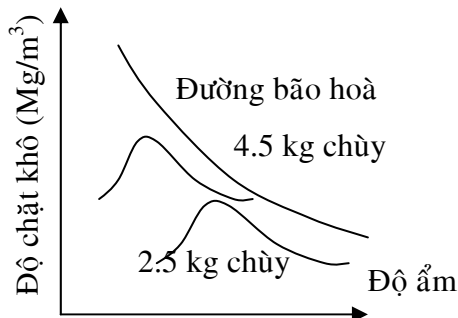
- Đầm rung (*Vibratory Rollers*): Đầm dầm đá cấp phối
- Thổi rung (*Vibroflotation*)
- Dĩa rung: thích hợp cho mọi loại đất, các cạnh bề lên, gắn mô tơ, kéo bằng tay đi khắp bề mặt (thường thấy thi công ngành công chánh)

2.2 Nguyên lý căn bản:

- Mức độ đầm nén của đất được đo bằng dung trọng  $\gamma_{opt}$  của nó, và độ ẩm tối thuận của nó,  $w_c$ .
- Quá trình đầm nén đơn giản là trục xuất không khí ra khỏi khe rỗng trong đất hay ngắn gọn là giảm hệ số rỗng
- Giảm thiểu nước trong lỗ rỗng đồng nghĩa với cố kết.

2.3 Cơ chế đầm chặt đất:

- Bằng cách giảm hệ số rỗng, nhiều đất có thể được gộp cộng lại thành khối. Khi độ ẩm bị cộng theo khối (*water content,  $w_c$ , độ ẩm tăng lên*), những hạt đất sẽ trượt nhiều lên nhau gây giảm thiểu về thể tích tổng cộng, kết quả là cộng thêm đất vào và như thế độ chặt khô sẽ gia tăng tương ứng.
- Gia tăng  $W_c$  sẽ gia tăng mật độ (độ chặt)  $\gamma_{khô}$ . Đến một giới hạn nào đó (% độ ẩm cực đại, gọi là độ ẩm tối thuận). Sau giới hạn này, việc gia tăng  $W_c$  sẽ làm giảm mật độ (độ chặt)
- Độ ẩm tối ưu có liên quan đến các yếu tố sau:
  - Tính dẻo của đất tăng, thì lượng độ ẩm tối ưu cũng tăng;
  - Tùy theo sức đầm chặt, đường cong giữa lượng nước với độ chặt khô dịch lên phía phải, lượng nước tốt nhất giảm thì độ chặt khô tốt nhất tăng;
  - Tương tự, đất hạt thô, có thể đầm chặt đạt đến độ chặt khô lớn hơn đất hạt mịn.
  - Đất càng có hệ số rỗng lớn, càng chịu nén (tức là bị lún nhiều)
  - Một năng lượng đầm chặt cao hơn, sẽ gây một giá trị tối đa của độ chặt khô là lớn hơn, và độ ẩm tối thuận có giá trị bé hơn.



Công thức tổng quát về năng lượng đầm trong thí nghiệm Proctor tiêu chuẩn:

$$E = \frac{(\text{Số chày mỗi lớp} \times \text{Số lớp} \times \text{Trg. Lượng Búa} \times H_{\text{rot}})}{(\text{THỂ TÍCH CỦA CỐI KHUÔN PROCTOR})}$$

Hình 1.7: Đường cong đầm nén theo thí nghiệm Proctor tiêu chuẩn

2.3.1 Thí nghiệm đầm chặt đất

Gọi là thí nghiệm tiêu chuẩn, vì nó giống nhau ở mọi nơi trên thế giới. Như sau:

Khuôn hình trụ có dung tích 1lít.

Đất, lược bỏ đi các hạt sạn  $d > 20\text{mm}$ , được đưavào cối. Chày nặng 2,5 kg được thả rơi tự do 0.3m, 25 đến 27 vồ đầm quanh khắp nơi trong cối. Nếu dùng loại chày 4.5 kg thả rơi

0.45m thì phải làm 5 lớp, mỗi lớp 27 vò thí nghiệm đó được gọi là thí nghiệm Proctor cải tiến.

Rạch để làm nhám bề mặt tiếp xúc các lớp, cho đất lớp mới vào. Đầm tương tự.

Sau khi đã đủ 1lít đất đã đầm, đem xác định dung trọng chung, độ ẩm, và tính toán dung trọng khô của đất trong cối.

Quá trình được làm lặp lại ít nhất 5 lần, gia tăng độ ẩm mỗi lần. Ta có 5 điểm độ ẩm và dung trọng khô (độ chặt khô ở trục tung, độ ẩm ở trục hoành của đồ thị)

Đồ thị sẽ bộc lộ cho thấy có một giá trị độ ẩm nhất định mà tại đó độ chặt hay dung trọng khô là có trị số lớn nhất. Đó chính là độ ẩm tối thuận, nghĩa là tại độ ẩm đó việc đầm nén thuận lợi nhất; nói cách khác, nếu độ ẩm nhỏ hơn hoặc lớn hơn độ ẩm tối thuận, hoặc công đầm nén là chưa đạt (đất cứng quá) hoặc phí công (đất ẩm quá) vẫn không đạt độ ẩm tối nhất.

2.3.2 Sau khi xác định độ ẩm tối thuận trong phòng thí nghiệm, một trong các vấn đề thực tiễn là độ ẩm tối thuận tại hiện trường :

Độ ẩm tối thuận xác định trong phòng thí nghiệm không áp dụng được cho hiện trường, vì những khác biệt giữa năng lượng đầm trong phòng và năng lượng dùng ở hiện trường; ngoài ra trong phòng chỉ dùng những cỡ hạt <20mm hoặc 37.5mm để đầm. Nhưng may thay, độ chặt khô tối đa thu được trong phòng dùng vò chùy 2.5kg và 4.5 kg thì “bao trùm” một quãng rộng các độ chặt khô gây ra do các thiết bị thi công tại hiện trường. Nghĩa là sẽ không ảnh hưởng gì lớn lắm.

Số lượt lu qua một điểm trên hiện trường tùy thuộc vào khối lượng và loại thiết bị, vào chiều dày lớp đất được lu và loại đất. Nói chung có hai giải pháp để đạt được độ chặt khô tối ưu:

*Đầm nén phương pháp:*

Loại thiết bị, khối lượng và số lượt lu qua được chỉ định. Giải pháp này được dùng trong hầu hết các công tác đất.

*Đầm nén sản phẩm chót:*

Độ chặt khô được chỉ định và phải  $\geq$  một phần trăm định trước của độ chặt khô tối đa có được từ trong số những thí nghiệm đầm nén trong phòng tiêu chuẩn.

Giải pháp này thường dùng một cách giới hạn trong vật liệu đắp với tro nhiên liệu tán nhuyễn hoạt tính, hay một số kiểu đắp chọn lọc khác.

#### §4. Tính chất Vật Lý và Cơ học của Đất

Mục tiêu của phần này:

- **Biết** về các thông số tính chất Vật lý, Cơ học và Tính chịu nén ép của đất dựa vào các thí nghiệm trong phòng, hoặc đôi khi tại hiện trường;
- **Hiểu** : trạng thái của đất *từ các thông số về vật lý*, hiểu khả năng chịu lực hay độ bền chống cắt *từ các thông số về cơ học*, và hiểu được khả năng bị biến dạng (lún, sạt xô) nhiều hay ít, thời gian lún kéo dài hay mau khi chịu tải trọng ... *từ các thông số về nén ép*;
- **Làm được gì sau khi học xong chương này ?** Trình tự về các thí nghiệm thiết yếu xác định *độ bền, các thông số nén ép*, để sau cùng là dựng được các đồ thị để dùng vào các tính toán độ lún, thời gian lún, mức độ lún sau một thời gian... Qua các bài tập mô tả kết quả thí nghiệm, có thể hình dung cách làm thí nghiệm để xác định các thông số lý tính như trọng lượng riêng khô, ướt, độ ẩm, hệ số rỗng...

Đất là vật liệu gồm 3 pha, nên tính chất vật lý và cơ học của nó khá phức tạp, liên quan đến nhau rất mật thiết; tuy nhiên ta tạm thời chú trọng hơn ở tính chất cơ học và tính chịu nén ép.

##### 1. Tính chất vật lý của đất

Đất là vật liệu không đồng nhất, không đẳng hướng và tính đàn hồi không rõ rệt lắm (phụ thuộc độ lớn tải trọng, trạng thái vật liệu, loại đất, vị trí độ sâu trong nền...). Cho nên, trước hết, tính chất vật lý của đất *lấy theo số liệu trung bình* của mẫu đại diện.

Có 6 đại lượng vật lý quan trọng nhất cần nhớ định nghĩa, đó là : Hệ số rỗng, độ rỗng, độ ẩm, độ bão hòa, trọng lượng đơn vị và tỷ trọng riêng.

- a. Trọng lượng thể tích  $\gamma$  – Mật độ  $\rho$  & Tỷ trọng riêng  $G_s$ ;
- b. Hệ số rỗng – Độ rỗng – Độ bão hòa – Độ ẩm
- c. Các độ ẩm chuyển đổi trạng thái (Giới hạn Atterberg) – Độ sệt – Chỉ số dẻo
- d. Vật lý về tính thấm của đất – Hệ số thấm

Chúng có quan hệ lẫn nhau (Các công thức liên hệ giữa chúng nên nhớ cách lập ra)

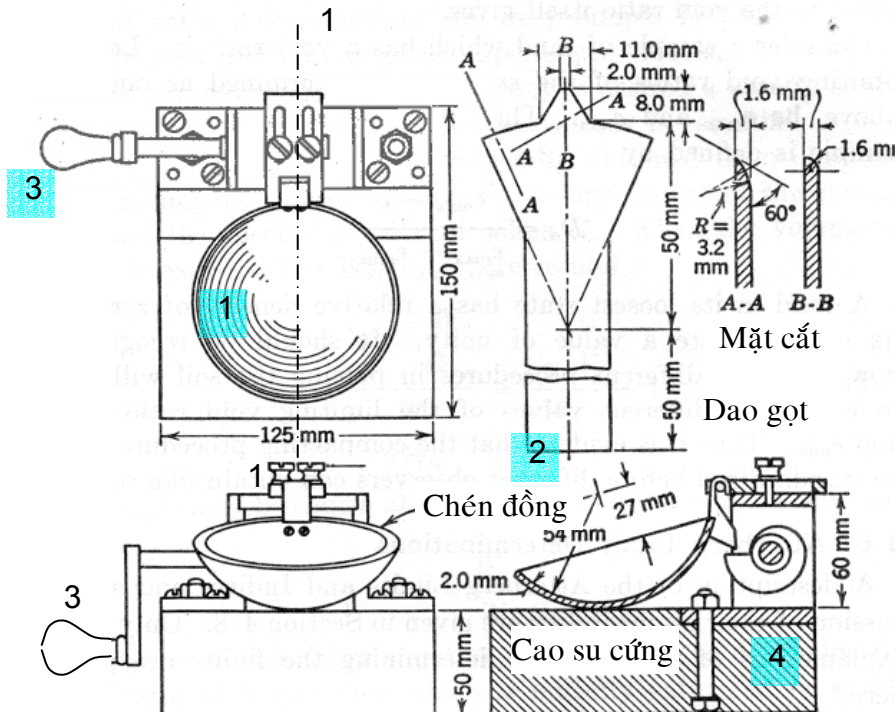
Ngoài ra, cần thuộc kỹ cách xác định giới hạn Atterberg (gồm giới hạn dẻo và giới hạn lỏng), định nghĩa độ sệt B và chỉ số dẻo  $I_p$ .

##### *Xác định các chỉ tiêu trạng thái của đất hạt mịn (lọt qua rây số 200)*

Sau khi tiến hành thí nghiệm lắng đọng để xác định phân bố cho các cỡ hạt  $D < 0.074\text{mm}$ , người ta được các đất hạt mịn (bụi và sét); và để xác định các chỉ tiêu trạng thái của loại đất này phục vụ cho các bài toán về mối liên hệ độ ẩm độ chặt (nói ở mục §3.2, người ta tiến hành thí nghiệm xác định Atterberg về các giới hạn lỏng và dẻo (Giới hạn Atterberg).

Dụng cụ thí nghiệm Atterberg xác định giới hạn lỏng:

Giới hạn chảy hay giới hạn lỏng là trị số độ ẩm mà tại đó, đất bắt đầu chuyển trạng thái từ dẻo sang chảy (lỏng).

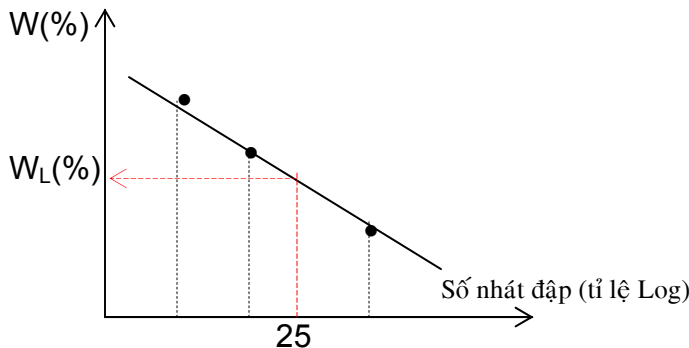


Hình 1-8 Dụng cụ Casagrande để xác định chỉ tiêu các độ ẩm giới hạn Atterberg [2]

Đất (không cần nguyên trạng) được nhào trộn nhiều lần, lượng nước đổ vào để trộn được ghi chú cẩn thận để đối chiếu với độ ẩm được xác định bằng phương pháp sấy khô trong lò về sau; sau đó phết vào dụng cụ nói trên, chuẩn bị tiến hành lần thứ nhất.

Sau khi phết đất đã nhào trộn vào chén Atterberg (1) nói trên, người ta dùng dao (2) để rạch một đường theo trục 1-1 (xem mặt bằng chén trên hình 1.1), đoạn quay bằng tay cần (3) để chén (1) nâng lên (hở khỏi đế cao su (4) độ 10mm) và hạ xuống, tốc độ rơi khoảng 2 lần/giây, đồng thời đếm số nhát rơi sao cho đường hở của đất ở đáy chén dọc trục 1-1 bắt đầu nhập lại với nhau một độ dài khoảng 10-20mm. Ghi ra mẫu đất ấy và nhanh chóng chuyển mẫu đất ấy đi xác định độ ẩm, được  $W_1$ .

Tiến hành làm tương tự như vậy đến lần thứ 3, xác định 3 mẫu có 3 độ ẩm khác nhau  $W_1, W_2, W_3$ , như vậy, người ta có thể vẽ được đường thẳng liên hệ độ ẩm (trục tung) và số nhát đập (trục hoành, tỷ lệ log) có từ 3 lượt thí nghiệm trên. Cuối cùng, người ta đo đóng từ trục hoành tại trị số nhát đập 25, đóng qua trục tung sẽ xác định được một trị số độ ẩm, được gọi là giới hạn lỏng ký hiệu là  $W_L$  (xem hình 1.2).



← Hình 1-8 Xác định trị số độ ẩm gọi là giới hạn dẻo (tương ứng với trị số 25 nhát đập)

- a. Thí nghiệm xác định giới hạn lẫn hay còn gọi là giới hạn dẻo ( ký hiệu là  $W_p$ ):

Giới hạn dẻo là trị số độ ẩm mà tại đó, đất chuyển từ trạng thái cứng sang trạng thái dẻo. Cách tiến hành thí nghiệm như sau: Đất được nhào trộn với lượng nước (thường không nhiều như ở thí nghiệm trước về xác định giới hạn chảy). Người ta ngắt ra từng cục nhỏ và tìm cách se (lăn qua lăn lại trên tấm kính) các cục đó thành que với lực ép đều đặn vừa đủ nhẹ, sợi từ 6mm đường kính **se thành sợi có đường kính độ 3mm**, chiều dài của sợi chừng 50-70mm (bằng chiều rộng các ngón tay khép lại mà ta dùng để se). Đến lúc các que đó **bắt đầu xuất hiện các đường nứt rạn dọc theo thân của sợi đất** đường kính 3mm đó, người ta chuyển đi xác định độ ẩm, thì độ ẩm của đất tại trạng thái lúc đó được gọi là giới hạn dẻo của đất.

## 2. Tính chất chịu nén của đất

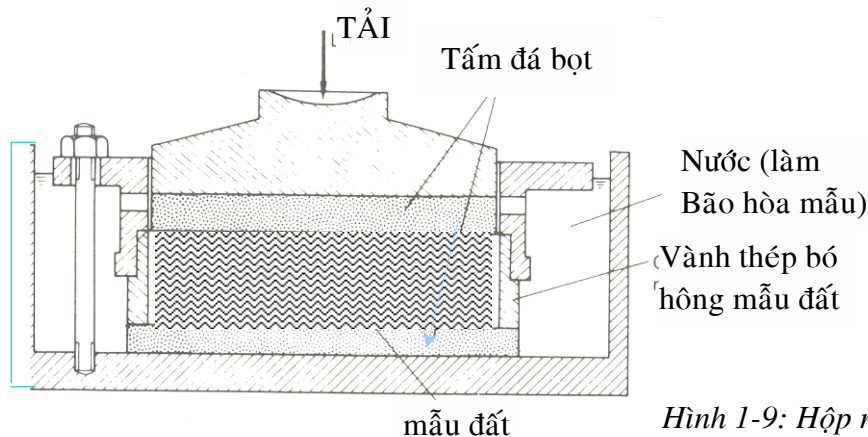
Nói chung, các tính chất cơ học của đất là rất rộng lớn, có thể bao gồm cả tính chịu nén của đất. Tuy nhiên để dễ theo dõi, ta tách riêng tính chịu nén khỏi tính chất cơ học.

- Tính chịu nén (đất dính):

2.1 Được khảo sát nhờ một thí nghiệm trong phòng là nén không nở hông trên hộp nén OEDOMETER (hình 1-9).

### 2.1.1 Mục tiêu thí nghiệm:

Là có được đường cong quan hệ giữa tải trọng nén và biến dạng (i.e, sự biến đổi hệ số rỗng tương ứng với từng cấp tải trọng nén), từ đó người thiết kế có thể dùng đường cong này để ước toán **độ lớn** về sự lún của nền khi chịu tải trọng.



Hình 1-9: Hộp nén OEDOMETER (nén không nở hông mẫu đất)[1]

(Ở cấp tải nhỏ, sự nén rồi dỡ tải là gần như đàn hồi.)

Một loại thí nghiệm khác cũng trên hộp nén này nhưng nếu theo dõi độ lún của mẫu theo thời gian, mục tiêu sẽ là ước tính **thời gian hoàn tất lún**, ước tính độ lún ứng với một thời gian nào đó.

Hai mục tiêu khác nhau về bản chất, một cái chỉ để biết **độ lớn của lún**, cái kia để biết thời gian hoàn tất lún hay để tính **độ lún theo thời gian**. Đây là điều người học cần hết sức chú ý.

### 2.1.2 Trình tự thực hiện:

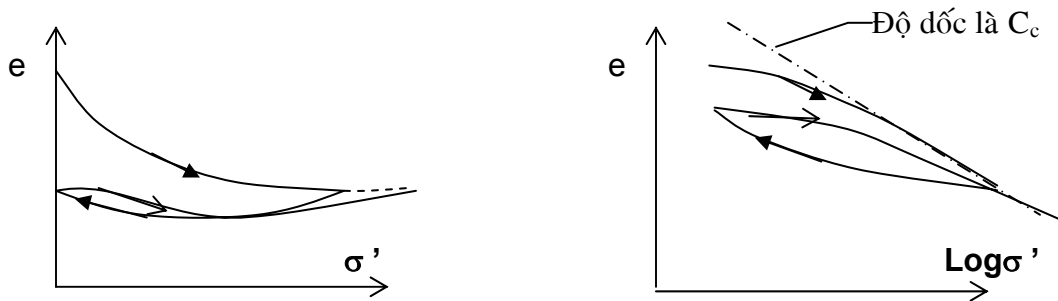
Đất nguyên trạng lấy từ lòng đất lên được bảo quản kỹ lưỡng để không thay đổi độ ẩm và cấu trúc tự nhiên của mẫu, được đưa về phòng thí nghiệm.



Dao vòng cắt đất rất cẩn thận và đưa vào hộp nén (hình 2.1), các cấp tải trọng từ 0.05kgf/cm<sup>2</sup> trở lên được áp đặt lên mẫu, và theo dõi độ lún (xẹp) thẳng đứng của mẫu, khi hết lún mới được tăng lên cấp tải kế tiếp.

Hai tấm đá bọt trên (rất khít với khuôn hộp nén) và bên dưới mẫu đất, trong đó tấm trên được gá với hệ thống gia tải. Cả hai dùng để cho nước trong lỗ rỗng của đất thoát tự do ra ngoài. Vòng bó hông có thể gắn chết với hộp nén hay tự do, mặt trong rất trơn láng để không cản trở mẫu biến dạng đứng; vành này có công dụng tạo ra điều kiện biến dạng hông là zero, tỷ số ứng suất đứng/ngang lúc đó sẽ là hệ số áp lực ngang ở trạng thái nghỉ K<sub>0</sub>.

Hệ số rỗng ban đầu của đất (trạng thái tự nhiên) là e<sub>0</sub>. Dưới tải trọng p<sub>1</sub> hệ số rỗng tương ứng là e<sub>1</sub>. Đường cong σ' ~ e được lập gọi là đường cong nén bó hông (Hình 1-10). Người ta giảm dần các cấp tải, sẽ vẽ được một đường cong khác gọi là đường cong giảm tải. Ta có thể thấy rằng hai đường cong tăng tải và giảm tải không trùng nhau.



Hình 1-10: Đường cong nén bó hông; Trục hoành theo a) ứng suất hữu hiệu σ'; b) Log σ'

### 2.2 Hệ số nén lún của một loại đất:

Được định nghĩa là hệ số góc của đường cong thí nghiệm nén lún. Trị số này càng lớn thì ta nói là đất biến dạng càng nhiều dưới tác dụng của tải trọng. Trị số của a từ 0.005 đến 0.01 (cm<sup>2</sup>/kgf) là tính nén lún vừa, còn a > 0.1 thì tính nén lún rất lớn

$$a = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_2 - \sigma_1} \quad (\text{thứ nguyên } [\text{chiều dài}]^2/[\text{Lực}]) \quad (1-6)$$

Công thức này sẽ được dùng để tính độ lún của nền đất trong một số trường hợp riêng, chẳng hạn như diện chịu tải >> chiều dày lớp chịu nén). Lưu ý trị hữu hiệu của ứng suất (mẫu số)

### 2.3 Hệ số nén thể tích m<sub>v</sub>:

Được định nghĩa là sự thay đổi thể tích mỗi đơn vị thể tích trên mỗi độ tăng đơn vị áp lực hữu hiệu (sẽ học sau). m<sub>v</sub> có thứ nguyên nghịch đảo của áp lực (thí dụ : đơn vị là cm<sup>2</sup>/N)

$$m_v = \frac{1}{1 + e_0} \frac{e_0 - e_1}{\sigma_1 - \sigma_0} = \frac{1}{H_0} \frac{H_0 - H_1}{\sigma_1 - \sigma_0} \quad (1-7)$$

Trị số này không phải hằng số theo loại đất mà tùy thuộc vào khoảng giá trị phân bố ứng suất đang xét (độ gia tăng ứng suất nén thường lấy xấp xỉ 10T/m<sup>2</sup>).

2.4 Chỉ số nén  $C_C$  (không thứ nguyên):

Đây là một thông số quan trọng trong tính toán độ lún công trình vì nó nói lên độ lớn của độ lún sau khi hoàn tất cố kết cơ sở. Thông số này không phản ảnh cố kết thứ cấp có liên quan đến từ biến (tính chất từ từ biến dạng của đất dưới tải trọng kéo dài).

Đơn giản, chỉ số nén giống như hệ số nén  $a$  (công thức (1-6) khi biểu thị áp lực nén được biểu thị theo trục  $\log_{10}$  (Có thể lấy ở phần tuyến tính của đường cong  $e$ - $\text{Log}\sigma$ , thí dụ cấp áp lực 0 -2)

$$C_C = \frac{e_0 - e_2}{\text{Log}(\sigma_2/\sigma_0)} \tag{1-8}$$

2.5 Môđun tổng biến dạng:

Đất không chỉ có biến dạng đàn hồi, mà còn biến dạng dẻo. Vì vậy, nếu loại trừ được biến dạng dẻo, Môđun biến dạng trở thành môđun đàn hồi (đối với đất, điều này rất ít xảy ra).

Nói cách khác, khi biến dạng không tuyến tính, người ta sử dụng môđun biến dạng.

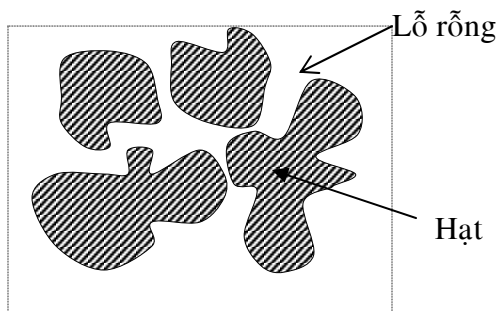
- Tính chất cố kết (khi có sự thoát nước lỗ rỗng trong đất dính):

Độ lún thường xuyên kéo dài theo thời gian liên quan đến sự thoát nước khỏi lỗ rỗng của đất có hệ số thấm nhỏ (hệ số thấm  $k \sim$  từ  $a.10^{-5}$  đến  $a.10^{-7}$  kg/cm). Cho nên, cần tìm hiểu về hệ số thấm trước.

2.5 Xuất phát điểm của vấn đề cố kết đất:

Đó là Định luật thấm của Darcy (cho dòng chảy tầng qua lỗ rỗng của đất)  $\mathbf{v} = \mathbf{q}/A = \mathbf{k}.i$

Trong đó,  $i$  là gradien thủy lực, còn  $k$  là hệ số thấm;  $v$  là vận tốc dòng lưu qua tiết diện toàn bộ  $A$ . Hệ số thấm  $k$  thì có thể từ công thức liên quan đến cỡ hạt hoặc xác định từ hiện trường giới thiệu ở chương sau. Tuy nhiên, lưu tốc thực sự của nước trong lỗ rỗng phải chia cho độ rỗng do không phải diện tích toàn bộ (đã chú ý ở đoạn trên), mà là diện tích trống (xem hình 2.3)



$$A_v = n A \rightarrow v = n v_{\text{thực}}$$

(  $n$  là độ rỗng =  $e/(1+e)$  )  
 ( nghĩa là,  $v_{\text{thực}}$  lớn hơn  $v$  )

Hình 2-3: Sự lưu của nước chỉ qua diện tích trống

Sự thấm qua đất được giới thiệu trong một phần lớn của chương 2 sẽ nói phía sau.

2.6 Các yếu tố ảnh hưởng đến tính thấm của đất:

**CÁT** Hệ số thấm của cát phụ thuộc rất nhiều vào hình dạng (hằng số  $C_{HD}$ ), đường kính

hạt  $D_s$  và hệ số rỗng  $e$  theo công thức sau:  $k = D_s^2 \frac{\gamma}{\mu} \frac{e^3}{1+e} C_{HD} \tag{1-9}$

Lưu ý : Cát không bị sự cản trở của màng nước kết hợp. Cho nên **muốn giảm tính thấm** của đất, có khi chỉ cần pha thêm hạt mịn vào.

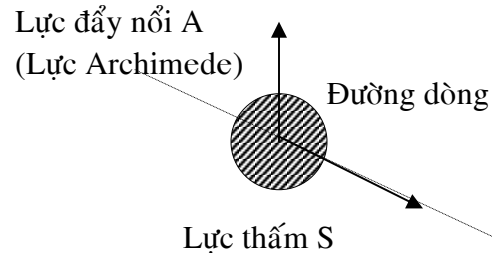
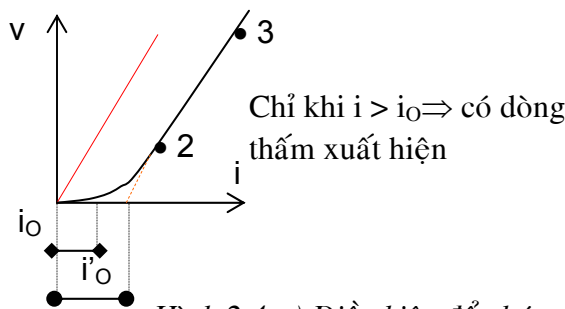
**SÉT** Tính thấm của Sét thì hoàn toàn khác với cát, do:

- Cấu trúc vi mô của các hạt sét có dạng “sắp đĩa”;
- Lớp nước màng mỏng bao quanh hạt, cản trở nước tự do (thu hẹp diện tích lưu qua).
- Thực nghiệm cho thấy rằng : *Đối với đất hạt mịn nói chung, có mối quan hệ tuyến tính giữa (Log k) và hệ số rỗng* (trang 116 sách của Taylor). Bằng việc tái lập các nghiên cứu thực nghiệm về mối quan hệ này cho địa chất VN, các sinh viên có thể tự tìm ra kết quả riêng.
- Theo chiều song song với các lớp địa tầng, hệ số thấm thường lớn hơn *k* theo chiều vuông góc với các lớp địa tầng.
- Màng nước dày lên, thường do sự trao đổi ion  $Na^+$ .

**Muốn làm tăng tính thấm**, phải thêm vào các chất điện giải hoạt tính cao, sẽ làm các hạt nhỏ kết lại thành mảng lớn hơn --> gia tăng lỗ rỗng.

2.7 Gradien thủy lực ban đầu trong đất sét:

Chỉ khi gradien thủy lực > một trị số nhất định nào đó (gọi là gradien thủy lực ban đầu  $i_0$ ) thì dòng thấm mới sinh ra ( Hình 2.4a ). Một hạt đất sẽ chịu các lực của dòng thấm và đẩy nổi (hình 2.4b)



Hình 2.4:a) Điều kiện để phát sinh dòng thấm;b) Lực tác động lên hạt đất.

2.8 Quá trình cố kết đất dính no nước :

Ta chỉ học về lý thuyết cố kết thấm của Terzaghi, theo đó:

- (1) áp lực nước lỗ rỗng giảm dần;
- (2) áp lực do tải ngoài tăng dần, truyền lên bộ khung các hạt đất, tì chống lên nhau, được gọi là **áp lực hữu hiệu**, sẽ được nghiên cứu tỉ mỉ ở các chương 3.

2.9 Hệ số cố kết  $C_v$ :

Trong lý thuyết cố kết của Terzaghi, người ta ký hiệu hệ số cố kết  $C_v$

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \quad (\text{thứ nguyên } [\text{chiều dài (m)}^2] / [\text{thời gian(năm)}]) \quad (1-10)$$

$C_v$  giúp đánh giá thời gian bao lâu thì hoàn tất một % định trước của độ lún cố kết (chương 4).

Hai đại lượng  $C_c$  và  $C_v$  giúp đánh giá khá hoàn chỉnh về các vấn đề chủ yếu liên quan đến độ lún của nền công trình (sẽ học sau ở chương 4).

- Mối liên hệ cơ học giữa áp lực và hệ số rỗng còn tùy thuộc vào lịch sử ứng suất:

Do có một số loại sét trong quá khứ vốn đã chịu áp lực nén > áp lực chịu tại thời điểm hiện nay. Đất đó gọi là đã cố kết trước, có nhiều nguyên nhân giải thích cho hiện tượng này.

### 3. Tính chất cơ học của đất

- Độ bền (khả năng chống cắt, độ bền thừa dư):

Là tính chất hết sức quan trọng trong tính toán cơ đất và nền móng công trình. Độ bền (còn gọi là sức chống cắt) được hợp thành từ *sức chịu ma sát bên trong các hạt khi chịu tải trọng và lực dính giữa các hạt đất, có thứ nguyên của ứng suất* ( $[Lực]/[diện tích]$  thí dụ :  $kN/m^2$ ).

Có 2 cách xác định độ bền của đất : bằng thí nghiệm trong phòng hoặc hiện trường.

- Trọng gói, thường ký hiệu là  $s_u$  (Đây là xu hướng nghiên cứu cơ học đất hiện đại)
- Tách ra hai thành phần: lực dính đơn vị ( $C$ ) và lực ma sát trong ( $\sigma \tan \varphi$ );

$$\tau_f = s_u = C + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (1-11)$$

*Lưu ý lực dính (Cohesion) và ma sát trong (internal friction) nêu trên là giữa vật liệu đất với đất; khi xét lực dính giữa đất với vật liệu khác như thép hay bê tông, ta phải dùng lực dính bám bết (adhesion) và góc ma sát ngoài (external friction angle), đều là một phần trăm nào đó của lực dính và góc ma sát trong.*

Để xác định  $C$  và  $\tan \varphi$ , **trong phòng thí nghiệm** người ta tiến hành

- Cắt trực tiếp đất;
- Cắt đơn giản mẫu đất bằng vòng xoắn bao quanh mẫu;
- Nén trên máy nén 3 trục cho đến khi phá hoại mẫu;
- Nén đơn trục không bó hông, xác định  $q_u$ .

**Trên thực địa**, có nhiều cách để xác định độ bền chống cắt của đất, có thể kể:

- Cắt cánh (vane test);
- Cắt đất trong hố theo hiện trường
- Bàn nén hiện trường
- Độ bền nén của nền đường bộ, sân bay, bãi...:

Trong ngành đường lộ, hoặc khi phải thiết kế nền bãi của công trình kho xưởng nhíp lớn... người ta có khi sử dụng một chỉ số gọi là chỉ số sức chịu CBR (chữ viết tắt của California Bearing Ratio). Một cách ngắn gọn, Nén đo chỉ số CBR có thể được tiến hành bằng cách nén thâm nhập một nòng pistông đường kính 55mm xuống nền, tốc độ ấn 1.27mm/phút cho lút vào đất một đoạn 5,08mm (tổng hành trình đến 15mm); đo áp lực lúc đó và so với cách làm tương tự nhưng với đá vụn, 10,3 Mpa, tỷ số đó là CBR.

- Các yếu tố ảnh hưởng đến cơ tính của đất

Do có hai loại đối tượng đất là

- (1) Đất tự nhiên làm nền của công trình;
- (2) Công trình làm bằng đất, nhân tạo (con người chế tạo lại đất tự nhiên) trong bối cảnh công trình chịu tác động của môi trường.

Có một số yếu tố ảnh hưởng đến tính chất cơ học của đất, có thể kể vắn tắt như sau:

- Từ loại đất: đất rời và đất dính (sự phân bố khả năng tiếp thụ tải trọng khác nhau);
- Ảnh hưởng của rung động, động đất, tính lún sụt hoặc trương nở;
- Lũ lụt, mưa lũ kéo dài (độ ẩm dẫn đến giảm thiểu độ bền)
- Hóa chất lan truyền trong lòng đất (Ô nhiễm)
- Những phương pháp nghiên cứu tổng quát khác nhau sẽ cho ra trị số độ bền khác nhau (mẫu đem nghiên cứu không đại diện).

#### 4. Tính lưu biến của đất

Có thể nêu lên hai tính lưu biến chính:

**Từ biến** là sự biến dạng của sườn cấu trúc theo thời gian khi tải trọng không thay đổi, có thể dưới tải trọng nén hoặc cắt.

**Tính chùng ứng suất** (relaxation) là quá trình sụt giảm ứng suất trong đất dưới một biến dạng không thay đổi.

Cả hai có liên quan đến các liên kết dính nhớt giữa các phần tử của sườn cấu trúc.

##### **Thảo luận:**

*Dưới các tải trọng lớn vô hạn, đất lại có một độ bền nhất định, gọi là độ bền dài hạn.*

*Trong điều kiện giáo trình này, không đi sâu trình bày vấn đề này, chỉ giới thiệu.*

## CHƯƠNG 2

## DÒNG LƯU CỦA NƯỚC TRONG ĐẤT – TÍNH THẤM VÀ SỰ THẤM

Mục tiêu của chương này:

- **Biết** cơ chế hình thành dòng lưu trong đất khi có sự thấm. Sự phát sinh dòng thấm trong đất tùy thuộc vào loại đất. Biết cách xác định hệ số thấm và cách dựng lưới thấm bằng đồ giải Casagrande để tính toán lưu lượng và áp lực của dòng thấm trong đất.
- **Hiểu** : dòng thấm ảnh hưởng lên ứng suất hữu hiệu (là đại lượng chủ yếu trong các tính toán về độ lún, thời gian hoàn tất lún, lực đẩy nổi tác dụng lên đê đập công trình thủy, và hệ số áp lực hông...). Dòng thấm trong đất nói chung gây ra ảnh hưởng bất lợi cho nền công trình nhân tạo hay mái dốc tự nhiên.
- **Làm được** gì sau khi học xong chương này ?  
Đo được áp lực nước lỗ rỗng của đất bằng ống đứng hở (piezometer);  
Tính được áp lực đẩy nổi dưới các công trình đê đập, tường cừ chắn đất hố đào, đánh giá nguy cơ bùng nền do xuất hiện dòng thấm...  
Người học tính toán được ứng suất hữu hiệu trong các loại đất khác nhau, phân tích để liệt kê được một cách đầy đủ và định lượng trị số áp lực do dòng thấm xung quanh hố móng, nền công trình thủy lợi dân dụng và cầu đường...

## § 1. DÒNG LƯU CỦA NƯỚC TRONG ĐẤT – TÍNH THẤM

## 1. Một số khái niệm ban đầu về dòng lưu trong đất

Đất là một môi trường 3 pha (rắn lỏng và khí), có lỗ rỗng giữa các hạt và nước tự do có thể lưu qua các lỗ rỗng này từ điểm có năng lượng cao sang điểm có năng lượng thấp (thế năng). Chúng ta sẽ học những ứng suất trong đất, khi chịu hay không chịu sự chi phối của sự lưu của nước tự do qua lỗ rỗng của đất.

*1.1 Tại sao cần học sự lưu của nước trong môi trường rỗng?*

- Để ước tính lượng dòng thấm dưới đất
- Để xác định lượng nước có thể thoát ra từ dưới nền công trình thủy (đê đập), hố móng.
- Để xác định áp lực nước lỗ rỗng (pore water pressure)/ ứng suất hữu hiệu do trọng lượng bản thân của đất (effective geostatic stresses).
- Để xác định sự thay đổi thể tích trong các lớp đất (cố kết đất \_ soil consolidation) và độ lún của nền móng.

*1.2 Dòng lưu của nước trong đất phụ thuộc vào:*

- 1- Độ rỗng của đất
- 2- Loại đất (Cỡ hạt và độ lèn chặt giữa các hạt – particle shape - degree of packing)
- 3- Độ nhớt của lưu chất trong đất - Nhiệt độ – Những thành phần hóa học;
- 4- Sự chênh lệch về năng lượng thể hiện bằng cột nước tổng cộng (chiều cao cột nước tổng cộng là tổng của các chiều cao Cột nước áp lực+ Cột nước vận tốc (velocity head) + Cột nước độ cao (Elevation head )

Do hệ số thấm nhỏ, sự lưu của nước thuộc chế độ chảy tầng, nên có thể bỏ qua cột nước vận tốc trong biểu thức tổng quát của cột nước tổng cộng.

1.3 Gradient thủy lực là gì ? Là tỉ số chiều cao cột nước áp lực tổng chia cho chiều dài dòng thấm.

$$H = z + \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v}{g} \quad (2-1)$$

Phương trình Bernoulli's trong đất cột áp tổng:

## 2 Dòng lưu của nước trong đất

2.1 Cột nước thủy lực trong đất:

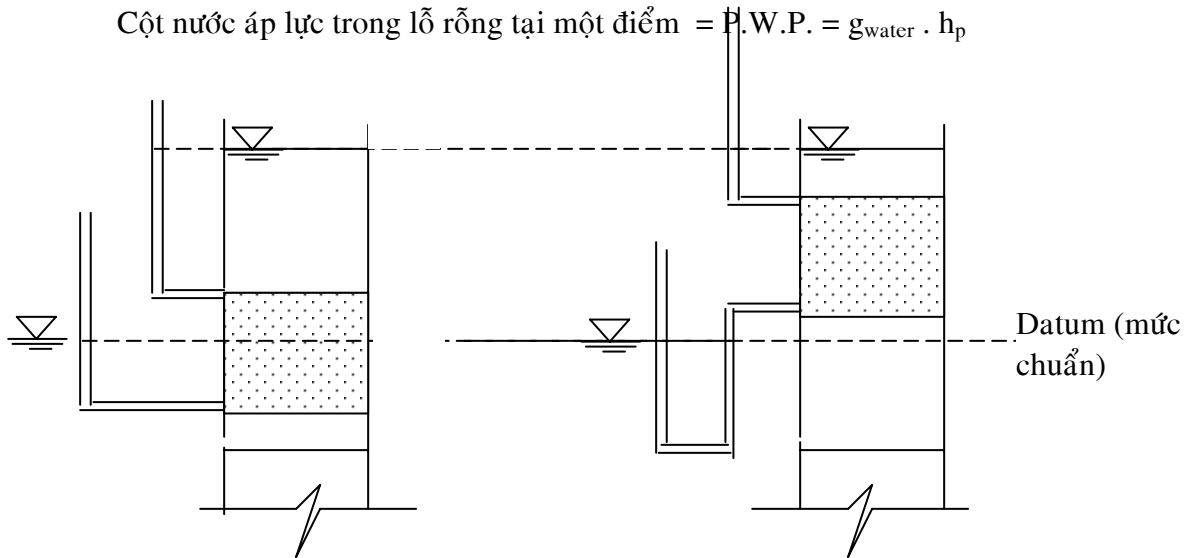
Cột nước tổng cộng = Cột nước áp lực + Cột nước độ cao (Bỏ qua cột nước vận tốc)

$$h_t = h_p + h_c$$

Cột nước độ cao tại một điểm = Độ nhấc của điểm đó tính từ một mức chuẩn (datum)

Cột nước áp lực tại một điểm = Chiều cao nước dâng trong ống đo piezometer bên trên điểm đó.

Cột nước áp lực trong lỗ rỗng tại một điểm = P.W.P. =  $\gamma_{\text{water}} \cdot h_p$



(a)

(b)

**Giả thiết là cùng một loại đất**

Ống (a)

Ống (b)

	Cột nước áp	Cột nước thế	Tổng cộng
Điểm C	AC	BC	AB
D	BD	- BD	0

	Cột nước áp	Cột nước thế	Tổng cộng
Điểm E	AE	BE	AB
F	-BF	BF	0

Tại Điểm D: Vì nằm dưới mức chuẩn, nên cột thế BD lấy dấu (-)

Tại điểm F: Vì nằm trên mức chuẩn, nên cột áp BF lấy dấu (-), cột thế dấu +

**Kết luận:** Nói về cột áp: Trên mức chuẩn Datum, lấy dấu (+); và ngược lại.

Nói về cột thế: Dưới mức chuẩn Datum, lấy dấu (-); và ngược lại.

*Lưu ý: Tâm quan trọng của Kết luận này sẽ được minh họa rõ qua các thí dụ tính áp lực do thấm dưới dề đập*

### 3 Đo cột nước áp lực bằng ống đo piezometer

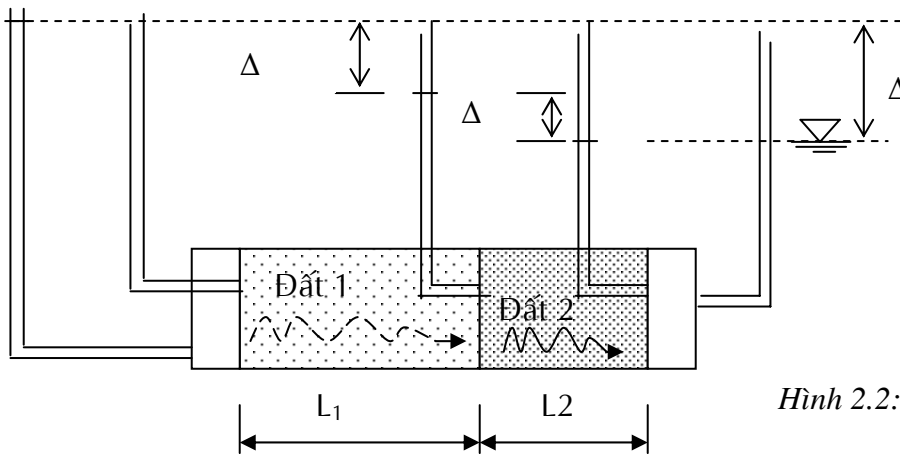
Piezometer là một ống đứng hở cài vào hố khoan, có một đầu bằng sứ (piezo) xếp có hệ số thấm khoảng  $k = a \cdot 10^{-3}$  cm/s để cho nước dễ dàng thấm qua. Sau khi tạo hố khoan trong đất, người ta cho đầu sứ (dài độ 30cm) được nối dài lên mặt đất bằng loại ống nhựa PVC (loại hay dùng làm ống nước). Sau đó hố khoan có ống đứng hở được niêm bằng xi măng đổ trong ống để không cho nước trong ống thông nhau với bên ngoài ống.

Khi trong lỗ rỗng của đất có áp lực, nước sẽ dâng lên trong ống đứng hở. Nếu so với mực nước ngầm (áp suất khí trời) thì xác định được áp lực nước lỗ rỗng.

*Trình tự để đo áp lực dòng thấm (bằng cột nước)*

- 1- Giả thiết rằng không có dòng thấm trong hệ thống (Trước khi có sự thấm qua đất)
- 2- Giả thiết rằng đo được cột áp lực nước lỗ rỗng tại một điểm đang xét.
- 3- Cột nước trong ống đứng hở trước khi có dòng thấm =  $h_p$  (trước)
- 4- Khi có sự thấm: Đo lượng sụt chiều cao cột nước trong ống đứng hở ( $D_h$ )
- 5- Chiều cao cột nước áp lỗ rỗng trong quá trình diễn ra dòng thấm

$$h_p(\text{khi có thấm}) = h_p(\text{trước thấm}) - D_h$$



Hình 2.2: Các đại lượng thấm

Ta có  $H = \Delta h_1 + \Delta h_2$

$$q_1 = k_1 \cdot \frac{\Delta h}{L} \quad \Rightarrow \quad \text{Vì } q_1 = q_2 \text{ nên ta có: } \quad k_1 \frac{\Delta h}{L} = k_2 \frac{\Delta h}{L}$$

$$q_2 = k_2 \cdot \frac{\Delta h}{L}$$

Mức nước chênh lệch 10 m so với mực nước ngầm tương ứng với độ chênh áp lực là  $10 \text{ T/m}^2$ , nhưng biểu diễn đúng hơn phải viết là  $100 \text{ kN/m}^2$ . Như vậy, giả tử như ta thấy có một độ chênh của nước trong ống so với mực nước ngầm là 1m, ta hiểu là có một sự chênh lệch áp lực là  $1 \text{ T/m}^2$ , hay  $10 \text{ kN/m}^2$ .

Sự thấm rất quan trọng đối với việc giữ cho các đê đập, kè và công trình thủy lợi... an toàn trước nguy cơ bị đẩy nổi, dẫn đến trôi đập, sập kè...



## §2. ÁP LỰC CỦA NƯỚC DO DÒNG THẤM

### 1. Tính thấm & các phương pháp xác định hệ số thấm (trong phòng và hiện trường)

#### 1.1 Phương pháp trong phòng (phương pháp chiều cao cột nước không đổi)

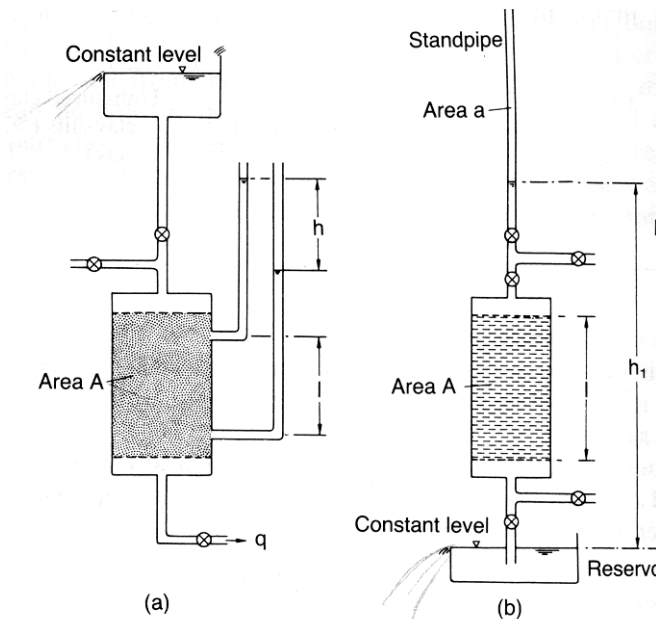
Một dòng chảy đều đặn qua một cột đất (được đỡ bằng lưới mịn) mà vẫn duy trì bên trên cột đất đó một chiều cao cột nước không đổi.

Bằng ký hiệu gradien thủy lực  $i = h / l$  (2-2)

Theo định luật Darcy:  $v = ki$  (2-3)

và ta luôn có  $q = A.v$  là lưu lượng nước chảy qua diện tích A với vận tốc lưu v.

Ta có thể tính ra hệ số thấm (hay nói cách khác, hệ số thấm là đại lượng tính ra, không đo được)

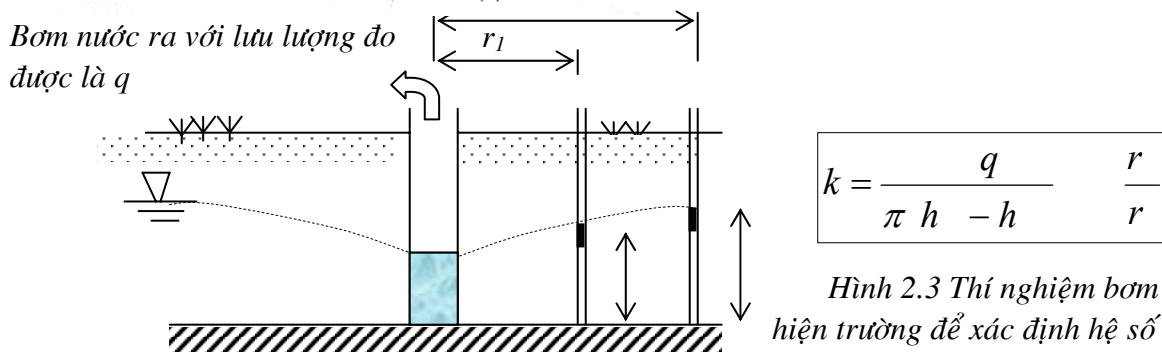


Hình 2-2: Thí nghiệm xác định hệ số thấm. a) cột nước không đổi; b) cột nước tụt [1]

#### 1.2 Phương pháp thông dụng tại hiện trường

Phương pháp này chính xác song rất phức tạp, người đọc có thể tham khảo thêm ở thuật ngữ “phương pháp giếng bơm (well pump test)” trong [1].

Có thể tóm tắt bằng hình 2-3 bên dưới:



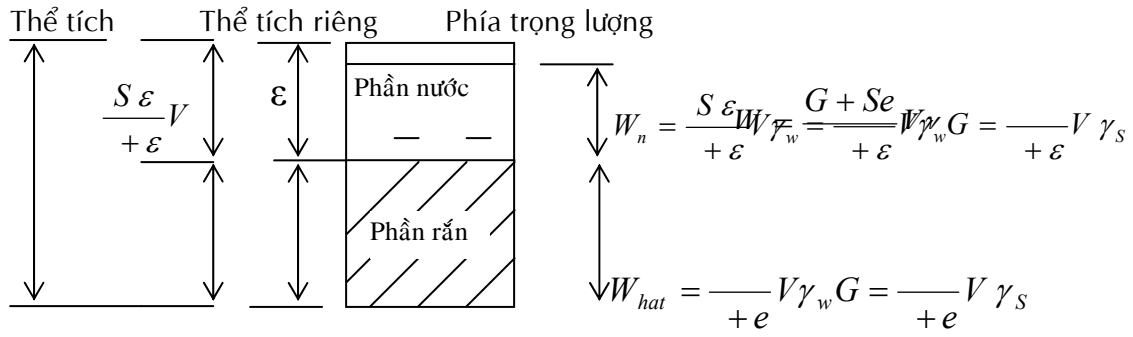
Hình 2.3 Thí nghiệm bơm tại hiện trường để xác định hệ số thấm

### 2. Lý thuyết về Dòng thấm

#### 2.1 Khái niệm về dòng thấm:

Dòng thấm gây áp lực thủy động.

2.1.1 Dựa vào lược đồ các mối liên hệ về pha, lập công thức dung trọng



Hình 2.2: Lược đồ các mối liên hệ pha trong đất (thể tích phần rắn không đổi lấy là 1)

$$\Rightarrow W = \frac{G + S e}{+ e} V \gamma_{nuoc}$$

theo định nghĩa của dung trọng tự nhiên:  $\gamma = \frac{W}{V} = \frac{\frac{G + S e}{+ e} \gamma_n V}{V} = \frac{G + S e}{+ e}$

theo định nghĩa của độ ẩm:  $\omega = \frac{W_n}{W_{hat}}$

và công thức liên hệ hệ số rỗng  $\varepsilon$ , tỷ trọng hạt  $G$  và độ bão hòa  $S$ :  $e = \frac{G \omega}{S}$

Ta biến đổi các biểu thức và rút ra  $\gamma = \frac{+ \omega}{+ e} G \gamma_n$

2.1.2 Dung trọng đẩy nổi

Một cách đơn giản  $\gamma_{đn} = \gamma - \gamma_{nước}$

Sau khi thế các công thức vào, ta có :  $\gamma_{đn} = \frac{G - +}{+ e} \gamma_{nuoc}$  (2-4)

Đây là công thức **chính thống** (chỉ dùng khi  $S = 100\%$  tức bão hoà nước hoàn toàn) để tính dung trọng đẩy nổi khi có dòng thấm hay đất dưới mực nước ngầm (khi không có dòng thấm).

2.1.3 Hiện tượng cát sôi

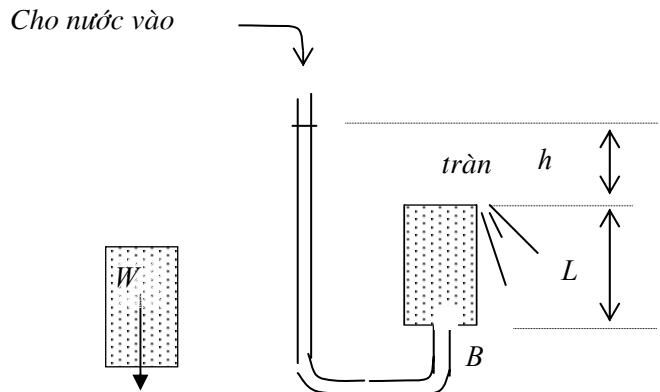
Đất ẩm thì  $S < 100\%$

$$W = \frac{G + S e}{+ e} \gamma_n V$$

Điểm B trên mẫu đất bị:

- Lực đẩy lên:  $(h+L)A \cdot \gamma_n$  (a)
- Lực đè xuống chính là trọng lượng của đất và nước phía trên cao trình B

$$\frac{G + S e}{+ e} \gamma_n L A$$
 (b)



Hình 2.3: Mô hình diễn tả mối khái niệm gradient thủy lực và điều kiện cát sôi

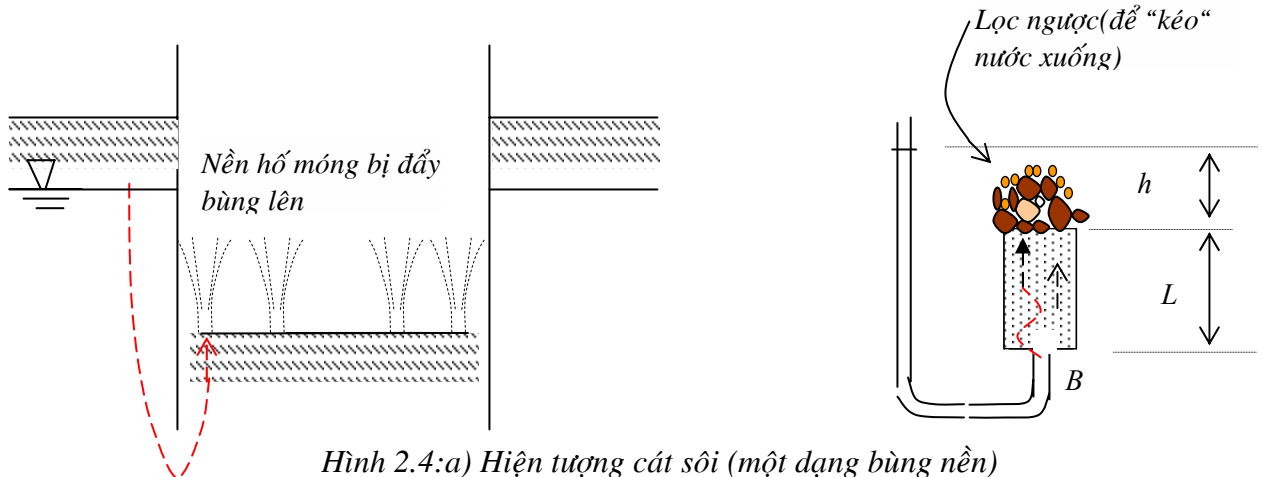
với A là diện tích mặt cắt ngang mẫu

Điều kiện để hạt cát (đất) bắt đầu tình trạng linh hoạt (cát sôi hay quick):

$$\text{Lực đẩy lên (a)} = \text{Trọng lượng bản thân (b)}$$

Sau khi khai triển và rút gọn, ta có công thức sau: 
$$\frac{h}{L} = \frac{G -}{+e} \approx \quad (2-5)$$

Nghĩa là khi Gradient thủy lực bằng đơn vị thì xảy ra cát sôi bùng nền



Hình 2.4:a) Hiện tượng cát sôi (một dạng bùng nền)  
b) Mô hình nghiên cứu tầng lọc ngược

2.1.4 Áp lực hữu hiệu (Áp lực nội hạt)

Tại một độ sâu z, chỉ cần nhớ rất đơn giản: 
$$\sigma = \gamma_{\text{đn}} \cdot Z \quad (2-6)$$

Đó là áp lực hữu hiệu do trọng lượng bản thân của đất nằm dưới mực nước ngầm.

2.2 Phương trình liên tục – Hàm thế năng và Hàm dòng:

- Đất giả thiết là đồng nhất, đẳng hướng
- Sự lưu của nước trong đất diễn ra theo hai phương: Nằm ngang (phương x) và thẳng đứng (phương z);
- Sự lưu theo mỗi phương tuân theo định luật Darcy, có điều gradient thủy lực của mỗi phương được tính bằng các đạo hàm riêng phần theo biến số x hoặc z . Tức là  $i_x = \frac{\partial h}{\partial x}$  và  $i_z = \frac{\partial h}{\partial z}$ ;

2.2.1 Phương trình liên tục:

Điều kiện để viết được phương trình liên tục là :

*Thể tích nước gia nhập vào một phân tử vi cấp có 3 kích thước là dx dy dz = Thể tích nước ra khỏi phân tử vi cấp nói trên.*

Nghĩa là: 
$$v_x \cdot dy \cdot dz + v_z \cdot dx \cdot dy = (v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx) \cdot dy \cdot dz + (v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz) \cdot dx \cdot dy$$

Rút gọn, ta có 
$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

Đây gọi là phương trình liên tục.

2.2.2 Thế năng:

Thế năng  $\phi(x,z)$  thỏa :  $\frac{\partial \phi}{\partial x} = v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x}$  và :  $\frac{\partial \phi}{\partial z} = v_z = -k \frac{\partial h}{\partial z}$

Hàm thế năng thỏa mãn phương trình Laplace, nghĩa là

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0$$

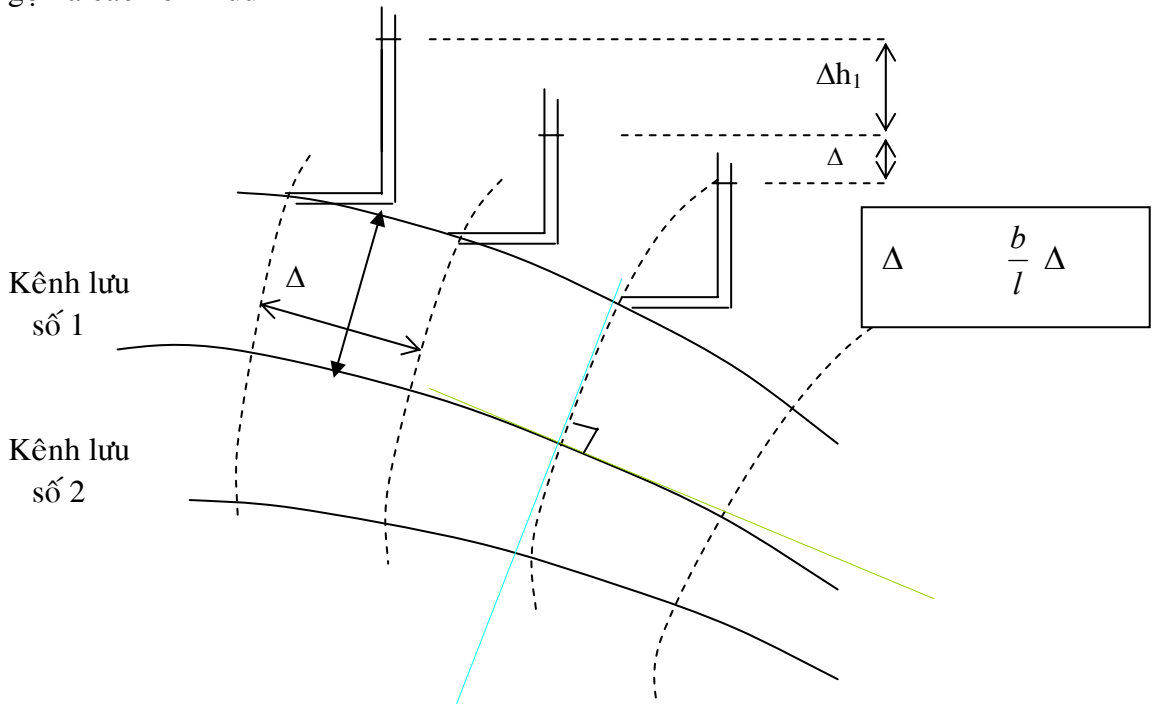
Bằng phép lấy tích phân phương trình vi phân riêng phần cấp 1 bên trên, ta có

$$\phi(x,z) = -k h(x,z) + C$$

Nếu hàm  $\phi(x,z)$  có giá trị hằng, ta hiểu thế năng không đổi, tức quỹ đạo của  $\phi(x,z)$  là một đường cong mà dọc trên đó, *chiều cao cột nước tổng cộng* là không đổi. Nếu là một họ đường cong, ta sẽ có nhiều đường đẳng thế (trên những đường đẳng thế khác nhau, trị số thế năng là khác nhau).

2.2.3 Đường dòng:

Có thể hiểu đơn giản như sau: Họ những đường cong giao cắt vuông góc với các đường đẳng thế chính là các đường dòng. Khoảng giữa các đường dòng, lưu lượng được tải qua, gọi là các kênh lưu



Hình 2.5: Lưu võng (lưới thấm) và các thông số để tính toán lưu lượng do dòng thấm.

### 3. Lưu võng (Lưới thấm) & Những điều kiện của sự lưu không đẳng hướng.

3.1 Lưu võng:

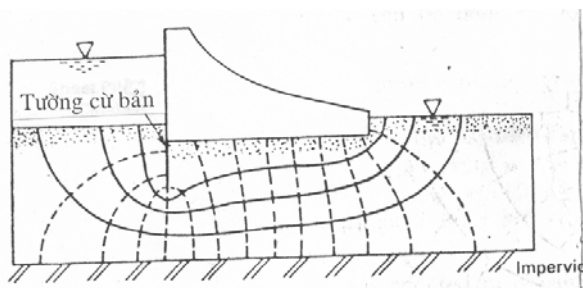
Nếu không vẽ được lưu võng, rất khó xác định lưu lượng dòng thấm, không tính được sự phân bố áp lực đẩy lên dưới đáy công trình thủy, đáy hố móng ... cũng như không giải quyết được rất nhiều loại bài toán quan trọng khác.

### 3.2 Phương pháp vẽ lưu võng

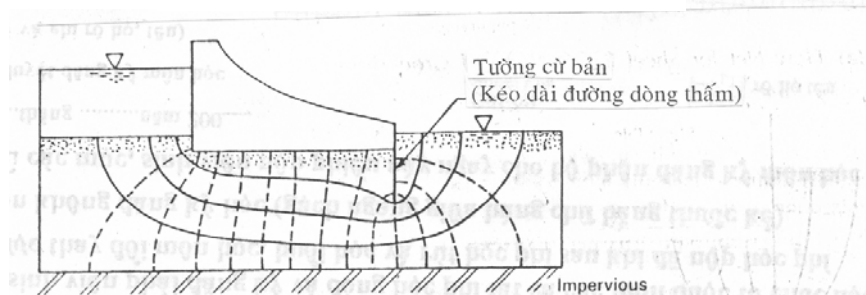
Các gợi ý hữu ích của A. Casagrande, tác giả phương pháp vẽ lưu võng, như sau:

- Nghiên cứu kỹ hình dạng lưu võng của nhiều bài thí dụ tốt;
- Khi các hình vẽ đủ thấm sâu vào trí của mình, hãy thử vẽ lại lưu võng cho bài toán đang xét mà không nhìn vào phần giải đáp; Lập đi lập lại cho đến khi thuần thục.
- Bốn đến năm kênh lưu là đủ, sử dụng quá nhiều kênh lưu sẽ quên đi mục tiêu chính của bài toán, lại chẳng ích lợi thêm gì.
- Các đường cong phải chuyển tiếp êm thuận, thường hình ellip hay parabol;
- Kích thước các hình vuông “cong” thay đổi dần. Nói hình vuông cong nghĩa là dù cong nhưng 4 cạnh của hình đó đều vuông góc nhau và đều tiếp xúc được với một vòng tròn nội tiếp.

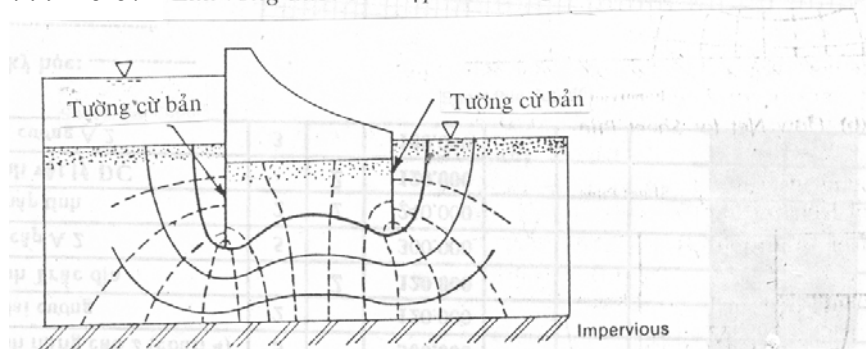
Như vậy, cốt yếu nhất là phải có các góc vuông giữa đường dòng và đường đẳng thế và các hình vuông cong phải nội tiếp 4 cạnh với một hình tròn. Dưới đây là một số lưu võng điển hình bên dưới các loại công trình để người học tham khảo [5]:



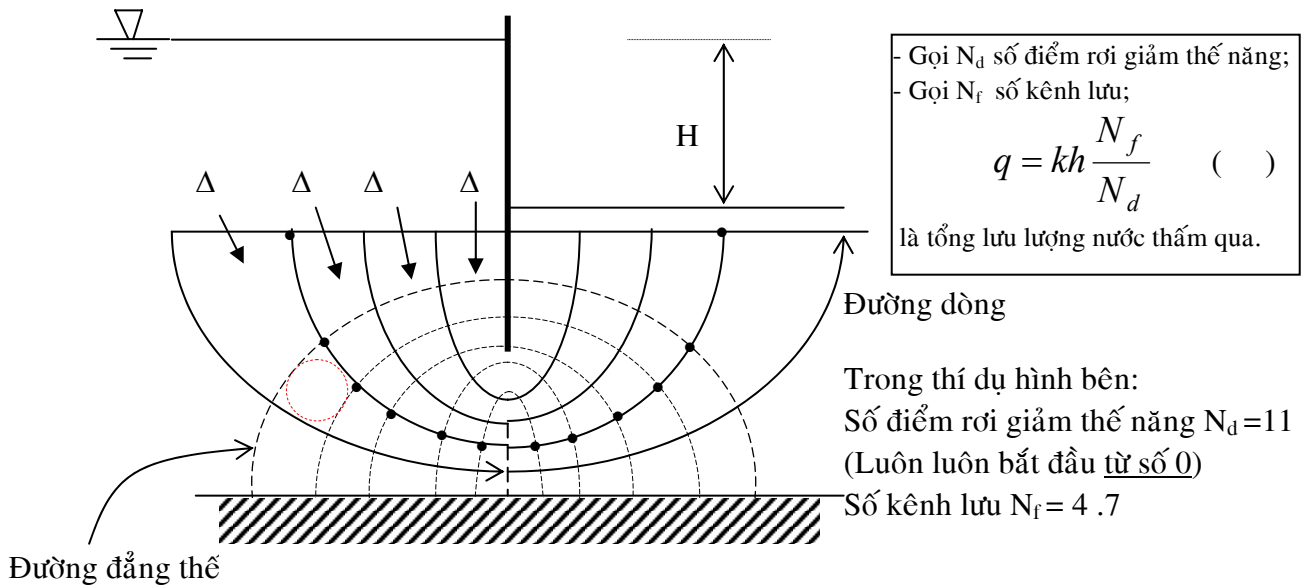
Hình 2-6-a: Lưu võng dưới con đập có tường cừ bản



Hình 2-6-b: Lưu võng dưới con đập với tường cừ bản chắn ở hạ nguồn



Hình 2-6-c: Lưu võng dưới con đập với tường cừ bản kép chắn thấm ở thượng và hạ nguồn



Hình 2.6: Lưu lượng qua mỗi kênh lưu. Các đường dòng và đẳng thế

#### 4. Ảnh hưởng

Trong quá trình có dòng thấm, do năng lượng tổng cộng (cột nước tổng) phân tán như ma sát nhớt, gây ra lực trì ma sát, tác động theo hướng dòng lưu lên các hạt rắn của đất, nên ta hiểu là có sự chuyển năng lượng của nước sang hạt rắn, gây ra lực dòng thấm.

Kết hợp với những lực trong khối đất do trọng lực ... gây ra lực vật thể tổng, chi phối ứng suất pháp tuyến hữu hiệu trên mặt phẳng của dòng thấm di chuyển qua.

Duy chỉ có lực vật thể tổng mới đóng góp cho áp lực (ứng suất hữu hiệu)

Hướng lên hay xuống theo chiều thẳng đứng sẽ làm giảm hay tăng trị số áp lực địa tĩnh hữu hiệu (sẽ minh họa ở chương sau)

#### 5. Điều kiện đất không đồng nhất:

Đất thuần nhất về loại, song thường không đẳng hướng về tính thấm.

Một cách vắn tắt: Theo chiều phân tầng của đất, hệ số thấm có giá trị cao nhất; còn theo chiều vuông góc với sự phân tầng của đất, hệ số thấm có giá trị bé nhất.

Thường thì hệ số thấm theo phương ngang là lớn hơn hệ số thấm theo phương đứng, nghĩa là đường dòng thấm sẽ dễ xảy ra theo chiều ngang hơn là chiều đứng.

**Thảo luận:** Người học có thể đặt câu hỏi: hệ số thấm tính theo cỡ hạt hữu hiệu ( $D_{10}$ ) là như nhau theo mọi phương, tại sao nói hệ số thấm theo phương ngang lớn hơn phương đứng được? Có thể tranh luận rằng do lực trọng trường, dòng thấm thẳng đứng hẳn phải dễ hơn theo phương nằm ngang chứ?

Các câu hỏi trên được trả lời bằng 2 chặng: Xem nền phân lớp (tổng quát hơn) để tính hệ số thấm trung bình theo mỗi phương. Khi xét dòng lưu vuông góc với phân tầng, lưu lượng vào = lưu lượng đi ra khỏi một đơn vị diện tích; khi xét dòng lưu song song với phân tầng, lưu lượng = tổng các lưu lượng các nhánh. So sánh và dùng toán (cụ thể là bất đẳng thức Cô – si) sẽ chứng minh được.

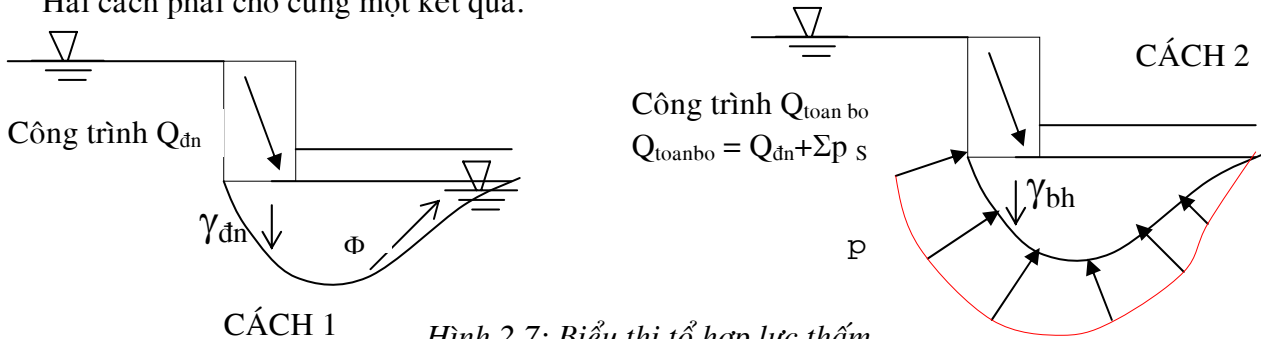
Trọng lực là ngoại lực, còn hệ số thấm là thuộc tính vật lý của đất.

**6. Sự thấm dưới đập – Tầng lọc ngược – Chống lọc rửa trong nền công trình thủy**

Khi chưa đủ để hình thành cát sỏi, lực thấm từ dưới lên cũng gây những ảnh hưởng quan trọng. Có 2 cách độc lập biểu thị lực thấm khi kết hợp với lực trọng trường:

- Xét trọng lượng riêng đẩy nổi và lực thấm  $\Phi$ .
- Xét trọng lượng tổng và lực trung hòa ở biên (lực thấm không xuất hiện trong tổ hợp này, nhưng có xét ảnh hưởng của nó)

Hai cách phải cho cùng một kết quả.



Hình 2.7: Biểu thị tổ hợp lực thấm và lực công trình theo 2 cách (Áp lực trung hòa  $p_s$  trong lỗ rỗng của đất)

Cách dùng tầng lọc ngược để chống lại hiện tượng cát chảy.

Như vậy, nếu gradient theo phương thẳng đứng  $\geq 1$ , nhất thiết phải xét đến lực thấm. Một trong các giải pháp kiểm soát có ý nghĩa thực hành là làm sao giữ cát lại, tạo thêm tải trọng để dằn lại. Giả sử ta đặt các hạt thô vào phía bên trên bề mặt của cát. Lúc này, có hai yêu cầu:

- Vật liệu lọc phải **đủ mịn** để ngăn cản vật liệu bên dưới thoát qua lỗ rỗng giữa các hạt.
- Nó phải **đủ thô** để cột áp được phân tán bởi dòng lưu qua nó, như vậy, lực dòng thấm phát triển bên trong nó là tương đối nhỏ.

Hai yêu cầu trên được viết gọn thành điều kiện sau:

$$\frac{D_{lop}}{D_{nen}} < \frac{D_{lop}}{D_{nen}} \tag{2-8}$$

Điều kiện sau hàm ý rằng: Để giữ cho lực dòng thấm trong lớp lọc là có độ lớn nhỏ, thì tỷ số 15% cỡ hạt của lớp lọc và 15% cỡ hạt của nền phải lớn hơn 4~ 5 lần. **Lớp trên sẽ được xây dựng thô hơn lớp dưới, nên nó gọi là tầng lọc ngược**; và luật như nêu trên bất đẳng thức trên còn được gọi là luật "15%", công dụng chính là ngăn cản không cho nền hạt mịn bị lọc rửa, rất cần thiết cho công trình đập đất.

**7. Một số thí dụ minh họa về bài toán thấm và áp lực thủy động**

Thí dụ 1 Xác định lượng nước lưu qua nền dưới con đập. Vẽ đường áp lực đẩy lên do dòng thấm dưới nền của con đập). Xác định lưu lượng dòng thấm qua con đập và vẽ biểu đồ áp lực đẩy lên của dòng thấm tác động lên đáy đập. Biết rằng hệ số thấm của nền là  $k = 2.5 \times 10^{-5}$  m/s. Hình vẽ dưới đây là mặt cắt ngang của một con đập:

## Dòng thấm

### Giải:

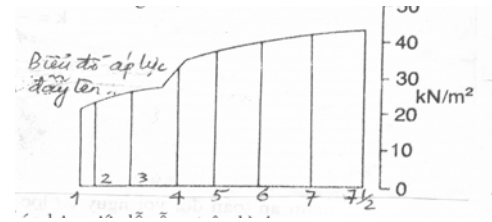
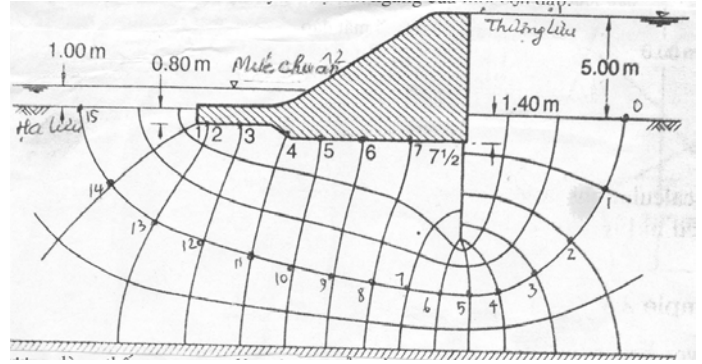
**Bước 1:** Dựng lưới thấm.

**Bước 2:** Chọn lấy đường mực nước hạ lưu làm mực nước chuẩn.

Giữa thượng lưu và hạ lưu, mức tổn thất cột nước tổng cộng là 4m. Theo hình vẽ dựng được, có cả thảy 4.7 kênh lưu và 15 điểm rơi giảm mức đẳng thế. Dòng thấm có lưu lượng được tính bằng công thức :

$$q = kh \frac{N_f}{N_d} = 2.5 \times 10^{-5} \times 4 \times \frac{4.7}{15} = 3.1 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

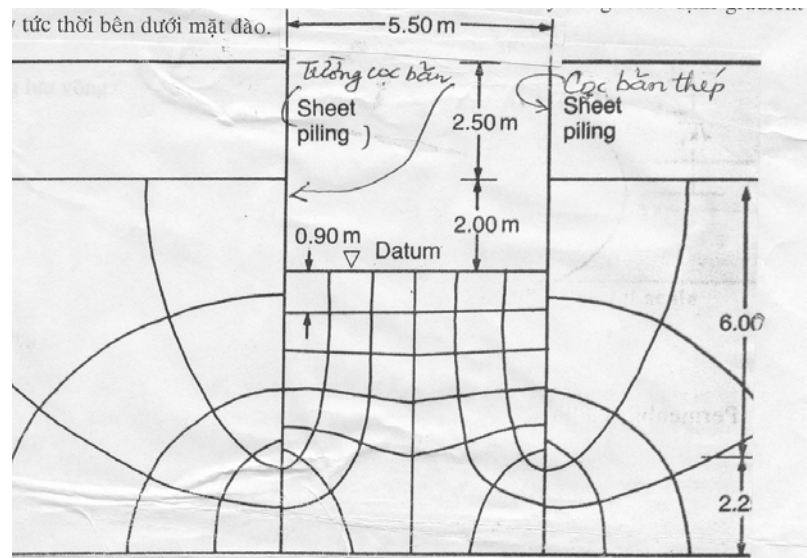
Áp lực nước lỗ rỗng được tính toán tại những điểm giao cắt của đường đẳng thế với đáy của đập. Cột nước tổng tại mỗi điểm được tính toán từ dòng thấm và cột nước cao độ từ mặt cắt.



Điểm	h(m)	z(m)	h-z (m)	$u = \gamma_w(h - z)$ KN/m <sup>2</sup>	Diễn giải
1	0.27	-1.80	2.07	20.3	
2	0.53	-1.8	2.33	22.9	
3	0.80	-1.8	2.60	25.5	
4	1.07	-2.10	3.17	31.1	
5	1.33	-2.40	3.73	36.6	
6	1.60	-2.40	4.00	39.2	
7	1.87	-2.40	4.27	41.9	
7 1/2	2.00	-2.40	4.40	43.1	

Tính toán được lập theo bảng trên và vẽ biểu đồ trị số áp lực nước lỗ rỗng trên hình.

**Thí dụ 2 [1]:** Một dòng sông có đáy là lớp cát dày 8.25m nằm trên một tầng đá không thấm. Độ sâu mực nước sông bình quân là 2.5m. Một kế hoạch xây dựng vòng vây cọc ván được đề ra như sau: đóng cọc bản xuống sâu hơn dưới cao trình đáy sông là 6m và đào xuống 2m sâu hơn cao độ đáy sông. Hồ đào được thực hiện trong vòng vây rộng 5.5m. Mực nước trong vòng vây được giữ ở cao trình hồ đào bằng cách bơm liên tục. Nếu dòng thấm của





## Dòng thấm

nước chảy vào vòng vây cọc bản là  $0.25\text{m}^3/\text{giờ}/\text{đơn vị dài}$ , tính hệ số thấm của cát đáy sông. Xác định gradient thủy lực ngay tức thời bên dưới mặt đào.

**Giải:**

**Bước 1:** Dụng lưu vòng.

**Bước 2:** Đếm số kênh lưu và số điểm rơi giảm đẳng thế. Ở đây, số  $N_f = 6$  và  $N_d = 10$ .

Độ tổn thất cột nước (áp suất tính bằng cột nước) là  $4.5\text{m}$ .

**Bước 3:** Hệ số thấm được tính toán dựa vào công thức

$$q = kh \frac{N_f}{N_d} \Rightarrow k = q / \left( h \frac{N_f}{N_d} \right)$$

Thay các trị số bằng số vào ta có 
$$k = \frac{0.25}{4.5 \times \frac{6}{10} \times 3600 \text{ giây}} = 2.6 \times 10^{-5} \text{ m/s.}$$

Khoảng cách giữa hai đường đẳng thế được đo là  $0.9\text{m}$  (trên hình).

Gradient thủy lực được tính bởi công thức 
$$i = \frac{\Delta s}{\Delta l} = 4.5 / (10 \text{ đoạn} \times 0.9\text{m}/\text{đoạn}) = 0.5$$

**Thí dụ 3:** Ở chân một con đập, đất nền có hệ số rỗng  $0.72$ . Tỷ trọng hạt là  $G = 2.65$ . Để bảo đảm an toàn đối với nguy cơ lọc rửa trong nền, gradient thủy lực không được vượt quá  $30\%$  gradient thủy lực tối hạn (là trị số mà tại đó xảy ra bùng nền). Hãy tính ra gradient thủy lực tối đa được cho phép đó.

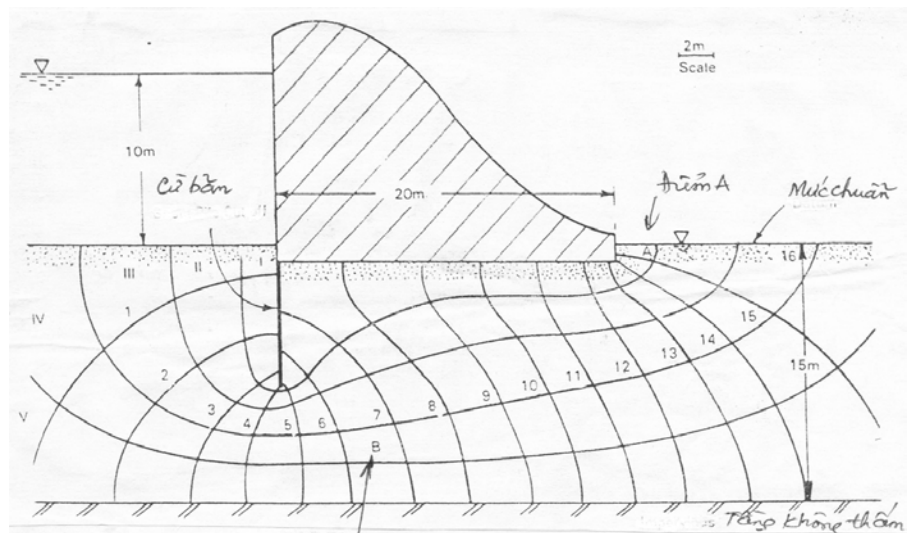
**Giải:** Công thức tính gradient thủy lực tối hạn là 
$$i_c = \frac{G}{1 + \varepsilon} \frac{1}{1 + 0.72} = 0.959$$

Như vậy trị số gradient thủy lực tối đa được phép là  $[i] = 0.3 \times i_c$ . Thí dụ tính toán về dòng thấm

**Thí dụ 4:** Cho con đập có kích thước như hình vẽ dưới đây, vẽ lưới thấm và xác định:

- Lưu lượng (hay lượng nước) chảy xuyên qua nền bên dưới móng con đập này;
- Áp lực thủy động tại giữa của hình vuông B (trên hình);
- Tính áp lực đẩy lên (uplift) tại điểm B;
- Gradient thủy lực thoát ra tại điểm A, ngay chân đập phía hạ lưu.

Biết rằng hệ số thấm của nền  $k = 4.0 \times 10^{-2} \text{ mm/s}$ .



**Giải:**

Sau khi vẽ lưới thấm, ta xác định được các thông số sau:

Số kênh lưu  $N_f = 5$ ; Số nút rơi giảm thế năng là  $N_d = 16$ ; Chọn mức chuẩn là giồng kênh dẫn phía hạ lưu của đập.

Tổng chiều cao cột nước áp là  $H = 10\text{m}$ . Như vậy, độ tổn thất mỗi đường thế năng là :

$$\Delta h = H / N_d = 10/16 = 0.625$$

$$\text{a) Lưu lượng} \quad q = kh \frac{N_f}{N_d} = \frac{40 \times 10^{-2}}{1000} \times 10 \times \frac{5}{16} = 1.25 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{mdai} ;$$

b) Thế năng tại B:

$$h_t = H - n_d \Delta h = 10 - 6.5 \times 0.625 = 5.94 \text{ m}$$

Áp lực thủy động tại điểm B

$$S_f = \gamma_w h_t = 5.94 \times 9.807 = 58.27 \text{ KN}/\text{m}^2$$

c) Chiều cao cột nước áp lực đẩy lên:

$$h_w = h_t - z.$$

$$h_w = 5.94 - (-11.6) = 17.54\text{m}$$

trong đó:

$z$  là cao độ hình học tính từ mặt chuẩn tới điểm B ( đo theo thước tỉ lệ trên hình vẽ )

Đây chính là chiều cao cột nước biểu thị áp lực nước lỗ rỗng đẩy lên ( đo tại điểm B ) là

$$u_w = 17.54\text{m} \times 9.807 \text{ KN}/\text{m}^3 = 172.07 \text{ KN}/\text{m}^2$$

d) Gradient thủy lực bùng lên tại A:

$$i = \frac{\Delta s}{\Delta l} = \text{Khoảng giảm thế} / (\text{Cự ly 2 đường dòng} )$$

Cự ly hai đường dòng tại A được bằng cách lấy tỉ lệ với thước trên góc hình vẽ.

$$i = \frac{\Delta s}{\Delta l} = 0.625 / 0.6 = 1.04$$

(Nhận xét: Gradient thủy lực vừa chớm vượt 1, tức là có khả năng gây bùng nền tại điểm A--> Cần gia cố chân đập phía hạ lưu).

**BÀI TẬP:**

- Ước tính lưu lượng nước lưu qua một khối đất trong thời gian 300 s, khi duy trì một cột nước không đổi 1m. Chiều dài của mẫu là 150mm và tiết diện ngang là 100x100mm. Hệ số thấm của mẫu  $k = 1 \times 10^{-1} \text{ mm}/\text{s}$
- Một mẫu đất có chiều dài 3.5m và diện tích tiết diện ngang là  $2\text{m}^2$ . Nếu nước lưu qua mẫu đất đó và năng lượng tổn thất là 1650 Nm cho mỗi mét khối dòng nước lưu qua. Ước tính vận tốc Darcy và hệ số thấm. Biết rằng thời gian lưu qua cho  $1 \text{ m}^3$  nước là 26 giờ. Tính vận tốc dòng thấm nếu tỷ số trống (hệ số rỗng) là 0.58
- Giải thích hiện tượng cát sôi. Cột nước thủy lực nào cần để tạo cát sôi cho một loại đất không dính có chiều dài 6m, hệ số rỗng  $\varepsilon = 0.65$   $G = 2.65$

## CHƯƠNG 3

## §1. ỨNG SUẤT ĐỊA TĨNH VÀ SỰ PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG LÒNG ĐẤT

Mục tiêu của chương này:

- **Biết** có 3 loại ứng suất trong lòng đất: Ứng suất do Trọng lượng bản thân, do tải trọng ngoài, và loại ứng suất phát sinh khi có dòng thấm. Mỗi loại ứng suất đều có thành phần thẳng đứng và thành phần nằm ngang. Riêng đối với ứng suất gây ra do tải trọng ngoài thẳng đứng, tính (tra bảng) thành phần thẳng đứng theo công thức, sau đó suy ra thành phần nằm ngang theo hệ số áp lực ngang (tùy theo loại đất).
- **Hiểu** rõ có sự khác nhau về qui luật phân bố ứng suất các loại để tùy trường hợp cụ thể mà sử dụng trong các tính toán kiểm tra nền, tính lún (liên hệ đến các thông số nén lún) và phạm vi giới hạn của nền dưới móng.  
Thành phần nằm ngang của ứng suất trong đất cần được xét qua ứng suất *hữu hiệu* (chứ không phải ứng suất tổng cộng). Phân biệt hệ số áp lực ngang trạng thái nghỉ (khi không có chuyển vị ngang trong đất) và không thuộc trạng thái nghỉ (hệ số áp lực chủ động và hệ số áp lực bị động bắt đầu có chuyển vị ngang trong đất)
- **Làm được** gì sau khi học chương này ?  
Vẽ được chính xác đường phân bố ứng suất trong đất do trọng lượng bản thân, do tải ngoài và do dòng thấm. Đó sẽ là những cơ sở quan trọng trong các tính toán sức chịu tải của nền, tính toán độ lún tuyệt đối (đó là độ lún sau khi hoàn tất cố kết cơ sở), và áp lực ngang của đất lên các cấu trúc chắn đất về sau.

## 1. Các thành phần ứng suất trong đất

Ứng suất tại một điểm trong khối đất được phân chia thành 2 loại chính:

- Ứng suất địa tĩnh (geostatic stress) --- có thể hiểu là áp lực tính từ trọng lượng bản thân.
- Ứng suất phụ thêm ----- Do tải trọng ngoài của công trình

Những ứng suất trong đất phải thỏa mãn 3 tiêu chí sau:

- Điều kiện cân bằng
- Tính tương thích giữa biến dạng và dịch chuyển
- Quan hệ ứng suất biến dạng

Vì quan hệ ứng suất biến dạng trong đất rất phức tạp, nên các giả thiết về ứng xử đàn hồi tuyến tính là gần đúng đầu tiên lấy làm nền tảng để giải các bài toán phân bố ứng suất trong đất. Cụ thể là lời giải Boussinesque và Flamant đã đáp ứng hai tiêu chí đầu (tức điều kiện cân bằng và tương thích) nhưng đã bỏ qua một số đặc trưng của đất, thí dụ sự tăng độ cứng theo độ sâu... Chúng ta sẽ thấy sau đây là, ứng suất trong đất phân bố theo qui luật thủy tĩnh, theo đó ứng suất theo mọi phương phải bằng nhau, nhưng thực tế các phép đo thực nghiệm không phản ánh điều đó: Ứng suất thẳng đứng sai khác so với ứng suất nằm ngang qua hệ số áp lực ngang trạng thái nghỉ.

## 1.1 Ứng suất địa tĩnh :

Do trọng lượng bản thân của đất. Gia tăng theo độ sâu.

1.1.1 Ứng suất thẳng đứng

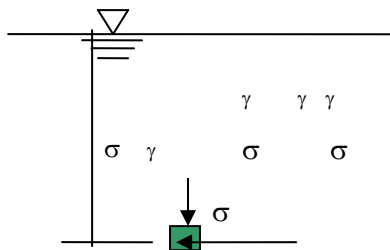
Có ba loại

- \* Ứng suất tổng cộng,  $\sigma$
- \* Ứng suất hữu hiệu,  $\sigma_{eff}$ , (hay theo cách viết thông thường  $\sigma'$ )
- \* Áp lực nước trong lỗ rỗng của đất,  $u$

Ta có mối quan hệ của ba loại ứng suất thẳng đứng trên như sau:

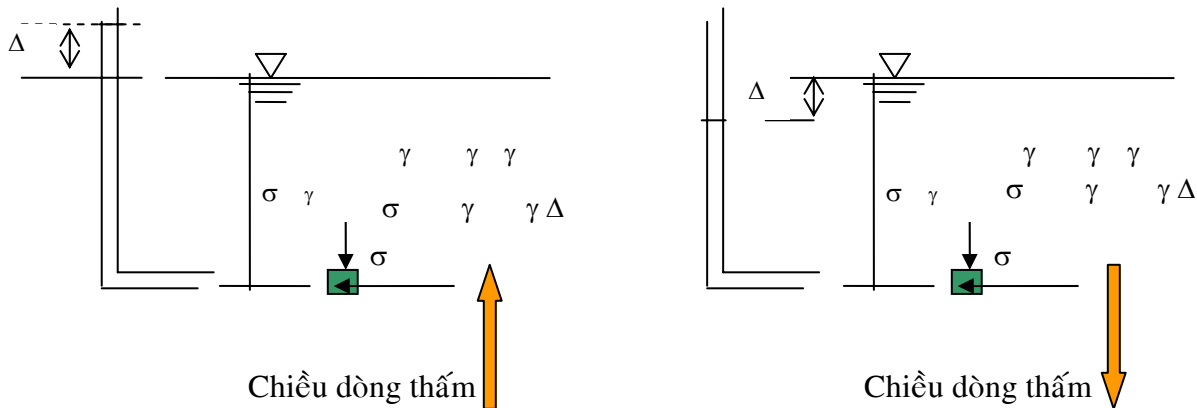
Ứng suất tổng = Ứng suất hữu hiệu + Áp lực nước trong lỗ rỗng của đất

$$\sigma = \sigma' + u \tag{3-1}$$



Khi lực dòng thấm = 0 ; tức là  $H \gamma_{dn} - \sigma' = 0$  Trường hợp này được gọi là điều kiện hóa lỏng của đất hay ‘đất sôi’

Hình 3.1 Các thành phần ứng suất trong nền bão hòa nước  
Có hai trường hợp dòng thấm gây ảnh hưởng lên ứng suất hữu hiệu như sau:



Hình 3.2: Chiều dòng thấm có thể làm giảm hay tăng ứng suất hữu hiệu

Chiều dòng thấm có thể đẩy nổi công trình lên (gây áp lực đẩy lên), hoặc ngược lại kéo đất trĩ xuống (gia tăng áp lực có hiệu);

Chúng ta nhớ: Lực dòng thấm là một lực khối, tuy nhiên, để biểu thị trong mặt phẳng (2chiều), lực dòng thấm có trị số tuyệt đối là  $\gamma \cdot \Delta h$

1.1.2 Ứng suất ngang (do tải trọng thẳng đứng):

$$\sigma_h = K_o \sigma'_v \tag{3-2}$$

trong đó  $K_o$  = Hệ số áp lực ngang của đất trạng thái nghỉ.

$\sigma_h$  luôn được viết theo ứng suất hữu hiệu thẳng đứng,  $\sigma'_v$ . Nhớ rằng không được dùng ứng suất tổng cộng thẳng đứng để xác định ứng suất ngang  $\sigma_h$ .

**Thảo luận:** Sau này, ta sẽ học môn Nền móng rằng, chính thành phần ứng suất nằm ngang này tạo ra thành phần sức mang tải của cấu trúc như cọc, cừ..., bằng cách chỉ dùng thông qua ứng suất thẳng đứng hữu hiệu và hệ số áp lực ngang trạng thái không nghỉ  $K$ .

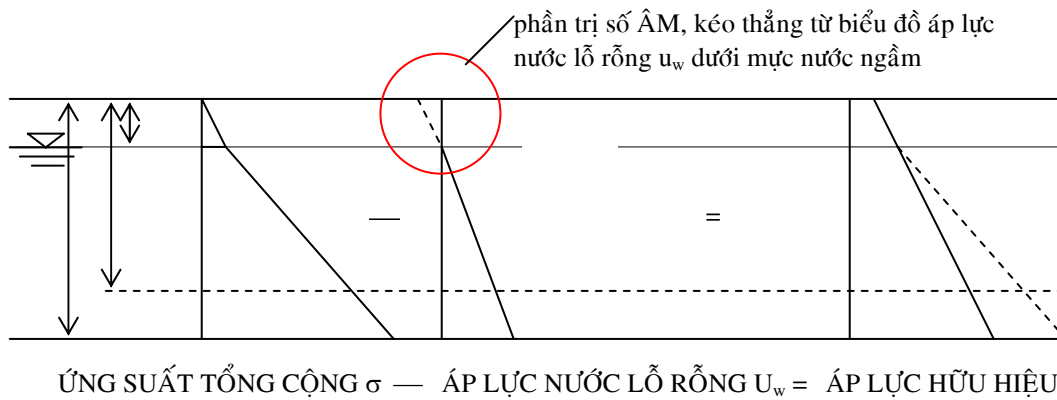
Thí dụ 3-1: Trong quá trình đào một móng băng nọ, mức nước ngầm được cố ý hạ thấp từ độ sâu 1.2m dưới mặt đất xuống thêm 3.3m nữa (tức đến 4.5 m dưới mực nước). Nền đất là cát pha sét. Trong điều kiện xem rằng đất trên mức nước ngầm vẫn còn bão hòa ở độ ẩm 28%, tính:

- a) Ứng suất hữu hiệu tại độ sâu 4m sau khi hạ thấp thành công mức nước ngầm. Lấy tỷ trọng hạt  $G_s = 2.68$ .
- b) Sự gia tăng ứng suất hữu hiệu tại độ sâu 5m

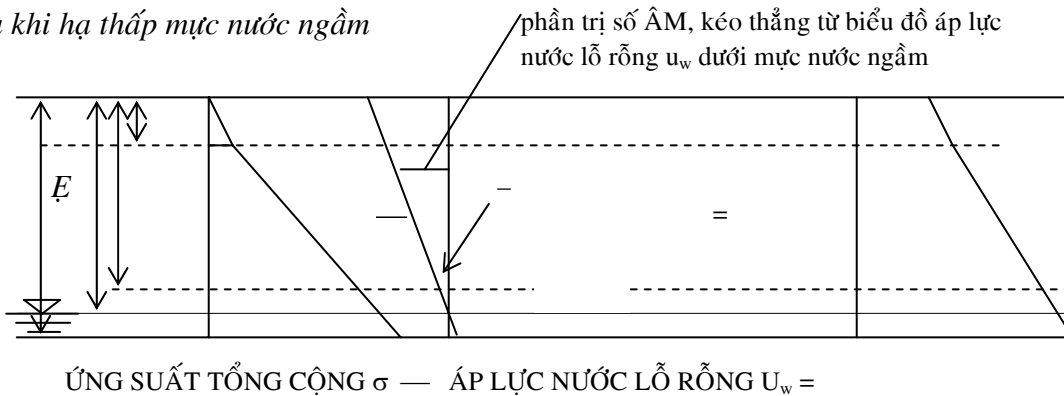
Giải: Công thức  $\gamma_{BH} = \frac{G + Se}{+e} \gamma_{nuoc}$  (Với quan niệm đất bão hòa S = 100% hay 1)

$$\gamma_{BH} = \frac{G + wG}{+e} \gamma_{nuoc} = \frac{+}{+} \frac{\times}{\times} = 19.2 \text{ kN/m}^2$$

Trước khi hạ thấp mực nước ngầm



Sau khi hạ thấp mực nước ngầm



→ Sự thay đổi ứng suất hữu hiệu tại độ sâu 5m là  $91.1 - 58.73 = 32.37 \text{ kN/m}^2$ .

**Thảo luận:** Tại cao độ mức nước ngầm, áp lực nước lỗ rỗng là ZÉRO. Đường phân bố áp lực nước lỗ rỗng luôn là đường thẳng không gãy, dưới mức nước ngầm(MNN) trị DƯƠNG, trên MNN, trị âm. Phép trừ Áp lực tổng cộng cho áp lực nước lỗ rỗng để được áp lực hữu hiệu là **phép trừ đại số**. Áp lực nước lỗ rỗng là thứ áp lực thủy tĩnh, nhưng Áp lực nước lỗ rỗng DƯ không phải thủy tĩnh.

**2. Sự phân bố ứng suất trong khối đất:**

Bán không gian có thể hiểu nôm na là một miền đất có thể biểu diễn trên một mặt phẳng, có một hay hai mặt thoáng (khi có hai mặt thoáng, gọi là bán không gian không đầy đủ, thí dụ bờ đất ở ven sông).

2.1 Ứng suất phụ thêm bằng bảng tra:

Do tải trọng ngoài của công trình gây ra. Ứng suất phụ thêm có thành phần thẳng đứng  $\sigma_z$  và nằm ngang  $\sigma_x$ . Ta thường dùng thành phần thẳng đứng hơn, và ký hiệu là  $\Delta p$ . Ngược với ứng suất địa tĩnh (tăng dần theo độ sâu), ứng suất do tải ngoài sẽ **giảm theo độ sâu**.

Người học cần nhớ, thật ra chỉ một số điểm giới hạn bên trong một vùng nhất định nào đó dưới diện chịu tải (sau này ta sẽ gọi là móng) mới phát sinh ứng suất mà thôi.

2.1.1 Đối với tải trọng tập trung (Bề rộng diện chịu tải nhỏ hơn 3 chiều sâu điểm tính ứng suất)

Theo Boussinesq (1883):

$$\Delta p = \sigma_z = \frac{p}{z} \frac{1}{\pi} \frac{1}{\frac{r}{z} + 1} = \frac{p}{z} I \tag{3-3}$$

$I_1$  = Thừa số ảnh hưởng đối với bài toán tải tập trung (trabảng theo tỷ số  $r/z$ )

Theo Westergaard (1938)

$$\Delta p = \sigma_z = \frac{p\eta}{\pi z} \frac{1}{\frac{r}{z} + \eta} \tag{3-4}$$

trong đó  $\eta = f$  (Poisson's Ratio) [không thứ nguyên]

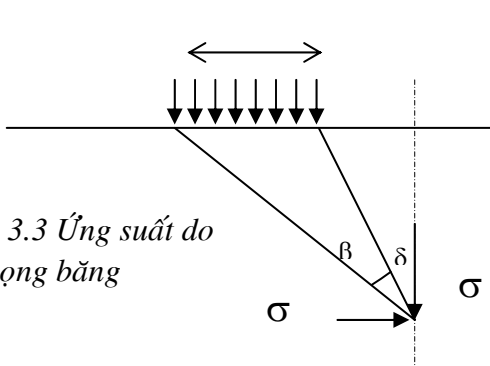
2.1.2 Đối với tải trọng xếp theo đường

Trên bề mặt của khối đất bản vô hạn, ứng suất thẳng đứng:

$$\Delta p = \sigma_z = \frac{qz}{\pi(z+x)} \tag{3-5}$$

Trong đó  $q$  là tải trọng trên mỗi đơn vị dài, thứ nguyên là [Lực/chiều dài]

2.1.3 Đối với tải trọng hình băng (nghĩa là có bề rộng hữu hạn, còn chiều dài gần như vô hạn):



Hình 3.3 Ứng suất do tải trọng băng

$$\Delta p = \sigma_z = \frac{q}{\pi} \beta + \beta \beta + \delta = q I_s \tag{3-6}$$

Trong đó  $q$  là tải trọng trên mỗi đơn vị diện tích, thứ nguyên là [Lực/(chiều dài)<sup>2</sup>];

$I_s$  là thừa số tra bảng đối với tải trọng hình băng (chữ s viết tắt từ chữ strip) ;

$\beta$  là góc nhìn (tính bằng độ) bởi điểm đang muốn tính ứng suất với hai mép của bề rộng băng truyền tải; nếu đứng riêng rẽ, trị số của nó tính bằng radian;

còn  $\delta$  là góc hợp bởi phương thẳng đứng và tia nối từ điểm đang xét ứng suất đến mép băng chịu tải gần điểm đó.

2.1.4 Đối với diện chịu tải hình tròn (móng tròn bán kính R):

$z$  là độ sâu điểm đang muốn tính ứng suất.

Ứng suất phụ thêm được tính theo công thức:  $\Delta p = \sigma_z = q \left[ 1 - \frac{R}{z} \right]$  (3-7)

Tại trục thẳng đứng đi qua tâm hình tròn, ứng suất theo hướng đường kính và hướng chu tuyến (tiếp tuyến viên chu) là bằng nhau (người học có thể tự tham khảo thêm).

2.2 Các phương pháp thông dụng dùng để tính ứng suất phụ thêm:

Diện chịu tải hình chữ nhật, áp lực phân bố đều: Đây là trường hợp hay gặp nhất.

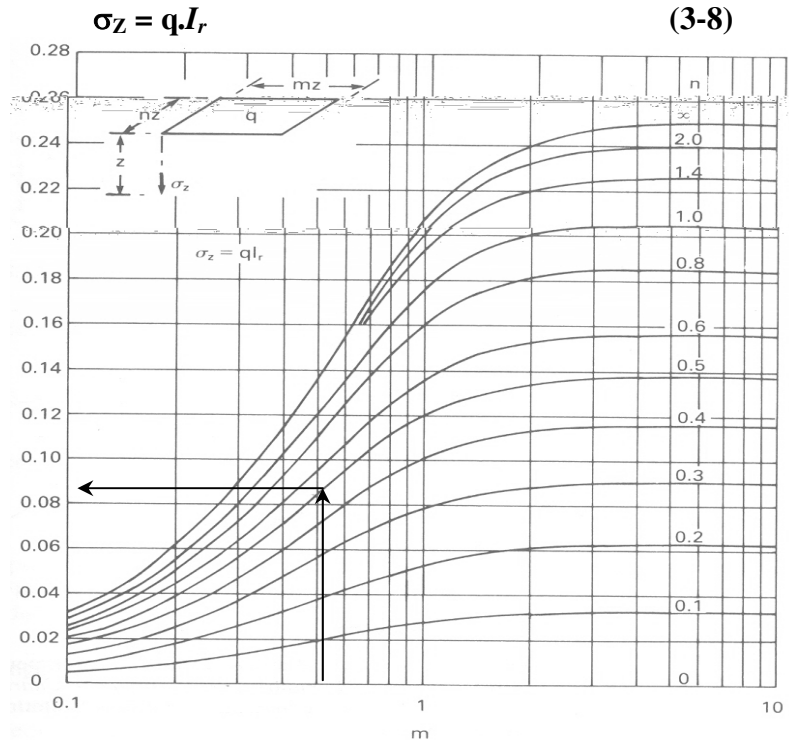
2.2.1 Toán đồ Fadum:

Thay vì tính bằng công thức, giáo trình này giới thiệu phương pháp toán đồ của Giáo sư Fadum:

Cách dùng toán đồ:

Gọi độ sâu muốn tính ứng suất phụ thêm là z.

Các cạnh của hình chữ nhật LxB được tính theo z thành mz và nz (trị số m và n có thể hoán chuyển cho nhau).



Hình 3.4: Lược đồ chỉ dẫn các thông số (trái) và toán đồ Fadum

2.2.2 Toán đồ Newmark (chỉ dùng tính ứng suất thẳng đứng)

Toán đồ Newmark gồm những đường tròn đồng tâm và những đường hướng ra theo phương bán kính, cả hai tạo thành một cái lưới như mạng nhện. Đồng thời, lúc nào trên toán đồ Newmark cũng có kèm theo một thước tỷ lệ. (Xem hình 3-5)

Ở phương pháp này, diện chịu tải (hình dạng bất kỳ cũng được) được vẽ theo tỷ lệ xích xác định như sau:

- Chiều sâu muốn tính ứng suất z lấy bằng chính ngay thước tỷ lệ của toán đồ.
- Tính lại kích thước diện chịu tải theo tỷ lệ của thước tỷ lệ của toán đồ;
- Vẽ lên toán đồ sao cho, điểm muốn tính ứng suất nằm ngay chính giữa tâm các vòng tròn (đều đồng tâm).
- Đếm các ô hình vuông cong mà diện chịu tải chiếm chỗ trên toán đồ. Gọi số ô vuông đếm được là N.

- Ta tính ngay được ứng suất sau:

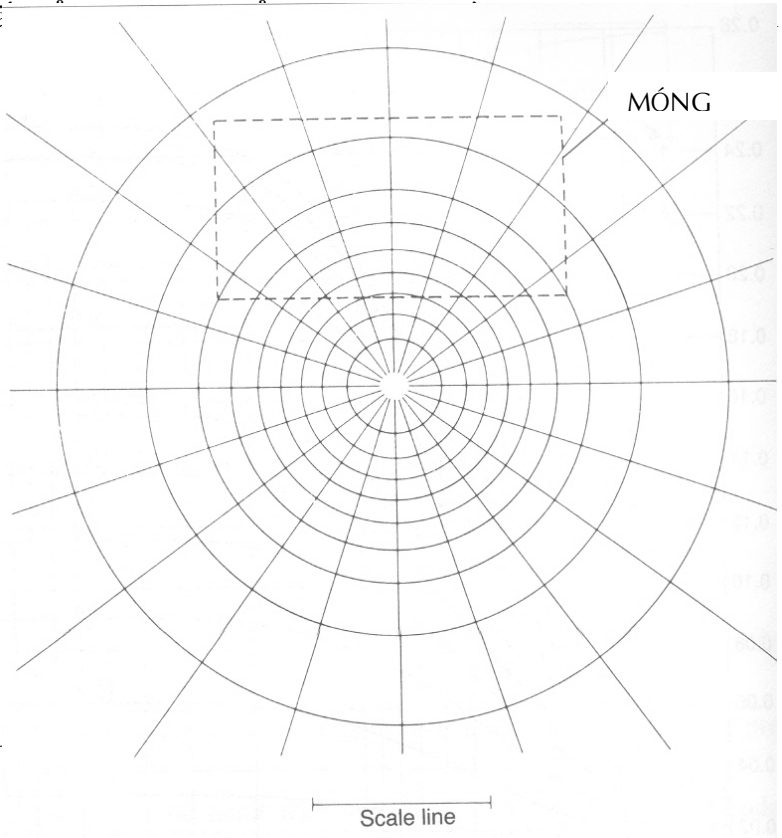
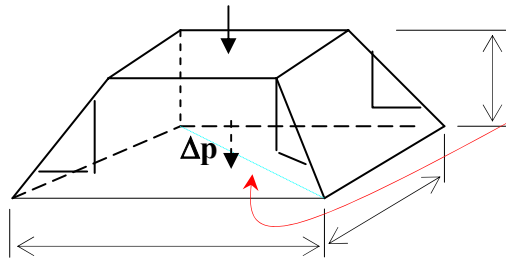
$$\sigma_z = 0.005 \cdot N \cdot q \quad (3-9)$$

Hình 3.5: Toán đồ Newmark để xác định thừa số ứng suất thẳng đứng

2.2.3 Phương pháp 2:1

Không nên áp dụng cho tính ứng suất tại chiều sâu nhỏ.

Sở dĩ gọi là phương pháp 2:1 vì góc truyền lực trong đất thường là “Xuống sâu 2, toả ra 1”



Hình 3.6: Phương pháp “2:1” (dựa theo góc truyền áp lực trong đất gần bằng 30°)

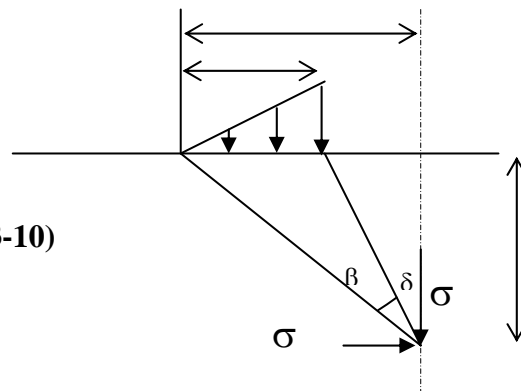
2.3 Ứng suất phụ thêm do các dạng phân bố tải trọng đặc biệt:

2.3.1 Tải trọng phân bố tam giác:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \frac{x}{B} \beta - \delta$$

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \frac{x}{B} \beta - \frac{z}{B} \frac{R}{R} + \delta \quad (3-10)$$

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\pi} + \delta - \frac{z}{B} \beta$$



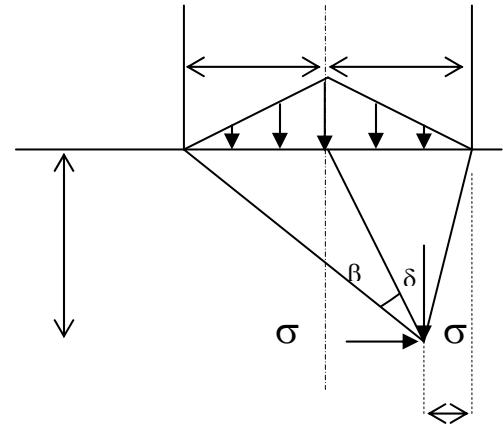
Hình 3.7a: Ứng suất trong đất do tải trọng phân bố hình tam giác



2.3.2 Tải trọng tam giác cân:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi B} \left[ \frac{B}{2} (\beta + \delta) + x (\delta - \beta) - z \ln \frac{R + R}{R - R} \right]$$

$$\tau_{xz} = \frac{qz}{\pi B} (\delta - \beta)$$



Hình 3-7b: Tải trọng phân bố theo hình tam giác cân

3. Phân bố ứng suất trong nền nhiều lớp:

Trên thực tế, nền đất có nhiều lớp. Lớp bên dưới có thể cứng hơn hoặc mềm (mà ta thường gọi lớp đất mềm này là lớp chịu nén nhiều) hơn lớp trên. Theo đó, tình hình phân bố ứng suất là khác nhau.

Trường hợp khó là khi trong nền có lớp đất trên cứng hơn lớp dưới, sinh viên phải hết sức chú ý về mặt tính toán sao cho ứng suất truyền vào lớp dưới không quá sức chịu của lớp đó.

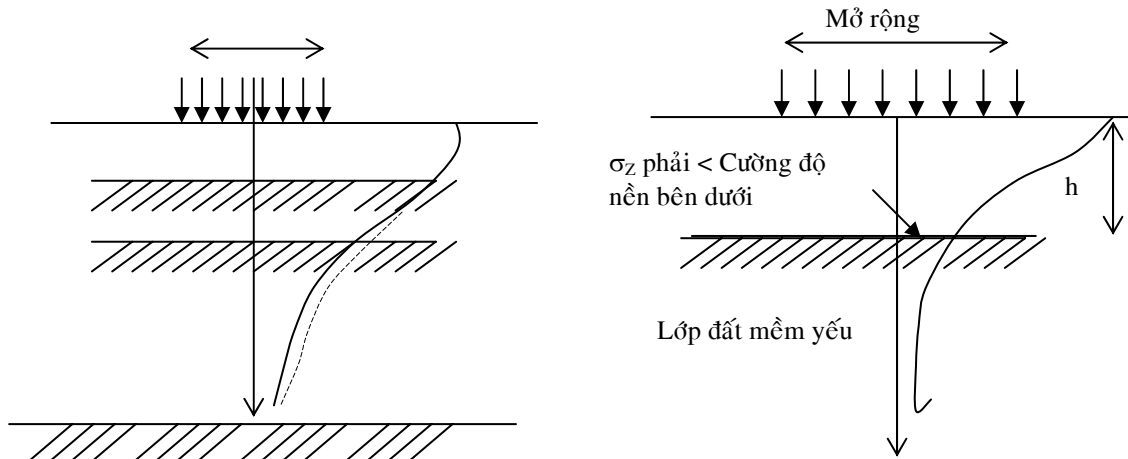
Cho dù có một loại đất trong nền đồng nhất, đặc tính cơ lý cũng khác nhau đáng kể theo độ sâu. Cho nên, chúng ta chỉ nghiên cứu một số trường hợp nhất định mà thôi, chú trọng nguyên lý phân bố ứng suất (hay phân bố áp lực) khi đối diện với bài toán này, sau này sinh viên khi học muốn tìm hiểu sẽ tự phát triển lên.

3.1 Nền hai lớp, lớp dưới không phải là lớp chịu nén lún (lớp dưới cứng):

Ứng suất thẳng đứng  $\sigma_z$  ít chịu ảnh hưởng do lực ma sát và hệ số nở hông ( hệ số Poisson trong sức bền vật liệu) giữa hai lớp đất của kiểu nền này.

Chủ yếu Ứng suất thẳng đứng  $\sigma_z$  phụ thuộc vào kích thước diện chịu tải và chiều dày của lớp chịu nén ( lớp trên ).

Ở độ sâu  $h \geq B / 2$ , ứng suất thẳng đứng  $\sigma_z$  có giảm chút ít. Lớp không chịu nén sẽ chịu tập trung ứng suất ( Cần kiểm tra kỹ xem cường độ áp lực thẳng đứng lên lớp này phải < Sức chịu tải của lớp này, nếu không sẽ bị xuyên thủng qua hoặc lớp này sẽ bị bẻ gãy)



Hình 3.8: Cần chú ý kiểm tra ứng suất thẳng đứng tại bề mặt lớp đất mềm yếu

3.2 Lớp bên dưới là lớp đất yếu hơn lớp bên trên (lớp dưới chịu nén nhiều hơn):

Không có sự tập trung ứng suất cho lớp dưới mà Ứng suất thẳng đứng  $\sigma_z$  lại giảm đi độ 6%; đây là trường hợp khó cho kỹ sư. Do đó, nhất thiết phải kiểm tra Ứng suất thẳng đứng  $\sigma_z$  tại điểm trên bề mặt của lớp đất yếu, sao cho  $\sigma_z$  phải < sức chịu tải cho phép của đất yếu (cường độ tiêu chuẩn \_ sẽ học sau). Ứng suất thẳng đứng  $\sigma_z$  tại điểm trên bề mặt của lớp đất yếu được tính theo công thức :

$$\sigma_z = k_c p \tag{3-11}$$

$k_c$  phụ thuộc tỷ số  $2h/b$  và tham số  $\nu = \frac{E_1 - \mu_1}{E_1 + \mu_1}$  với  $E_1, \mu_1$  và  $E_2, \mu_2$  lần lượt là đặc trưng biến

dạng của lớp 1 và lớp 2;  $b$  là chiều rộng tải trọng hình băng.

3.3 Nền có tính dị hướng (không đẳng hướng):

Nền không đẳng hướng khi Moduyn biến dạng theo hai phương là khác nhau rõ rệt.

Phân bố ứng suất trong nền dị hướng rất phức tạp: Chỉ từ 2 thông số là moduyn tổng biến dạng và hệ số Poat xông, mô tả vật thể dị hướng theo phạm trù biến dạng tuyến tính đã phải sử dụng đến 21 thông số xác định bằng thực nghiệm ! Tổng quát, nếu  $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{zx}$  là các ứng suất nén và ứng suất cắt trong nền đồng nhất thì

$$\sigma_x' = \sigma_x/k \quad \sigma_z' = \sigma_z/k \quad \text{và} \quad \tau_{zx}' = \tau_{zx}/k \quad \text{trong đó} \quad k = \sqrt{\frac{E_x}{E_z}}$$

3.4 Sự thay đổi của Moduyn biến dạng theo độ sâu cũng ảnh hưởng đến tình hình phân bố ỨS:

Những phát biểu dưới đây là thuần túy lý thuyết.

Dưới **trọng lượng bản thân**,  $E_s$  tăng dần theo độ sâu do càng sâu đất càng bị nén chặt, tác dụng bó hông càng tăng (biến dạng hông càng bị hạn chế), lúc đó, moduyn biến dạng ở độ sâu  $Z$  được tính bởi công thức :

$$\text{Moduyn biến dạng ở độ sâu } Z: \quad E_Z = E_{Z=1} Z^\vartheta \tag{3-12}$$

$$\text{Ứng suất nén thẳng đứng do trọng lượng bản thân } \sigma_z = \frac{\vartheta P Z^\vartheta}{\pi R^{\nu+}}$$

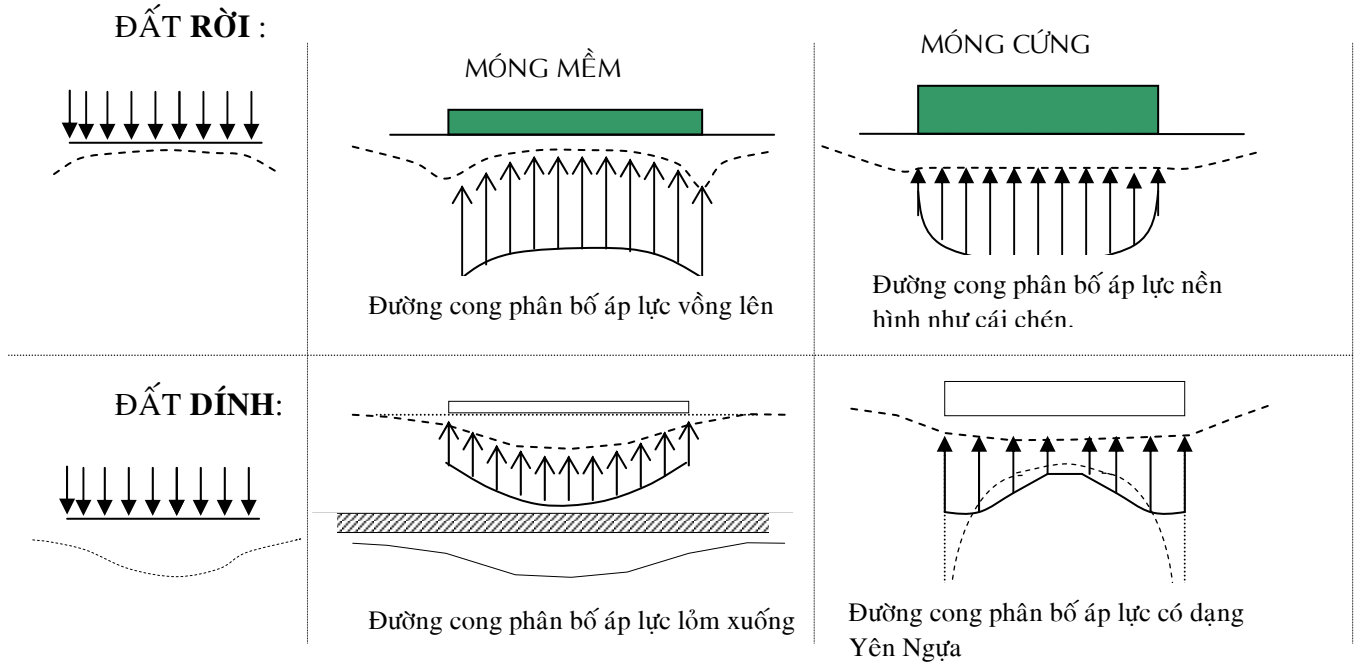
Trong đó  $\vartheta$  là hệ số tập trung ứng suất, khi  $\vartheta = 3$  (nền sét) thì  $\sigma_z$  trùng với công thức nền đồng nhất, biến dạng tuyến tính; theo Fruêlich, nền cát thì  $\vartheta = 6$

**Thảo luận:** Trên phương diện thực hành, số liệu địa chất công trình có thể khác nhau trong cùng một địa tầng. Ngoài ra, càng xuống sâu, có thể đất yếu kẹp giữa các lớp đất tốt có thể  $E_s$  giảm đi theo độ sâu.

Như vậy, các tính toán lý thuyết trên đây ít nhiều có thể chưa chặt chẽ. Khi gặp tình huống cụ thể sinh viên có thể vận dụng thêm.

3.5 Sự phân bố ứng suất tiếp xúc ngay dưới đáy móng công trình ( không xét đến bài toán công trình làm từ đất như đắp đập, đê bao, nền đường...):

Phụ thuộc độ cứng của móng và độ cứng kết cấu bên trên, đồng thời tùy loại đất ( đất dính hay đất hạt rời cát ) mà ứng suất đáy móng có thể thay đổi khác nhau.



Hình 3-9: Khi móng cứng hay mềm, biểu đồ ứng suất tiếp xúc sẽ thay đổi khác nhau, theo đó các tính toán sẽ khác nhau

3.5.1 Việc áp dụng các công thức tính áp lực trong nền do tải trọng tập trung khi các diện chịu tải nhỏ:

Tải trọng không khi nào đặt thành 1 điểm lên đất, mà tác động thông qua một đế trung gian gọi là móng. Khi các móng nhỏ, ta có thể dùng công thức tính ứng suất (áp lực) trong nền do tải trọng tập trung không?

Xem ví dụ sau: Móng nọ, kích thước 2.4mx2.4m chịu tải trọng 200tấn, thử xem việc sử dụng công thức với tải tập trung tính ứng suất thẳng đứng do tải trọng này gây ra cho điểm độ sâu 6m ngay dưới tâm móng (riêng bài này, cho phép chuyển đổi đơn vị ứng suất từ 10kN/m<sup>2</sup> ra T/m<sup>2</sup>)

**Giải:**

$$\text{Ứng suất } \sigma_z = \frac{Q}{z^2} I_0 = \frac{200}{6^2} 0.478 = \underline{2.65 \text{ T/m}^2}$$

Nếu tính theo tải trọng phân bố, mật độ  $q = Q/A \times B = 200 / (2.4 \times 2.4) = 34.72 \text{ T/m}^2$ .

Dùng phương pháp điểm góc, xem điểm đang xét nằm ở góc của 4 hình vuông cạnh 1.2m; theo đồ thị  $m=n= 1.2/6 = 0.179$

$$\sigma_z = 4 \cdot K_{\text{góc}} \cdot q = 4 \cdot 0.0179 \times 34.72 = \underline{2.48 \text{ T/m}^2}$$

Hai phương pháp tính toán cho kết quả rất gần khớp nhau (sai số 6%).

Có thể rút ra nhận xét sau :

Chỉ được coi như tải trọng là tập trung khi diện tích chịu tải trọng phải có kích thước < 1/3 chiều sâu tính ứng suất; nếu không, phải xem là tải trọng phân bố.

3.5.2 Phương trình Westergaard (chỉ nên tham khảo phần này):

Một số địa tầng sét có cấu tạo những lớp mỏng vật liệu thô trong nền, mà ta thường gọi là thấu kính không đẳng hướng hạt thô. Như vậy, giả thiết của Boussinesq không phù hợp, Westergaard

đã giải bài toán cho nền có những lớp gia cố ngang, cứng, sắp xếp gần nhau có bề dày không đáng kể, ngăn cản biến dạng ngang. Theo tác giả này, ứng suất thẳng đứng trong nền được tính theo công thức :

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} \frac{\frac{1}{2} \sqrt{\frac{1-2\mu}{2-2\mu}}}{\frac{1-2\mu}{2-2\mu} + \frac{r}{z}} \tag{3-13}$$

Khi tải trọng phân bố đều, tích phân phương trình trên ta có

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \sqrt{\frac{1-2\mu}{2-2\mu} \frac{1}{m^2} + \frac{1}{n^2}} + \frac{1-2\mu}{2-2\mu} \frac{1}{m^2 n^2} \tag{3-14}$$

Công thức Westergaard với giả thiết  $\mu = 0$  cho trị số ứng suất thẳng đứng xấp xỉ bằng 2/3 trị số cho bởi công thức Boussinesq, mặc dù không có gì chứng minh rõ ràng công thức nào trong trường hợp nào cho kết quả chính xác hơn công thức kia, chỉ có điều, công thức của Westergaard cho nền phân lớp thấy có vẻ sát thực tế hơn (cho đất trầm tích), đồng thời cũng thấy rằng độ lún tính theo áp lực rút từ công thức Boussinesq có vẻ lớn hơn thực tế.

3.6 Vòng Mohr ứng suất – một công cụ biểu thị trạng thái ứng suất tại một điểm:

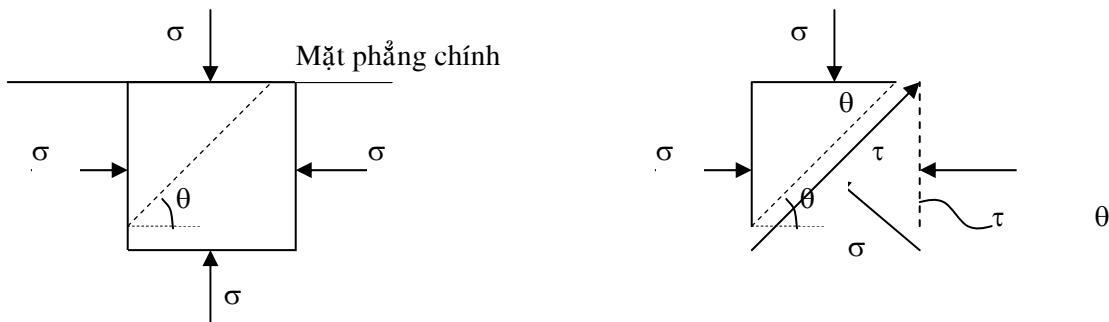
3.6.1 Trạng thái ứng suất phẳng.

Hình vẽ dưới đây mô tả trạng thái ứng suất phẳng (biến dạng khác 0). Người ta bỏ qua ứng suất trung gian  $\sigma_2$ , mà chỉ để lại hai ứng suất nén chính là  $\sigma_1$  và  $\sigma_3$ .

Xét phân tố chịu trạng thái ứng suất phẳng như hình vẽ. Giả sử có một mặt phẳng AB vuông góc với mặt phẳng của tờ giấy, có diện tích bằng đơn vị. AC và CB là các mặt phẳng chính vì trên đó có các ứng suất nén chính tác dụng.

$$BC = AB \cos \theta$$

$$AC = AB \sin \theta$$



Hình 3-10: Trạng thái ứng suất – Mặt phẳng chính và ứng suất chính

(Lưu ý: Mặt phẳng chính là mặt phẳng vuông góc với ứng suất chính và không có ứng suất cắt)

Lấy tổng các lực // với trục X và xét cân bằng tĩnh ( $\Sigma F_x=0$ )

$$\sigma_3.(AB.\sin \theta) + \tau .(AB.\cos \theta) - \sigma_n.(AB.\sin \theta) = 0$$

Lấy tổng các lực // với trục Y và xét cân bằng tĩnh ( $\Sigma F_y=0$ )

$$\sigma_1.(AB.\cos \theta) - \tau .(AB.\sin \theta) - \sigma_n.(AB.\cos \theta) = 0$$

Khử AB trong cả hai phương trình trên, ta thu được:

$$\sigma_3 \cdot \sin \theta + \tau \cdot \cos \theta - \sigma_n \cdot \sin \theta = 0$$

$$\sigma_1 \cdot \cos \theta - \tau \cdot \sin \theta - \sigma_n \cdot \cos \theta = 0$$

Trong hai phương trình trên, hai trị số chưa biết là  $\sigma_n$  và  $\tau$ , tiếp tục sử dụng các phép biến đổi lượng giác, ta có thể rút ra các công thức như sau:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \quad \text{và} \quad \tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta$$

### 3.6.2 Vòng Mohr và các ứng dụng của nó:

Trục tung là ứng suất cắt; trục hoành là ứng suất pháp tuyến. Qui ước  $\sigma_1$  là ứng suất nén chính lớn nhất, và  $\sigma_3$  là ứng suất nén chính nhỏ nhất. Vòng Mohr có tâm là  $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$  và có bán kính là  $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ .

Xét một điểm M trong nền, có hiện tượng trượt, tức  $\tau = s_u$  (ứng suất cắt đạt đến bằng sức chống cắt). Trên vòng Mohr ứng suất, trạng thái ứng suất của điểm M nằm tại I

Tính toán theo các yếu tố hình học trong nền, ta có thể rút ra công thức sau

$$\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2C} \quad (3-15)$$

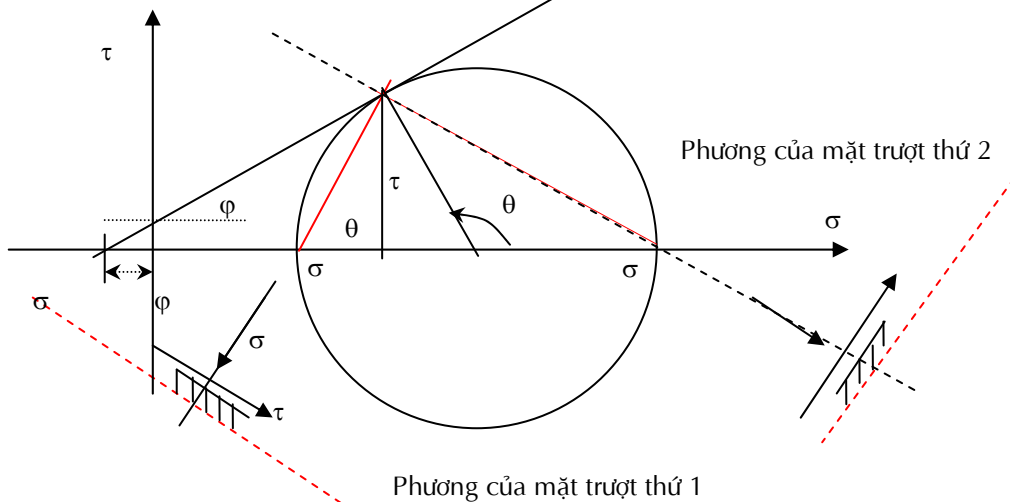
Nổi AI thì đó là phương của một trong hai mặt trượt sau:

(1) Mặt trượt thứ nhất : Với ứng suất nén chính  $\sigma_1$  thẳng đứng và  $\sigma_3$  nằm ngang;

Góc  $\theta = 45 + \varphi/2$  là góc của mặt trượt với ứng suất nén chính  $\sigma_3$ ; còn mặt trượt hợp với phương của ứng suất chính  $\sigma_1$  là  $90^\circ - (45 + \varphi/2) = 45^\circ - \varphi/2$

Mặt trượt thứ hai: Với ứng suất nén chính  $\sigma_3$  thẳng đứng và  $\sigma_1$  nằm ngang;

Góc  $\theta = 45 - \varphi/2$  là góc của mặt trượt với ứng suất nén chính  $\sigma_1$ ;

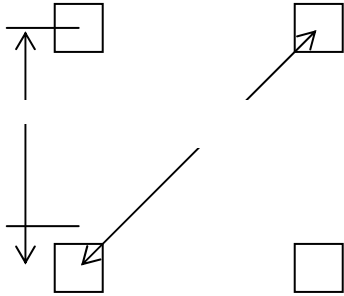


Hình 3-11: Biểu thị ứng suất tại một điểm bằng vòng Mohr ứng suất

Thí dụ 3-2: Một đài nước (chateau d'eau) nặng 280 tấn tựa trên 4 móng độc lập nhau kích thước 2x2m mỗi móng, độ sâu móng là âm 3m trong đất. Cự ly của tâm các móng là 8m đều theo hai

phương. Tính ứng suất thẳng đứng tại độ sâu đặt móng a) ngay tâm các móng vuông; b) ngay tâm của cả 4 móng (Trong bài này, đơn vị của ứng suất được viết chuẩn lại thành kN/m<sup>2</sup>)

Giải: Ứng suất tại độ sâu z do tải trọng tập trung được tính theo công thức của Boussinesq:



$$\Delta p = \sigma_z = \frac{P}{z} \frac{1}{\pi} \frac{1}{\frac{r}{z} + \dots} = \frac{P}{z} I$$

ở đây P = 1/4 280 tấn x 9.81 = 700kN (Chuyển 70tấn được đổi thành lực xấp xỉ 700kN). Ứng suất ở tâm 4 móng độ sâu 3m là:

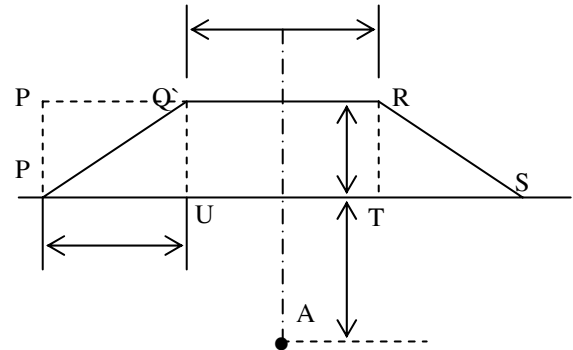
$$\Delta p = \sigma_z = \dots \times \frac{P}{z} \frac{1}{\pi} \frac{1}{\frac{r}{z} + \dots} = \dots \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất phụ thêm tại tâm bất kỳ móng góc nào

$$\Delta p = \sigma_z = \frac{P}{\pi z} \left[ \dots + \dots + \dots \right] = \dots \text{ kN/m}^2$$

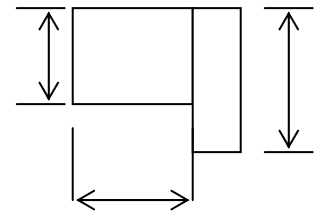
**BÀI TẬP**

1. Một nền đường được đắp có hình dạng như hình vẽ sau:  
 Độ dốc như vậy gọi là 1:m = 1:1.5 (nghĩa là đi lên 1, ngang qua 1,5). Trọng lượng riêng của đất là 21kN/m<sup>3</sup>. Tính ứng suất thẳng đứng ở độ sâu 6m dưới mặt đất :



- a) ngay tại trục trung tâm nền đắp;
- b) Dưới chân ta luy của mái
- c) Nếu có hoạt tải tác động lên mặt đường có cường độ 50kN/m<sup>2</sup>. Hỏi sự gia tăng ứng suất phụ thêm cho những điểm tính ở trên.

2. Tải trọng tổng cộng 900 kN được phân bố đều trên một diện tích là 2x 3m. Tính ứng suất thẳng đứng tại độ sâu 2,5m bên dưới góc C của móng và dưới trục đi qua tâm D của móng. Nếu có một móng khác kích thước 1x3 m có tải trọng 450 kN được xây sát ngay cạnh 2m của móng ban đầu, hỏi sự gia tăng ứng suất phụ thêm tại điểm C do ảnh hưởng của móng mới gây ra.



3. Phát biểu nào dưới đây là sai:

- a) Trong một số trường hợp nhất định, ứng suất có hiệu có thể lớn hơn áp lực tổng cộng tác động;
- b) Ứng suất hữu hiệu của đất không bị ảnh hưởng bởi bất cứ loại áp lực nước lỗ rỗng nào
- c) Các phương pháp tính ứng suất phụ thêm không phải là được rút ra từ lý thuyết đàn hồi.
- d) Ứng suất hữu hiệu là ứng suất giữa hạt với hạt
- e) Biểu thức tính ứng suất thẳng đứng của Westergaard có xem xét đến trọng lượng của miền đất

## CHƯƠNG 4

## BIẾN DẠNG LÚN CỦA ĐẤT XÂY DỰNG

## §1. ĐỘ LÚN VỀ LÚN

Mục tiêu của phần 1 chương này:

- **Biết** cơ chế hình thành sự lún là do thu hẹp lỗ rỗng (cũng là pha rỗng) trong đất dưới tải trọng. Các phương pháp tính toán độ lún cơ bản như phân lớp cộng lún, lớp tương đương.
- **Hiểu** rằng tất cả xây dựng lý thuyết ước tính độ lún là từ kết quả thí nghiệm nén không nở hông trên hộp nén Oedometer. Độ lún của nền Đất rời là tức thì; còn đất dính gồm độ lún tức thì và độ lún sau khi hoàn tất cố kết cơ sở (còn gọi là độ lún tuyệt đối) tính qua chỉ số nén  $C_c$  (chỉ dùng tính lún cho đất dính)
- **Làm được** gì sau khi học xong chương này:
  - Tập hợp các thông số chính phục vụ cho công việc tính lún khi gặp một nền đất cho trước. Đó là ứng suất địa tĩnh, ứng suất phụ thêm, biểu đồ hệ số rỗng (theo áp lực nén hữu hiệu).
  - Từ biểu đồ liên hệ pha, lập ngay công thức tính lún.
  - Lập được bảng tính lún theo phương pháp phân lớp cộng lún
  - Kỹ năng phụ: Dựng đường phân bố áp lực theo góc truyền lực trong đất để tính áp lực phụ thêm. Xác định áp lực tiền cố kết  $p_c$  bằng phương pháp đồ giải Casagrande.
  - Tính toán theo phương pháp Lớp tương đương của Txư tô vit

Công trình có chịu tải trọng ngoài, đương nhiên có lún. Độ lún là tổng biến dạng thẳng đứng của các lớp đất bên dưới công trình, do quá trình nén các hạt, do sự thoát nước trong lỗ rỗng, hoặc do sự vỡ nát, chuyển dịch các hạt.

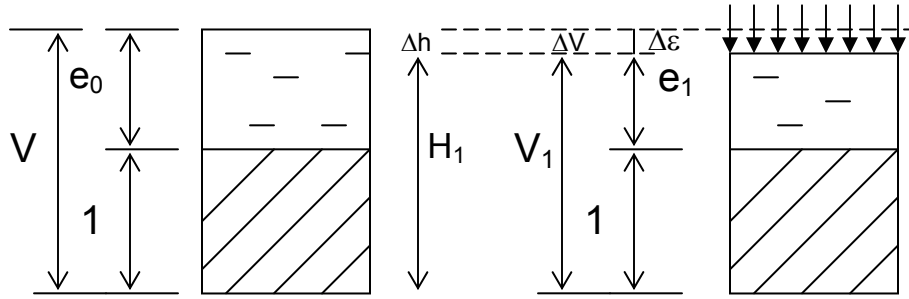
Độ lún phụ thuộc loại tải trọng và tác động, cường độ và độ dài thời gian tác động tải trọng và loại vật liệu đất nền. Có những trường hợp nền chưa đạt đến giai đoạn phá hủy, nhưng biến dạng chên lệch giữa các điểm trong nền công trình là vượt mức, dẫn đến vi chên độ lún quá mức qui định, gây ra sự nghiêng và xuất hiện vết nứt trên công trình, ảnh hưởng đến mỹ quan và khả năng sử dụng công trình. Vì vậy, ta luôn cần ước tính được độ lún do tải trọng.

Độ lún là tổ hợp của hai loại biến dạng:

- Loại biến dạng không phụ thuộc thời gian (Độ lún tức thì) ;
- Loại biến dạng phụ thuộc thời gian (Độ lún cố kết, do biến dạng dẻo tại trị số áp lực nước lỗ rỗng dư bằng không).

### 1. Lược đồ liên hệ về pha của mẫu đất:

Lược đồ (diagram) các liên hệ về pha của mẫu đất sau đây giúp lập được công thức tính lún

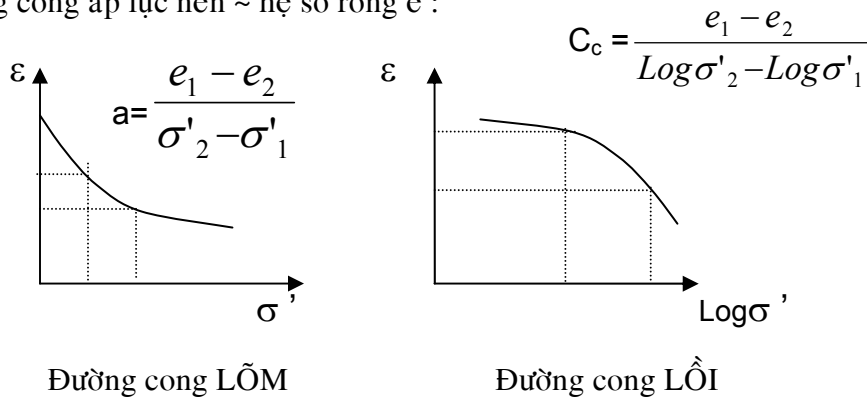


Hình 4.1: lược đồ các mối quan hệ về pha, các ký hiệu viết bên trái và phải không được lẫn lộn

Tóm lại quá trình chuyển từ tải trọng tác động lên nước trong lỗ rỗng sang cho sườn cấu trúc của hạt đất chịu và sự nén dần tương ứng được gọi là cố kết. Cố kết là đặc trưng cơ bản về tính nén của đất dính có hệ số rỗng lớn.

1.1 Đặc trưng cơ bản của tính nén :

a. Đường cong áp lực nén ~ hệ số rỗng e :



Đường cong LỖM

Đường cong LỒI

Hình 4.2: Đường cong nén lún (Quan hệ giữa hệ số rỗng và áp lực nén)

- b. Chỉ số nén  $C_c$
- c. Hệ số nén  $a_v$  (thứ nguyên : [chiều dài]<sup>2</sup> / [Lực] . Thí dụ : cm<sup>2</sup> / Niutơn
- d. Hệ số nén thể tích  $m_v$
- e. Độ cố kết U

1.2 Vấn đề lịch sử ứng suất đối với đất chịu nén (sét):

1.2.1 Dựa vào lịch sử thành tạo của đất trầm tích, có 3 loại đất :

a. Đất cố kết bình thường (normally – Consolidated Clay , ký hiệu quốc tế là NC):

Nếu trị số hiện tại của áp lực phủ phía trên hữu hiệu trong địa tầng là trị số áp lực tối đa mà trước đó trong lịch sử quá khứ đã từng bị cố kết đến mức áp lực đó, thì người ta gọi đất đó là đất cố kết bình thường.

$$p_c \sim p_o$$

Không có một phương thức tin cậy nào khả dĩ có thể tiên đoán được mối liên hệ ứng suất hữu hiệu tại chỗ với hệ số rỗng.

b. Đất quá cố kết:

Một loại đất \_ Cho đến nay vẫn đúng là... – đã từng chịu nén cố kết dưới trị số



áp lực  $p_c$  lớn hơn áp lực phủ phía trên hiện nay  $p_o$ , được gọi là đất quá cố kết (hay còn gọi là đất đã được nén trước, hay nôm na là đất cố kết trước).

$$p_c > p_o$$

Người ta ký hiệu tỷ số áp lực  $p_c/p_o$  là tỷ số quá cố kết hay viết tắt là OCR.

Đất quá cố kết có thể do những nguyên nhân sau:

- Áp lực do trọng lượng lớp phủ phía trên, nay đã dỡ đi (tan băng, giải phóng tải trọng ...)
- Do những lực dòng thấm vẫn còn duy trì;
- Do sự dâng lên của mức nước ngầm.

### c. Đất dưới cố kết:

Đất mới được đắp chưa được cố kết đầy đủ dưới bằng với áp lực phủ phía trên hiện nay; nghĩa là chưa nén tới, tức là khi có  $p_c < p_o$ , công trình xây dựng vào đất này sẽ gây sự nén thêm. Đất nguyên trạng không thể có  $p_c < p_o$

Về thực hành, thường xem đất là cố kết bình thường để tính độ lún (OCR=1).

### 1.2.2 Tiên đoán áp lực tiền cố kết :

Phương thức xưa nhất nhưng cũng được dùng nhiều nhất để xác định áp lực tiền cố kết được đề xuất bởi Casagrande (1936). Cách thức ấy như sau:

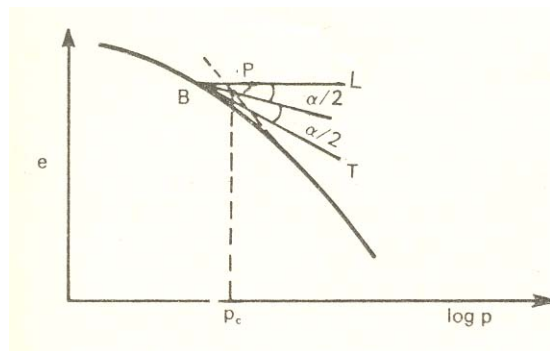
Bước 1: Vẽ đường cong nén  $e \sim \log p'$  (chú ý trị số này là ứng suất nén hữu hiệu). Trên đồ thị ấy chọn điểm B là điểm bắt đầu có độ

cong trở nên thay đổi rõ rệt nhất. Kẻ đường BL nằm ngang.

Bước 2: Vẽ tiếp tuyến tại B, gọi là đường BT. Xác định góc  $\alpha$  là góc hợp bởi đường BL (nằm ngang xác định ở bước 1) với đường BT.

Bước 3: Vẽ đường phân giác của góc  $\alpha$ , gọi là tia B-alpha

Điểm giao cắt giữa tia này với tia nối dài của phần tuyến tính của biểu đồ sẽ là điểm P. Trị số hoành độ của điểm P trên đồ thị chính là áp lực tiền cố kết  $p_c$ .



Hình 4-3: Phương pháp đồ giải Casagrande để xác định áp lực tiền cố kết

## 2 Biến dạng – Độ lún của nền đất:

### 2.1 Biến dạng là gì ? Các loại biến dạng:

#### 2.2 .1 Biến dạng thẳng đứng và nằm ngang.

Lún là tích phân của biến dạng thẳng đứng lấy trên suốt chiều dày lớp chịu nén:

$$s = \int_0^{Ha} \varepsilon_z dz \tag{4-1}$$

2.1.2 Xét đến Biến dạng ngang của nền:

Biến dạng ngang của đất có thể được kể vào biểu thức tính toán biến dạng đứng, do các mối liên hệ có trong định luật Hooke (sử dụng lý thuyết đàn hồi), cụ thể như sau:

➤ Độ lún không xét biến dạng ngang của nền:

Xét trước Bài toán nén không nở hông, tức khi  $\lambda_x = \lambda_y = 0$ ,

Từ 2 công thức: Biến dạng phương đứng (lý thuyết đàn hồi)

$$\lambda_z = \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

và  $\xi = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\mu}{1 - \mu}$  (4-2)

thế vào công thức trên của  $\lambda_z$ , ta có công thức độ lún:

$$s = H\sigma_z \left(1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}\right)$$

Viết gọn thành  $s = \beta\sigma_z \cdot H$  (4-3)

➤ Độ lún có xét biến dạng ngang của nền:

Tổng ứng suất  $\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$  và  $\lambda_y = 0 \rightarrow \sigma_y = \mu(\sigma_x + \sigma_z)$ ;

$$\lambda_x = \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

$$\lambda_y = \frac{1}{E_0} [\sigma_y - \mu(\sigma_x + \sigma_z)] \rightarrow E_0 = (1 - 2\mu) \frac{1 + \varepsilon_1}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \theta$$

$$\lambda_z = \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

ký hiệu  $\theta'_i = \frac{1}{1 - \mu} \sigma_{zi}$

Ta có công thức độ lún có xét biến dạng ngang:

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{1}{1 - 2\mu_i} \left[ \frac{\sigma_{zi}}{\theta'_i} - \mu_i \right] \frac{\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{2i}}{1 + \varepsilon_{1i}} h_i \tag{4-4}$$

2.2 Các mô hình tính toán biến dạng của nền:

Có nhiều mô hình tính toán biến dạng nền như sau:

- Lý thuyết nền **biến dạng cục bộ** (\*)
- Lý thuyết **tổng biến dạng đàn hồi** ( khác với lý thuyết nền biến dạng đàn hồi toàn bộ)  
 Đặc điểm: Xét biến dạng là đàn hồi tại những vùng lân cận diện chịu tải, không xét biến dạng dư; trong các tính toán chỉ sử dụng môđun đàn hồi (trang 128 Bùi Anh Định). Lý thuyết này cho phép xét đến vai trò lực dính và ma sát đối với biến dạng của đất.

Áp dụng: - Nền có chiều dày giới hạn;

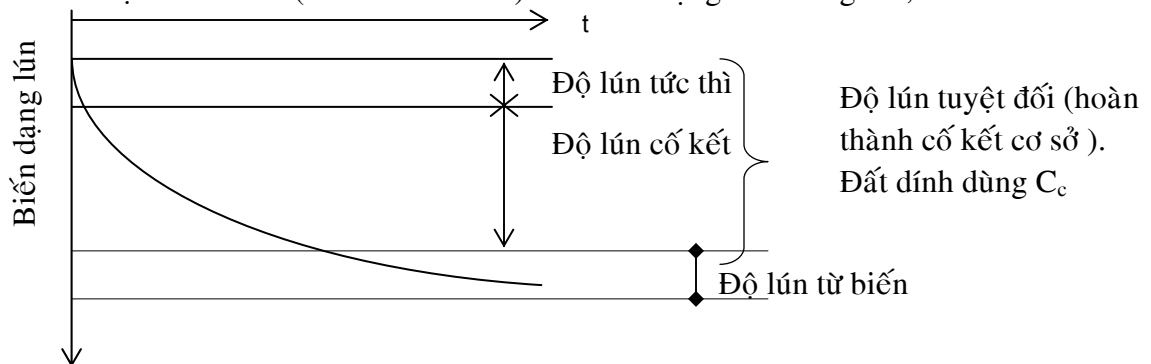
- Sử dụng các công thức của lý thuyết đàn hồi, sức bền vật liệu;
- Sử dụng môđun đàn hồi và hệ số áp lực ngang chỉ ứng với biến dạng đàn hồi mà thôi;
- Lý thuyết nền **biến dạng đàn hồi toàn bộ**  
 Đặc điểm: Xem nền là bán không gian đàn hồi đồng nhất và đẳng hướng. Xét cả biến dạng dư và dùng môđun biến dạng  $E_0$  (dựa vào thực nghiệm để xác định) để xét.  
 Áp dụng:
  - Đất có tính nén nhỏ và trung bình;
  - Khi lớp đất có chiều dày chịu nén lớn;
  - Khi tính móng bản, móng hình hộp;
- Lý thuyết hỗn hợp:  
 Đặc điểm: Xét cả biến dạng đàn hồi toàn bộ và biến dạng đàn hồi cục bộ, chưa xét đến biến dạng dư trong đất; tuy nhiên lý thuyết này phức tạp.
- Lý thuyết tổng quát:  
 Đặc điểm: Xét cả biến dạng hồi phục (gồm BD đàn hồi, nở ..., BD dư tác dụng trong phạm vi chịu nén);  
 Áp dụng: Tính toán áo đường mềm;
- Lý thuyết nền biến dạng tuyến tính (\*): Trước đây là tác giả Gerxêvanov đề xướng;  
 Đặc điểm: Xét biến dạng dư và biến dạng đàn hồi.  
 Áp dụng: Tính toán móng băng giao nhau, móng bè trên nền đàn hồi Winkler...  
 khi xem đất có đặc tính “đè đầu lún đó”

### 2.3 Độ lún – Độ chuyển vị ngang của công trình

#### 2.3.1 Độ lún

Tổng quát, độ lún gồm 3 thành phần:

- Độ lún tức thì: Có trị số đáng kể ở nền đất rời;
- Độ lún cố kết: Có trị số đáng kể ở loại nền đất hạt mịn;
- Độ lún từ biến (sau cố kết cơ sở): Do biến dạng dẻo trong đất, kéo rất dài theo t



**Thảo luận:** Cũng có tài liệu không kể độ lún tức thì vào độ lún cố kết sau khi hoàn tất cố kết cơ sở, còn gọi Độ lún tuyệt đối còn gọi là độ lún sau cùng (ký hiệu  $S_f$ )

#### 2.3.2 Chuyển vị ngang của công trình (khái quát):

Xác định bằng lý thuyết nền biến dạng tuyến tính. Chủ yếu, biến dạng ngang do tải trọng nằm ngang gây ra, nguy hiểm hơn độ lún. Các tính toán được xét ở chương sau.

### 2.3.3 Tính toán độ lún bằng kết quả của bài toán nén đất một chiều (không nở hông):

#### 2.3.3.1 Phương pháp áp dụng trực tiếp:

Đặc điểm: Từ mẫu đất chịu nén không nở hông, ta suy ra trường hợp tải trọng kéo dài đến vô hạn và nền là đồng nhất

$$\text{Công thức đơn giản chỉ là: } \quad \mathbf{S = a_o p H} \quad (4-5)$$

p là áp lực tính lún tác động.

Áp dụng: Khi bề rộng móng là lớn hơn chiều dày lớp chịu nén.

#### 2.3.3.2 Phương pháp phân lớp cộng lún ( rất quan trọng ):

Khi tầng chịu nén lớn phương pháp áp dụng trực tiếp nêu bên trên không áp dụng được vì sai số rất lớn.

Nội dung của phương pháp: Người ta chia nền thành từng lớp có chiều dày khoảng 1/5 bề rộng móng (giả thiết là bên trong phân lớp ấy, sự thay đổi về phân bố ứng suất là không đáng kể và sự lún bên trong phân lớp ấy là không nở hông).

Chiều sâu vùng chịu nén  $H_c$  được qui ước như là chiều sâu mà ứng với tại đó, ứng suất phụ thêm chỉ còn bằng  $0.1 \sim 0.2p_o$  với  $p_o$  là ứng suất địa tĩnh (do trọng lượng bản thân đất của các lớp phủ phía trên).

Áp lực tính lún = Áp lực phụ thêm;

$$\text{Hệ số nén tương đối } a_{o,i} = \frac{a_i}{1 + \varepsilon_{1i}} \quad \text{với } a_i = \frac{\varepsilon_{1I} - \varepsilon_{2I}}{p_{2I} - p_{1I}} \quad (4-6)$$

Qui ước: Trong đa số trường hợp thông thường, chỉ tính độ lún tại tâm móng mà thôi; nếu muốn tính độ lún của góc móng hoặc bất kỳ điểm nào khác, cần vẽ biểu đồ ứng suất phụ thêm trong nền tại đường thẳng đứng bên dưới điểm trên móng đó.

### 2.4 Trình tự của phương pháp phân lớp cộng lún:

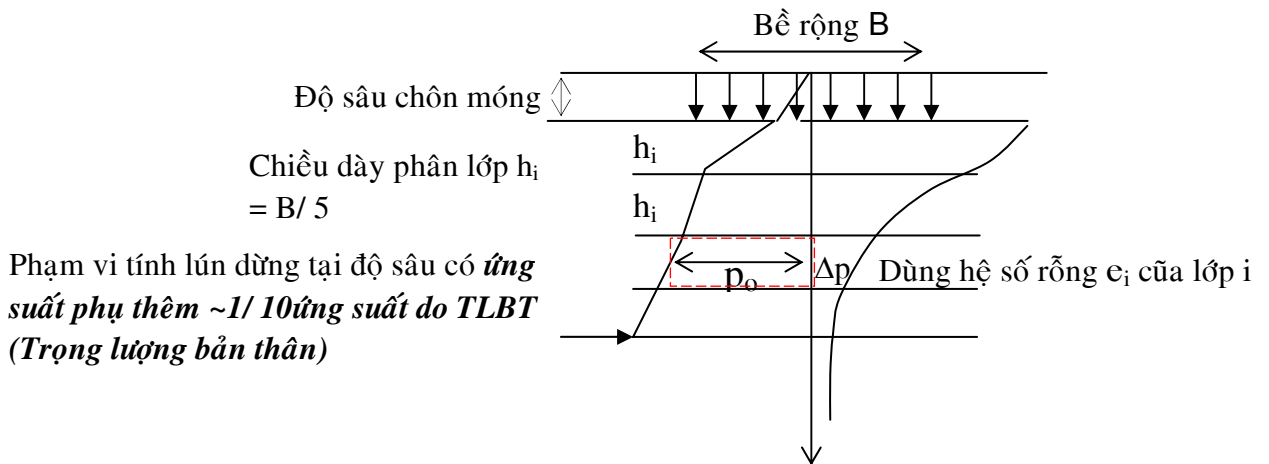
- Nền được chia ra từng lớp để có thể vận dụng được kết quả của lý thuyết trước (giải thích: Xem biến thiên của áp lực địa tĩnh và áp lực phụ thêm là không đổi trong suốt chiều dày phân lớp);
- Vẽ đường phân bố áp lực địa tĩnh  $p_o$  (nhắc lại ý : tăng dần theo độ sâu);
- Vẽ đường phân bố áp lực phụ thêm do tải ngoài  $\Delta p$  (giảm theo độ sâu);
- Quy ước chiều sâu vùng tính lún: là nơi có trị số  $p_o \sim 5$  đến 10 lần  $\Delta p$
- >>> Công thức tính lún từng lớp thứ i: Cần chú ý sau đây:
  - Giá trị của hệ số rỗng lúc đầu : do  $p_o$  (do TL Bản thân đất);
  - Giá trị của hệ số rỗng lúc sau : do tổng cộng cả  $p_o + \Delta p$   
(Áp lực do TL Bản thân đất + AL phụ thêm)
  - Lấy trị số hệ số rỗng tại độ sâu đang xét của lớp phân tố i
- Độ lún tuyệt đối sau cùng = Tổng đại số độ lún của các phân lớp

MẪU BẢNG BIỂU TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN THEO P<sup>2</sup>PHÂN LỚP CỘNG LÚN

$h_i$	Ứng suất do TLBT $p_0$ tại <u>biên</u> các phân lớp	Ứng suất do TLBT <u>trung bình</u> , lấy tại <u>giữa</u> các phân lớp	Ứng suất <b>phụ thêm</b> $\Delta p$ do tải ngoài	<b>Hệ số rỗng <math>\epsilon_{1i}</math> ứng với trị số áp lực ở cột (2)</b>	Ứng suất do cả $p_0 + \Delta p$ , tức cột (3) + (4)	<b>Hệ số rỗng <math>\epsilon_{2i}</math> ứng với trị số tổng áp lực cột (6)</b>	Độ lún phân lớp thứ $i$ Ký hiệu $s_i = \frac{\epsilon_{1i} - \epsilon_{2i}}{1 + \epsilon_{1i}} h_i$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)

Độ lún tổng cộng  $S = \sum s_i$

Sau khi tính độ lún, cần kiểm lại sự hợp lý của việc tính độ lún là: Độ lún của các lớp bên dưới thường có trị số bé hơn các lớp trên, và lớp gần đáy móng độ lún lớn nhất. Cũng từ đặc điểm này, có thể rút ra nhận xét rằng có một số giải pháp giảm lún trong thực tế thường dùng là : đào bỏ các lớp phía trên (có trị số độ lún lớn), hạ thấp độ sâu đặt móng, bơm phụt hóa chất, vi cọc và làm móng bù đắp (còn gọi là móng nổi: Trọng lượng đất đào móng bù bằng trọng lượng công trình → giảm lún).



**Thảo luận:**

- Đường phân bố ứng suất do TLBT kể từ mặt đất tự nhiên, gây khúc vì đất có dung trọng tự nhiên khác nhau ở mỗi lớp đất; dưới Mức nước ngầm, phải tính ứng suất hữu hiệu (dùng dung trọng đẩy nổi).
- Khi tính toán theo mẫu bảng tính lún ở trên, sinh viên nhớ dùng từng hệ số rỗng  $e_{1i}$  tại độ sâu tương ứng với cấp áp lực địa tĩnh (do Trọng lượng bản thân tính ở giữa lớp thứ  $i$  – cột 3 trong bảng ) và hệ số rỗng  $e_{i2}$  tương ứng với trị số **tổng** của hai trị số áp lực địa tĩnh  $p_0$  và áp lực phụ thêm  $\Delta p$  tại giữa các lớp đất thứ  $i$  (cột 6 trong bảng). Nói khác đi, tính toán với các trị số hệ số rỗng khác nhau ở các độ sâu, chứ không bao giờ có một trị số hệ số rỗng giống nhau .

2.4.1 Tính toán độ lún có xét đến nở hông của đất nền (xem lại mục 2.1.2 phía trước)

Trên thực tế, xét nở hông của đất nền cho kết quả lớn hơn so với tính toán phân lớp cộng lún (áp dụng cho bài toán nén một chiều), sự khác biệt rõ ràng hơn khi nền đất thuộc loại sét yếu, dẻo cao: Những đất này có khả năng nở hông rất lớn.

Đặc điểm các phép tính toán: Dùng **Moduyn biến dạng** trong các công thức của lý thuyết đàn hồi.

2.5 Cách tính toán độ lún của công trình bằng cách trực tiếp áp dụng các kết quả của lý thuyết đàn hồi (chỉ nên tham khảo):

2.5.1 Trường hợp nền có chiều dày vô hạn:

Theo lý thuyết đàn hồi, độ chuyển vị thẳng đứng tại một điểm tọa độ P(x,y,z) trong nền do tải trọng tập trung P có dạng như sau:

$$W(x,y,z) = \frac{P(1+\mu)}{2\pi E_0} \left[ \frac{z^2}{R^3} + \frac{2(1-\mu)}{R} \right]$$

Chuyển vị của điểm tại bề mặt đất (z = 0)

$$W(x,y,0) = \frac{P}{\pi CR} \quad \left( \text{đặt } C = \frac{E_0}{1-\mu^2} \right)$$

Độ lún của lớp đất có chiều dày z được xem như là hiệu của chuyển vị tại bề mặt đất với chuyển vị của điểm nằm tại z:

$$S = W(x,y,0) - W(x,y,z)$$

Độ lún của nửa không gian biến dạng tuyến tính thì cho z --> ∞ . Khi z = ∞ chuyển vị = 0 và độ lún xem như đúng bằng chuyển dịch tại bề mặt z = 0.

Lấy tải trọng phân bố trên diện tích F là tổng tích phân của pdf, thì độ lún của mặt sẽ xác định bằng cách lấy tích phân mặt (tích phân hai lớp) của W(x,y,0) do tác dụng của pdf gây ra :

$$W(x,y,0) = \frac{1}{\pi C} \frac{p(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}}$$

Đối với móng hình chữ nhật, độ lún của móng ở tâm (hình 4. ):

$$S_0 = \frac{2p}{\pi C} \left[ a \ln \frac{\sqrt{a^2 + b^2} + b}{\sqrt{a^2 + b^2} - b} + b \ln \frac{\sqrt{a^2 + 4b^2} + a}{\sqrt{a^2 + 4b^2} - a} \right]$$

Độ lún tại góc móng được ước tính S = 0.5 S<sub>0</sub>

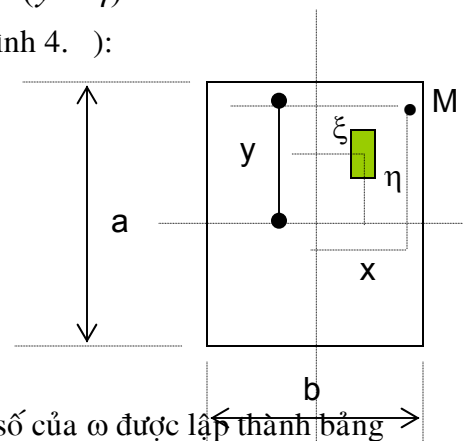
Công thức tính móng có dạng chung  $S = \frac{p\sqrt{F}}{C} \omega$

ω là hệ số tỷ lệ, có trị số của nó phụ thuộc

hình dáng diện chịu tải, độ cứng của nền và móng. Trị số của ω được lập thành bảng

(Tham khảo bảng 4 -1 [4])

2.5.2 Trường hợp nền có chiều dày hữu hạn:



Đối với nền có chiều dày hữu hạn, Gorbunov- Poxadov kiến nghị thay  $\omega$  bằng  $\omega_{mH}$  lấy từ lời giải gần đúng của chương trình tính chuyển vị. Trị số  $\omega$  được thay thế bởi trị số  $k$  và được lập thành bảng 4 – 2a [4].

2.5.3 Trường hợp nền có nhiều lớp

Để tính toán nền nhiều lớp, người ta tìm cách đổi nền không đồng nhất ra nền đồng nhất. Quy tắc đổi nền từ không đồng nhất ra nền đồng nhất được nêu bởi Gorbunov-Poxadov và Iegorov, như sau: Mỗi lớp đất xem như kéo dài lên trên (đến tận đáy móng!) và kéo dài xuống dưới (đến vô tận!); sau đó, áp dụng cách tính độ lún cho nền một lớp cho lớp giả định ấy; độ lún của toàn bộ lớp đất được lấy bằng tổng các độ lún của các lớp.

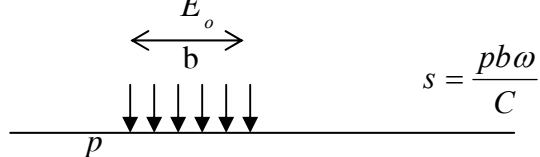
2.6 Phương pháp lớp tương đương của Txuttôvitch:

Đây là sự kết hợp của bài toán tính lún dùng kết quả của bài toán nén đất một chiều và phương pháp tính lún một cách trực tiếp (dùng kết quả của lý thuyết đàn hồi) nói ở đoạn trước. Đặc điểm của phương pháp là *thay việc tính lún của nền đất dưới tác dụng của tải trọng cục bộ trong điều kiện có biến dạng nở hông bằng việc tính lún của nền đó dưới tác dụng của một tải trọng cùng cường độ nhưng phân bố đều khắp trên bề mặt, làm cho nền đất lún theo điều kiện của bài toán nén một chiều.*

Muốn kết quả của việc thay thế nói trên được đúng với kết quả của sơ đồ nén với tải cục bộ, thì chiều dày lớp đất chịu lún dưới tải trọng phân bố kín khắp không thể lấy bất kỳ mà phải có giá trị xác định, chiều dày lớp ấy được gọi là lớp tương đương.  $H_{eq}$

2.6.1 Xác định chiều sâu của lớp tương đương

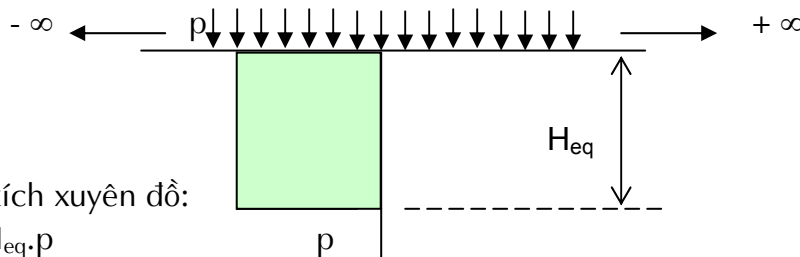
Theo lý thuyết đàn hồi:  $s = \frac{p\omega(1 - \mu^2)}{E_0}$  có xét đến biến dạng nở hông của đất (số  $\mu$ )



Hình 4-5: Tải trọng cục bộ, bề rộng  $b$ , cường độ tải trọng  $p$

Đi tiếp giả thiết thứ hai: Tải phân bố đều khắp, đất lún không nở hông. Nếu xét chiều dày  $H_{eq}$  thì độ lún  $S'$  do lớp này gây ra sẽ là

$$s' = \frac{pH_{eq}}{E_0} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}\right) \text{ (công thức bài toán lún 1 chiều) } \quad (4-7)$$

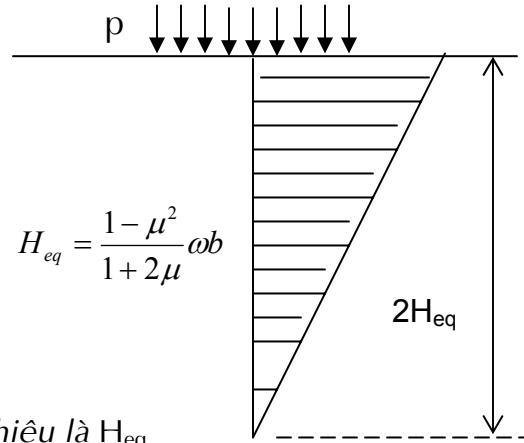


Hình 4-6: Tải trọng phân bố kín khắp, cũng có cường độ  $p$  và chiều sâu tính độ lún không thể vô hạn được mà có chiều sâu hữu hạn ký hiệu là  $H_{eq}$

Đẳng cấu hai biểu thức tính lún nói trên, tức  $S = S'$  ta rút ra được :

$$H_{eq} = \frac{(1 - \mu^2)}{(1 + 2\mu)} \omega b \tag{4-8}$$

Diện tích của xuyên đồ:  
 $2H_{eq} \cdot p / 2$



Hình 4-7: chiều sâu tính lún hữu hạn ký hiệu là  $H_{eq}$

Đặt  $A = \frac{(1 - \mu^2)}{(1 + 2\mu)}$  ta viết lại công thức trên  $H_{eq} = A\omega b$  và công thức độ lún theo phương

pháp lớp tương đương viết gọn lại sẽ là  $S = a_0 p H_{eq} \tag{4-9}$

Trị số  $A\omega$  được lập thành bảng sẵn, riêng cho các loại móng khác nhau (hình chữ nhật, vuông hoặc tròn). Xem bảng 4.2

2.6.2 Trình tự của việc tính lún theo phương pháp Lớp tương đương:

Xác định chiều dày lớp tương đương  $H_{eq}$  (nói ở đoạn trên)

Xác định hệ số nén lún tương đương  $a_0$  (dựa vào đường cong nén lún).

- Nếu khi đường cong phân bố ứng suất do tải ngoài gây ra có dạng gần như đường thẳng, chiều sâu vùng chịu nén thường lấy bằng  $2 H_{eq}$ .  
 Tải trọng  $p_1 = \gamma H_{eq}$  (là trọng lượng bản thân lớp đất nền dày  $H_{eq}$ )  
 Áp lực  $p_2$  để tính  $\epsilon_2$  sẽ lấy bằng

$$p_2 = \gamma H_{eq} + \frac{p}{2}$$

- Nếu khi đường cong phân bố ứng suất do tải ngoài gây ra có dạng rất cong không thể xem là đường thẳng được thì lấy  $z = (0.8 \text{ đến } 0.9) H_{eq}$ .

Lúc này, áp lực

$$p_1 = 0.9 \gamma H_{eq}$$

$$p_2 = 0.9 \gamma H_{eq} + 0.55p$$

Dựa vào  $p_1$  và  $p_2$ , ta xác định  $\epsilon_1$  và  $\epsilon_2$ ; tính ra  $a_0$  và độ lún được tính bằng công thức  $S = a_0 p H_{eq}$

2.6.3 Tính lún theo phương pháp Lớp tương đương khi nền gồm nhiều lớp khác nhau:

Trị số  $a_0$  sẽ lấy là trị số bình quân của hệ số nén lún của tất cả các lớp trong nền.

Trị số  $\mu$  lấy chung là 0.3 (nền vừa có lớp sét vừa có lớp cát)

Sau đó ta đổi biểu đồ hình chữ nhật của ứng suất  $\sigma_z$  hình chữ nhật ra dạng hình tam giác và lấy chiều sâu vùng chịu nén là  $2 H_{eq}$ .



Trên hình vẽ lấy  $z_i$  là khoảng cách từ đáy vùng chịu nén đến điểm tâm mỗi lớp, giá trị ứng suất  $\sigma_z$  do áp lực tính lún gây ra tại điểm giữa mỗi lớp sẽ là

$$\sigma_{zi} = p \frac{z_i}{2H_{eq}}$$

Áp lực  $p_{1i} = \gamma (2H_{eq} - z_i)$   
 $P_{2i} = p_{1i} + \sigma_{zi}$

Và sử dụng đường cong nén lún tương ứng của mỗi lớp để tính ra các trị số  $a_{oi}$  của lớp  $i$   
 Độ lún của toàn bộ nền đất bằng tổng các độ lún của mỗi lớp đất

$$S = \sum_1^n a_{oi} h_i p \frac{z_i}{2H_{eq}} \tag{4-10}$$

Đẳng cấu biểu thức trên với công thức tổng quát của độ lún theo hệ số nén lún trung bình  $a_{om}$  ta có

$$\sum_1^n a_{oi} h_i p \frac{z_i}{2H_{eq}} = a_{omp} H_{eq}$$

$$\Rightarrow a_{om} = \frac{\sum a_{oi} h_i z_i}{2H_{eq}^2} \tag{4-11}$$

BẢNG GIÁ TRỊ HỆ SỐ  $A\omega$

$\alpha$	Sỏi và cuội			Cát						Sét pha dẻo						Đất sét nặng rất dẻo		
	Sét cứng và sét pha						Cát pha						Sét dẻo					
	$\mu = 0.1$		$\mu = 0.20$		$\mu = 0.25$		$\mu = 0.30$		$\mu = 0.35$			$\mu = 0.40$						
1	1.13	0.96	0.89	1.2	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	1.4	1.32	1.91	1.62	1.52	2.44	2.04	1.94
2	1.55	1.31	1.23	1.63	1.39	1.3	1.72	1.47	1.37	1.88	1.60	1.49	2.16	1.83	1.72	2.76	2.34	2.20
3	1.81	1.55	1.46	1.90	1.63	1.54	2.01	1.7	1.62	2.18	1.89	1.76	2.51	2.15	2.01	3.21	2.75	2.59
4	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	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	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	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	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	2.51	2.21	-	2.64	2.34	-	2.79	2.47	-	3.03	2.69	-	3.49	3.08	-	4.46	3.92	-
$\geq 10$	2.58	2.27	2.15	2.71	2.4	2.26	2.86	2.54	2.38	3.12	2.77	2.60	3.58	3.17	2.98	4.58	4.05	3.82
	$A\omega_0$	$A\omega_M$	$A\omega_{CONST}$	$A\omega_0$	$A\omega_M$	$A\omega_{CONST}$	$A\omega_0$	$A\omega_M$	$A\omega_{CONST}$	$A\omega_0$	$A\omega_M$	$A\omega_{CONST}$	$A\omega_0$	$A\omega_M$	$A\omega_{CONST}$	$A\omega_0$	$A\omega_M$	$A\omega_{CONST}$

$\alpha$  tỷ số các cạnh móng hình chữ nhật

$A\omega_{const}$  được dùng cho trường hợp móng cứng tuyệt đối

$A\omega_0$   $A\omega_m$  được dùng cho trường hợp móng mềm, lần lượt tại tâm, và lấy trung bình giữa tâm và góc

Thí dụ 4 – 1: Tính độ lún ổn định bằng phương pháp lớp tương đương của một móng cứng tuyệt đối bằng bê tông cốt thép có kích thước 4x2m đặt trên nền cát đồng nhất có  $\varepsilon_1 = 0.65$

Áp lực tính lún phân bố đều trên móng  $p = 300\text{kN/m}^2$  và hệ số nén tương ứng (với cấp áp lực này) là  $a = 0.005 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$ .

Giải : Công thức tính lún  $S = a_0 p H_{eq}$  với  $H_{eq} = A \omega_{CONST}$

$\omega_{CONST}$  hệ số phụ thuộc độ cứng, hình dáng móng, độ lún móng...

A phụ thuộc tính chất của móng. Với  $\mu=0.2$  và với  $l/b = 4/2 = 2$  tra bảng :  $A \omega_{CONST} = 1.3$

$H_{eq} = A \omega_{CONST} b = 2 \times 1.3 = 2.6\text{m}$

Hệ số nén tương đối  $a_0 = \frac{a}{1 + \varepsilon_0} = \frac{0.005 \times 10^{-4}}{1 + 0.65} = 0.003 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{kN}$

Độ lún  $S = 2.6 \times 0.003 \times 10^{-4} \times 300 = 2.34 \text{ cm}$

2.6.4 Các thảo luận nhận xét rút ra về phương pháp tính lún theo lớp tương đương:

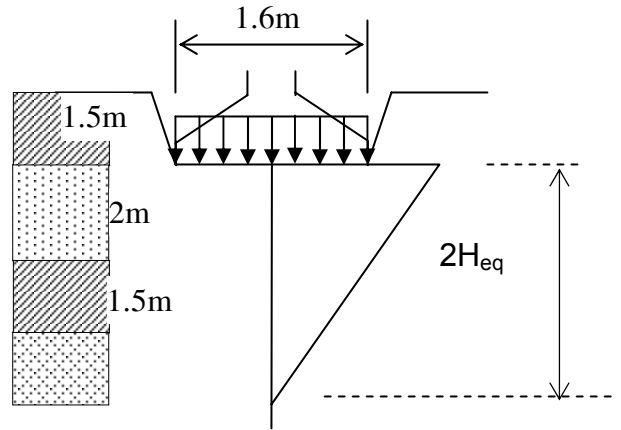
- Có thể hiểu ý nghĩa của thuật ngữ tương đương là ở 2 điểm chính:
  - + tương đương về độ lớn viết theo giải tích;
  - + tương đương về diện tích xuyên đồ áp lực (trên hình hình 1 nhưng chiều sâu vùng tính lún là  $2H_{eq}$ )
- Có thể xem rằng, lớp tương đương là lớp đất mà độ lún của nó dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều kín khắp (tiến ra  $\infty$ ) bằng với độ lún của móng có kích thước giới hạn, cường độ tải trọng tương tự, trên nền bán không gian biến dạng tuyến tính.
- Chỉ khi xem nền là bán không gian biến dạng tuyến tính mới áp dụng công thức này. Và đây là phương pháp tính lún tra bảng lập sẵn, của người Nga, ít áp dụng tại các nước châu Âu do ít khi chính xác so với các phương pháp phân lớp cộng lún.
- Trường hợp đặc biệt: Nền nhiều lớp:
  - Chỉ có trị số  $a_0$  bị ảnh hưởng bởi yếu tố phân lớp trong nền.
  - Nền vừa cát vừa sét lấy đều bằng  $\mu=0.3$
  - Lưu ý  $z_i$  là khoảng cách từ đáy chiều sâu lớp tương đương đến điểm giữa mỗi lớp.

$$\text{▪ Biểu thức tính toán hệ số nén trung bình } a_{om} = \frac{a_{oi} h_i z_i}{2H_{eq}^2}$$

và công thức tính lún như cũ.

Thí dụ 4 – 2: Tính độ lún ổn định bằng phương pháp lớp tương đương của một móng cứng tuyệt đối bằng bê tông cốt thép có kích thước 3.2x1.6m đặt sâu 1.5m trong đất gồm nhiều lớp như hình vẽ

Lớp	I	II	III	IV
Chiều dày	1.5	2	1.5	
$a$ ( $\times 10^{-2}$ $m^2/kN$ )		0.013	0.02	0.025
Hệ số rỗng $e$		0.63	0.74	0.81



Giải: Công thức tính độ lún  $S = a_0 p H_{eq}$

- Tính chiều dày tương đương  $H = 2H_{eq}$
- Móng cứng tuyệt đối  $\alpha = l/b = 3.2/1.6 = 2$
- Nền vừa có đất I loại cát, vừa có đất loại sét  $\mu = 0.3$

Tra bảng  
 $\rightarrow A\omega_{const} = 1.49$

Vậy  $H_{eq} = b \cdot A\omega_{CONST} = 1.49 \times 1.6 = 2.38m$

Chiều sâu tính lún tương đương  $H = 2 H_{eq} = 2 \times 2.38 = 4.76m$

- Tính hệ số nén bình quân  $a_{0m}$
- Trước hết tính hệ số nén tương đối cho từng lớp

- Lớp 1:  $a_{02} = \frac{a_2}{1 + \epsilon_2} = \frac{0.013}{1 + 0.63} = 0.008 \times 10^{-2} m^2/kN$
- Lớp 2:  $a_{03} = \frac{a_3}{1 + \epsilon_3} = \frac{0.02}{1 + 0.74} = 0.0115 \times 10^{-2} m^2/kN$
- Lớp 3:  $a_{04} = \frac{a_4}{1 + \epsilon_4} = \frac{0.025}{1 + 0.81} = 0.0138 \times 10^{-2} m^2/kN$

- Xác định các khoảng trung bình (là khoảng cách từ đỉnh của biểu đồ ứng suất đến điểm giữa mỗi lớp đất)

$$Z_2 = 1.26 - (1/2 \times 1.26) = 0.63 m$$

$$Z_3 = 1.26 + 1/2 \times 1.5 = 2.01 m$$

$$Z_4 = 1.26 + 1.5 + 1/2 \times 2 = 3.76 m$$

Công thức tính hệ số nén tương đối bình quân:

$$a_{0m} = \frac{\sum a_{0i} \cdot h_i \cdot z_i}{2H_{eq}^2} = \frac{2.0 \times 0.008 \times 10^{-2} \times 3.76 + 1.5 \times 0.0115 \times 10^{-2} \times 2.01 + \dots}{2 \times 2.38^2}$$

$$= 0.0093 \times 10^{-2} m^2/kN$$

- Độ lún  $S = a_0 p H_{eq} = 2.38 \times 0.0093 \times 10^{-2} \times 200 = 0.0442m = 4.4cm$

**Thảo luận:** Dù đơn giản, nhưng phương pháp này chịu nhiều hệ số phụ thuộc hình dạng, độ cứng, tính chất móng... là những thông số phải tra bảng, ít trực quan và có thể phải nội suy.

## §2. ĐỘ LÚN THỜI GIAN THEO % CỦA ĐỘ LÚN SAU CÙNG

Đây là một chương khó, đòi hỏi nhiều kỹ năng tra cứu trên đồ thị, nhưng rất cần cho thực tế, người học nên bỏ thời gian nghiên cứu và làm bài tập về phần này.

Mục tiêu của phần này:

- **Biết** các giả thiết để xây dựng lý thuyết tính toán sự lún theo thời gian (Lý thuyết cố kết của Terzaghi). Phải nắm vững về các biểu đồ, toán đồ, công thức... nén lún theo thời gian. Qua đó ước tính độ lún về trị số và thời gian hoàn tất một % định trước về mức độ lún so với trị số độ lún sau cùng (không kể từ biến): thời gian hoàn tất lún  $t = f(T_v, d)$ .
- **Hiểu** sự biến thiên áp lực nước lỗ rỗng theo thời gian, ứng với các điều kiện thoát nước khác nhau (điều kiện về các biên thoát nước: mở, nửa đóng) sẽ gây lún theo thời gian. Có rất nhiều ứng dụng thực tiễn của bài toán tính lún theo thời gian, thường là đánh giá độ lún ở thời điểm  $t$  nào đó v.v. Kích thước  $d$  trong công thức  $T_v$  là đường đi của hạt nước đến biên thoát nước. (Để hiểu, cần đọc kỹ các thí dụ minh họa).
- **Làm được** các loại bài toán ngược và xuôi về độ lún theo thời gian  $S_t = U_t \cdot S_f$ . Muốn vậy, mấu chốt nhất là cách xác định các trị số mốc như  $U_z = 0$ ,  $U_z = 100\%$ ,  $t_{90}$  bằng các phép vẽ trên biểu đồ thí nghiệm nén dần, sau đó tính được yếu tố thời gian  $T_v$ . Từ trị số của độ lún sau cùng (độ lún tuyệt đối), và từ các thông số mức độ cố kết  $U_z$ , biểu đồ nén lún theo thời gian, có thể chỉ ra độ lún tại thời điểm bất kỳ  $S_t$ . Ký hiệu  $S_f$  là độ lún sau cùng (chỉ số  $f$  – final).

### 3. Tính toán độ lún theo thời gian:

#### 3.1 Mức độ cố kết:

- Định nghĩa độ cố kết

$$U_z = \frac{e_0 - e_t}{e_0 - e_f} \quad (4-12)$$

trong đó  $e_f$  là hệ số rỗng ở vào cuối giai đoạn cố kết

$e_t$  là hệ số rỗng trong giai đoạn cố kết, thời điểm  $t$  đang xét

- Biểu thị  $U_z$  theo áp lực nén:

Với giả thiết rằng *quan hệ  $\varepsilon$ - $p$  là tuyến tính*, có thể biểu thị  $U$  theo áp lực nén  $p$

$$U_z = \frac{p - p_o}{p_1 - p_o} \text{ (trị hữu hiệu)} \quad (4-13)$$

Nếu gọi  $(u_w)_o$  là áp lực nước lỗ rỗng trước khi có sự gia tăng ứng suất tổng cộng,  $(u_w)_i$  là sự gia tăng áp lực nước lỗ rỗng phía lớn hơn trị số  $(u_w)_o$  do sự gia tăng áp lực nén và nếu gọi  $(u_w)$  là áp lực nước lỗ rỗng ở thời điểm bất kỳ nào dư nhiều hơn trị số  $(u_w)_o$ ; ta có

$$p_1 = p_o + (u_w)_i = p + (u_w)$$

$$\text{thì } U_z = \frac{(u_w)_i - u_w}{(u_w)_i} = 1 - \frac{u_w}{(u_w)_i} \quad (4-14)$$

3.2 Lý thuyết cổ kết của Terzaghi (quan trọng):

3.2.1 Giả thiết của lý thuyết cổ kết Terzaghi:

Có 8 giả thiết chính và 1 giả thiết phụ (giả thiết 9)

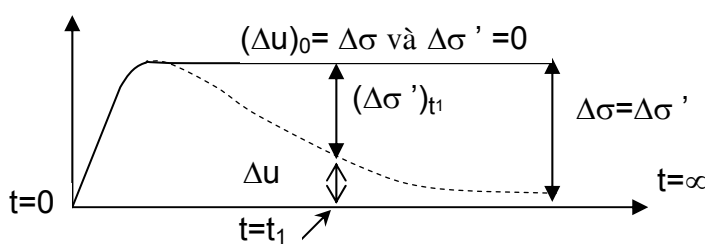
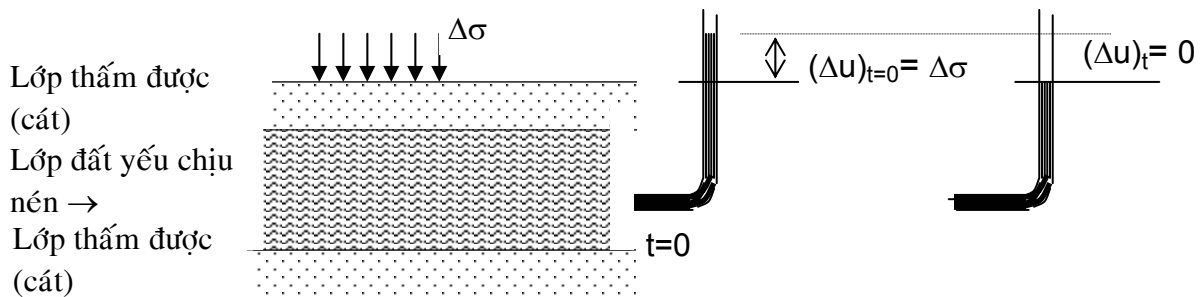
- 1 Đất đồng nhất;
- 2 Đất bão hòa nước hoàn toàn;
- 3 Phần rắn của đất (hạt) và nước đều bất khả nén;
- 4 Sự lưu và sự nén đều là một chiều (thẳng đứng)
- 5 Biến dạng nhỏ
- 6 Luật Darcy là đúng tại mọi gradient thủy lực;
- 7 Hệ số thấm và hệ số nén thể tích là hằng số trong suốt quá trình nén cổ kết;
- 8 Có một mối liên hệ duy nhất, không phụ thuộc thời gian, giữa hệ số rỗng và ứng suất hữu hiệu.
- 9 Sự trì hoãn về thời gian trong bài toán cổ kết hoàn toàn do tính thấm bé của đất.

3.2.2 Nhận xét về sự sát hợp của các giả thiết:

Giả thiết 6 thực tế có chút lệch lạc khi gradient thủy lực thấp. Giả thiết 7 thì hơi khiên cưỡng vì trong quá trình cổ kết hệ số rỗng thì tính thấm cũng giảm theo mới đúng. Hệ số nén thể tích cũng giảm suốt quá trình cổ kết nhất là khi quan hệ  $\epsilon \sim \sigma'$  không bao giờ là tuyến tính; tuy vậy đối với khi độ gia tăng ứng suất nhỏ thì giả thiết 7 cũng tạm chấp nhận được. Còn bàn về giả thiết 8, thì đây là hạn chế chính của lý thuyết cổ kết Terzaghi vì trên thực tế, quan hệ  $\epsilon \sim \sigma'$  không bao giờ độc lập thời gian.

3.2.3 Lý thuyết cổ kết của Terzaghi liên hệ đến 3 đại lượng:

- Áp lực nước lỗ rỗng ( $u_e$ )
- Chiều sâu ( $z$ ) bên dưới mặt trên lớp chịu nén
- Thời gian ( $t$ ) rút từ việc áp đặt tức thì tải trọng của lượng gia tăng ứng suất tổng cộng



Hình 4-8 : ↑ a) Sự gia tăng áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư khi có tải.  
 ← b) Biểu đồ chuyển giao áp lực nước lỗ rỗng cho cốt đất

Xét phân tố vi cấp  $dx dy dz$  trong lớp sét chiều dày  $2d$  (Hình 4-8). Độ gia tăng áp lực  $\Delta\sigma$  về áp lực tổng cộng (chứ chưa nói gì đến áp lực hữu hiệu) theo phương thẳng đứng.

Vận tốc dòng lưu xuyên qua phân tố vi cấp này theo định luật Darcy là:

$$v = k.i_z = -k \frac{\partial h}{\partial z} \quad (\text{dấu trừ có ý nghĩa: độ giảm của vi phân})$$

Bởi vì bất cứ sự thay đổi cột nước (biểu thị áp lực) tổng cộng nào cũng đều do sự thay đổi áp lực nước trong lỗ rỗng của đất, nên theo điều kiện của tính liên tục như sau:

$$v_z = -\frac{k}{\gamma_{nuoc}} \frac{\partial u_{du}}{\partial z} \Leftrightarrow -\frac{k}{\gamma_{nuoc}} \frac{\partial^2 u_{du}}{\partial z^2} dx.dy.dz = \frac{dV}{dt} \quad (1)$$

Tốc độ thay đổi thể tích có thể được biểu diễn theo số hạng hệ số nén thể tích  $m_v$

$$\frac{dV}{dt} = m_v \frac{\partial \sigma'}{\partial t} dx.dy.dz = -m_v \frac{\partial u}{\partial t} dx.dy.dz$$

Độ gia tăng về ứng suất tổng cộng dần dần được chuyển qua cho sườn cấu trúc chịu, khiến sườn cấu trúc gia tăng về ứng suất hữu hiệu và có sự giảm đồng thời của áp lực nước lỗ rỗng dư. Biểu thức trên viết lại theo nội dung của diễn biến này, với sự thay đổi vai trò của số hạng ứng suất hữu hiệu với áp lực nước lỗ rỗng dư  $u_e$ , tức là

$$\frac{dV}{dt} = -m_v \frac{\partial u_{du}}{\partial t} dx.dy.dz \quad (2)$$

Cân bằng hai phương trình (1) và (2), ta có :

$$m_v \frac{\partial u_e}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2}$$

hay nếu đặt  $C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$ , ta có thể viết

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (4-15)$$

Đây là phương trình vi phân của quá trình cố kết, trong đó  $C_v$  được gọi là hệ số cố kết, có đơn vị phù hợp là  $m^2/năm$ . Khi giả thiết  $k$  và  $m_v$  là hằng số (mặc dù nếu khai triển  $m_v$  ra,  $m_v$  là tỷ số giữa thể tích riêng  $(1 + \epsilon_0)$  chia cho hệ số nén thể tích  $a_v$ , và hệ số thấm cũng giảm theo thời gian), nên  $C_v$  cũng là hằng số.

### 3.3 Lời giải của phương trình vi phân cố kết của Terzaghi:

Ứng suất (trị số tổng cộng) được áp đặt ngay tức thì lên mẫu.

Tại thời điểm ban đầu  $t = 0$  lượng gia tăng áp lực tổng cộng này lập tức được chịu toàn bộ bởi pha lỏng nước, tức là  $\Delta\sigma = u_i$  (trị số ban đầu của áp lực nước lỗ rỗng dư)

$$u_{dur} = u_i \quad \text{đối với } 0 \leq z \leq 2d \text{ khi } t = 0 \text{ (bắt đầu gia tải cho nền)}$$

Nhắc lại rằng : Áp lực nước lỗ rỗng dư (ALNLR dư) cũng có thể hiểu là trị số áp lực nhiều hơn áp lực thủy tĩnh của nước tại độ sâu đang xét.

Những biên trên và dưới của lớp sét được giả sử là những lớp thoát nước tự do, tính thấm của đất ngay sát mỗi biên là rất cao so với tính thấm của đất sét, như vậy điều kiện biên ở thời điểm bất kỳ sau khi áp đặt  $\Delta\sigma$  là

$$u_{du} = 0 \quad \text{đối với } z = 0 \text{ và } z = 2d \text{ khi } t > 0 \text{ (nền đã chất tải sau thời gian } t)$$

Lời giải của **áp lực nước lỗ rỗng dư tại độ sâu Z sau thời gian t** là

$$u_e = u_{du} = \sum_{n=1}^{n=\infty} \left( \frac{1}{d} \int_0^{2d} u_i \sin \frac{n\pi.z}{2d} dz \right) \left( \sin \frac{n\pi.z}{2d} \right) \exp\left(-\frac{n^2 \pi^2 . C_v . t}{4d^2}\right) \quad (4-16)$$

Trong đó **d** là **chiều dài đường đi của một hạt nước đến biên thấm**, và  $u_i$  là áp lực nước lỗ rỗng dư ban đầu, về tổng quát, đó là một hàm của z.

Trong trường hợp riêng nếu  $u_i$  không đổi trong suốt chiều dày lớp sét,

$$u_e = u_{du} = \sum_{n=1}^{n=\infty} \left( \frac{2u_i}{n\pi} \right) (1 - \cos n\pi) \left( \sin \frac{n\pi.z}{2d} \right) \exp\left(-\frac{n^2 \pi^2 . C_v . t}{4d^2}\right) \quad (4-17)$$

Khi n chẵn,  $(1 - \cos n\pi) = 0$  và khi n lẻ,  $(1 - \cos n\pi) = 2$ ; Chỉ khi n là lẻ thì hợp lý hơn, và thuận tiện nếu ta làm phép thế:  $n = 2m + 1$  và  $M = \pi/2(2m+1)$

Để thấy rằng cũng rất thuận lợi nếu thay thế  $T_v = \frac{C_v . t}{d^2}$  là một số không thứ nguyên được gọi là **thừa số thời gian (ta cần thuộc lòng công thức về thông số này)**.

$$T_v = \frac{C_v . t}{d^2} \quad (4-18)$$

Phương trình của trị số áp lực nước trong lỗ rỗng dư  $u_e$  thu lại chỉ còn

$$u_e = u_{du} = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left( \frac{2u_i}{M} \right) \left( \sin \frac{M.z}{d} \right) \exp(-M . T_v^2)$$

Những đường cong vẽ  $u_e$  theo z đối với những giá trị khác nhau của t có dạng như dưới đây, được gọi là những đường **isochrone** và hình dạng của chúng sẽ phụ thuộc vào sự phân bố ban đầu của ALNLR và điều kiện thoát nước tại biên của lớp (xem thêm [1]);

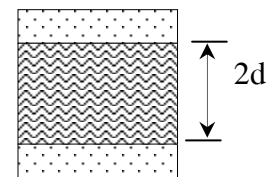
lớp có hai biên thoát nước tự do --> được gọi là **lớp mở**;

còn chỉ có một lớp thoát nước tự do thì gọi là **nửa đóng**.

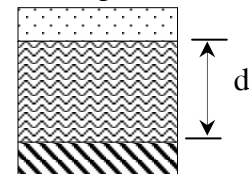
Đem biểu thức trị số  $u_e$  đem vào công thức độ cố kết

$$U_z = \frac{(u_w)_i - u_w}{(u_w)_i} = 1 - \frac{u_w}{(u_w)_i}$$

ta có: 
$$u_z = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \left( \frac{2}{M} \right) \left( \sin \frac{M.z}{d} \right) \exp(-M . T_v^2)$$



Hai lớp thoát : Mở



Một lớp thoát: nửa đóng

Nói đến đây, ta xét đến một tình huống thực hành.

Đó là chỉ xét độ cố kết trung bình xảy ra cho một lớp nào đó mà ta muốn biết, độ lún cố kết tại thời điểm t được cho bởi tích của độ cố kết và độ lún sau cùng:

$$S_t = U_z \cdot S_f \tag{4-19}$$

Độ cố kết trung bình tại thời điểm t đối với áp lực nước trong lỗ rỗng ban đầu ( $u_i$ ) là:

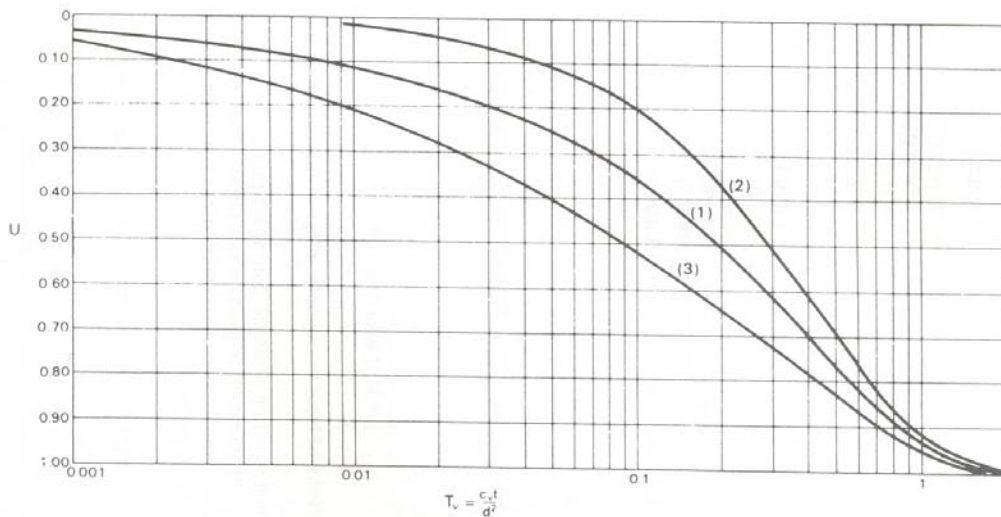
$$U_z = 1 - \frac{\frac{1}{2d} \int_0^{2d} u_e dz}{u_i} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v)$$

Mối quan hệ giữa  $U_z$  và  $T_v$  có dạng như hình bên dưới:

Đường cong số 1: Hai biên mở (lớp chịu nén dày 2d) ; 1 biên mở (lớp chịu nén dày d)

Đường cong số 2: Nửa đóng, biến thiên ban đầu của áp lực nước lỗ rỗng dư tam giác có cạnh đáy tam giác ở dưới (lớp chịu nén dày d)

Đường cong số 3: Nửa đóng, biến thiên ban đầu của áp lực nước lỗ rỗng dư tam giác có cạnh đáy tam giác ở trên (lớp chịu nén dày d)



Hình 4-9 : Đường cong quan hệ mức độ cố kết  $U_z$  và thừa số thời gian  $T_v$

Có thể dễ hơn bằng cách nhớ hai công thức kinh nghiệm xác định  $T_v$  theo  $U_z$  như sau:

$$\text{Đối với } U_z < 0.6, \quad T_v = \frac{\pi}{4} \left( \frac{U_z}{100} \right)^2 \tag{4-20}$$

$$\text{Đối với } U_z > 0.6, \quad T_v = -0.933 \text{ Log}(1- U) - 0.0851$$

### 3.4 Xác định hệ số cố kết:

$C_v$  được xác định bằng cách so sánh đặc trưng của 2 đường cong nén: đường cong lý thuyết và thực nghiệm. Hệ số thấm k xác định dễ dàng bằng công thức đáng nhớ sau:



$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \tag{4-21}$$

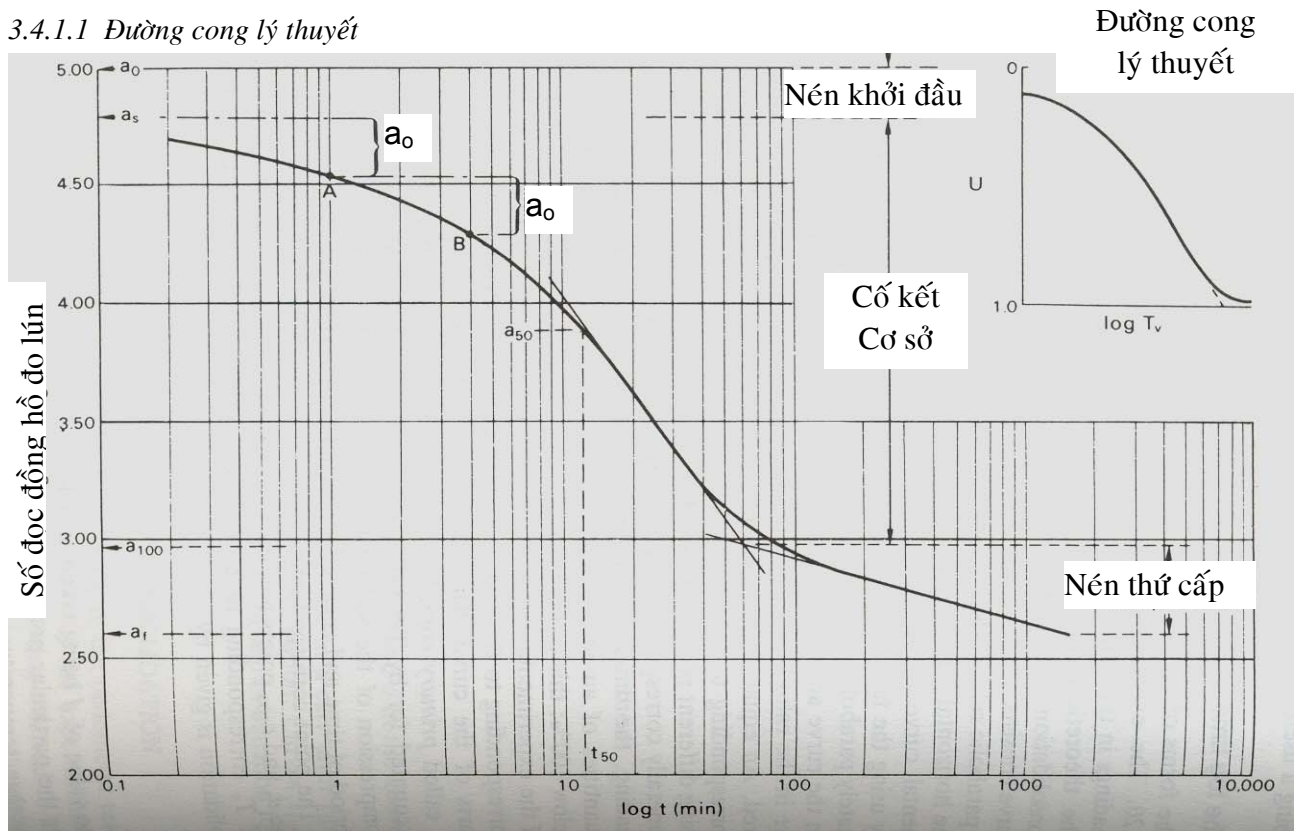
Trong đó  $\gamma_w$  là Trọng Lượng Riêng của nước;  $m_v$  là hệ số nén thể tích.

Bởi vì khi vẽ theo thang  $\sqrt{\text{thời gian}}$  hoặc thang trục Log, đường cong sẽ tách ra và làm bộc lộ rõ ràng những đặc trưng khác biệt của đường cong.

So sánh đường cong thí nghiệm nén trong phòng theo thời gian và đường biểu diễn  $U_z$  theo thời gian  $T_v$ , ta thấy chúng có dạng giống nhau. Có tác giả vẽ theo  $\sqrt{\text{thời gian}}$  (Taylor, 1948); cũng có tác giả đi vẽ theo Log (thời gian) như Casagrande (1936). Cả hai phương pháp vẽ đều có giá trị hữu ích để xác định hệ số cố kết và đều được gọi là phương pháp đường cong vừa nhất (curve fitting method).

3.4.1 Phương pháp trục Log của Casagrande:

3.4.1.1 Đường cong lý thuyết



Hình 4-10: Phương pháp trục Log(thời gian) để xác định mức độ cố kết  $U=0$  và  $U=100\%$  [1]

3.4.1.2 Đường cong thí nghiệm nén cố kết trong phòng:

Dựa vào số đọc của đồng hồ đo lún của mẫu bị nén. Trên đồ thị ký hiệu là chữ “ a “.

Thời gian được chọn là 0 0.1’ 0.25’ 0.5’ 1.0’ 2.0’ 4’ 8’ 15’ 30’ 70’ 140’ 260’ 455’ 1440’

Trước tiên, cần xác định thời gian ứng với  $U=0\%$  và  $U=100\%$ :

Xác định  $U=0\%$

Trên đường cong nén theo Log thời gian (hình 4-10 trên), điểm bắt đầu đoạn tuyến tính giữa đồ thị, xem như  $U = 60\%$ .

Trên đoạn từ  $U < 60\%$ , chọn bất kỳ điểm B, dóng xuống trục hoành, gọi tương ứng thời gian nén là  $t_0$ . Lấy đoạn  $t_0 / 4$  từ trục hoành, dóng lên được điểm A trên đường cong.

Đo khoảng cách thẳng đứng (song song trục tung) khoảng tung độ của hai điểm A, B. Gọi là  $a_0$  (xem trên hình 4-10).

Lấy lên phía trên một đoạn thẳng đứng đúng bằng khoảng cách  $a_0$ , ta sẽ có đường nằm ngang, mà tung độ tại đó là số đọc tương ứng với  $U = 0\%$ .

#### Xác định $U = 100\%$

Trên đoạn cuối cùng, kẻ đường tiếp tuyến, sao cho gần trùng với phần lớn đường cong.

Kẻ đường nối dài phần thẳng (phần tuyến tính) giữa đồ thị.

Hai đường cắt nhau tại 1 điểm, dóng xuống trục hoành, sẽ tương ứng với thời gian nén đạt  $U = 100\%$ .

Các sinh viên cần nghiên cứu kỹ đồ thị và 2 cách xác định  $t_0$  và  $t_{100}$  nêu trên.

Giá trị của  $T_v$  khi  $U = 50\%$  là 0.196 và hệ số cố kết là  $C_v = \frac{0.196d^2}{t_{50}}$  trong đó  $d$  được

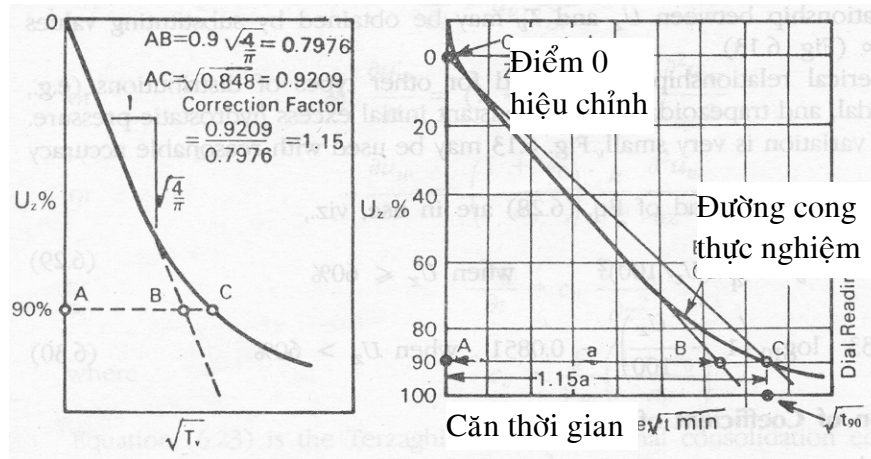
lấy là  $\frac{1}{2}$  chiều dày của mẫu đối với mức tăng áp lực nén riêng biệt nào đó.

#### 3.4.2 Phương pháp căn của thời gian $\sqrt{t}$ :

Đường cong lý thuyết của độ cố kết  $U_z$  theo  $T_v$  có một đoạn gần như thẳng: Đó là đoạn bắt đầu đạt đến 60% cố kết trở đi; và hoành độ của đường cong tại 90% cố kết là 1.15 lần hoành độ của phần kéo thẳng từ phần thẳng của đường cong đó. Đặc trưng của đường cong lý thuyết được dùng bởi Taylor (1948) để xác định điểm có mức cố kết là 90% trên đường cong nén theo thời gian.

Đường cong thí nghiệm được chuẩn bị sẵn sàng (trục tung là độ cố kết hay số đọc của đồng hồ so, trục hoành là  $\sqrt{t}$  thời gian tính bằng **PHÚT**). Nó bao giờ cũng có hai phần: một là thẳng và phần thứ hai là cong. Trong phần đầu của đường cong, người ta kẻ lùi phần thẳng của đường cong (gần như đường tiếp tuyến với cả toàn bộ phần thẳng của đường cong) về cắt trục tung ứng với  $t = 0$ . Sau đó vẽ một đường thẳng thứ hai cắt với đường trước tại  $t = 0$  sao cho hoành độ của đường mới là 1.15 lần hoành độ của đường cũ tại một số đọc cho trước nào đó. Số đọc tại điểm cắt nhau của hai đường thẳng đó và số đọc quan trắc sẽ không trùng nhau (số quan trắc nằm trên điểm cắt nhau tại  $t = 0$  của hai đường), điểm nằm dưới gọi là **điểm zero hiệu chỉnh**. Điểm C cắt của đường thẳng thứ hai với đường cong nén (cũng có hoành độ là 1.15 lần hoành độ a trên hình) thì điểm C ứng với 90% cố kết và thời gian tương ứng là  $t_{90}$ . Tìm  $(T_v)_{90}$  và căn cứ trị số  $d$  của sơ đồ thoát nước (1/2 lớp hoặc 1 lớp), ta có trị số  $(T_v)_{90}$  bằng cách đo dóng biểu đồ hình 4-11, ta có  $T_v = 0.848$

$$C_v = 0.848 \frac{d^2}{t_{90}} \quad (4-22)$$



Hình 4-11: Phương pháp căn bậc hai của thời gian để xác định thời gian ứng với  $U = 90\%$  [5]

Thí dụ 4-3: Một loại đất có chỉ số nén là  $C_c = 0,28$ . Ở cấp áp lực  $120 \text{ kN/m}^2$ , hệ số rỗng xác định được là  $1,02$ . Hãy tính hệ số rỗng nếu như áp lực được tăng đến  $180 \text{ kN/m}^2$ . Sau đó, hãy tính độ lún tuyệt đối của lớp đất dày  $6\text{m}$  đất đó.

Giải: Công thức tính toán chỉ số nén :

$$C_c = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_1}{\text{Log} \frac{p_1}{p_0}}$$

Hay  $0.28 = \frac{1.02 - \varepsilon_1}{\text{Log} \frac{180}{120}} \Rightarrow \varepsilon_1 = 1.02 - 0.28 \text{Log} \frac{180}{120} = 1.02 - 0.28(\text{Log} 180 - \text{Log} 120) = 0.97$

Công thức tính độ lún tuyệt đối  $S_c = \frac{H}{1 + \varepsilon_0} C_c \text{Log} \frac{p_1}{p_0} = \frac{5 \times 1000}{1 + 1,02} \cdot 0,28 \cdot \text{Log} \frac{180}{120} = 122\text{mm}$

Thí dụ 4-4: Trong một thí nghiệm nén trên hộp nén không nở hông, mẫu đất sét ban đầu dày  $25\text{mm}$  đạt được mức độ cố kết là  $90\%$  trong vòng  $10$  phút. Tại hiện trường lớp đất mà từ đó lấy mẫu trên có chiều dày  $6\text{m}$  và bị kẹp giữa hai lớp cát. Như vậy là có đủ hai biên thoát nước và gọi là lớp mở. Một công trình xây trên lớp sét này đã lún hết cỡ là  $200 \text{ mm}$ . Yêu cầu mức tính độ lún sau  $100$  ngày kể từ lúc xây xong công trình ấy.

Giải: Trước khi giải, ta cần suy nghĩ cách giải, lần mò từ đáp số muốn gì và các bước tính toán cần có những bước gì. Người ta muốn chúng ta tính  $S_t$  mà ở đây  $t = 100$  ngày. Mà  $S_t$  liên hệ với  $S_c$  (độ lún sau cùng hay độ lún tuyệt đối) qua công thức  $U_z = \frac{S_t}{S_c}$ . Như vậy, ta cần tính được

$U_z$ . Nhưng  $U_z$  còn tùy thuộc vào  $T_v$ , vậy phải tính  $T_v$ . Đến lượt  $T_v$  lại phải tính qua  $C_v$  bằng công thức  $T_v = C_v t / d^2$ .

Từ công thức  $T_v = C_V \frac{t}{d^2} \Leftrightarrow C_V = \frac{T_v d^2}{t}$ . Theo đề bài, ở mức cố kết  $U_z = 90\%$ , thừa số thời gian  $T_v$  sẽ là 0.848 (tra ở biểu đồ).

Tính được  $C_v = \frac{0.848 \cdot (\frac{25}{2})^2}{10 \times 60} = 0.221 \text{ mm}^2/\text{s}$ . Đối với điều kiện ở thực địa, ta có :

$$0.221 = \frac{T_v \cdot (\frac{6 \times 1000}{2})^2}{100 \times 24 \times 60 \times 60} \Rightarrow T_v = 0.212$$

Với  $U_z \leq 60\%$ , ta có công thức cần nhớ ở cuối đoạn bài học 3.3, tức  $T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U_z}{100}\right)^2$ . Thay các trị số bằng số vào ta có  $U_z = 51.96\%$ . Vậy  $S_t = 0.5196 \times 200 = 104\text{mm}$

Vậy ta kết luận, cuối công việc xây dựng công trình thì 100 ngày sau, nền sẽ lún 104 mm.

Thí dụ 4-5: Một lớp sét đồng nhất dày 9 m dự kiến sẽ chịu lún tối đa là 308mm dưới cấp áp lực của công trình nọ. Hai năm sau khi xây xong, người ta đo được độ lún là 108mm. Hỏi rằng đến bao lâu nữa thì độ lún trước sau tổng cộng là 220mm.

Giải: Mức độ cố kết  $U_z = \frac{S_t}{S_c} = \frac{108}{308} = 35.07\%$  (tức sau 2 năm, đã cố kết được 35%)

Do  $U_z < 60\%$  nên ta dùng công thức  $T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U_z}{100}\right)^2$ . Thay các trị số bằng số vào ta được

$T_v = 0.0966$ . Để phân biệt với các tính toán sau, ta ký hiệu là  $(T_v)_1$

Đề bài hỏi về một thời gian  $t$  phải xác định để đạt được độ lún 220mm nghĩa là  $U_z = \frac{S_t}{S_c} =$

$\frac{220}{308} = 71.4\% > 60\%$ . Ta có công thức tính thừa số thời gian

$$T_v = -0.933 \text{ Log}(1-U) - 0.0851 = -0.933 \text{ Log}(1-0.714) - 0.0851 = 0.422 = (T_v)_2$$

$$\text{Ta tính được } t = \frac{(T_V)_1 \times d^2}{C_v} = \frac{(T_V)_2 \times d^2}{\frac{(T_V)_1 \times d^2}{t_1}} = \frac{(T_V)_2}{(T_V)_1} t_1 = \frac{0.422}{0.0966} \times 2 \text{ năm} = 8.73 \text{ năm}$$

Đây là tổng thời gian từ trước đến sau, còn đề bài muốn trả lời còn bao lâu nữa sẽ đạt được độ

lún toàn bộ là 220mm, ta phải trừ đi 2 năm trước (của thời gian  $t_1$ ) tức  $8.73 \text{ năm} - 2 \text{ năm} = \underline{6.73 \text{ năm}}$

Thí dụ 4-6: Trong một thí nghiệm cố kết, áp lực tác động lên mẫu đất thí nghiệm được gia tăng từ 150 kN/m<sup>2</sup> đến 300 kN/m<sup>2</sup>. Tỷ số trống (hệ số rỗng) sau 100% cố kết dưới áp lực 150 kN/m<sup>2</sup> là 0.945 và dưới áp lực 300 kN/m<sup>2</sup> là 0.812. Hệ số thấm của đất là  $25 \times 10^{-6} \text{ m/s}$  và chiều cao ban đầu của mẫu là 20mm. Hãy xác định a) hệ số nén  $C_v$ ; b) thời gian (tính ra ngày) cần thiết để đạt được 90% cố kết của lớp đất ngoài hiện trường dày 5m của mẫu đại diện trên, biết rằng lớp ấy tựa trên nền không thấm bên dưới, và có một lớp thoát nước nằm bên trên nó.

Giải :  $\Delta e = 0.945 - 0.812 = 0.133 = a$ .  $\Delta p = a \times (300 - 150)$

$\Rightarrow a = 8.87 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$  (chú ý đơn vị tính)

$$m_v = \frac{a}{(1 + \varepsilon_o)} = 8.87 \times 10^{-4} / (1 + 0.945) = 4.56 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$$

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} = \frac{25 \times 10^{-6}}{1000 \times 9.81} \times \frac{1}{4.56 \times 10^{-4}} = 5.59 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$T = \frac{d^2}{C_v} T_V = \frac{5^2 \times 0.848}{5.59 \times 10^{-6} \times 60 \times 60 \times 24} = 43.9 \text{ ngày}$$

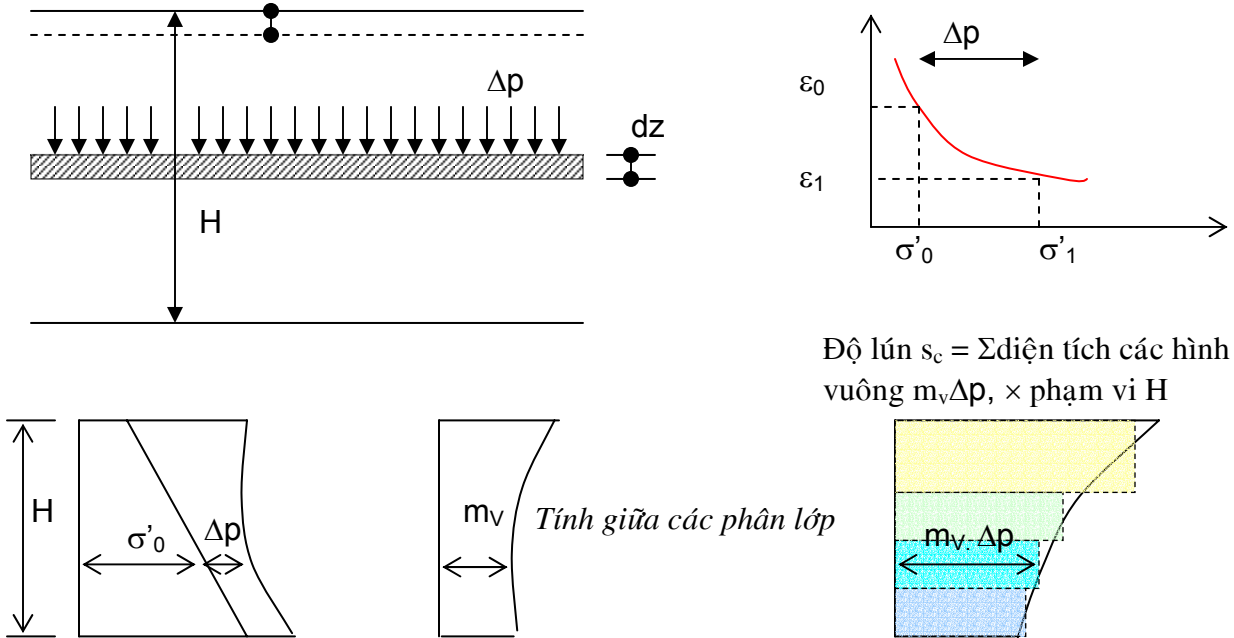
**Thảo luận:** Chúng ta tính sai thường do quên đổi đơn vị tính. Ở thí dụ trên, lúc tính  $C_v$  ta đổi đơn vị của hệ số thấm ra m/s nên thấy xuất hiện 1000 ở mẫu số, số thành sẽ có đơn vị là . Sinh viên cần nắm vững luật nhất quán đơn vị tính.

### 3.5 Phương pháp một chiều tính toán độ lún cố kết

Như đã thấy trong các thí dụ trên, muốn tính toán độ lún cố kết phải xác định hệ số nén thể tích  $m_v$  hoặc chỉ số nén  $C_c$ .

Do quá trình xây dựng, một lớp chịu nén trong nền đất có chiều dày  $dz$ , ở độ sâu  $z$  phải chịu áp lực phụ thêm thẳng đứng là  $\Delta p$ . Giả sử không có biến dạng ngang trong lớp sét ấy.

Ta dùng mô hình tóm tắt sau:



Độ lún  $s_c = \Sigma$  diện tích các hình vuông  $m_v \Delta p$ ,  $\times$  phạm vi  $H$

Hình 4-12: Độ lún cố kết, mô hình đồ thị để giải

**Thảo luận :** Đây là độ lún cố kết tính theo một chiều, dựa trên giả thiết là không xét biến dạng ngang. Đó là khi móng trải ra rất rộng cả hai phương so với chiều sâu chịu nén của nền. Có tài liệu cho phép chiều dày các phân lớp không nhất thiết phải bằng nhau. Phải tính từng biểu đồ trên hình  $m_v$  theo độ sâu. Sinh viên phải nhớ  $\Delta p$  là sự gia tăng của ứng suất hữu hiệu thẳng đứng (chỉ đồng nhất với Ứng suất phụ thêm khi xét bài toán cố kết một chiều). Móng có kích thước hữu hạn, không nên dùng phương pháp này

### 3.6 Trị số $C_v$ tại chỗ trên thực địa

Quan trắc độ lún công trình thực đến nay vẫn cho thấy lớn hơn tiên đoán sử dụng giá trị  $C_v$  thu được từ thí nghiệm nén mẫu nhỏ trong phòng thí nghiệm. Có thể là do ảnh hưởng của cấu trúc macro-fabric của đất sét lên tính chất thoát nước., nghĩa là *thực tế đã có sự gia tăng tính thấm của toàn bộ khối đất*, do sự thâm nhập hữu cơ, do phân tầng, do có những lớp bụi, cát mịn... Mẫu nén OEDOMETER có kích thước lớn hơn (Đường kính đến 250mm; dày đến 100mm) được dùng và đã cho thấy có sự tương hợp giữa độ lún cố kết tiên đoán và thực tế. Hơn nữa, sự thoát nước trong thực tế là 3 chiều thì việc sử dụng lý thuyết cố kết một chiều đương nhiên có sai số.

### 3.7 Các tỷ số nén khác:

Tỷ số nén ban đầu: 
$$r_o = \frac{a_0 - a_s}{a_0 - a_f}$$

Tỷ số nén cơ sở (Log của thời gian): 
$$r_p = \frac{a_s - a_{100}}{a_0 - a_f}$$

$$\text{Tỷ số nén cơ sở (Căn thời gian): } r_p = \frac{10(a_s - a_{90})}{9(a_0 - a_f)}$$

$$\text{Tỷ số nén thứ cấp: } r_s = I - (r_o + r_p)$$

### 3.8 Độ lún do Cố kết thứ cấp

#### 3.8.1 Cố kết thứ cấp là gì ?

Độ lún do từ biến = Độ lún của quá trình cố kết thứ cấp, phụ thuộc thời gian.

Giả thiết 8 của lý thuyết cố kết của Terzaghi có nhiều điểm không sát thực tế: Khi tính thãm cai quản sự phụ thuộc thời gian của quá trình; ngoài ra thực nghiệm cho thấy rằng dù áp lực nước lỗ rỗng phân tán hết tiến về 0 nhưng sự nén vẫn tiếp diễn không dừng lại, có chậm lại dần khi duy trì áp lực hữu hiệu ở mức trị số không đổi.

Cố kết thứ cấp có liên quan đến sự tái sắp xếp cấu trúc vi mô và độ nhớt của màng nước kết hợp (không phải nước tự do); cố kết thứ cấp có thể do ứng suất pháp, do ứng suất tiếp hay cả hai.

Tốc độ cố kết thứ cấp có thể rút ra từ thí nghiệm nén bằng cách để ý phần sau cùng của đường cong nén theo thời gian (thang trục Log của thời gian); người ta định nghĩa tốc độ cố kết thứ cấp như là độ dốc của đường cong (bắt đầu tính từ sau trị số ứng với  $t_{100}$ )

$$C_\alpha = \frac{\Delta H / H}{\text{Log}(t_p + \Delta t / t_p)} \quad (4-23)$$

$t_p = t_{100}$  là thời gian khi cố kết cơ sở hoàn tất;  $\Delta t$  = Độ tăng thời gian khiến gây ra sự giảm  $\Delta H$ ;

Đất cố kết bình thường  $C_\alpha = 0.005$  đến  $0.02$

Đất rất dẻo, hữu cơ  $C_\alpha \geq 0.03$

Đất sét đã được nén trước ( $\text{OCR} > 2$ )  $C_\alpha < 0.001$

(Rút ra nhận xét là: đất bị nén trước,  $C_\alpha$  càng bé hơn đất cố kết bình thường)

Trong trường hợp thông thường  $C_\alpha / C_c = 0.05 \sim 0.1$  (theo Bowles, 1948)

$$3.8.2 \text{ Độ lún do sự cố kết thứ cấp: } S_s = H C_\alpha \text{Log} \left( \frac{t_p + \Delta t}{t_p} \right) \quad (4-24)$$

#### 3.8.3 Tiên đoán tốc độ lún cố kết cơ sở:

Nhiều trị số của  $C_v$  được rút ra từ nhiều mẫu nén cố kết khác nhau. Sau đó, trị số thích hợp của

$C_v$  được chọn ra tương ứng với áp lực trung bình trong suốt quá trình cố kết; còn nếu sự thay đổi của  $C_v$  không lớn, lấy trung bình số học của  $C_v$ .

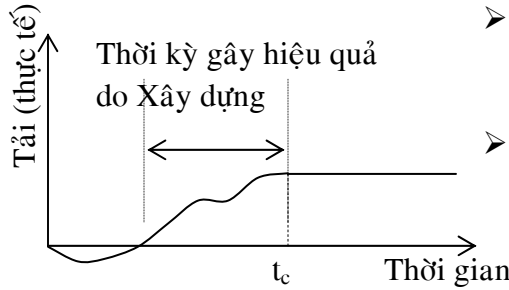
$$\text{Tốc độ lún được tính bằng công thức : } t = \frac{T_v d^2}{C_v} \quad (4-25)$$

Như vậy, hễ muốn tính thời gian đòi hỏi để đạt được một mức độ cố kết ngần nào, ta đều tính được khi dựa vào  $T_v$  và lộ trình thoát nước  $d$ . Độ lún lúc đó là  $S_t$  và ta có  $S_t = U_z S_c$ .

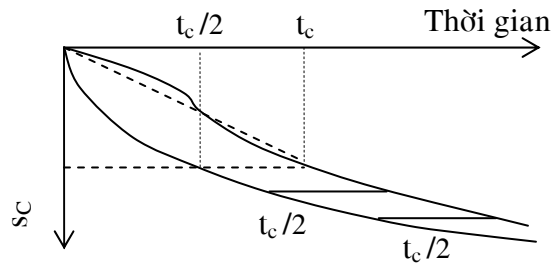
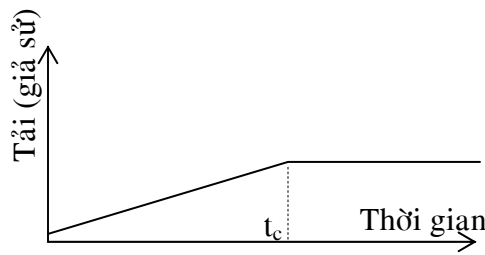
3.9 Hiệu chỉnh do thời gian xây dựng:

Trong thực tế, tải trọng tác dụng vào đất trải qua một thời gian dài (vài tháng, vài năm) chứ không đặt tức thì.

Do đào móng, nên có sự giảm thiểu áp lực rỗng thực thụ tác động lên đất do tải trọng công trình, tạo ra sự vòng hồ móng khi đào đất ra. Rõ ràng chỉ khi tải trọng công trình vượt quá trọng lượng khối đất đào, đê độ vòng ấy trở lại vị trí ban đầu, sau đó sự lún mới xảy ra. Người ta có thể vận dụng lý thuyết của Terzaghi một cách gần đúng để ước tính độ lún, với điều kiện chấp nhận vài giả thiết sau:



- Độ lún thực sự tại ngay cuối thời gian xây dựng là giống như kết quả từ tải trọng tổng cộng tác động trong suốt nửa giai đoạn chất tải;
- Quan hệ tải trọng và thời gian là tuyến tính. Như thế, độ lún ở cuối giai đoạn chất tải = độ lún trên đường cong tải trọng tức thời nhưng lại ứng với 1/2 thời gian chất tải toàn bộ



Hình 4.12: Biểu diễn sự gia tải theo thời gian – Hiệu chỉnh do thời gian xây dựng

3.10 Độ lún tức thì

Đất có tính thấm cao, loại đất rời, không dính như cát ... sẽ có độ lún tức thì. Việc sử dụng lý thuyết đàn hồi để ước tính độ lún tức thì là phù hợp.

Tuy vậy, trong đất sét bão hòa nước, Leonard (1962) cũng đã nêu được các thuộc tính của độ lún tức thì do biến dạng cắt (sinh ra khi có ứng suất cắt trong nền).

$$s_i = qB\beta / C \tag{4-26}$$

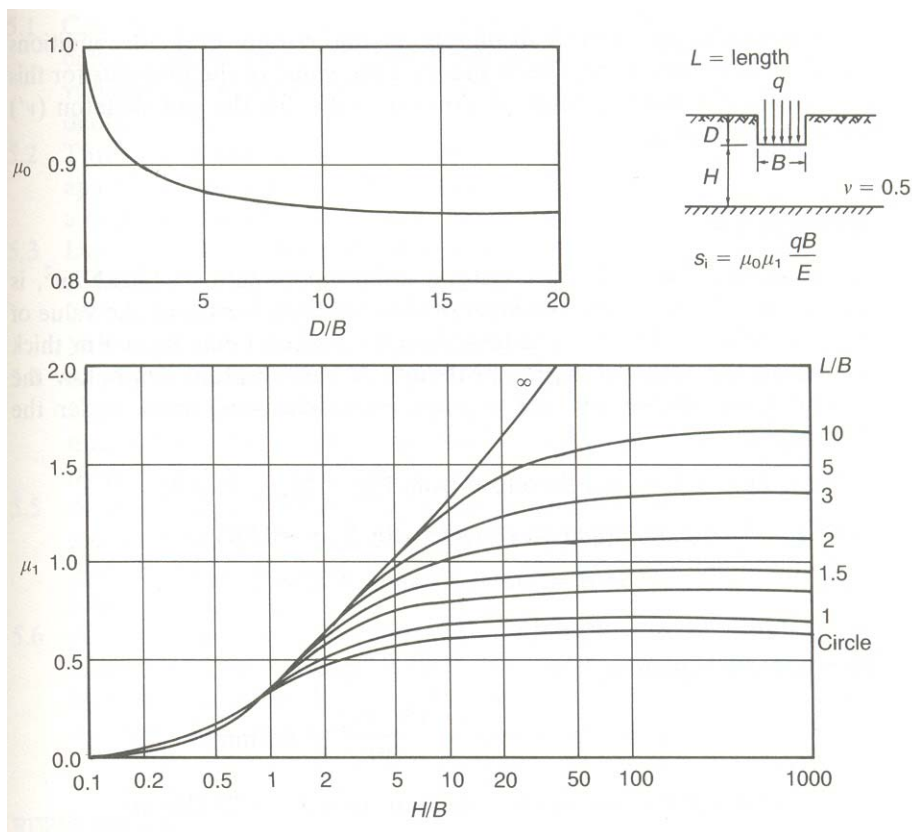
Với  $C = \frac{E_o}{1 - \mu^2}$  và  $\beta$  là thừa số phụ thuộc độ cứng, hình dáng của diện chịu tải.

Khi phải xét đến độ sâu chôn móng, độ lún tính bằng công thức trên được nhân với hệ số kể đến độ sâu chôn móng

$$s_i = \mu_0 \mu_1 qB\beta / C \tag{4-27}$$

Trị số của  $\mu_0$  và  $\mu_1$  được cho trong hai toán đồ thị sau (theo Janbu et al., 1956):





Hình 4-13: Hệ số dùng cho tính toán chuyển vị thẳng đứng (theo lý thuyết đàn hồi) [1]

Thí dụ 4-7:

Móng kích thước 4m x 2x chịu tải trọng phân bố đều 150 kN/m<sup>2</sup>, được chôn sâu 1m trong lớp sét 5m mà theo hồ sơ khảo sát địa chất báo cáo là có E<sub>u</sub> = 40 MN/m<sup>2</sup>. Lớp đất này nằm ngay trên một lớp đất sét thứ hai dày 8m có trị số E<sub>u</sub> = 75 MN/m<sup>2</sup>. Khi khảo sát sâu thêm, thì thấy dưới đó là tầng cứng. Xác định độ lún tức thì của móng ấy.

Giải:

Tỷ số D/B = 0.5 như vậy tra trên hình 4-13 ta có μ<sub>0</sub> = 0.94

(1) Xét lớp trên, có E<sub>u</sub> = 40 MN/m<sup>2</sup>.

H/B = 4/2 = 2 và L/B = 2 → μ<sub>1</sub> = 0.6

Vậy độ lún tức thì s<sub>i1</sub> = 0.94 x 0.6 x  $\frac{150 \times 2}{40}$  = 4.2mm

(2) Xét cả 2 lớp 1 và 2, với E<sub>u</sub> = 75 MN/m<sup>2</sup>.

H/B = 12/2 = 6 và L/B = 2 → μ<sub>1</sub> = 0.85

Vậy độ lún tức thì s<sub>i2</sub> = 0.94 x 0.85 x  $\frac{150 \times 2}{75}$  = 3.2mm

(3) Xét lớp trên, có E<sub>u</sub> = 75 MN/m<sup>2</sup>.

H/B = 4/2 = 2 và L/B = 2 → μ<sub>1</sub> = 0.60

Vậy độ lún tức thì s<sub>i3</sub> = 0.94 x 0.60 x  $\frac{150 \times 2}{75}$  = 2.3mm

Sử dụng nguyên lý cộng tác dụng, độ lún tức thì của móng sẽ là

$$S_i = s_{i1} + s_{i2} - s_{i3} = 4.2 + 3.2 - 2.3 = 5 \text{ mm}$$

**BÀI TẬP:**

- Móng có kích thước 4m x 2m chịu tải trọng phân bố đều 200 kN/m<sup>2</sup> tại độ sâu 1m trong lớp sét bão hòa nước dày 11m và bên dưới nó là một tầng cứng. Nếu E<sub>u</sub> của lớp sét là 45 MN/m<sup>2</sup>, hãy thử xác định trị số trung bình của độ lún tức thì dưới móng.

Đáp số : 7mm

- Dưới đây là kết quả của thí nghiệm nén bằng hộp nén Oedometer (hộp nén không nở hông) của một mẫu sét bão hòa nước (tỷ trọng hạt G<sub>s</sub> = 2.73)

Áp lực nén (kN/m<sup>2</sup>)    0    54    107    214    429    858    1716    3432    0

Đồng hồ đo lún

Sau 24 h (mm)    5.00    4.747    4.493    4.108    3.449    2.608    1.676    0.737    1480

Chiều cao ban đầu của mẫu là 19mm. Cuối thí nghiệm, đem mẫu đi sấy thì xác định được độ ẩm là 19.8%. Vẽ đường quan hệ giữa hệ số rỗng ε và log p'. Xác định từ biểu đồ trị số của hệ số nén thể tích m<sub>v</sub> cho cấp áp lực 100 – 200 kN/m<sup>2</sup> và chỉ số nén C<sub>c</sub> cho cấp áp lực 1000-1500 kN/m<sup>2</sup>. Nếu có thể sinh viên hãy xác định áp lực tiền cố kết bằng phương pháp đồ giải của Casagrande.

Đáp số : m<sub>v</sub> = 0.067 m<sup>2</sup>/MN; C<sub>c</sub> = 0.31

- Cho một toà nhà xây trên một móng bè có kích thước móng rất rộng 45 m x 30m. Áp lực rỗng (trừ đi áp lực do khối đất đắp dày 3.5m trên móng gây ra trước khi xây dựng) là 125 kN/m<sup>2</sup>. Giá trị hệ số nén thể tích m<sub>v</sub> cho đất sét dày 4m bắt đầu có ở độ sâu 25m tính từ mặt đất là 0.35 m<sup>2</sup>/MN. Hãy xác định độ lún sau cùng của lớp sét dày 4m đó (tính ngay ở tâm của móng bè)

Gợi ý: độ lún do áp lực phụ thêm Δp gây ra cho lớp dày H là : s<sub>c</sub> = m<sub>v</sub> . Δp . H. Muốn vậy, phải tính đúng trị số áp lực phụ thêm gây ra cho điểm giữa lớp, ngay trục thẳng đứng qua tâm móng.

Đáp số: s<sub>c</sub> = 98mm

- Cho một cái móng hình vuông cạnh 6m, dàn một tải trọng có hiệu (rỗng) lên đất là 160 kN/m<sup>2</sup>. Móng đặt ở độ sâu 2m trong lớp đất sét cứng dày đến 17m, ngay dưới lớp này cũng là một lớp rất cứng. Tuy nhiên, dù cứng, song kết quả thí nghiệm nén mẫu đại diện lấy từ nền công trình cho thấy trị số m<sub>v</sub> = 0.13 m<sup>2</sup>/ MN. Hãy thử tính bằng phương pháp phân lớp cộng lún để tính ra tổng độ lún sau cùng của cả chiều dày nền ấy (cũng chính là độ lún của móng đang xét). Môđun đàn hồi ước tính khoảng 55 MN/m<sup>2</sup>.

(Gợi ý: đúng ra ta cần phân lớp dày khoảng B/ 5 = 1.2m mỗi phân lớp, tuy nhiên sử dụng công thức tính độ lún tức thì như ở bài tập số 3 bên trên, cho phép phân lớp dày 3m. Bài tập này nên thảo luận thêm với giảng viên để hiểu sâu hơn vì thật ra độ lún thực tế theo một số điều kiện riêng khá đặc biệt sẽ nhỏ hơn đáp số). Đáp số : 116 mm

- Kết quả của một thí nghiệm nén không nở hông theo thời gian được ghi như sau:

Thời gian (phút):    0    ¼    ½    1    2 ¼    4    9    16    25

Đồng hồ đọc (mm)    5.00    4.67    4.62    4.53    4.41    4.28    4.01    3.75    3.49

Thời gian (phút):    36    49    64    81    100    200    400    1440

Đồng hồ đọc (mm)    3.28    3.15    3.06    3.00    2.96    2.84    2.76    2.61

Cuối cùng, sau 1440 phút, chiều cao của mẫu chỉ còn 13.6 mm và độ ẩm lúc đó là 35.9%. Bằng các công thức đã học, hãy xác định hệ số cố kết  $C_V$  bằng cả hai phương pháp Log (thời gian) và  $\sqrt{t}$  (thời gian). Xác định hệ số thấm.

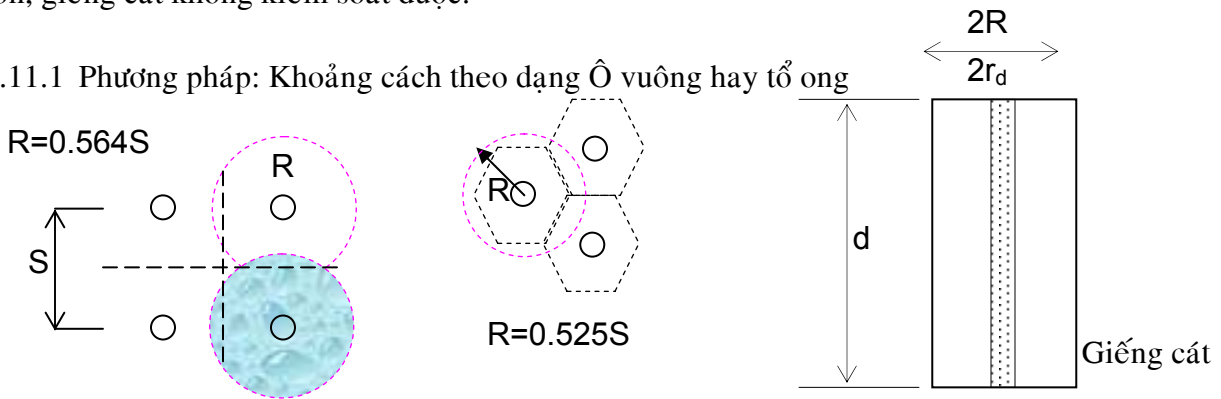
(Gợi ý: Trước hết, phải xác định mức độ xẹp xuống của mẫu, để vẽ được đường cong nén cố kết bằng trục Log (thời gian - phút) và bằng trục  $\sqrt{t}$  (thời gian). Sau đó, xác định  $t_{50}$  hoặc  $t_{90}$ , rồi áp dụng các công thức ở mục 3.4.1.2 để tính  $C_V$ . Còn muốn xác định hệ số thấm  $k$  phải tính được  $m_V$ , rồi áp dụng công thức ở mục 3.4 mới tính ra  $k$ )

Đáp số :  $C_V = 0.45 \text{ m}^2/\text{năm}$ ;  $k = 1.0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$

3.11 Giếng cát

Là cột đất rời thẳng đứng nhân tạo, đường kính 200 – 400 mm được cài vào đất nền có tính thấm yếu (sét) bão hòa, nhằm **rút ngắn lộ trình thoát nước** trong nội bộ đất sét. Chủ yếu do quá trình thoát nước phương ngang, sẽ thúc đẩy quá trình phân tán áp lực nước lỗ rỗng dư mau hơn. Về lý thuyết, tổng độ lún lún cố kết là không khác gì so với không có giếng cát, nhưng tốc độ lún sẽ cải thiện đáng kể. Không áp dụng cho đất sét dẻo cao và bùn vì tốc độ nén thứ cấp lớn, giếng cát không kiểm soát được.

3.11.1 Phương pháp: Khoảng cách theo dạng Ô vuông hay tổ ong



Hình 4-14: Các khối hình trụ ống của đường kính giếng cát với  $R =$  đường thoát của hạt nước

Gọi  $U_V =$  Mức độ cố kết trung bình khi chỉ do thoát nước thẳng đứng;

$U_R =$  Mức độ cố kết trung bình khi chỉ do thoát nước nằm ngang;

$U =$  tổng hợp 2 trường hợp trên thành 1

PHƯƠNG ĐỨNG 
$$T_V = \frac{C_V}{d^2} t$$

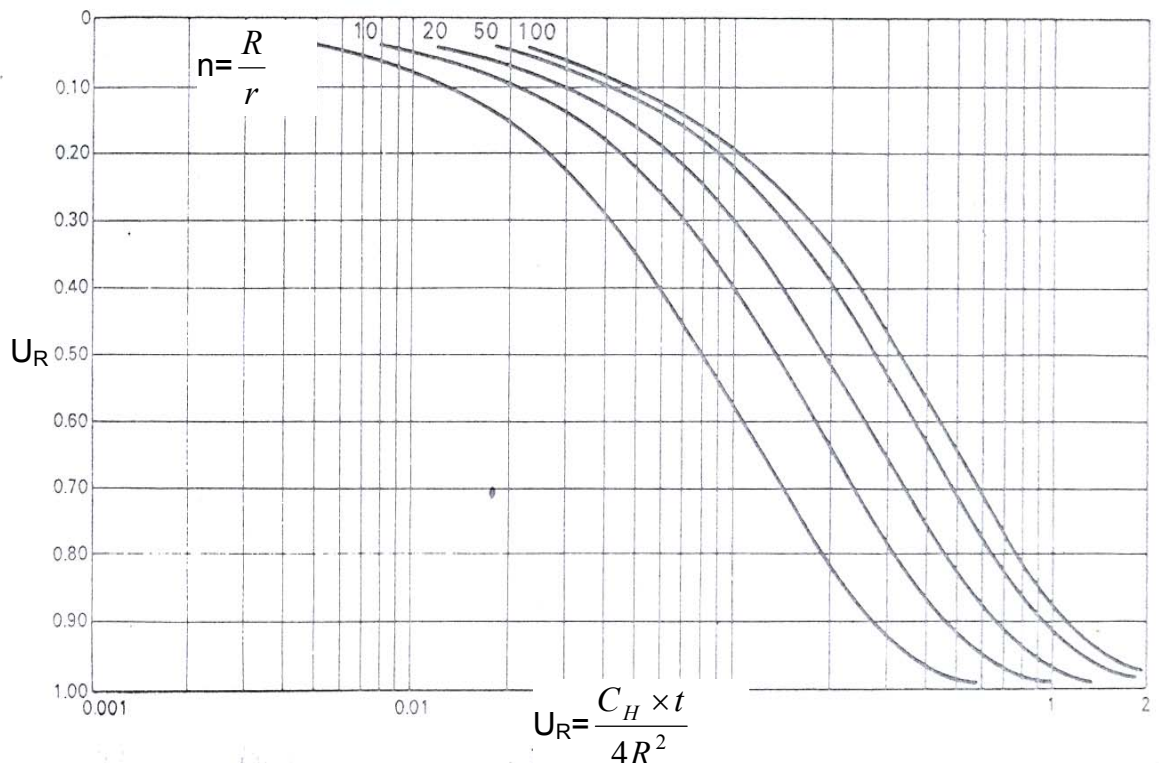
PHƯƠNG NGANG 
$$T_R = \frac{C_R}{4R^2} t$$

$$(1 - U) = (1 - U_V) (1 - U_R) \tag{4-28}$$

**GHI CHÚ QUAN TRỌNG:**

a)  $U_V = f(T_V)$  và  $U_R = f(T_R)$ . Biểu đồ  $U_R = f(T_R)$  cho trong hình 4-15

- b) Lời giải cho bài toán thoát nước ngang được giải bởi Barron cho trong hình 4-15
- c)  $\frac{U_R}{T_R}$  phụ thuộc vào tỷ lệ  $n = \frac{R}{r_d}$  như sau: Khi tỷ số  $n$  càng lớn, đồ thị  $U_R$  theo  $T_R$  càng dời từ phía trái về phía phải của trục hoành ( $T_R$  theo trục Log).
- d) Hệ số cố kết theo phương ngang và đứng phải được tính chính xác (ký hiệu là  $C_h$  và  $C_v$ ). Thường tỷ số  $C_h / C_v$  là từ 1-2.
- e) Tránh việc dùng giếng cát đường kính khá lớn vì lúc đó giếng cát có khuynh hướng làm việc như một cọc yếu, cản trở dẫn đến giảm thiểu áp lực thẳng đứng trong nền (không xác định được giảm thiểu bao nhiêu) và dẫn đến hình thành trị số thấp hơn của áp lực nước lỗ rỗng thặng dư.
- f) Hiện nay, công thức (4-28) còn một số bần căn. Cần nhớ rằng  $U$  chỉ là độ cố kết *trung bình khi tổ hợp hai quá trình cố kết đứng và ngang tính một cách độc lập nhau*. Khi cài các chế phẩm nhân tạo như bậc thấm, cọc cát... vào trong nền, thì có sự xuất hiện các vùng xáo trộn (smear zone) xung quanh những chế phẩm nhân tạo đó, khiến hệ số thấm thay đổi đáng kể, kéo theo quá trình thoát nước phức tạp, vẫn đang còn cần được nghiên cứu bổ sung về thí nghiệm và thực nghiệm để kiểm chứng công thức này. Tóm lại, ta chỉ tham khảo công thức này thôi.



Hình 4-15: Lời giải của Barron về bài toán cố kết do thoát nước ngang [1]

## CHƯƠNG 5

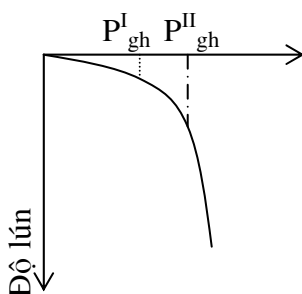
## SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN ĐẤT

Mục tiêu của chương này:

- **Biết** và phân biệt các trạng thái giới hạn của nền: Trạng thái giới hạn thứ 1 (khi nền bắt đầu xuất hiện vùng biến dạng dẻo), trạng thái giới hạn thứ 2 (khi có sự phát triển rộng hơn vùng biến dạng dẻo trong nền ngay bên dưới móng). Biết các công thức tính toán khả năng chịu tải của nền và cơ sở để hình thành các công thức ấy. Phương của mặt trượt luôn hợp với phương của *mặt phẳng* chính góc  $45^\circ + \varphi / 2$  (hay nói cách khác, hợp với phương của ứng suất chính góc  $45^\circ - \varphi / 2$  vì ứng suất chính vuông góc với mặt phẳng chính).
- **Hiểu** phạm vi áp dụng các công thức tính toán khả năng chịu tải của nền ứng với những trường hợp loại đất nền khác nhau để phán quyết chính xác tải trọng cho phép tác dụng lên nền. Bản chất của sức chịu tải từ việc hình thành 3 vùng đất bên dưới móng: vùng nê-m nén chặt, vùng trượt chuyển tiếp và vùng trượt bị động. Mở rộng khái niệm ổn định nhờ gia tăng chiều sâu đặt móng đến một trị số nhất định (không sâu quá, cũng không nông quá – từ mô hình cái cân).
- **Làm được** gì sau khi học xong chương này? Về *mặt lý thuyết* có thể tính toán định lượng trị số tải trọng tối đa mà nền có thể chịu được từ các thông số cơ lý của đất làm nền, làm chủ được chiều sâu đặt móng và khống chế tải trọng công trình áp đặt lên một nền đất cho trước, theo từng trường hợp cụ thể. Về *mặt thực nghiệm*, sinh viên có thể lập thử nghiệm bàn nén hiện trường để suy ra khả năng chịu tải của nền.

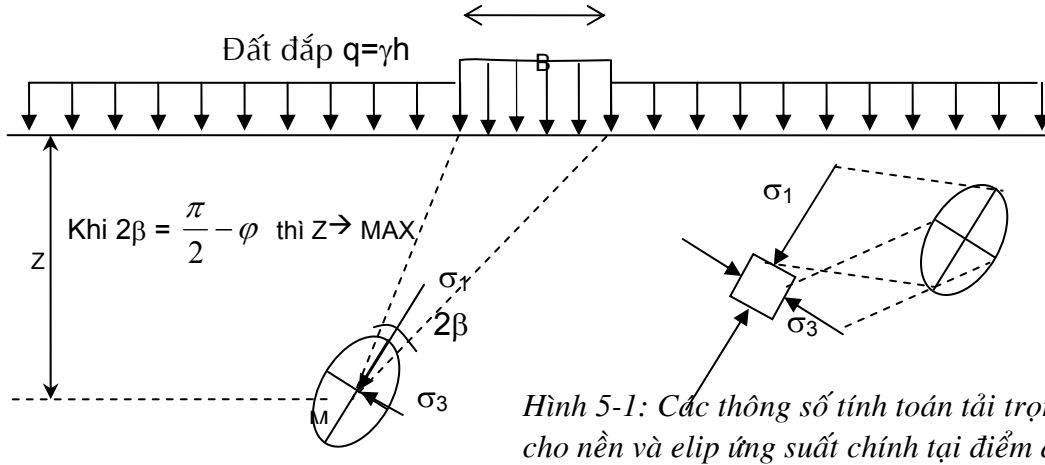
Khi chịu tải, nền đất xảy ra lún và tải trọng lớn đến một mức nào đó thì trong nền xuất hiện biến dạng dẻo (biến dạng dẻo là BD của các hạt đất trượt nhiều lên nhau mà không hồi phục được trong khi tải trọng không tăng). *BD dẻo xuất hiện ở hai bên mép của diện chịu tải trước*, đến khi tải trọng tiếp tục tăng lên thì vùng BD dẻo có khuynh hướng lan rộng vào phía trong. *Khi vùng biến dạng dẻo giáp liền nhau*, thì móng coi như tựa trên một nền đất đã bị phá hoại hoàn toàn, công trình có thể nghiêng đổ hoàn toàn (Phá hoại trượt). Hai thời điểm : xuất hiện vùng biến dạng dẻo và vùng biến dạng dẻo lớn đến mức giáp liền nhau tương ứng với hai giai đoạn của tải trọng phá hoại, gọi là tải trọng giới hạn I và II.

### 1. Các phương trình cân bằng tới hạn (để xác định Tải trọng giới hạn)



#### 1.1 Tải trọng giới hạn thứ nhất:

Có nhiều hướng nghiên cứu sức chịu tải của nền đất tùy vào việc, các tác giả nghiên cứu qui ước mức độ phát triển của vùng biến



dạng dẻo và sử dụng các giả thiết của nền biến dạng tuyến tính hợp lý đến mức độ nào, mức độ đơn giản hóa của mô hình...

Biểu thức cân bằng tối hạn viết theo số hạng của các ứng suất chính :

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \cot \varphi} = \sin \varphi \quad (5-1)$$

trong đó :

$$\sigma_1 = \frac{p - \gamma h}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta) + \gamma(h + z)$$

$$\sigma_3 = \frac{p - \gamma h}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta) + \gamma(h + z)$$

Ta có thể rút ra được

$$z = \frac{p - \gamma h}{\pi \gamma} \left( \frac{\sin 2\beta}{\sin \varphi} - 2\beta \right) - h - \frac{c}{\gamma} \cdot \cot \varphi$$

Để tính cực trị, cho triệt tiêu đạo hàm của  $z$  theo góc xoay  $\beta$ , hay  $\frac{\partial z}{\partial \beta} = 0$ , ta có công thức

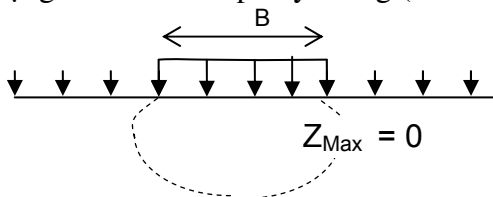
tính chiều sâu vùng biến dạng dẻo tối đa theo các thông số cho trước của nền:

$$z_{MAX} = \frac{p - \gamma h}{\pi \gamma} \left( \cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - h - \frac{c}{\gamma} \cdot \cot \varphi \quad (5-2)$$

Trong đó có các công thức xác định khả năng chịu tải của nền đất như sau:

### 1.1.1 Công thức Puztrievski :

Khả năng chịu tải của nền, là tải trọng tương ứng trạng thái lúc mới chỉ bắt đầu xuất hiện biến dạng dẻo ở hai mép đáy móng (chưa đến trạng thái giới hạn thứ I).

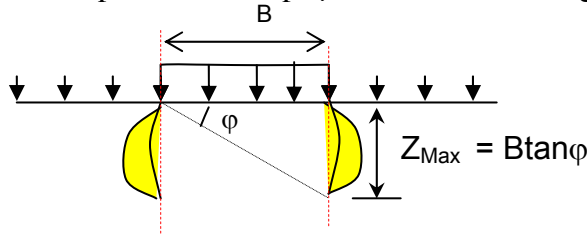


$$p_{gh}^1 = \gamma h \cdot \frac{(\cot \varphi + \varphi + \frac{\pi}{2})}{(\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2})} + \frac{\pi \cot \varphi}{(\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2})} \cdot c$$

(5-3)

### 1.1.2 Công thức Maxlov :

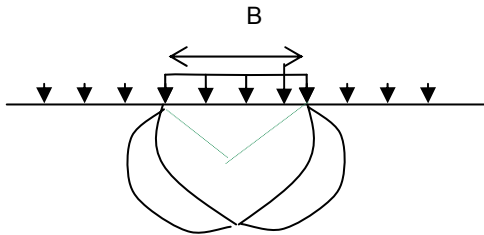
Khả năng chịu tải của nền, là tải trọng tương ứng trạng thái lúc biến dạng dẻo xuất hiện nhưng chưa vượt qua đường thẳng đứng kể từ hai mép đáy móng (nói cách khác, không cho biến dạng dẻo phát triển vào phạm vi bên dưới móng).



$$p_{gh}^1 = \gamma \pi \cdot \frac{(b \tan \varphi + h + \frac{c}{2} \cot \varphi)}{(\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2})} + \gamma h \quad (5-4)$$

### 1.1.3 Công thức Iaropolxki:

Khả năng chịu tải của nền, là tải trọng tương ứng trạng thái lúc khu vực cân bằng giới hạn phát triển đến độ sâu lớn nhất (hai vùng biến dạng dẻo giáp liền nhau. Nền tiến đến trạng thái giới hạn thứ II sắp mất ổn định).



$$p_{gh}^1 = \gamma \pi \cdot \frac{[\frac{b}{2} \cot(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) + h + \frac{c}{\gamma} \cot \varphi]}{(\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2})} + \gamma h \quad (5-5)$$

Để đạt được sự chính xác cần thiết trong dự đoán khả năng chịu tải của nền, để các tính toán về biến dạng lún (lấy làm tiêu chí đánh giá) đạt độ sát hợp thực tế, người ta **qui định** dùng phương pháp của Puzúrievxki để tính, nhưng chiều sâu tối đa của khu vực biến dạng dẻo ở hai bên mép móng là  $z_{Max} = b/4$ . Tải trọng giới hạn khi đó gọi là  $P_{gh}^1$ .

## 1.2 Tải trọng giới hạn thứ hai:

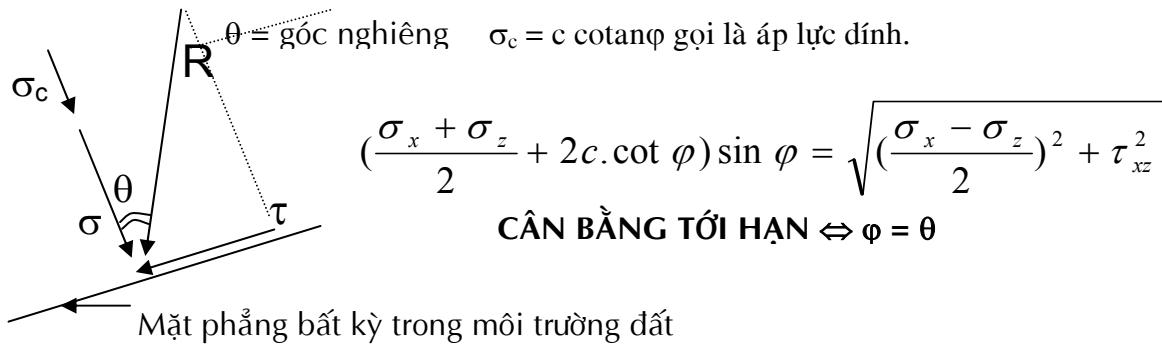
### 1.2.1 Trạng thái cân bằng dẻo:

Một khối đất được gọi là ở trạng thái cân bằng dẻo nếu ứng suất cắt tại mọi điểm bên trong khối đất ấy đạt đến giới hạn chảy dẻo (ứng suất không tăng mà biến dạng cắt tăng). Lúc này một cơ chế không bền xảy ra: một phần của khối đất trượt tương đối so với phần còn lại của cả khối đất. Lúc phá hoại xảy ra, **mặt trượt** hợp với phương của ứng suất chính  $\sigma_1$  góc  $45^\circ - \varphi/2$  (Và **hợp với phương của ứng suất chính  $\sigma_3$  góc  $45^\circ + \varphi/2$** ).

Giả sử như cả khối đất bị cường suất (gây stress) đều nhau, sao cho ứng suất chính tại mọi điểm đều cùng có hướng như nhau, thì sẽ có một lưới mặt trượt nghiêng đều với những mặt phẳng chính góc  $45^\circ + \varphi/2$ .

### 1.2.2 Phương trình vi phân cơ bản của lý thuyết cân bằng giới hạn:

Để xác định hình dáng cung trượt và trạng thái ứng suất người ta viết phương trình vi phân cân bằng cho một phần tử vi cấp (hai phương trình hình chiếu theo phương đứng và ngang; và phương trình thứ ba chính là điều kiện cân bằng Mohr – Coulomb như sau:



Hình 5-2: Mặt phẳng bất kỳ và các thành phần ứng suất tác động trên nó,  $\sigma =$  ứng suất pháp tuyến và  $\tau$  là ứng suất trượt,  $\theta$  góc hợp bởi ứng suất pháp với phương của hợp lực

Sau rất nhiều biến đổi về đại số tuân thủ các công thức của sức bền vật liệu và biến đổi lượng giác, người ta có được các lời giải dạng như sau:

- a. Trường hợp đường trượt là đường thẳng:

Mô tả cách giải:

Nền chịu trọng lượng bản thân và áp lực thẳng đứng do tải ngoài dẫn đến ứng suất cắt

$$\sigma_z = \gamma z + p$$

$$\tau_{xz} = \sigma \sin \varphi \cdot \sin 2\delta = 0 \rightarrow 2\delta = 0 \text{ hoặc } 2\delta = \pm \pi$$

Có thể xảy ra 2 trường hợp:

- $\sigma_1$  thẳng đứng  $\delta = 0$ :

$$\sigma_1 = \sigma_z$$

$$\sigma_3 = \sigma_x = \sigma (1 - \sin \varphi) - \sigma_c$$

$$\text{với } \sigma = \frac{\gamma z + p + \sigma_c}{1 + \sin \varphi}$$

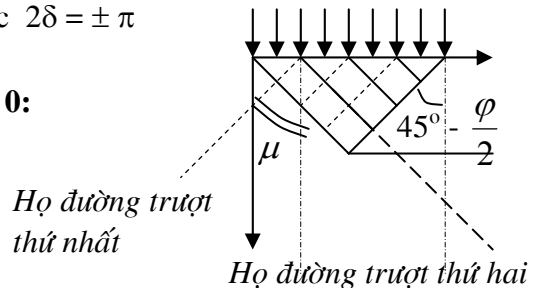
$\sigma_c$  là áp lực dính =  $c \cdot \cot \varphi$

$$\sigma_x = \frac{\gamma z + p + \sigma_c}{1 + \sin \varphi} (1 - \sin \varphi) - \sigma_c = \frac{\gamma z + p}{1 + \sin \varphi} (1 - \sin \varphi) - \frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \sigma_c$$

$$\Rightarrow \tan(\mu + \delta) = \tan \mu = \frac{\partial x}{\partial z} = \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\Rightarrow \tan(-\mu + \delta) = -\tan \mu = \frac{\partial x}{\partial z} = -\tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\Rightarrow x = \pm z \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + C \quad (\text{đây là một họ đường thẳng})$$



**Góc nghiêng của họ đường thẳng mặt trượt so với phương thẳng đứng là  $\pm \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$**

- $\sigma_1$  nằm ngang  $\delta = \pm \pi/2$ :



$$\sigma_1 = \sigma_x = \sigma (1 + \sin \varphi) - \sigma_c \quad (\text{Đảo lại so với trường hợp trên})$$

$$\sigma_3 = \sigma_z = \sigma (1 - \sin \varphi) - \sigma_c = \gamma z + p$$

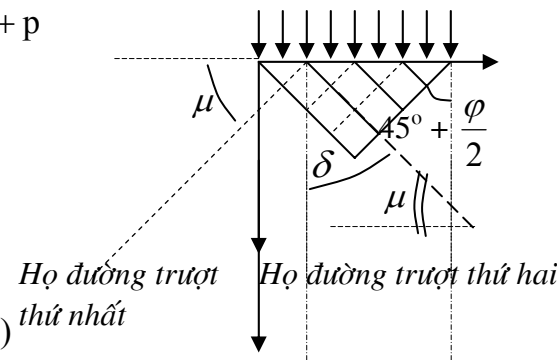
suy ra  $\sigma = \frac{\gamma z + p + \sigma_c}{1 - \sin \varphi}$

$\sigma_c$  là áp lực dính =  $c \cdot \cot \varphi$

$$\sigma_x = \frac{\gamma z + p + \sigma_c}{1 - \sin \varphi} (1 + \sin \varphi) - \sigma_c$$

$$\sigma_x = (\gamma z + p) \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \cdot \cot \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

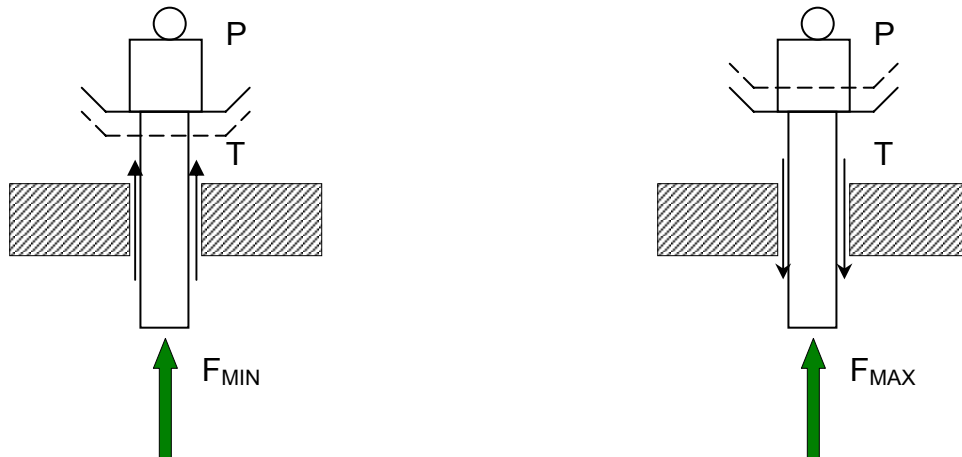
$$x = z \cdot \tan (\pm 45^\circ \pm \mu) + C \quad (\text{đây cũng là một họ đường thẳng khác})$$



**Góc nghiêng của họ đường thẳng mặt trượt so với phương thẳng đứng là  $\pm (45^\circ + \frac{\varphi}{2})$**

Ý nghĩa của lời giải:

Mô hình là bàn cân . Bài toán định ra mục đích là xác định lực F của lò xo đẩy lên sao cho trọng lượng P đặt trên bàn cân đạt được trạng thái cân bằng tới hạn (Xem hình vẽ trong đó, T là lực ma sát).



Mô hình bài toán có hai lời giải:

- Chuyển vị của bàn cân (tại thời điểm phá vỡ cân bằng tới hạn) có khuynh hướng xuống dưới, --> lực F đạt MIN.  
Nghĩa là: Sự vượt quá trạng thái cân bằng giới hạn (viết tắt là TTCBGH) bắt đầu gây chuyển dịch cho khối tam giác đất xuống phía dưới.
- Chuyển vị của bàn cân (tại thời điểm phá vỡ cân bằng tới hạn) có khuynh hướng lên trên, --> lực F đạt MAX

Nghĩa là: Sự vượt quá trạng thái cân bằng giới hạn (viết tắt là TTCBGH) bắt đầu gây chuyển dịch cho khối tam giác đất lên phía trên .

Vị trí chuyển dịch của bàn cân trong mô hình trên khi phá vỡ TTCBGH trong hai trường hợp là khác nhau và được biểu diễn bằng nét chấm chấm.

b. Lời giải cho môi trường không trọng lượng:

Tính toán vi phân dẫn đến kết luận rằng góc  $\delta$  dọc theo những đường trượt của họ đường trượt thứ nhất là không đổi,

➤ Phương trình họ thứ nhất của các đường trượt gồm toàn những đường thẳng có phương trình

$$x = z \tan (\delta + \mu) + \Phi$$

Đó là những tia xuất phát từ cực (mép móng).

➤ Phương trình họ thứ nhì của các đường trượt, cắt họ các đường trượt thứ nhất theo góc  $2\mu = \frac{\pi}{2} + \varphi$  và gồm những đường xoắn ốc Logarith có phương trình đường

cong viết trong hệ tọa độ cực là :  $r = Ce^{\pm\theta \tan \varphi}$

Dấu + hoặc - trước ký tự  $\theta$  của hàm số lũy thừa exponential lần lượt tương ứng với khi hàm số  $\xi = \text{constant}$  hoặc  $\eta = \text{constant}$  ( $\xi$  và  $\eta$  là hai hàm số đặc trưng, được đưa vào trong quá trình tính toán để giải hệ phương trình vi phân cân bằng của Xôkôlôpxki).

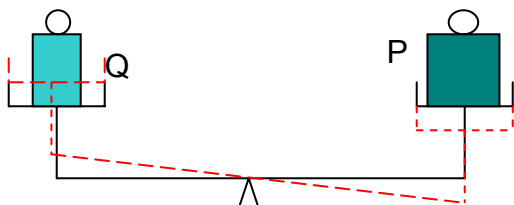
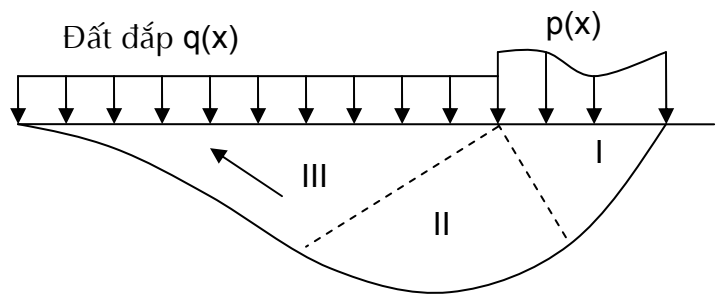
**2. Khả năng chịu tải của nền đất:**

**2.1 Khái niệm về bài toán xác định khả năng chịu tải (KNCT) của nền đất:**

Khả năng chịu tải của nền đất được nghiên cứu bằng việc xét một mô hình tổng quát của nền đất chịu tải  $p(x)$  và  $q(x)$  như hình vẽ dưới đây. Vấn đề là: xác định trị số  $q(x)$  sao cho mọi điểm của nền đạt đến trạng thái cân bằng giới hạn.

Giải bài toán: Q là tổng trọng lượng phần đất đắp; P là tổng trọng lượng của phần tải trọng. Toàn hệ được mô hình bằng bàn cân.

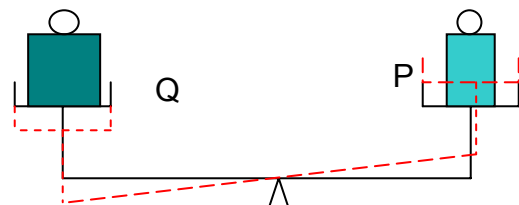
Liên hệ trở lại tới mô hình bàn cân; ta thấy có hai trường hợp : Trường hợp áp lực tối thiểu và trường hợp áp lực tối đa. Q là tổng các áp lực  $q(x)$  từ bên trên cùng trượt, P là tổng các áp lực  $p(x)$ .



Áp lực nhỏ nhất (áp lực chủ động)

Thí dụ: Khi đất đắp nhỏ quá

- Trường hợp áp lực tối thiểu:



Áp lực lớn nhất (áp lực bị động)

Thí dụ: Khi đất đắp cao quá

Dưới tải trọng  $p(x)$ , vùng I chuyển động từ trên xuống phía dưới. Vùng III chuyển động từ dưới lên trên, gây bùng trồi vùng nửa trục âm OD. *Câu hỏi là:* Tại trên nửa trục OD này, trị số  $q(x)$  tối thiểu bằng bao nhiêu thì bắt đầu mới bị trồi do  $p(x)$ ??

- Trường hợp áp lực tối đa:

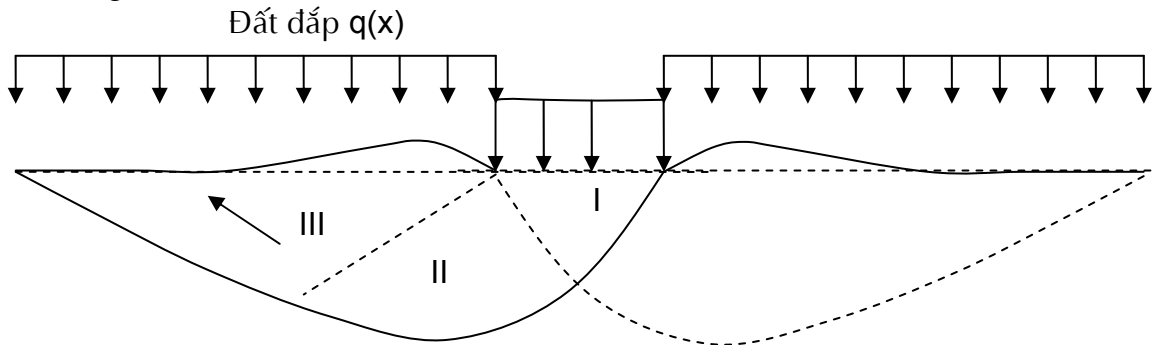
Vùng I có khả năng bị chuyển dịch từ dưới lên trên do vùng III chuyển động từ trên xuống, *Câu hỏi là:* trị số  $q(x)$  đủ lớn đến mức nào đó để đủ gây trồi nửa trục OA của tải  $p(x)$ ??

## 2.2 Các dạng phá hoại nền (mất cân bằng giới hạn):

Phá hoại trong nền là do ứng suất cắt (trượt) vượt quá trị số sức chống cắt (cũng được hiểu là độ bền) của đất. Có 3 dạng phá hoại tiêu biểu:

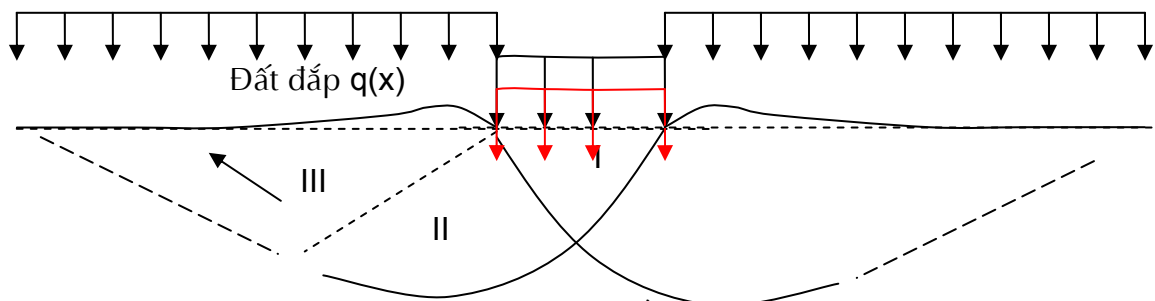
- Phá hoại trượt tổng thể;
- Phá hoại trượt cục bộ;
- Phá hoại cắt thủng nền (không gây trồi cho đất vùng quanh móng)

Dạng *phá hoại trượt tổng thể* gây trồi đất quanh móng một cách đối xứng, cung trượt phát triển đầy đủ từ 2 mép móng đến mặt đất (mặc dù trên thực tế, sự phá hoại sau cùng luôn là nghiêng một bên!). Đây là kiểu phá hoại điển hình cho **loại đất có tính nén lún thấp** (đất cứng, chặt).



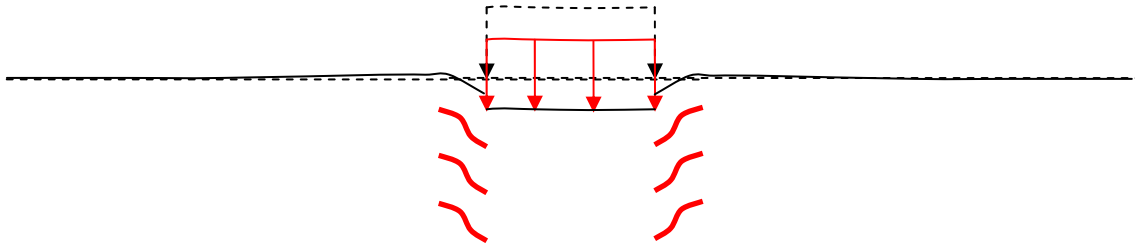
Hình 5-7a: Phá hoại tổng thể: Cung trượt phát triển đầy đủ qua 3 vùng I, II và III

Dạng *phá hoại trượt cục bộ* do phát triển một bộ phận đất trong nền đạt đến cân bằng giới hạn dẻo, mặt trượt chỉ một đoạn, chưa lan tỏa dài đến mặt đất, đất quanh móng trồi ít hơn trường hợp trên, do đất dưới móng bị nén một phần. Đây là kiểu phá hoại điển hình cho **loại đất có tính nén lún cao** (đất mềm, lún nhiều); loại này có trị số khả năng chịu tải không rõ ràng là bao nhiêu. Để đánh giá KNCT khi phá hoại cục bộ, người ta qui ước chiết giảm (chỉ lấy khoảng 2/3 đến 3/4 góc ma sát trong và lực dính đơn vị của đất).



Hình 5-7b: Phá hoại cục bộ: Cung trượt chỉ một phần

Dạng phá hoại cắt thủng nền (cắt lún vào nền) theo phương tải trọng, không gây trôi đất quanh móng, có kèm độ lún tương đối lớn và trị số khả năng chịu tải cũng không rõ ràng là bao nhiêu.



Hình 5-7b: Phá hoại cắt lún vào nền (thường xảy ra khi đất yếu)

### 2.3 Những khía cạnh cần chú ý khi tính toán KNCT của nền :

- Bề rộng móng: Đây là biến số quan trọng nhất, đòi hỏi rất nhiều nghiên cứu chi tiết sâu;
- Sức chống cắt của đất: Đất có tính dính cao hoặc đất không dính.
- Sự gia tăng áp lực thủy động, làm giảm trọng lượng của khối đất, ma sát nội giảm đi ...
- Các yếu tố khác như ảnh hưởng của chấn động, rung động.....có ảnh hưởng đến khả năng chịu tải của nền đất, hoặc do giảm độ bền chống trượt của đất, mất mát sức chống đẩy ngang dẫn đến đất trong nền giảm khả năng chịu tải đứng (hiệu quả bó hông của đất); hoặc do phát sinh thêm lực quán tính nằm ngang, làm mau chóng mất cân bằng trong nền.

### 2.4 Các lý thuyết chủ yếu về khả năng chịu tải của nền:

Trong văn liệu thế giới hiện nay có khá nhiều lý thuyết tính toán khả năng chịu tải của nền, do các tác giả khác nhau đưa ra, theo đó, có khá nhiều công thức tính toán sức chịu tải của đất nền. Dưới đây, chỉ trình bày những lý thuyết tính toán quan trọng nhất, do tính thực hành cao và độ tin cậy của chúng. Có thể kể :

- Công thức tính sức chịu tải của nền chịu tải trọng tĩnh của Prandtl (đất không có trọng lượng)
- Công thức tính sức chịu tải của nền chịu tải trọng tĩnh của Berêzanxev;
- Công thức tính sức chịu tải của nền chịu tải trọng tĩnh của Terzaghi;
- Công thức tính sức chịu tải của nền chịu tải trọng tĩnh của Skempton
- Công thức tính gần đúng sức chịu tải của nền chịu tải trọng tổng quát tĩnh và động (phát sinh do rung động) của Thẩm, D.H (2002) [10].

Sau đây ta sẽ lần lượt xét từng công thức và đánh giá khả năng áp dụng chúng trong thực hành tính toán nền móng công trình.

*Nói riêng về Cơ học đất Trạng thái tới hạn (Critical State Soil Mechanics):*

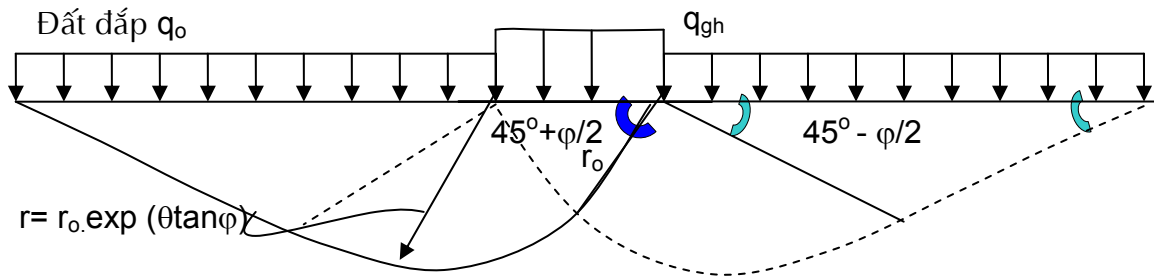
Nguyên lý trạng thái tới hạn do Roscoe, Schofield và Wroth đề xướng. Lý thuyết này liên hệ những ứng suất hữu hiệu với thể tích riêng  $(1+\nu)$  của đất dạng sét trong suốt quá trình cắt, trong điều kiện có thoát nước hay không có thoát nước. Nói cách khác lý thuyết cơ học đất trạng thái tới hạn là sự hợp nhất những đặc trưng về độ bền với những đặc trưng về biến dạng. Lý thuyết cũng khảo sát trạng thái mà tại đó đất chảy (trượt nhiều) tại thể tích cố định dưới áp lực hữu hiệu không đổi.

Trong phạm vi giáo trình này không đi sâu giới thiệu.

#### 2.4.1 Cách tính khả năng chịu tải của nền theo Prandtl:

##### Giả thiết :

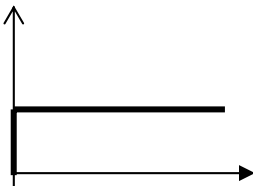
- Không xét trọng lượng riêng của nền (tức  $\gamma = 0$ );
- Cơ chế của sự phá hoại là : Góc nghiêng nêm nén chặt và phương thẳng đứng là  $45^\circ + \varphi/2$   
Có các vùng nêm nén chặt, vùng trượt chuyển tiếp (hình quạt) và vùng trượt bị động như hình vẽ:



Hình 5-8: Các thông số của mô hình Prandtl (nền không trọng lượng, tức  $\gamma=0$ )

Chỉ xảy ra 1 cung trượt: trượt một bên. Hình vẽ là vẽ cho đến thời điểm phá hoại; cơ hội để xảy ra trượt một trong hai bên là ngang nhau, nên một trong hai nhánh trượt là nét chấm chấm.

- Những điểm bên trên cung trượt là đạt cân bằng giới hạn dẻo thỏa điều kiện cân bằng Mohr- Coulomb, quan hệ ứng suất biến dạng là dẻo hoàn toàn
- Trong trường hợp tổng quát, khi móng đặt trong đất một độ sâu  $D$  thì độ bền của đất từ cao độ đáy móng trở lên tạm thời không xét ( lúc đó, khối đất này \_ mặc dù mâu thuẫn với giả thiết a \_ đóng vai trò như một phụ tải bề mặt có cường độ  $q_0 = \gamma D$ . Đây là một giả thiết chung của bài toán móng đặt nông )



Hình 5-9 : Quan hệ ứng suất biến dạng là dẻo hoàn toàn

- Móng là móng dạng dải dài (còn gọi là móng băng hay strip footings) và đất có tính nén thấp (thuộc loại phá hoại cắt tổng thể).
- Công thức của Prandtl là cho bất kỳ loại đất (mặc dù áp dụng cho đất có tính nén thấp)

$$q_f = \left( (c \cdot \cot \varphi + \frac{1}{2} \gamma b \sqrt{K_p}) (K_p e^{\pi \tan \varphi} - 1) \right) \quad (5-6)$$

trong đó 
$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (5-7)$$

Số hạng  $\frac{1}{2} \gamma b \sqrt{K_p}$  không có trong công thức nguyên gốc của Prandtl, nhưng sau này đã được kể vào để giải thích cho độ bền của đất gây bởi áp lực các lớp phủ phía trên đáy móng.

Một cách viết khác của công thức Prandtl:

$$q_f = c \cdot \cot \varphi [e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi/2) - 1] + q_0 [e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi/2)] + \Delta$$

*Chú ý : Số hạng  $\Delta$  nhằm xét trọng lượng bản thân đất, được xác định gần đúng bằng phương pháp số hay đồ giải và có đặc điểm là biến thiên rất nhạy với các thay đổi nhỏ của góc nê n chậ t*

Trường hợp riêng của công thức Prandtl Đất thuần dính không ma sát – điều kiện không thoát nước:

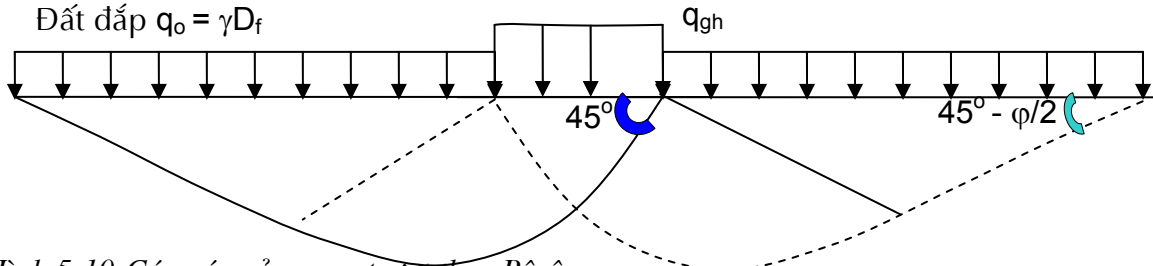
$$q_f = (\pi + 2) \cdot c_u \quad (5-8)$$

Có thể kết luận rằng, đối với đất dính, KNCT không phụ thuộc bề rộng móng. Cung trượt tròn. Công thức Prandtl phù hợp cho đất sét yếu, than bùn... Rừng U minh hay gặ p.

#### 2.4.2 Công thức tính sức chịu tải của nền chịu tải trọng tĩnh của Bêrêzanxep;

**Giả thiết :** a. Móng nông;

b. Cơ chế của sự phá hoại là : Góc nghiêng nê n chậ t và phương thẳng đứng là  $45^\circ$  vùng nê n chậ t (góc  $45^\circ$ ), vùng trượt chuyển tiếp (hình quạt) và vùng trượt bị động như nghiêng với mặt đất một góc  $(45^\circ - \varphi/2)$  hình vẽ :



Hình 5-10: Các góc của cung trượt theo Bêrêzanxep

Công thức của Bêrêzanxep về tải trọng giới hạn của nền :

$$q_{gh} = A_o \gamma b + B_o q_0 + C_o \cdot c_u \quad (5-9)$$

$A_o$  ,  $B_o$  ,  $C_o$  là các hệ số khả năng chịu tải (từ nay viết tắt là KNCT ) tra theo góc ma sát trong của đất :

BẢNG GIÁ TRỊ CÁC HỆ SỐ  $A_o$ ,  $B_o$ ,  $C_o$  TRONG CÔNG THỨC KNCT CỦA BÊRÊZANXEP

$\varphi$ Hệ số	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42
$A_o$	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
$B_o$	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	98.7
$C_o$	11.7	13.2	15.1	17.2	19.8	23.2	25.8	31.5	38.0	47	55.7	70	84.7	108.8

## ➤ Khi móng hình tròn:

- nệm nén chặt dưới móng có góc ở đáy là  $45^\circ$ .
- Góc của cạnh nệm nén chặt tam giác và đường ranh giới chuyển tiếp từ vùng trượt chuyển tiếp sang vùng trượt bị động là  $90^\circ$

Công thức Bêrêzanxep có dạng:  $q_{gh} = \frac{1}{2} A_k \gamma b + B_k q_0 + C_k \cdot c_u$  (5-10)

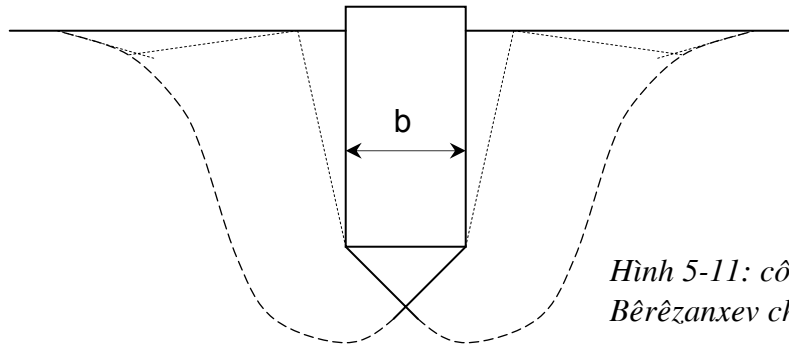
$A_k$ ,  $B_k$ ,  $C_k$  là các hệ số khả năng chịu tải (từ nay viết tắt là KNCT) tra theo góc ma sát trong của đất (bảng 5-4 [4]); ở đây  $b$  là đường kính.

## ➤ Khi móng vuông:

Công thức giống móng tròn chỉ khác là lấy bề rộng móng  $b$  là cạnh hình vuông.

➤ Khi móng đặt sâu vừa phải ( $D/b$  trong khoảng từ 0.5 đến 2):

Bêrêzanxep đề nghị tính  $q_{gh}$  với hình dạng gần đúng của đường trượt như sau:



Hình 5-11: công thức Bêrêzanxep cho móng đặt sâu

BẢNG GIÁ TRỊ CÁC HỆ SỐ  $A_k$ ,  $B_k$ ,  $C_k$  TRONG CÔNG THỨC KNCT CỦA BÊRÊZANXEP

$\varphi$ 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	216
$B_k$	4.5	6.5	8.5	10.8	14.1	18.6	24.8	32.8	45.5	64	87.	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

Lúc đó tải trọng giới hạn của nền cát được tính như sau:  $q_{gh} = A\gamma b$

Công thức của Bêrêzanxep áp dụng được khá tốt, có phần sát hợp các số liệu thực tế, có thể áp dụng đối với bài toán phẳng, đất là cát, và đã được đưa vào quy phạm thiết kế cầu cống của Liên xô cũ (Quy phạm Xờnhíp 200-62).

## 2.4.3 Công thức tính sức chịu tải của nền chịu tải trọng tĩnh của Terzaghi;

Đây là công thức hết sức quan trọng đối với môn cơ đất và nền móng nói chung.

Áp dụng cho móng dài, móng băng, dạng phá hoại cắt tổng thể.

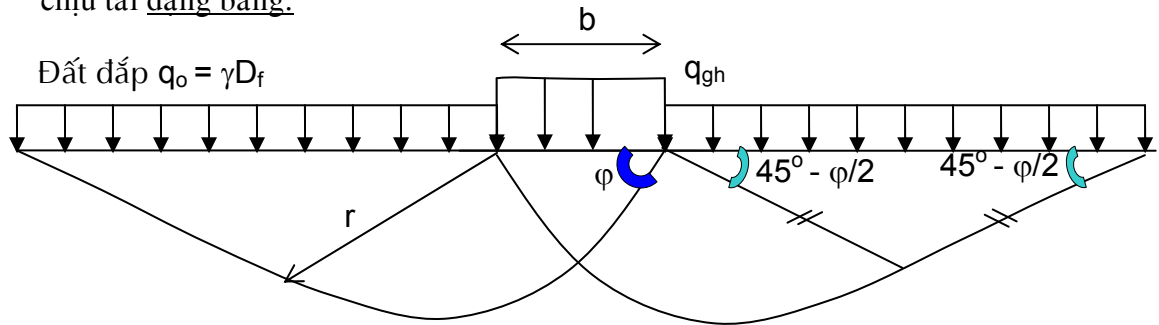
Công thức có dạng  $q_{gh} = \frac{1}{2} \gamma b \cdot N_\gamma + q_0 \cdot N_q + c_u \cdot N_c$  (5-11)

Các ký hiệu xem trên hình 5-12

Về ý nghĩa: Đó là sự tổng hợp (theo nguyên lý cộng tác dụng) của 3 thành phần khả năng chịu tải, gồm: Do trọng lượng bản thân của đất, cũng là do *sức chịu ma sát* do trọng lượng khối đất dưới móng (số hạng thứ nhất), do chiều sâu chôn móng (số hạng thứ hai) và do lực dính của đất (số hạng thứ ba).

**Giả thiết:**

- Vật liệu tuân theo nguyên lý cộng tác dụng, vậy mà phá hoại dẻo xảy ra (trên cung trượt), nghĩa là vật liệu biến dạng dẻo trên một phần của miền vật liệu.
- Góc ở đáy nêm nén chặt là  $\varphi$  (đúng bằng góc ma sát trong của đất)  
Giả thiết này dẫn đến suy nghĩ là: Như vậy, tuy trượt nhưng vì góc hợp bởi mặt trượt và phương của ứng suất chính không phải là  $45^\circ \pm \varphi/2$  nên không gọi đó một cách kinh điển là vùng Rankine chủ động như từ trước đến giờ luôn đề cập đến: Xem thêm chương 6
- Công thức chấp nhận các hệ số bán kinh nghiệm (semi – empirical) để tính KNCT của nền chịu tải hình vuông, chữ nhật hay tròn *tính theo công thức KNCT của nền chịu tải dạng băng.*



Hình 5-12: Các kích thước về góc của cung trượt theo Terzaghi

- Suy rộng sang trường hợp khi dạng phá hoại cắt là cục bộ, công thức Terzaghi cũng áp dụng được, cho bất kỳ loại đất nào nhưng có sự hiệu chỉnh chút ít, như sau:

$$q_{gh} = \frac{1}{2} \gamma b \cdot (N_\gamma') + q_0 \cdot (\frac{1}{2} N_q') + c_u \cdot (2/3 N_c') \quad (5-12)$$

Các ký hiệu trong công thức xem hình 5-12

Nhận xét:

Trị số của các thừa số KNCT ứng với khi phá hoại cắt cục bộ nhỏ hơn so với trường hợp phá hoại cắt là tổng thể.

Đồ thị tra các thừa số Khả năng chịu tải  $N_c$ ,  $N_q$  và  $N_\gamma$  theo góc nội ma sát (xem hình 5-13).

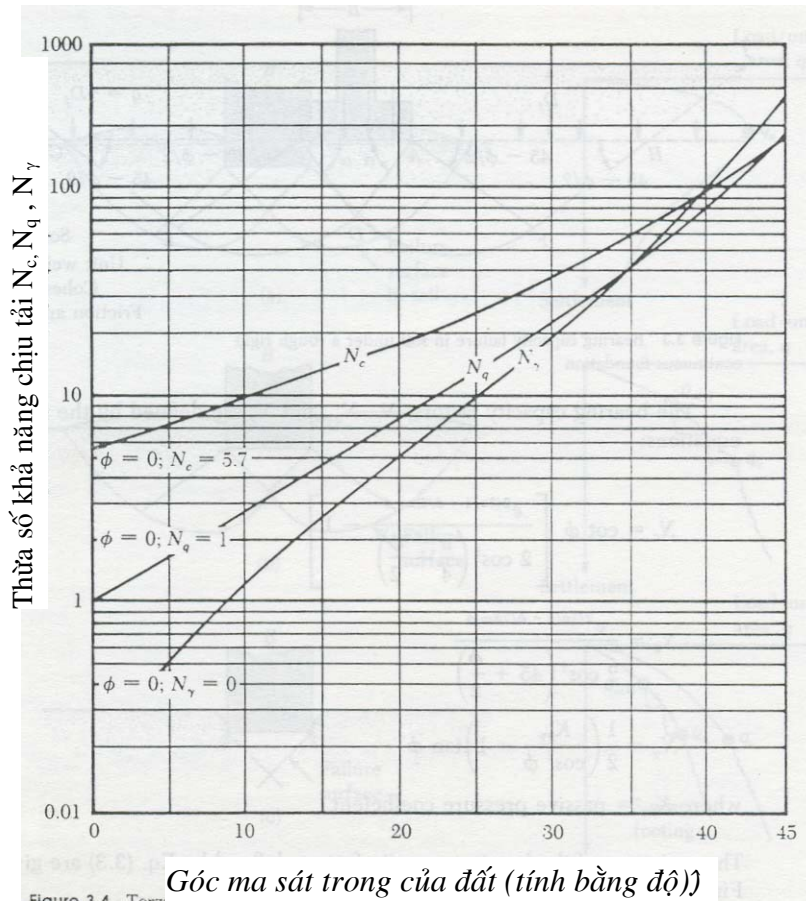
Ghi chú:

Sau khi đã khảo sát các công thức về khả năng chịu tải tĩnh của nền, mỗi tác giả (trừ Prandtl) quan niệm một trị số góc của khối nêm nén chặt (tức khối hình tam giác ngay dưới bề rộng móng) khác nhau, tuy nhiên, các tác giả đều đi đến thống nhất một điểm chung là: **góc hợp bởi cung trượt (lấy tại cuối vùng III, tức vùng trượt bị động) với mặt nằm ngang đều là**

$$45^\circ - \frac{\varphi}{2}.$$

Có nhiều công thức khác nhau về khả năng chịu tải khi mặt đất nghiêng, gẫy khúc.... Sinh viên có thể tham khảo bài tập số 4 để rút ra nhận xét của mình.





Hình 5-13: Các đồ thị xác định các thừa số khả năng chịu tải  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$  theo Terzaghi [9]

#### 2.4.4 Công thức tính sức chịu tải của nền chịu tải trọng tĩnh của Skempton;

Đất sét bão hòa nước, công thức KNCT của đất nền đơn giản chỉ là :

$$\text{Móng dạng băng:} \quad q_f = c \cdot N_c + \gamma D_f$$

$$\text{Móng chữ nhật } B \times L: \quad q_f = c \cdot s_c \cdot N_c + \gamma D_f$$

$s_c = 0.84 + 0.16 B/L$  là hệ số hình dạng, được nhân với  $N_c$

#### 2.4.5 Công thức tính sức chịu tải của nền khi tải trọng nghiêng hay lệch tâm $e$ :

Nói chung, nền sẽ giảm khả năng chịu tải, vì :

- Móng bị giảm bề rộng có hiệu:  $B_{\text{có hiệu}} = B - 2e$   
Như vậy tải chỉ phân bố đều trên bề rộng  $B_{\text{có hiệu}}$  mà thôi (Chú ý điều này).
- Tải trọng nghiêng:  
Một phần sức chịu tải của nền phân chia cho khả năng chịu tải đứng, phần kia phân cho khả năng chịu tải ngang.

Có thể dùng bất đẳng thức kinh nghiệm sau để kiểm tra nền chịu tải nghiêng:

$$\frac{V}{P_V} + \frac{H}{P_H} < 1$$

$V$  và  $H$  lần lượt là thành phần thẳng đứng và nằm ngang của tải nghiêng; còn  $P_V$  và  $P_H$  lần lượt là KNCT của nền theo phương đứng và ngang (riêng phương ngang,  $P_H$

là một phần của khả năng chống đẩy ngang của đất  $E_p$  )

2.4.6 Giới thiệu công thức tính sức chịu tải của nền chịu tải trọng tổng quát tĩnh và động (rung động truyền qua môi trường đất) [10]

Công thức giải tích này khá tổng quát, mặc dù dùng sơ đồ 2 khối trượt của Gerxêvanôv (cung trượt thẳng gồm 2 đoạn, cho móng dạng băng) là gần đúng. Khi  $P_v$  và  $P_H$  triệt tiêu, công thức trở lại trường hợp bài toán xác định KNCT của nền chịu tải trọng tĩnh.

(1) Dùng mô hình tính toán đơn giản hóa cung trượt tổng quát thành hai đoạn thẳng hợp với phương đứng góc là  $\alpha$  (thay cho góc  $45 + \varphi/2$  của nêm nén chặt) và  $\beta$  (thay cho góc  $45 - \varphi/2$  của vùng trượt bị động). Tải tĩnh thẳng đứng, tải động thay bằng tải lên xuống (có chu kỳ). Mô hình này cho kết quả tính toán gần đúng.

(2) Đồng thời, từ điều kiện cân bằng Mohr – Coulomb trong đó các thành phần ứng suất tĩnh và động (quy ứng suất động về ứng suất biến thiên  $\pm$ , tức “á tĩnh” hay pseudo - statics) ta rút ra được công thức về hệ số áp lực ngang  $K_{dyn}$  (nói lên khả năng chống đẩy ngang) khi nền chịu sự gia tăng áp lực nước lỗ rỗng do rung động và kể đến gia tốc dao động rung.

Công thức tải trọng giới hạn của nền chịu tải tĩnh và bị rung có dạng :

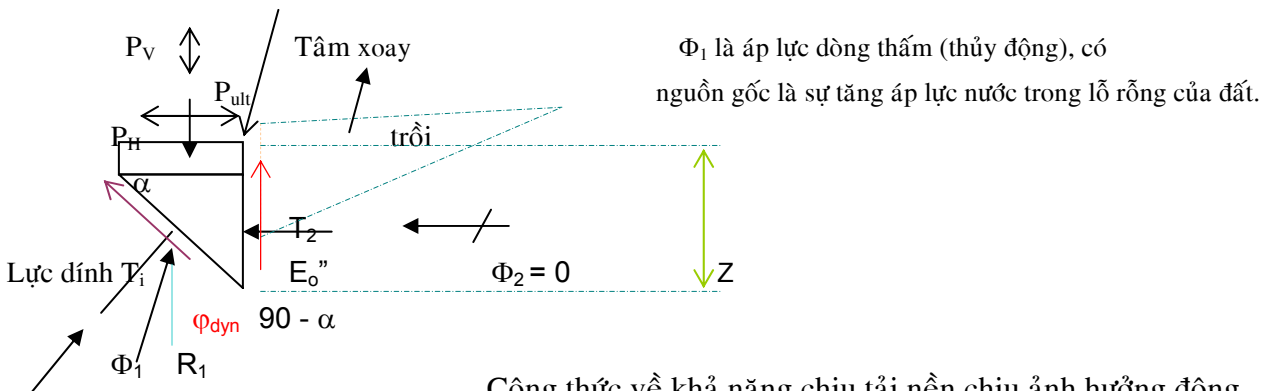
$$P_F = \frac{E_o'' + \frac{Bmc \sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} [\sin \alpha \cdot \tan(\alpha - \varphi) + \cos \alpha] - \Phi_1 [\sin \alpha - \cos \alpha \tan(\alpha - \varphi)]}{(1 \pm m) \tan(\alpha - \varphi) \pm mt} \quad (5-13)$$

Với sức chống đẩy ngang của đất  $E_o''$  (áp lực bị động)

$$E_o'' = \gamma \frac{B^2 \tan^2 \alpha}{2} K_{DYN} + \Phi_2 \sin(45 - \varphi_{DYN}) = \Phi_2 \sin(45 - \varphi_{DYN})$$

$\bar{m}$  là tỷ số  $P_v / P_F$  và  $t = P_H / P_v$ ,  $m$  là hệ số giảm sức chống cắt do rung động, xác định bằng thí nghiệm cắt trực tiếp đất với điều kiện cho ứng suất cắt hay ứng suất nén thay đổi có chu kỳ.

Mẫu số của công thức  $P_F$  là một số xoay quanh 1, tùy thuộc cường độ chấn động rung.



Hình 5-14 : Sơ đồ hai khối trượt mở rộng tính toán KNCT của nền chịu ảnh hưởng động

Biểu thức toán học của Hệ số áp lực ngang  $K_{dyn}$  được rút ra từ việc khảo sát trạng thái ứng suất của một phân tố vi cấp trong nền. Các sinh viên có thể tham khảo nội dung diễn giải và các

tính toán để rút ra hệ số này trong tài liệu [10], phạm vi giáo trình này chỉ giới thiệu để sinh viên nếu muốn sẽ truy cập tìm hiểu thêm.

*Có thể hình dung như sau: Khả năng chịu tải được hình thành từ tác động chống đẩy ngang của một phần vùng đất bên dưới nền, biểu thị qua sức chống đẩy ngang: Nếu vì lý do nào đó, sức chống đẩy ngang bị mất đi, móng chuyển vị xuống và đẩy các phần đất bó ngang (vùng trượt bị động II) gây trôi. Nếu phát triển mô hình càng gần với cung trượt, công thức 5-13 càng phức tạp*

Thí dụ 5-1:

Một móng vuông cạnh 2.25m đặt sâu 1.5m trong cát có thông số chống cắt là  $c=0$  và  $\varphi = 38^\circ$ . Hãy xác định khả năng chịu tải của nền a) nếu vào mùa khô, mức nước ngầm (MNN) rút xuống sâu hơn đáy móng nhiều; b) vào mùa mưa, mức nước ngầm dâng lên tới mặt đất. Biết rằng trọng lượng riêng của cát nằm trên MNN là  $18 \text{ kN/m}^3$  và nằm dưới MNN là  $\gamma_{\text{BH}} = 20 \text{ kN/m}^3$ . Rút ra nhận xét gì.

Giải: công thức Terzaghi về sức chịu tải của nền là

$$q_{\text{gh}} = \frac{1}{2} \gamma b \cdot N_\gamma + q_0 \cdot N_q + c_u \cdot N_c$$

Do không có lực dính, chỉ còn hai số hạng đầu trong công thức trên là khác không.

$$q_{\text{gh}} = \frac{1}{2} \gamma b \cdot N_\gamma + q_0 \cdot N_q$$

Tra đồ thị xác định theo góc ma sát trong  $\varphi$ , ta có các trị số  $N_\gamma = 67$  và  $N_q = 49$

Thay các trị số bằng số vào công thức trên, ta được

$$q_{\text{gh}} = \frac{1}{2} \times 2.25 \times 18 \times 67 + 18 \times 1.5 \times 49 = 1356 + 1323 = 2679 \text{ kN/m}^2$$

Khi mức nước ngầm dâng lên, móng bị ngập trong nước, ta dùng trọng lượng riêng đẩy nổi trong các công thức

$$q_{\text{gh}} = \frac{1}{2} \gamma_{\text{đn}} b \cdot N_\gamma + q N_q$$

tức là  $q_{\text{gh}} = \frac{1}{2} \times (20 - 9.81) \times 2.25 \times 67 + (20 - 9.81) \times 1.5 \times 49 = 1518 \text{ kN/m}^2$

Ta thấy rằng khi nền cát ngập nước, khả năng chịu tải của nền giảm chỉ còn 56%., gần như phân nửa !

**Thảo luận:** *Thật ra, thành phần khả năng chịu tải của móng vuông theo ma sát (số hạng đầu) nhỏ hơn trị số tính toán nói trên, cụ thể chỉ còn 80% vì đều có khả năng bị phá hoại theo 2 phương như nhau. Sau này, ta sẽ thấy rằng đối với nền đất có tính dính, thành phần khả năng chịu tải liên quan lực dính (số hạng chót) của móng vuông sẽ lấy gia tăng 20%. Còn thành phần KNCT do độ sâu chôn móng (số hạng thứ hai, tức có chứa  $q_0$ ) thì không bị chi phối gì cả.*

Thí dụ 5-2:

Một móng băng được thiết kế chịu tải trọng  $800 \text{ kN/m}$  ở độ sâu  $0.7 \text{ m}$  chôn trong đất sỏi sạn. Thông số độ bền của đất này là  $c = 0$  và  $\varphi = 40^\circ$ . Xác định bề rộng của móng nếu như đặt ra yêu cầu phải lấy hệ số an toàn là 3 và giả sử mức nước ngầm có thể dâng lên đến cao độ đáy móng. Biết rằng trọng lượng riêng của cát nằm trên MNN là  $17 \text{ kN/m}^3$  và nằm dưới MNN là  $\gamma_{\text{BH}} = 20 \text{ kN/m}^3$ .

Giải: Tra đồ thị ứng với  $\varphi = 40^\circ$ , ta được  $N_\gamma = 95$  và  $N_q = 64$ .

$$q_{\text{gh}} = \frac{1}{2} \gamma_{\text{đn}} b \cdot N_\gamma + q N_q = \frac{1}{2} \times (20 - 9.81) \times B \times 95 + (17 \times 0.7 \times 64) = 485B + 762$$

Nếu không tính phần áp lực do đất đắp lại trên móng:

$$q_{gh/r\grave{o}ng} = q_{gh} - \gamma D = 485B + 762 - 17 \times 0.7 = 485B + 750 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Với D là chiều sâu chôn móng

Áp lực rỗng tác động lên đất (tức trị số áp lực mà bỏ bớt đi lượng đất đè trên móng, chỉ do móng gây ra thôi):

$$q_r = \frac{800}{B} - (17 \times 0.7)$$

với hệ số an toàn là 3 nghĩa là, nếu xem nền đất chịu được 3 phần sức thì thiết kế chỉ lấy 1 phần thôi. Tức là:

$$\frac{1}{3} q_{gh} = q_r \Leftrightarrow \frac{1}{3} (485B + 750) = \frac{800}{B} - (17 \times 0.7)$$

giải phương trình bậc hai nói trên, ta được B = 1.55m

## BÀI TẬP

- Một móng VUÔNG được thiết kế chịu tải trọng 800 kN ở độ sâu 1.2m chôn trong đất á cát. Thông số độ bền của đất này là  $c = 10 \text{ kN/m}^2$  và  $\phi = 24^\circ$ . Xác định bề rộng của móng nếu như đặt ra yêu cầu phải lấy hệ số an toàn là 2

- Giả sử không xét ảnh hưởng gì của mực nước ngầm.
- Móng ngập nước hoàn toàn.

Biết rằng trọng lượng riêng của đất này nằm trên MNN là  $19 \text{ kN/m}^3$  và nằm dưới MNN là  $\gamma_{BH} = 21 \text{ kN/m}^3$ .

- Móng vuông cạnh 2m chôn sâu đến 4m trong đất sét cứng có trọng lượng riêng bão hòa là  $\gamma_{BH} = 21 \text{ kN/m}^3$ . Lực dính không thoát nước xác định từ thí nghiệm cắt trực tiếp mẫu đất đo được là  $c_u = 120 \text{ kN/m}^2$ , gần như góc ma sát trong bằng không. Nếu đề ra yêu cầu lấy hệ số an toàn là 3, hỏi móng trên mang được tối đa bao nhiêu tải trọng (không kể sức nặng của bản thân móng).
- Theo anh (chị) móng vuông và móng hình chữ nhật có cùng diện tích và cùng độ sâu đặt móng, móng nào có khả năng chịu tải lớn hơn khi :
  - đặt trong đất thuần dính như đất sét (dùng công thức KNCT của Prandtl)
  - đặt trong đất thuần cát (không có lực dính)
- Bằng suy luận của mình, bạn hãy so sánh (cho biết cái nào lớn hơn) giữa khả năng chịu tải (KNCT) của nền khi diện chịu tải (cụ thể là đế móng) nghiêng so với mặt đất nằm ngang một góc  $\alpha$  nào đó với KNCT của nền khi đế móng nằm ngang (cả hai trường hợp tải trọng đặt vuông góc với đế).  
Liên hệ với bài toán khi nền đất dốc (cũng giống như vậy), KNCT lớn hơn hay nhỏ hơn KNCT khi nền đất bằng nằm ngang ? (gợi ý: sinh viên vẽ hình ra để suy luận dễ hơn với độ sâu chôn móng D được tính từ cạnh móng gần mặt đất hơn)
- Móng đặt sát cạnh một miệng hố sâu, độ sâu chôn móng là D trong đất dính thuần túy (Hố sâu hơn D nhiều). Hỏi có an toàn không? Giải thích và rút ra phạm vi áp dụng của các công thức KNCT của Prandtl.

## CHƯƠNG 6

**ÁP LỰC CỦA ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN**

Mục tiêu của chương này:

- **Biết** công thức áp lực đất chủ động và bị động (rút từ biểu thức cân bằng tại một phân tố vi cấp trong nền sau lưng tường chắn). Lý thuyết áp lực ngang của Rankine (rất xưa) và Coulomb.
- **Hiểu:** Cái chúng ta đang luôn quan tâm là thành phần nằm ngang của ứng suất; khi nói áp lực chủ động là trị số áp lực tối thiểu do khối đất đẩy tường, khi nói áp lực bị động là sức chống đẩy của đất cho đến khi bắt đầu phá vỡ cân bằng. Lý thuyết Rankine
- **Làm được** gì sau khi học xong chương này?  
 Tính toán áp lực đất lên các cấu trúc chắn bất kỳ, làm bằng vật liệu bất kỳ; tính được sức chống đẩy của khối đất. Có áp lực, đem nhân với diện tích, sẽ suy ra lực; từ lực, có thể tính ra mômen lật, mômen giữ và đánh giá ổn định của cấu trúc chắn trong thực tế (như kè, đê...). Sau khi tính toán xong đến bài toán thiết kế và thi công.

**1. Giới thiệu :****Lý thuyết cận dưới :**

Nếu một trạng thái ứng suất mà không có điểm nào vượt quá tiêu chuẩn phá hoại đối với đất và trạng thái ứng suất đang nói này đạt cân bằng với hệ thống ngoại lực (kể cả trọng lượng bản thân), người ta nói lúc đó hệ thống ngoại tải đó lập thành nên một cận dưới cho tải trọng phá hoại thực (bởi vì một sự phân bố ứng suất hữu hiệu hơn có thể tồn tại ).

Tiêu chuẩn phá hoại Mohr Coulomb;

Không xét gì đến hình dáng của biến dạng;

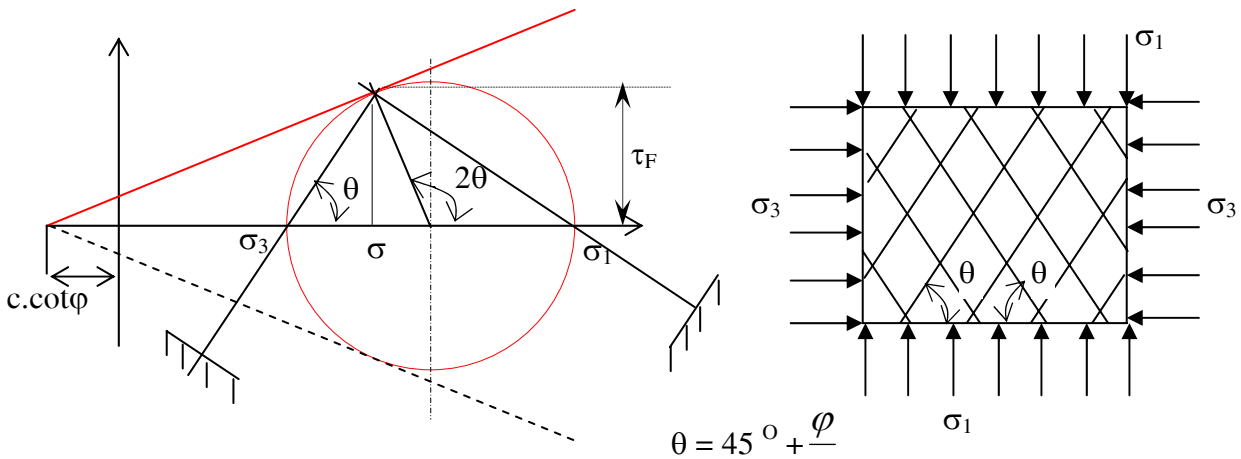
**Lý thuyết cận trên:**

Nếu một cơ chế phá hoại dẻo đạt đến, và ở một độ gia tăng chuyển vị, công sinh ra bởi hệ thống ngoại lực bằng với sự phân tán năng lượng bởi những nội lực thì sụp đổ phải xảy ra: Người ta bảo hệ thống ngoại lực đó đã lập nên một cận trên cho tải trọng sụp đổ thực (bởi vì một cơ chế sụp đổ có thể tồn tại).

Cơ chế sụp đổ được tạo thành bằng một sự chọn mặt trượt định sẵn;

Sau đó tìm cách lấy cân bằng giữa công sinh bởi ngoại lực với năng lượng mất mát đi (hay phân tán đi ) bởi ứng suất tác động dọc theo mặt trượt, mà không xét gì đến cân bằng.

Cơ chế phá hoại sụp đổ chọn trước nói bên trên không nhất thiết là cơ chế thực nhưng chấp nhận được về phương diện động học. Nói rõ hơn, chuyển động của khối trượt phải tương thích với tính liên tục của nó và với những điều kiện biên bất kỳ.

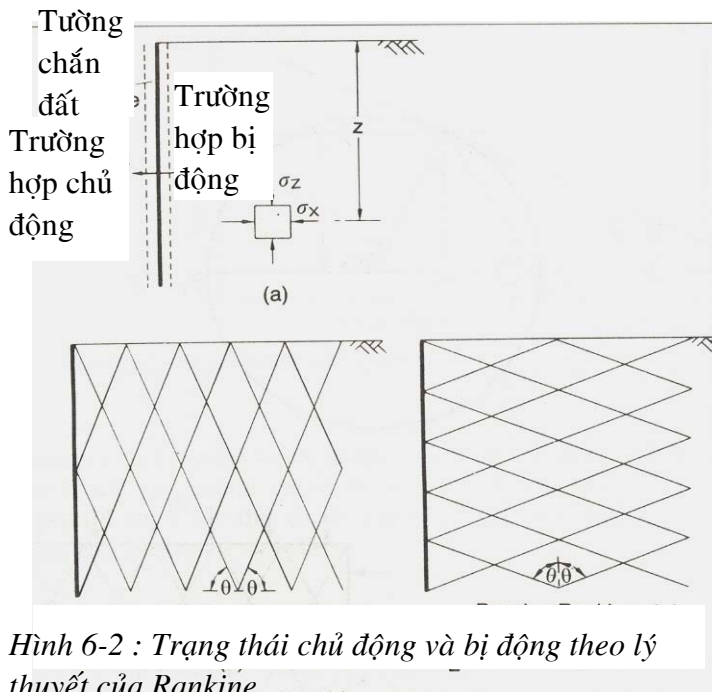


Hình 6-1: Trạng thái cân bằng dẻo

**2. Lý thuyết áp lực đất của Rankine:**

**2.1 Trường hợp đất đẩy tường đạt cân bằng:**

Lý thuyết này thoả mãn điều kiện lời giải của lý thuyết cận dưới, môi trường vật chất dẻo. Từ điều kiện cân bằng Mohr – Coulomb, mặt trượt cũng hợp với phương của mặt phẳng chính lớn (tức mặt phẳng chịu ứng suất nén chính Max tác động lên) một góc là  $45^\circ + \varphi/2$ . Cần thấy rằng, cân bằng dẻo có thể được phát triển trong khối đất chỉ khi mức biến dạng là đủ lớn.

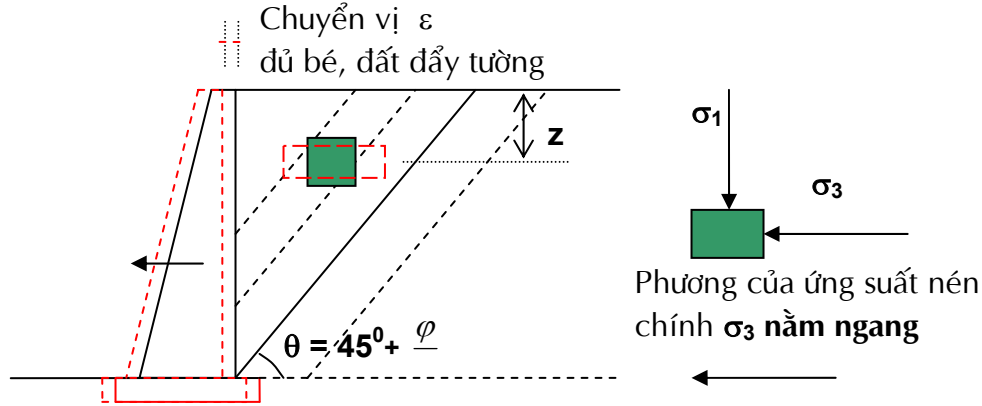


Hình 6-2 : Trạng thái chủ động và bị động theo lý thuyết của Rankine

Xét một miền không gian bán vô hạn, có mặt phẳng nằm ngang và một biên nửa vô hạn thẳng đứng tạo bởi một tường *trơn phẳng*; miền đất xem như thuần nhất, đẳng hướng. Một phân tố đất độ sâu  $z$  chịu tác động của ứng suất nén đứng  $\sigma_z$ , ngang  $\sigma_x$  và vì có thể rằng đã không có sự truyền trọng lượng theo phương ngang nếu mặt phẳng nằm ngang, nên không có những ứng suất cắt  $\tau_{zx}$ . Như vậy, các ứng suất nén nói trên trở thành những ứng suất nén chính.

Khi tường chuyển vị ra phía ngoài,  $\sigma_x$  giảm, và đất “dãn ra”. Sự giảm  $\sigma_x$  là một hàm chưa biết của biến dạng ngang trong đất. Đất dãn đến một mức nào đó đủ lớn để giá trị  $\sigma_x$  giảm đến một trị số minimum nào đó, đạt đến trạng thái cân bằng dẻo thì khối đất xem

như đã đề lên tường chắn một áp lực chủ động (áp lực đất chủ động lên tường chỉ do áp lực địa tĩnh của đất). Ứng suất  $\sigma_z$  trở thành ứng suất nén chính chủ yếu ký hiệu là  $\sigma_1$ , còn  $\sigma_x$  nằm ngang trở thành ứng suất nén chính thứ yếu, ký hiệu là  $\sigma_3$ .



Ta có hệ thức liên hệ  $\sigma_1$  với  $\sigma_3$  là điều kiện cân bằng Mohr – Coulomb quen thuộc:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + c \tan \varphi$$

viết biểu thức của  $\sigma_3$  theo các số hạng còn lại, ta

rút ra biểu thức xác định cường độ của  $\sigma_3$  là:

$$\sigma_3 = \frac{-\varphi \sigma - c \sqrt{\frac{-\varphi}{\varphi}}}{\frac{\varphi}{\varphi}} \quad (6-1)$$

Với chú ý dấu – vế phải, số hạng đi kèm với ứng suất nén chính chủ yếu  $\sigma_1$  chính là hệ số áp lực ngang chủ động  $K_a$ :

$$K_a = \frac{-\varphi}{\varphi} = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (6-2)$$

Và khi áp lực ngang của đất = áp lực ngang chủ động, thì đất được gọi là ở trạng thái chủ động Rankine và có hai tập hợp mặt phẳng phá hoại, mỗi tập hợp các mặt trượt nghiêng góc  $45^\circ + \varphi/2$  so với phương nằm ngang (là phương của mặt phẳng chính chủ yếu).

Để dễ hiểu, công thức (6-1) được viết lại rất đơn giản như sau:

$$p_a = K_a \cdot (\gamma h) - 2c \cdot \sqrt{K_a} \quad (6-3)$$

Chỉ số a dưới chữ “ p “ viết tắt từ chữ active, nói lên áp lực chủ động (đất đẩy tường) Khi lực dính dương,  $p_a$  triệt tiêu tại một độ sâu  $z_0$  có trị số :

$$z_0 = \frac{c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (6-5)$$

Diện tích của biểu đồ áp lực (phân bố hình tam giác) là lực xô ngang chủ động

$$P_a = \int_{z_0}^H p_a dz = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma (H^2 - z_0^2) - 2c \cdot \sqrt{K_a} (H - z_0) \quad (6-6)$$

Đây là một LỰC TẬP TRUNG (mỗi đơn vị mét dài), đặt ở trọng tâm hình tam giác của biểu đồ áp lực, tức  $1/3(H-z_0)$  tính từ cao độ đáy tường chắn lên.

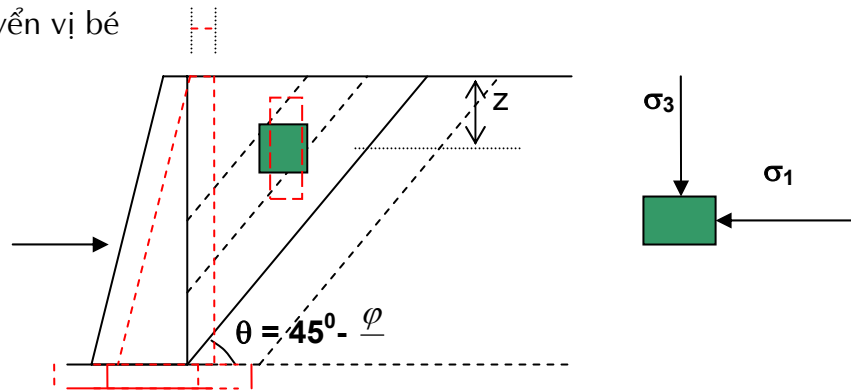
2.2 Trường hợp tường đẩy đất, đạt cân bằng:

Quá trình nén ngang đất do tường đẩy đất,  $\sigma_x$  tăng dần đến khi cân bằng dẻo đạt được, dần đạt trị số Max và trở thành ứng suất nén chính chủ yếu  $\sigma_1$ ; còn  $\sigma_z$  (chính là áp lực địa tĩnh thẳng đứng) sẽ là ứng suất nén chính thứ yếu  $\sigma_3 = \gamma z$

Ứng suất chính thẳng đứng  $\sigma_1$  trở thành **ứng suất nén chính**

Ứng suất chính  $\sigma_3$  trở thành **ứng suất ngang** (xem hình dưới đây)

tường đẩy đất  
chuyển vị bé



Từ phương trình  $\phi = \frac{\sigma - \sigma}{\sigma + \sigma + c} \phi$ , viết biểu thức của  $\sigma_1$

theo các số hạng còn lại, ta được công thức :

$$\sigma = \frac{+ \phi}{- \phi} \sigma + c \sqrt{\frac{+ \phi}{- \phi}} \tag{6-7}$$

Với chú ý dấu + về phải, số hạng đi kèm với ứng suất nén chính chủ yếu  $\sigma_3$  chính là hệ số áp lực ngang bị động  $K_p$ :

$$K_p = \frac{+ \phi}{- \phi} = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \tag{6-8}$$

Để dễ hiểu, công thức (6-1) được viết lại rất đơn giản như sau:

$$p_p = K_p \cdot (\gamma h) + 2c \cdot \sqrt{K_p} \tag{6-9}$$

Chỉ số p dưới chữ “ p “ viết tắt từ chữ passive, nói lên áp lực bị động (tường đẩy đất)

Diện tích của biểu đồ áp lực (phân bố hình tam giác) là lực xô ngang chủ động

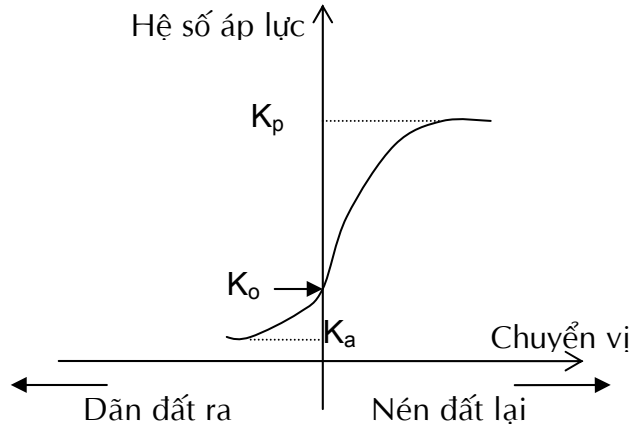
$$P_p = \int^H p_p dz = 1/2 K_p \gamma H^2 + 2c \cdot H \sqrt{K_p} \tag{6-10}$$

**Hai thành phần của  $P_p$  lần lượt đặt tại  $H/3$  và  $1/2 H$  tính từ đáy của tường chắn.** Lưu ý khi có sự thoát nước sau lưng tường chắn, phải biểu thị các trị số hữu hiệu của trọng lượng bản thân của đất và trị số hữu hiệu của lực dính (tức trị c’) và góc ma sát trong  $\phi'$ .  $P_p$  cũng là lực tập trung (nhưng tính trên mỗi đơn vị mét chiều dài của tường)

2.3 Áp lực đất trạng thái nghỉ:



Khi biến dạng ngang của đất là 0 thì áp lực ngang lúc đó được gọi là áp lực ngang trạng thái nghỉ và luôn luôn được biểu thị như sau:



Trạng thái nghỉ không gồm phá hoại của đất, vòng Mohr ứng suất không chạm vào đường sức chống cắt, nên ứng suất nằm ngang không xác định được. Tuy nhiên, trị số  $K_0$  được xác định một cách thí nghiệm bằng cách nén 3 trục mẫu đất với phương thức nén là cho ứng suất trục và ứng suất hông tăng đồng thời, tức là *bảo đảm biến dạng ngang luôn là 0*.

Một cách tổng quát, đối với một điều kiện trung gian bất kỳ nào đó giữa áp lực chủ động và áp lực bị động, ta rất khó xác định các ứng suất nằm ngang, chỉ lần lượt xác định thông

qua thí nghiệm trên một tầm rộng những điều kiện khác nhau, mới xác định được dạng của đường cong quan hệ giữa biến dạng và hệ số áp lực ngang. Mọi quan hệ có chính xác hay không còn tùy vào giá trị ban đầu của  $K_0$  và tại thực tế, việc xây dựng có gồm quá trình đào đắp thêm hay không.

Áp lực ngang trạng thái nghỉ  $K_0$  là hàm số của góc nội ma sát (trị hữu hiệu) và trị số OCR (tỷ số quá cố kết) theo công thức sau :

Đất cố kết bình thường :  $K_0 = 1 - \sin\phi'$  (6-11)

Đất quá cố kết:  $K_0 = (1 - \sin\phi') (OCR)^{\sin\phi'}$  (6-12)

**Thảo luận 3:** *Mức biến dạng cần để huy động áp lực ngang bị động luôn lớn hơn đáng kể so với biến dạng cần để huy động áp lực ngang chủ động: cát chặt 2- 4% ; cát rời 10-15% (trường hợp huy động ALNBĐ) so với mức chỉ từ 0.25% đến 1% ( trường hợp huy động ALNCD).*

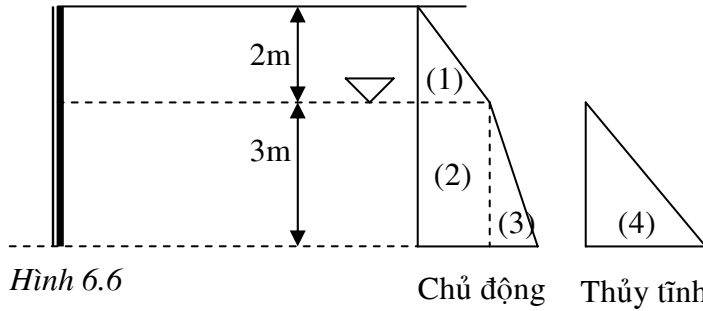
**Thí dụ tính toán 6-1**

- a) Tính tổng lực xô ngang chủ động lên tường chắn thẳng đứng làm bằng đất cao 5m; đất sau lưng tường là loại cát có trọng lượng đơn vị  $17\text{kN/m}^3$  và có góc ma sát trong hữu hiệu là  $\phi' = 35^\circ$ . Bề mặt của cát sau lưng tường nằm ngang và mức nước ngầm nằm thấp hơn cao trình đáy tường.
- b) Xác định lực xô lên tường nếu như mức nước ngầm trong mùa mưa dâng lên đến cao hơn cao trình đáy tường 3m. Trọng lượng riêng bão hòa của cát lấy là  $20 \text{ kN/m}^3$ .

Giải: a) Tính  $K_a = \frac{-}{+} = \frac{o}{o} =$

$P_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0.27 \times 17 \times 5^2 = 57.5 \text{ kN/m}$  (đây là lực , tính trên 1m tới)

b) Sự phân bố áp lực được thể hiện trong hình 6-6 dưới đây:



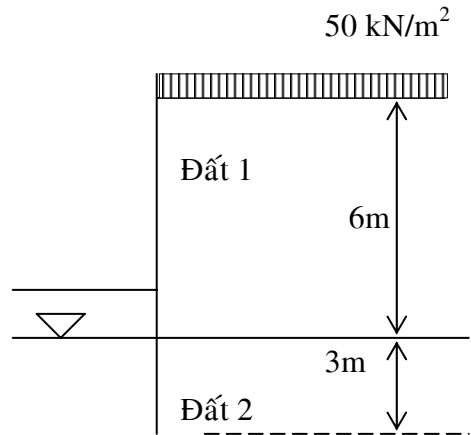
Hình 6.6

Chủ động Thủy tĩnh

$$\begin{aligned}
 (1) & \frac{1}{2} \times 0.27 \times 17 \times 2^2 & = 9.2 \text{ kN/m} \\
 (2) & 0.27 \times 17 \times 2 \times 3 & = 27.6 \\
 (3) & \frac{1}{2} \times 0.27 \times (20 - 9.8) \times 3^2 & = 12.4 \\
 (4) & \frac{1}{2} \times 9.8 \times 3^2 & = 44.1 \\
 & \text{tổng lực xô ngang tường} & = 93.3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Thí dụ tính toán 6-2

Cho tường cừ chắn đất như hình vẽ 6-7 sau., hoạt tải có cường độ 50 kN/m<sup>2</sup> đặt trên lưng tường về phía đất sau. Đối với đất 1, cát trên mức nước ngầm, c’=0, φ’ = 38° và γ= 18 kN/m<sup>3</sup>. Đối với đất 2, là loại đất dính (có cả c, φ) nghiêng về sét pha, bão hòa, c’= 10 kN/m<sup>2</sup>, φ’ = 28° và γ<sub>BH</sub> = 18 kN/m<sup>3</sup>. Vẽ biểu đồ phân bố áp lực chủ động sau tường và bị động trước tường.



Giải:

Đối với đất 1,  $\frac{-}{+} \frac{o}{o} =$  ;  $K_p = \frac{K_a}{K_a} =$

(0.24)<sup>-1</sup> = 4.17

Đối với đất 2,  $\frac{-}{+} \frac{o}{o} =$  ;  $K_p = \frac{K_a}{K_a} =$

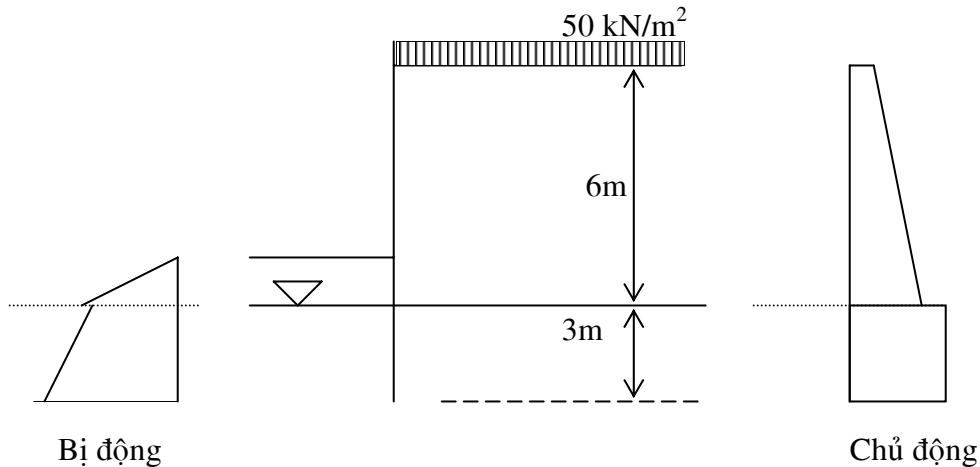
(0.36)<sup>-1</sup> = 2.78

Đất 1 được xem như phụ tải bề mặt đè lên lớp đất 2, bổ sung cho hoạt tải bề mặt đề bài đã cho (50 kN/m<sup>2</sup>). Áp lực do lớp 2 được tính toán dùng K<sub>a</sub> = 0.36, K<sub>p</sub> = 2.78, và γ’ = (20 - 9.8) = 10.2 kN/m<sup>3</sup>. Các tính toán được trình bày dạng bảng như sau:

Đất	Chiều sâu (m)	Áp lực (kN/m <sup>2</sup> )
<i>Áp lực chủ động</i>		
1	0	0.24 x 50 = 12.0
1	6	(0.24 x 50) + (0.24 x 18 x 6) = 12.0 + 25.9 = 37.9
2	6	0.36 [50 + (18+6)] - (2 x 10 x √0.36) = 56.9 - 12.0 = 44.9
2	9	0.36 [50 + (18+6)] - (2 x 10 x √0.36) + (0.36 x 10.2 x 3)

		= 44.9+11	= 55.9
<i>Áp lực bị động</i>			
1	0	0	
1	1.5	(4.17 x 18 x 1.5)	= 112.6
2	1.5	(2.78 x 18 x 1.5) + (2 x 10 x √2.78) = 75.1 + 33.3	= 108.4
2	4.5	(2.78 x 18 x 1.5) + (2 x 10 x √2.78) + (2.78 x 10.2 x 3) = 108.4+85.1	= 193.5

Các trị số được dựng lên theo hình vẽ dưới đây:



### 3. Lý thuyết áp lực đất của Coulomb:

Chủ yếu, ta xét sự ổn định của khối đất giữa tường và mặt phẳng phá hoại giả định trước.

Các lực tác động lên khối đất bị trượt này sẽ được cân bằng nhau, gồm trọng lượng bản thân (W), ma sát giữa đất và tường (P), ma sát giữa khối đất trượt và khối đất còn lại (ký hiệu R), nếu đất sau tường có tính dính, phải kể đến lực dính hằng số trên mặt trượt (ký hiệu C).

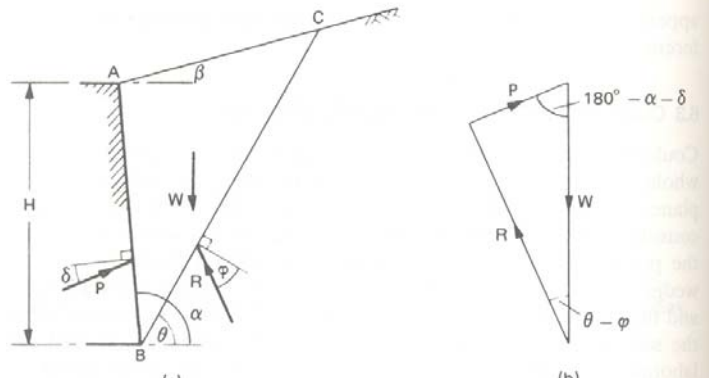
Do ma sát mà mặt trượt sẽ cong ở đoạn gần đáy của tường trong cả hai trường hợp chủ động và bị động; tuy nhiên lý thuyết Coulomb giả thiết chúng là những mặt trượt phẳng, không cong. Trong thực tế, phá hoại do áp lực chủ động có đường mặt trượt ít cong hơn so với đường mặt trượt phá hoại do áp lực bị động, nên lý thuyết Coulomb ít sai số trong trường hợp áp lực chủ động hơn so với tính toán áp lực đất bị động. Cho nên, người ta chỉ sử dụng lý thuyết của Coulomb cho những đất có góc ma sát ngoài của đất với tường < φ / 3, thì kết quả ít sai sót hơn. Giả thiết khác là khối đất trượt hình nêm dịch chuyển thẳng đứng xuống phía dưới

**Thảo luận 1:** Lý thuyết Coulomb tính hơi thiếu (cho giá trị thấp hơn) trị số LỰC XÔ NGANG CHỦ ĐỘNG trong khi tính hơi dư (cho giá trị lớn hơn) SỨC CHỐNG ĐÁY BỊ ĐỘNG (trị cận trên của tải trọng phá hoại). Người ta bảo, lý thuyết Coulomb được hiểu như là một lời giải dè dặt cận trên, sự phá hoại của khối đất trên mặt trượt đã chọn xảy ra khi tường chắn chuyển dịch ra khỏi hay lấn vào đất.

#### 3.1 Trường hợp chủ động:

Sơ đồ tổng quát :

➤ Không xét đến Lực dính (Lực dính đơn vị C giả sử bằng 0: Trường hợp thông thường):



Hình 6-9 : Trường hợp áp lực chủ động theo lý thuyết của Coulomb, khi Lực dính  $c=0$ ;

Góc nghiêng mặt đất với phương nằm ngang  $\beta$ .

Lưng tường nghiêng góc  $\alpha$  so với phương nằm ngang.

Mặt phẳng phá hoại trượt (thủ) nghiêng  $\theta$  so với phương nằm ngang.

Khối đất cân bằng dưới các lực sau:

Trọng lượng bản thân  $W$  của khối trượt ;

Phản lực giữa đất và lưng tường  $P$ ;

Phản lực giữa đất và khối đất còn lại  $R$  .

Bởi vì khối đất có khuynh hướng chuyển dịch xuống theo mặt phẳng  $BC$ , nên phản lực  $P$  tác động theo góc  $\delta$  bên dưới pháp tuyến (Còn nếu tường chắn có khuynh hướng phải chuyển dịch nhiều hơn khối đất đắp sau tường, thì phản lực  $P$  sẽ tác dụng theo góc  $\delta$  phía trên pháp tuyến).

Phản lực  $R$  nghiêng so với phương pháp tuyến mặt trượt góc  $\varphi$ .

Người ta vẽ được tam giác lực và xác định được độ lớn của lực  $P$ .

Tiến hành nhiều mặt trượt  $BC$  khác nhau và cách làm tương tự, người ta xác định được trị số lớn nhất của  $P$ . Đó chính là lực xô ngang chủ động của đất lên tường chắn.

Áp dụng công thức lượng giác trong tam giác thường,  $P$  có thể được xác định theo  $W$  và các góc nghiêng của tam giác lực. Giá trị lớn nhất của  $P$  có thể được rút ra bằng cách lấy triệt

tiêu đạo hàm của  $P$  theo góc  $\theta$   $\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0$  , rút ra như sau :

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

$$\text{Với } K_a = \frac{\alpha - \varphi}{\sqrt{\alpha + \delta}} + \frac{\alpha}{\sqrt{\frac{\varphi + \delta}{\alpha - \beta} \frac{\varphi - \beta}{\alpha - \beta}}}$$

➤ Có xét đến lực dính của đất:

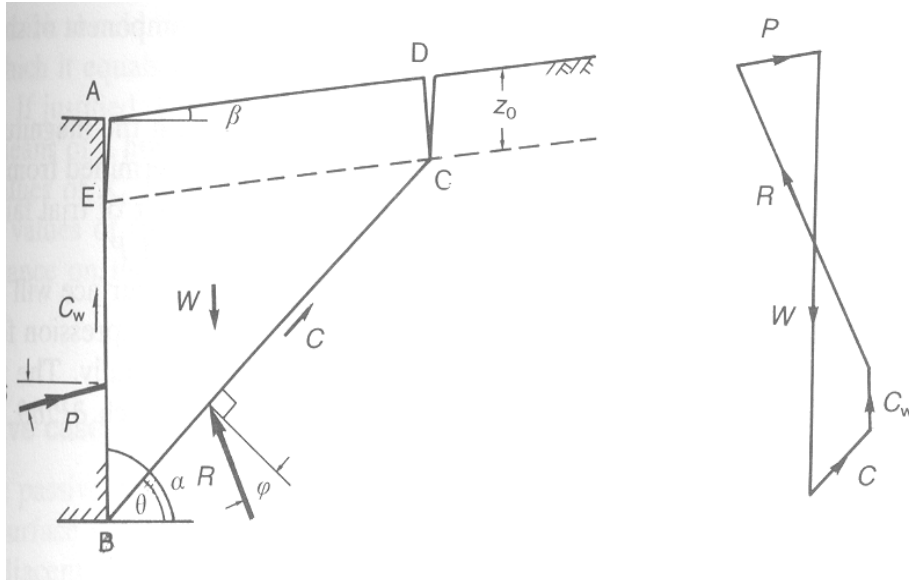
Có hai loại lực dính cần phân biệt rõ ràng:

Lực dính ngoài giữa tường chắn và đất sau tường, ký hiệu là  $C_w$ ;

Lực dính của đất với đất: giữa khối trượt và miền đất đứng yên là  $C$ ;

Các thông số khác của mô hình tương tự như đoạn trên.

Do đất không chịu kéo, nên căn cứ vào phương trình đường phân bố áp lực chủ động theo độ sâu, ta nhận thấy đoạn trên có áp lực âm, nghĩa là gây kéo đất: Đất bị nứt rách trong đoạn  $Z_0$ . Mặt trượt kéo dài từ chân tường đến đáy vùng nứt của đất do kéo.



Hình 6-10: Trường hợp áp lực chủ động theo lý thuyết của Coulomb, khi Lực dính  $c >$

Có năm lực tác động lên khối trượt: Trọng lượng  $W$  – Phản lực  $P$  – Lực dính  $C_w$  – Phản lực  $R$  trên mặt phẳng phá hoại – và lực dính không đổi  $C$  trên đường  $BC$ . Ta có thể lập giản đồ lực cho hệ lực nói trên. Và một số mặt phẳng trượt được thử để chọn ra trị số lớn nhất của  $P$ .

+ Trường hợp đặc biệt khi lưng tường là thẳng đứng và mặt đất nằm ngang:

Trong điều kiện không thoát nước ( $\varphi_u = 0$ ) ta có biểu thức của  $P$  như sau:

$$P_a = -\gamma H - z - c_u H - z \sqrt{+ \frac{c_w}{c_u}}$$

Giá trị của hệ số áp lực đất chủ động  $K_a = 1$ , và để thuận tiện, người ta đưa vào hệ số áp lực thứ hai, ký hiệu  $K_{ac}$  cho trường hợp thoát nước đầy đủ (có cả  $c'$  và  $\varphi'$ )

$$K_{ac} = 2 \sqrt{K_a} \quad \text{—}$$

Áp lực chủ động tại độ sâu  $z$  là  $p_a = K_a \gamma z - K_{ac} \cdot c$

Chiều sâu vùng đất bị tách ra

$$Z_0 = \frac{c \sqrt{+ \frac{c_w}{c}}}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

Tuy nhiên trong thực tế, giả thiết lý tưởng là chiều sâu  $Z_0$  này sẽ không vượt quá  $\frac{1}{2}$  chiều cao của khối đất bị chắn. Còn có một khe tách ngay sát tường, cũng có chiều sâu  $Z_0$  (hình 6-10).

3.2 Áp lực đất bị động:

Khác với trường hợp áp lực đất chủ động, áp lực đất bị động  $P_p$  tác động ở một góc  $\delta$  nằm trên pháp tuyến của lưng tường chắn: áp lực chủ động có hai góc  $\delta$  (ma sát ngoài) và  $\varphi$  (góc ma sát trong) cùng ở dưới pháp tuyến, còn đối với áp lực đất bị động, hai góc  $\delta$  và  $\varphi$  nằm trên pháp tuyến (trái dấu).

**Thảo luận 2:** Các sinh viên có thể đặt câu hỏi: Vì sao khi chủ động thì phản lực  $P$  nằm dưới pháp tuyến, còn khi xét áp lực bị động, vectơ áp lực bị động lại nằm trên pháp tuyến? Câu trả lời như sau:

Trong trường hợp áp lực chủ động góc  $\delta$  nằm dưới pháp tuyến của tường nếu tường chuyển dịch nhiều hơn khối đất kế cận, hay nói khác đi là căn cứ vào khối trượt có khuynh hướng di chuyển xuống phía dưới mặt phẳng trượt lúc phá hoại trượt; Góc  $\delta$  nằm trên pháp tuyến nếu khối đất trượt chuyển dịch nhiều hơn tường (ngược lại, nếu tường dịch chuyển nhiều hơn đất thì góc  $\delta$  nằm dưới pháp tuyến)

Sức kháng đẩy tổng cộng là trị số bé nhất :  $P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$

Trong đó

$$K_p = \frac{\alpha + \varphi}{\alpha - \delta} \frac{\alpha}{\beta + \varphi} \frac{\delta + \varphi}{\alpha - \beta}$$

Công thức này TÍNH DỰ TRỊ SỐ SỨC CHỐNG ĐẨY SO VỚI THỰC TẾ, góc  $\varphi$  càng cao thì sai số càng nhiều, khiến ta lượng giá sai sức kháng đẩy của đất. Người ta khuyên dùng công thức sức chống đẩy của Caquot và Kerisen (công thức sức chống đẩy bị động và hệ số áp lực chủ động của Caquot và Kerisen rút ra từ việc lấy tích phân phương trình vi phân cân bằng, mặt trượt là xoắn ốc Logarit

Hệ số áp lực chủ động và Hệ số áp lực bị động cũng được Sokolovski rút ra từ tích phân số.

Tổng quát, áp lực bị động tại độ sâu  $z$  có thể được biểu diễn dưới dạng công thức sau:

$$P_p = K_p \gamma z + K_{pC} \cdot c$$

Trong đó:

$$K_{pC} = 2 \sqrt{K_p} \quad \text{---}$$

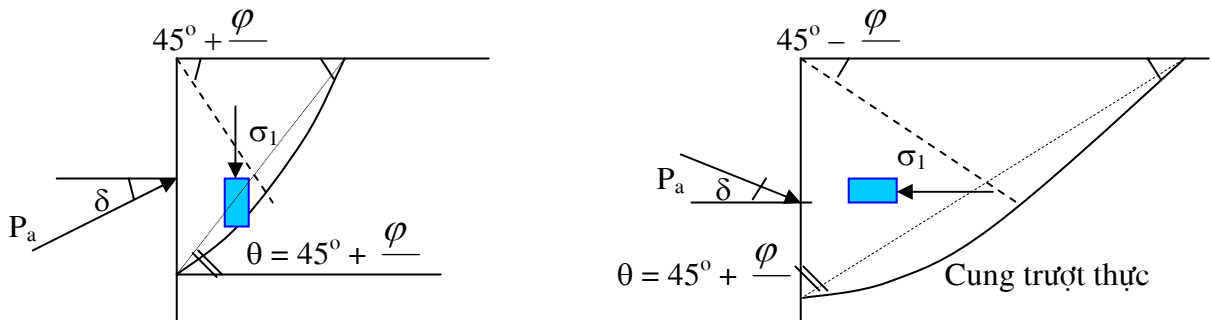
HỆ SỐ ÁP LỰC CHỦ ĐỘNG  $K_a$  CHO  $\alpha=90^\circ$  VÀ  $\beta = 0^\circ$

$\varphi$	$15^\circ$	$20^\circ$	$25^\circ$	$30^\circ$	$35^\circ$	$40^\circ$	$45^\circ$
$\delta = 0$	0.589	0.490	0.406	0.333	0.271	0.217	0.172
$\delta = -\varphi$	0.556	0.458	0.377	0.308	0.251	0.202	0.16
$\delta = \frac{1}{2} \varphi$	0.543	0.447	0.367	0.301	0.246	0.199	0.16
$\delta = -\varphi$	0.533	0.438	0.361	0.297	0.244	0.200	0.162
$\delta = \varphi$	0.518	0.427	0.355	0.297	0.25	0.21	0.177

HỆ SỐ ÁP LỰC BỊ ĐỘNG  $K_p$  (CAQUOT VÀ KERISEL) CHO  $\alpha=90^\circ$  VÀ  $\beta = 0^\circ$

$\delta = 0$	1.70	2.04	2.46	3.00	3.69	4.60	5.83
$\delta = -\varphi$	1.89	2.41	3.12	4.15	5.70	8.13	12.2
$\delta = \frac{1}{2}\varphi$	1.99	2.59	3.47	4.79	6.87	10.4	16.8
$\delta = -\varphi$	2.08	2.79	3.84	5.49	8.24	13.1	22.7
$\delta = \varphi$	2.19	3.01	4.29	6.42	10.2	17.5	33.5

Minh họa cho Nê-m trượt tính theo lý thuyết áp lực đất của Coulomb:



Hình 6-11: Minh họa cho lý thuyết Coulomb về áp lực ngang của đất

#### 4. Áp lực đất lên tường chắn trong các trường hợp đặc biệt:

##### 4.1 Ảnh hưởng của một phụ tải phân bố đều trên mặt đất:

a. Đất rời:

Áp lực chủ động  $p_a = K_a (\gamma z + q)$

Áp lực bị động  $p_p = K_p (\gamma z + q)$

b. Đất dính:

Lý thuyết của Rankine khởi thủy không xét đến tính dính của đất. Tuy nhiên cần thấy rằng áp lực ngang trong đất dính là phức tạp hơn trong trường hợp đất rời, sự khác biệt nhau ở những lý do sau:

- Sức chống cắt của đất dính là khó xác định;
- Riêng đối với đất sau tường có tính dẻo cao, biến dạng cắt xảy ra liên tục dưới ứng suất cắt không đổi, ngay khi ứng suất này có trị số nhỏ hơn nhiều so với độ bền chống cắt. Có khi, nếu được giữ không cho biến dạng trong một thời gian, đất dính có tính dẻo cao bị giảm ứng suất trượt, gọi là hiện tượng chùng ứng suất, thể hiện rõ tính dẻo.
- Ở trạng thái nghỉ, đất dính cũng gây áp lực cho tường chắn: Áp lực ngang trạng thái nghỉ có giá trị xấp xỉ 90% áp lực thẳng đứng.

Một số tác giả đề nghị cách tính toán gần đúng áp lực chủ động của đất dính lên tường chắn bằng cách bỏ qua lực dính và tăng giá trị tính toán của góc ma sát trong của đất lên như một sự bù đắp cho việc bỏ qua lực dính của đất. Tuy vậy, cách tính đó không chặt chẽ

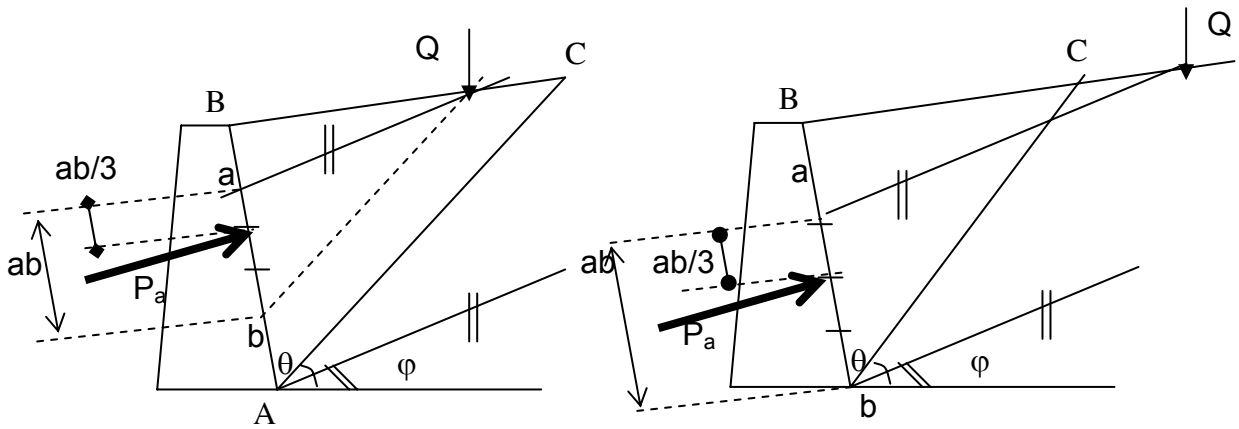
vì ma sát thay đổi theo lũy thừa bậc 2 của chiều cao, trong khi lực dính chỉ thay đổi theo lũy thừa bậc 1 của chiều cao.

Theo quy phạm QP – 23 – 65, lực dính được xem xét với mức độ dè dặt nhất định; cụ thể khi tính toán áp lực chủ động cho phép lấy trị số lực dính tính toán bằng 50% trị số bình quân nhỏ nhất trong số các trị số xác định từ trong phòng thí nghiệm.

4.2 Ảnh hưởng của một phụ tải tập trung trên mặt đất:

Có khi tải tập trung là dạng suy biến từ tải trọng đường hay vệt đường, chạy song song với chiều dài tường (phương vuông góc mặt phẳng tờ giấy) như đường rầy xe lửa, móng băng công trình...

Điểm đặt của lực chủ động hoặc sức chống đẩy bị động có thể được rút ra từ cách giải



Lực Q nằm trong lãng thể

Lực Q nằm ngoài lãng thể

bằng đồ giải như hai hình vẽ bên trên đây (chỉ biểu thị tượng trưng phản lực chủ động).

4.3 Ảnh hưởng của mực nước ngầm trong khối đất đắp sau tường:

- Đất sau tường không chịu tác động của áp lực thủy động (seepage)

Ứng suất thẳng đứng tại độ sâu z có thể được tách ra làm 2 : một cho hạt và một cho nước.

$$\sigma_v' = \gamma' z + \gamma_w z$$

Áp lực chủ động  $p_a = K_a \gamma' z + K_w \gamma_w z$

Áp lực bị động  $p_p = K_p \gamma' z + K_w \gamma_w z$

$K_w$  luôn luôn bằng 1 (vì áp lực của nước theo mọi phương là như nhau)

Trường hợp bão hòa một phần:

Nước ngầm xuất hiện ở độ sâu  $H_1$ .

Bên trên mực nước ngầm (viết tắt là MNN), áp lực nước lỗ rỗng (vốn là áp lực thủy tĩnh) là zero. Dung trọng của đất nằm bên dưới MNN là  $\gamma_{dn}$

Đối với  $0 < z < H_1$ :

$$p_a = K_a \gamma \cdot z$$

$$p_p = K_p \gamma \cdot z$$

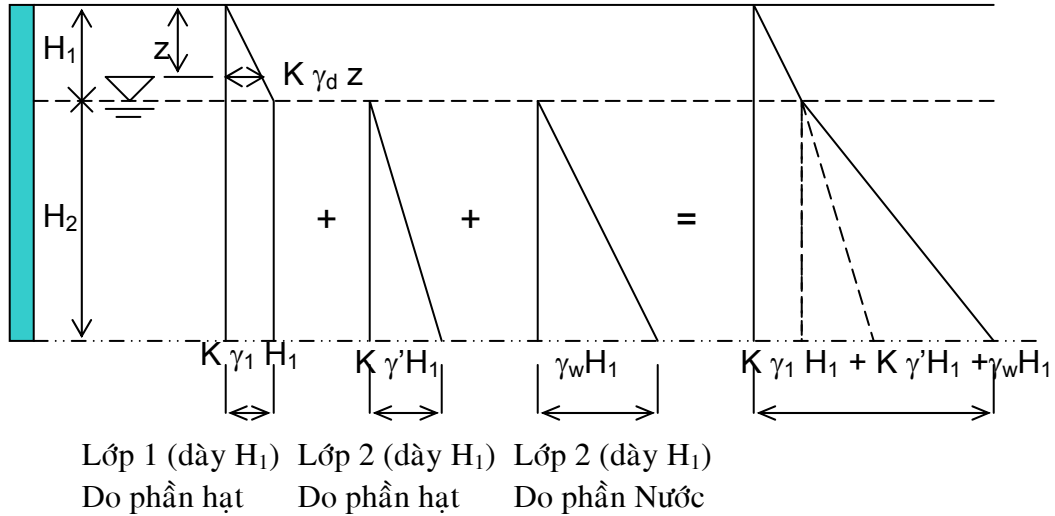
Đối với  $H_1 < z < H$ :



$$p_a = K_a \gamma_{dn} \cdot z + \gamma_w z + K_a \gamma H_1$$

$$p_p = K_p \gamma_{dn} \cdot z + \gamma_w z + K_p \gamma H_1$$

Nghĩa là xem như lớp thứ nhất là phụ tải bề mặt của lớp thứ hai :tức là  $q = \gamma H_1$  tác động lên lớp thứ hai và lớp 2 có chiều cao ( $H_2 = H - H_1$ ) xem như bị chất phụ tải  $q$  và nước ngập bề mặt.



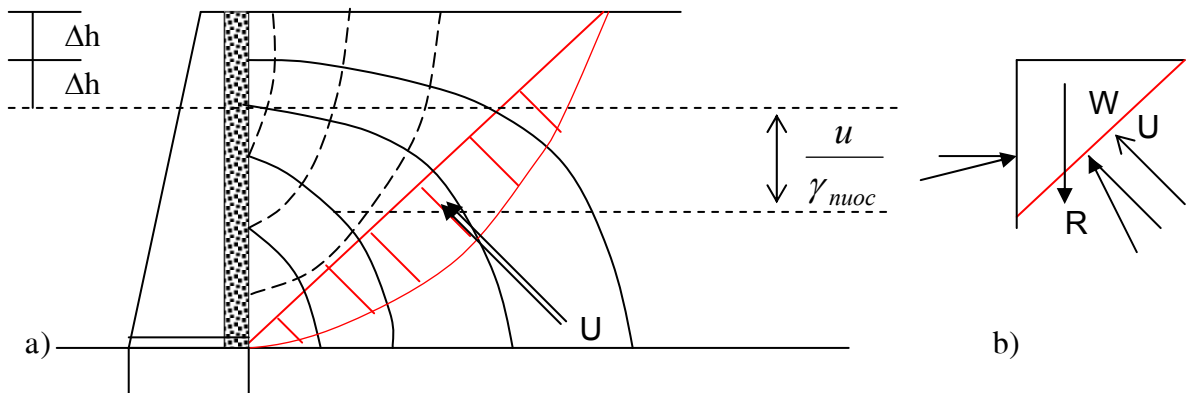
Hình 6-12: Cách tính tuần tự áp lực ngang lên tường chắn

Ta thấy cách tính rất đơn giản: Lớp 1 vẽ trị số áp lực trước, lớp 2 phần hạt , lớp 2 phần nước

- Có áp lực thủy động:

Mưa liên tục có thể làm khối đất đắp sau tường sũng ướt (bão hòa)

Nước được thoát xuyên qua tường chắn qua trung gian một cái chắn (mền) thiết lập ngay ở sát vách tường chắn hay nằm nghiêng ở đâu đó đằng sau tường chắn như hình vẽ:



Hình 6-12: áp lực ngang lên tường chắn khi có áp lực thủy động

#### 4.4 Cách tính áp lực đất lên tường chắn có kể đến áp lực thủy động:

Dựng lưới thấm (lưu vông);

Do tính thấm của tấm hút nước lớn hơn rất nhiều so với khối đất đắp sau tường, nên xem như trong lỗ rỗng của tấm hút nước không có áp lực nước (bằng áp lực khí quyển), nên mỗi điểm trên biên giữa tấm hút nước và đất đắp, chiều cao tổng cộng của cột áp = chiều cao cột nước độ cao. Đường đẳng thế vì vậy phải cắt biên này tại những khoảng thẳng đứng đều nhau và bằng  $\Delta h$ : Nói khác đi, biên vừa không phải là đường thấm mà cũng không phải là đường đẳng thế.

Tổ hợp của trọng lượng tổng cộng và lực nước tại biên được xét đến trong tính toán. Giá trị của áp lực nước lỗ rỗng tại những điểm giao cắt của những đường đẳng thế và mặt trượt được tính và vẽ vuông góc với mặt phẳng trượt.

Lực nước tại biên U, tác động vuông góc với mặt trượt, bằng diện tích của xuyên đồ áp lực (Trên hai biên khác của khối đất trượt, lực nước = 0)

Tính tổng trọng lượng của nêm (khối trượt)

Những lực tác động trên nêm trượt được vẽ thành đa giác lực.

Từ đó xác định áp lực chủ động lên tường chắn

Chọn mặt trượt khác và trở lại tiến hành cách làm tương tự.

Sau nhiều mặt trượt, xác định được mặt trượt có lực xô ngang chủ động là lớn nhất.

Ghi chú: Cách tính này áp dụng cho tường chắn trọng lực, không áp dụng cho tường mỏng có neo (do biến dạng uốn của tường bản nên lý thuyết Coulomb không thỏa đáng)

Thí dụ tính toán 6-3:

Cho tường chắn đất như hình 6-12, vách thoát nước thẳng đứng áp sát lưng tường chắn. Xác định lực xô ngang lên tường khi đất sau tường trở nên hoàn toàn bão hòa do mưa lũ khiến phát sinh dòng chảy đều về phía vách thoát nước. Giả sử các thí nghiệm khác cho thấy góc mặt phẳng trượt sẽ hợp với phương ngang góc  $55^\circ$ . Các thông số đất đắp thích hợp là  $c' = 0$ ,  $\varphi' = 38^\circ$ ,  $\delta = 15^\circ$  và  $\gamma_{BH} = 20 \text{ kN/m}^2$ .

Xác định lực xô ngang tường (a) nếu vách thoát nước thẳng đứng nghiêng bên dưới mặt phẳng phá hoại. (b) Khi không có hệ thống thoát nước nào sau lưng tường.

Giải:

Lưu ý xác định trước, như hình vẽ.

Tính thấm của vách thoát nước chắc chắn phải cao hơn đất đắp sau tường, nên vách thoát nước vẫn không bão hòa và áp lực nước lỗ rỗng bên trong vách thấm là Zero (hay còn được xem như bằng áp lực khí quyển). Mỗi điểm trên biên tiếp giáp giữa tấm thoát và đất đắp, chỉ có chiều cao cột nước cao độ. Đường đẳng thế vì vậy phải cắt vách thoát nước tại những điểm thẳng đứng đều nhau  $\Delta h$ : Biên thoát nước bản thân nó không phải đường đẳng thế cũng không phải đường dòng.

Ta dùng ở đây tổ hợp: Trọng lượng toàn bộ và lực nước ở biên. Giá trị ALNLR tại điểm giao của đường đẳng thế với mặt phẳng phá hoại được tính toán và vẽ vuông góc với mặt phẳng (như hình).

Diện tích xuyên đồ áp lực  $U = 55 \text{ kN/m}$

Tổng trọng lượng của nêm đất  $W = 252 \text{ kN/m}$

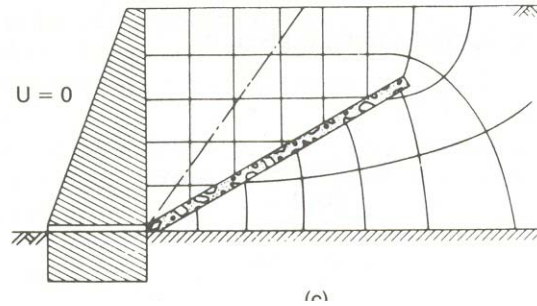
Những lực tác động trên nệm được thể hiện trên hình 6-12b (đa giác lực), Để cân bằng, đa giác lực khép kín, vậy ta có thể dùng đồ giải để xác định  $P_a = 108 \text{ kN/m}$

Lực xô ngang  $P_a \cos \delta = 105 \text{ kN/m}$

Chọn các mặt trượt khác, cách làm tương tự. Sau cùng ta xác định được trị số lớn nhất của lực xô ngang chủ động.

- Khi vách thoát nước nằm nghiêng:

Đường dòng và đẳng thế phía trên vách thoát nước là thẳng đứng và nằm ngang như hình vẽ sau:



Hình 6-12: áp lực ngang lên tường chắn khi có áp lực thủy động và có vách thoát nước

Như vậy, tại mỗi điểm trên mặt phẳng phá hoại, ALNLR bằng không. Dạng này được ưa chuộng hơn vách thoát nước thẳng đứng.

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_{BH}^2$  có thành phần nằm ngang  $P_a \cos \delta$

Đối với trường hợp không hề có hệ thống thoát nước nào sau tường, ALNLR là áp lực thủy tĩnh, cho nên lực xô ngang sẽ cộng với lực đập của nước thủy tĩnh này luôn. Tức là,

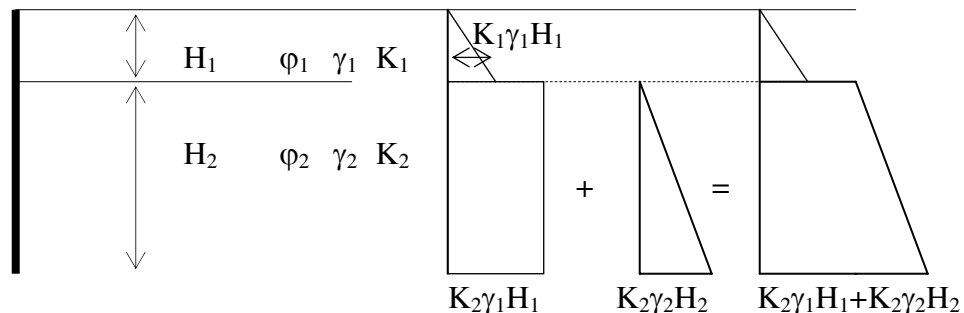
$P_a \cos \delta$  (dùng trọng lượng riêng đáy nổi) +  $\frac{1}{2} \gamma_{nuoc} H^2$

Các sinh viên có thể tự làm tiếp.

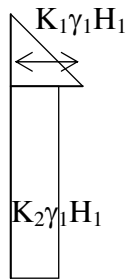
4.5 Ảnh hưởng của sự phân tầng trong khối đất sau tường:

Đặc điểm :

- Biểu đồ áp lực gián đoạn, có bước nhảy do thay đổi hệ số áp lực ngang: Do lớp trên có áp lực chủ hoặc bị động thay đổi theo độ sâu, hệ số áp lực ngang  $K_1$  xuống lớp thứ hai lại chịu hệ số áp lực ngang (chủ hoặc bị động) là  $K_2$



Hình 6-13: Cách tính áp lực ngang (chủ động hay bị động) lên tường chắn khi có 2 lớp đất



Ở Biểu đồ trên  $\varphi_1 > \varphi_2$  nên bước nhảy “ra”; ngược lại, nếu  $\varphi_1 < \varphi_2$  bước nhảy “vô” như hình bên:

Hệ số K là viết chung cho cả  $K_a$  (chủ động) và  $K_p$  (bị động)

Nhận xét: a) Lớp thứ nhất lại được xem như một phụ tải tác động lên lớp thứ hai. Phương thức này có thể áp dụng khi số lớp  $> 2$ .

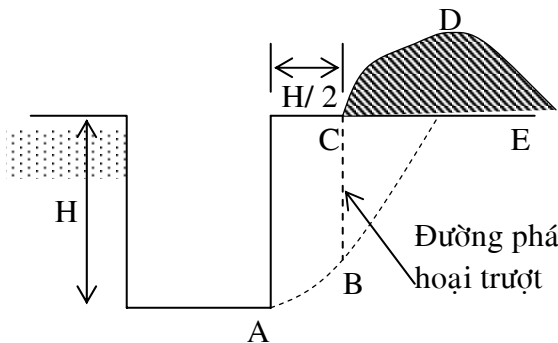
b) Đất đắp sau tường có góc ma sát trong càng lớn, áp lực chủ động lên vách tường chắn hay cừ bản càng nhỏ.

**5 Một số biện pháp làm giảm áp lực đất lên tường chắn:**

Giảm áp lực đất lên tường chắn đến giảm kích thước tiết diện tường và hạ giá thành công trình. Có thể giảm áp lực đất lên tường chắn bằng cách:

Chọn loại đất đắp thích hợp;

Đối với đất tại chỗ, cần đầm nện tốt để đạt được dung trọng tối ưu (năng lượng đầm nện đạt tối ưu) làm tăng góc ma sát nội và giảm đáng kể áp lực đất chủ động;



Hình 6-14: Hố đào đất dính và cung trượt

**6 Sự sập hố đào do không chống vách**

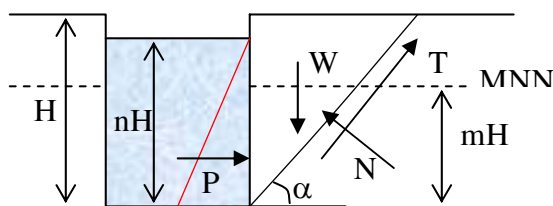
- đường phá hoại là đường cong (nét chấm chấm) gần như là 1/4 cung tròn đi qua đáy (điểm A) và có tiếp tuyến là đường kẻ từ khoảng cách H/2 thẳng đứng xuống.
- Đống đất CDE tác động áp lực lên hào gây sập thành hố và thậm chí vồng đáy hố lên.

**BÀI TẬP**

1. Có một cấu trúc tường chắn 8 mét đất sét. Mức nước ngầm 4 m sâu bên dưới bề mặt đất. Các thông số độ bền (sức chống cắt) qua phân tích kỹ hơn ghi nhận được là  $c' = 8\text{kN/m}^2$  và  $\varphi' = 27^\circ$ . Lực dính bết giữa đất sét và vật liệu tường là  $c_w = 1/2 c'$ ; góc ma sát ngoài giữa vật liệu tường và đất là  $\delta = 2/3 \varphi'$ . Trọng lượng riêng của đất cả trên và dưới mức nước ngầm đều là  $20 \text{ kN/m}^3$ . Hãy xác định sự phân bố áp lực của đất lên tường chắn này.

(Gợi ý: Dưới MNN, đất chịu tác động đẩy nổi. Tính và vẽ biểu đồ áp lực theo độ sâu)

2. Hố đào của một cọc Barrette có dạng một cái hào như hình 6-15. Gọi áp lực của dung dịch bơm vào bên trong hào là P có trị số  $P = 1/2 \gamma_{ben}(nH)^2$ , trong đó H là chiều cao đất phải đào, nH là chiều cao của khối dung dịch tính từ đáy hào. Trọng lượng của khối đất là  $W = 1/2 \gamma H^2 \cot \alpha$ . Hỏi trong trường hợp vách bằng đất sét bão hòa nước,  $\varphi = 0$  và như vậy



$\alpha = 45^\circ + \varphi / 2 = \dots$  thì T = bao nhiêu ?

(Gợi ý: Viết các phương trình cân bằng tĩnh học theo phương ngang và đứng)

3. Một tường chắn đất thẳng trơn (không dính bết đất được), bị đẩy nghiêng không trượt

Hình 6-15: Hố đào trong đất được giữ vách bằng dung dịch bentonite

ngang. Ước tính độ chuyển dịch của đỉnh tường ra khỏi vị trí ban đầu, sao cho trạng thái cân bằng chủ động được thiết lập, biết rằng đất sau tường là loại cát khô, có góc ma sát trong là  $34^\circ$ .

4. Sau đây là mô tả về một tường chắn 2 lớp đất : Lớp trên là cát dày 3m, có  $\gamma_1 = 18.2 \text{ kN/m}^3$ ,  $c_1 = 0$  và góc ma sát trong là  $\varphi_1' = 25^\circ$ . Lớp dưới là sạn sỏi dày 5m, có  $\gamma_2 = 21.8 \text{ kN/m}^3$ ,  $c_2 = 0$  và góc ma sát trong là  $\varphi_2' = 33^\circ$ . Tính áp lực đẩy ngang chủ động.  
(Gợi ý: Vẽ các biểu đồ áp lực chủ động theo kiểu tách ra từng phần áp lực do lớp trên dần truyền xuống lớp dưới, như bài học ở tiểu mục 4.5, rồi tổng hợp trên một hình vẽ chung. Từ đó, tính diện tích các xuyên đồ áp lực, ta có đó là trị số lực đẩy ngang chủ động).
5. Giải lại bài trên, nhưng xét đến sự xuất hiện mức nước ngầm tại cao trình ranh giới của hai lớp đất.

## CHƯƠNG 7

## ỔN ĐỊNH CỦA MÁI DỐC

Mục tiêu của chương này:

- **Biết** trình tự tính hệ số an toàn ổn định: giả thiết mặt trượt (thường là tròn), liệt kê tất cả các lực tác động lên các thành phần của mái dốc (gồm lực đứng và ngang, thậm chí xiên), viết các phương trình cân bằng mômen lấy quanh tâm trượt tròn.
- **Hiểu:** Hệ số an toàn ổn định (về vật liệu, về hình dạng tổng thể...) là một tỷ số giữa phân giữ (chống sự xoay) chia cho phần gây trượt (gây ra sự xoay). Khi có các lực (tải trọng trên lưng mái dốc) hay tác động (mưa lũ kéo dài, nước ngầm dâng lên...) tử số giảm trong khi mẫu số tăng, dẫn đến phân số giảm.
- **Làm được** gì sau khi học xong chương này?

Từ số liệu cơ lý của đất và hình dáng của mái dốc cho trước, người học có thể tính toán nhanh và đầy đủ các thông số cần thiết để đánh giá ổn định của một mái dốc. Vận dụng vào điều kiện mái dốc chịu ảnh hưởng bất lợi như: có áp lực thủy động do dòng thấm, do các kiểu hoạt tải trên lưng mái dốc (mặt đất), mưa lũ kéo dài gây sạt lở...

### 1. Đặt vấn đề:

Mái dốc là mặt nghiêng giới hạn của một khối đất tự nhiên hay nhân tạo. Mái dốc của đất hình thành do tự nhiên, hoặc còn lại sau quá trình đào hố móng công trình, hoặc khi đắp nền đường hay đập đất.

Trọng lực (tĩnh tải hay hoạt tải) hay lực thủy động có khuynh hướng gây ra sự mất đi tính ổn định hình dáng của độ dốc mái. Sự phá hoại đó có thể là một sự trượt xoay, trượt phẳng, hay vừa quay vừa sạt lở phẳng.

Nhiệm vụ của chương này là qua các phân tích, tính toán cách nào đó để đánh giá khả năng xảy ra sự phá hoại do mất ổn định, thông qua việc đánh giá một hệ số gọi là hệ số an toàn ổn định, xét trong bài toán biến dạng phẳng.

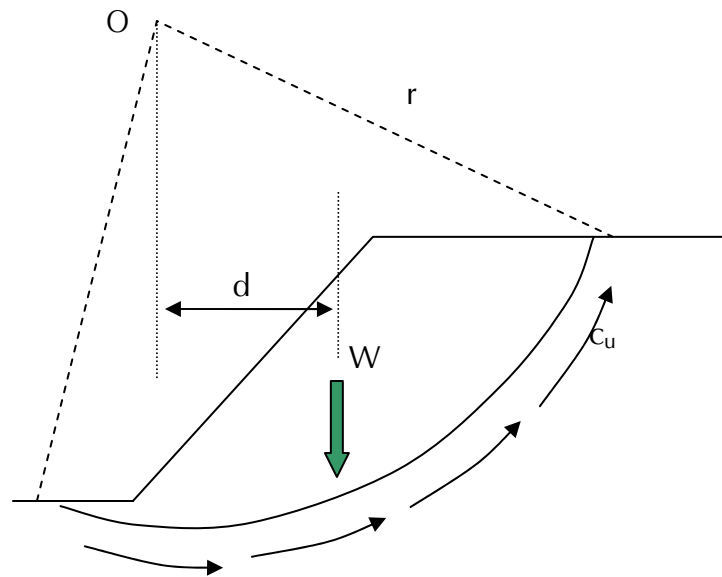
### 2. Phân giải bài toán ổn định khi $\varphi=0$ :

Chúng ta sẽ biểu thị theo ứng suất tổng cộng, đất là bão hòa nước và các thông số của đất là không thoát nước (chẳng hạn như ngay sau khi mới xây dựng). Chỉ xét cân bằng đối với sự xoay quanh một tâm nào đó mà thôi.

Sự mất ổn định là do trọng lượng tổng cộng của khối đất nằm trên mặt trượt. Để đạt được cân bằng, sức chống cắt phải được huy động dọc theo mặt trượt:

$$\tau_m = \tau_f / F = c_u / F \quad (7-1)$$

trong đó  $F$  gọi là hệ số an toàn ổn định (từ nay viết tắt là HSATỔĐ).



Hình 7-1: Các thông số chính của mái dốc cung trượt tròn, khi  $\varphi_u = 0$

Lấy cân bằng tĩnh về Mômen của tất cả những lực quanh tâm quay O, ta có:

$$Wd = \frac{c_u}{F} L_a r \quad (7-2a)$$

Suy ra :

$$F = \frac{c_u L_a r}{W d} \quad (7-2b)$$

Nếu có bất cứ lực ngoài nào hoặc hiện tượng gì tác dụng thêm vào, thì mômen của chúng phải được kể vào; thí dụ như ở thực tế, hiện tượng xuất hiện vết nứt trên mặt đất trên đỉnh mái dốc làm giảm cung trượt (tổng sức chống cắt giảm bớt), chứa nước trong khe nứt làm giảm độ bền (khi độ ẩm tăng, chỉ số dẻo tăng, lực dính giảm) và áp lực nước tác động thêm khả năng trượt.

Suy luận:

- Bất cứ tác động nào làm gia tăng mẫu số, hoặc giảm lực dính  $c_u$  hoặc khe nứt làm giảm  $L_a$  (tử số)  $\rightarrow F$  giảm xuống; và ngược lại.
- Mưa lũ kéo dài, làm gia tăng  $W$ , gây sạt lở do hệ số an toàn ổn định giảm,
- Trên lưng mái dốc có tải trọng, dĩ nhiên hệ số an toàn ổn định giảm xuống.

### 3. Phương pháp phân lát (phân mảnh):

Bắt đầu bằng việc giả thiết một mặt trượt có thể xảy ra. Đó là một cung tròn, tâm O bán kính r.

Khối đất nằm trên cung trượt được chia thành một loạt các mảnh thẳng đứng có chiều rộng b và chiều cao  $h_i$  cao thấp tùy theo vị trí của chúng trong khối trượt. Đáy của các mảnh là một phân đoạn cung tròn, nhưng gần đúng, ta giả thiết là đoạn thẳng, nghiêng với phương nằm ngang một góc  $\alpha_i$

Hệ số an toàn ổn định được định nghĩa là tỷ số của độ bền chống cắt chia cho ứng suất cắt phải được duy động sao cho đủ để duy trì điều kiện cân bằng giới hạn:

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_m} \tag{7-3}$$

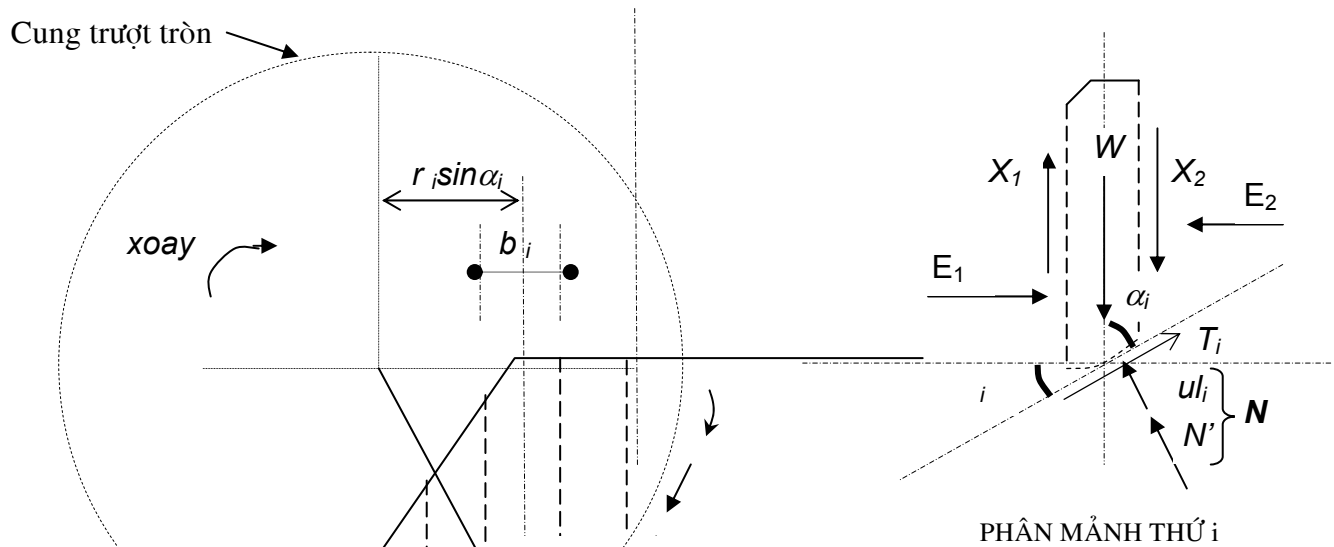
hệ số này phải giống nhau cho mỗi mảnh, ngầm hiểu là phải có sự tì chống hỗ tương giữa các mảnh, hay nói cách khác, những lực phải tác động giữa những mảnh.

Những lực tác động lên một mảnh gồm có:

- Trọng lượng bản thân mảnh đang xét;
- Lực pháp tuyến tổng cộng tác động lên đáy mảnh; trong trường hợp tổng quát, lực này gồm hai thành phần là lực pháp tuyến hữu hiệu ( do sườn hạt cấu trúc, trị số bằng  $\sigma' l$  ) và lực ( do nước lỗ rỗng, trị số bằng  $ul$  ) ở tâm của đáy ;
- Lực cắt ở đáy mảnh;
- Hai lực pháp tuyến ở hai bên mặt bên thẳng đứng của mảnh,  $E_1$  và  $E_2$ ;
- Lực cắt trên mặt hông,  $X_1$  và  $X_2$

Giả thiết là bỏ qua lực nội bộ giữa các mảnh tác động lên nhau  $X_1, X_2, E_1$  và  $E_2$ ;

Ta xét mômen quanh tâm O của các lực tác động trên mảnh thứ i



Hình 7-2: Các thủ tục bắt buộc về hình dạng và lực dùng trong tính toán ổn định theo phương pháp phân mảnh

$$\Sigma Tr = \Sigma Wr. \sin\alpha_i$$

$$T = \tau_m l = \frac{\tau_f}{F} l$$

$$\Sigma \frac{\tau_f}{F} l = \Sigma Wr. \sin\alpha_i$$



Vì  $\tau = \sigma' \tan \varphi' + c'$  nên ta có biểu thức của HSATÔĐ là :

$$F = \frac{c + \sigma}{W} \frac{\varphi l}{\alpha_i} \tag{7-4}$$

$$F = \frac{c L_a + \varphi \sum N}{\sum W \alpha_i} \tag{7-5}$$

Biểu thức của F có dạng phân số mà tử số là một hàm của sức chống cắt và mẫu số là một trị số của trọng lực (hay tác động lực thủy động hoặc lực nước lỗ rỗng). Tổng  $\sum L_i = L_a$  là tổng chiều dài cung trượt, biểu thức trên chỉ gần đúng ở chỗ xác định N'. Đối với một cung trượt cho trước thì giá trị của F tùy thuộc vào cách ước tính toán lực N'.

➤ LỜI GIẢI CỦA FELLENIUS (tính ra cung trượt gần với cung trượt thực tế nhất):

$$N' = W \cos \alpha - ul \rightarrow F = \frac{c L_a + \varphi \sum W \alpha - ul}{\sum W \alpha_i} \tag{7-6}$$

Giá trị của  $\alpha_i$ ,  $W \cos \alpha_i$ ,  $W \sin \alpha_i$  được tính toán hoặc đo bằng đồ thị. Số F nhỏ nhất ứng với cung trượt nguy hiểm nhất (hệ số an toàn ít nhất). Lời giải này đạt từ 80 đến 95% lời giải chính xác.

**Thảo luận:** Sinh viên quan sát biểu thức của hệ số an toàn ổn định kỹ sẽ hiểu thêm rằng: Các tác động bất lợi như độ ẩm đất tăng lên (mưa lũ kéo dài, áp lực thủy động do dòng thấm, ảnh hưởng của rung động, động đất... nói chung làm các thông số độ bền giảm, cung trượt thu nhỏ hơn) dẫn đến các số hạng của tử số giảm đi. Đồng thời nên xem lại các trường hợp tổ hợp tải (chương 2, mục 6 cách 2 về tải trọng toàn bộ, có áp lực nước lỗ rỗng...) để liệt kê tải trọng cho đúng. Liệt kê tải trọng đúng mới đánh giá đúng ổn định của mái dốc. Chỉ có một điểm duy nhất của phương pháp Fellenius là giả thiết rằng lực tương tác giữa các phân mảnh là zero.

➤ LỜI GIẢI CỦA BISHOP

Khác với lời giải của Fellenius, lời giải của Bishop có xét đến lực tương tác giữa các phân mảnh, nhưng giả thiết chúng đều là nằm ngang tất cả. Ở hình 7-2, giả sử phân mảnh n = 1.

Tổng lực đứng (cắt) các bên trái và phải của phân mảnh thứ n  $X_n - X_{n+1} = 0$

Lực ngang các bên trái và phải của phân mảnh  $E_n - E_{n+1} \neq 0$

Phân tích, cân bằng các lực song song với đáy phân mảnh :  $T = \frac{c l + N}{F} \varphi$

Giải những lực theo phương thẳng đứng:

$$W = N \alpha + ul \quad \alpha + \frac{c l}{F} \quad \alpha + \frac{N}{F} \quad \varphi \quad \alpha$$

$$\therefore N = \frac{W - \frac{c l}{F} \alpha - ul}{\alpha + \frac{\varphi}{F} \alpha} \tag{7-7}$$

Bằng việc thay  $l = b \cdot \sec \alpha = b / \cos \alpha$ , phương trình (7-5) được sắp xếp lại như sau:

$$F = \frac{\sum W}{\sum c b + W - ub} \frac{\alpha}{\alpha + \frac{\varphi}{F}} \quad (7-8)$$

#### Thảo luận:

- Tác giả Bishop tuy đưa vào các lực tương tác giữa các phân mảnh ( $E_n - E_{n+1}$ ), nhưng lại cũng cho rằng những lực này chỉ góp những ảnh hưởng ít đáng kể lên hệ số an toàn  $F$ . Phương pháp Bishop là một phương pháp dễ tính toán, lại cho kết quả là một cung trượt nguy hiểm nhất rất sát với cung trượt thực tế. Vì vậy, người học nên trang bị phương pháp Bishop này để dùng về sau.
- Khi có áp lực nước lỗ rỗng tác động lên toàn cung trượt, thành phần  $W$  trong công thức (7-8) bị giảm đi một lượng nhỏ hơn 1, và dùng quyên dùng dung trọng bão hòa  $\gamma_{BH}$ .
- Bởi vì các tính toán cứ lập đi lập lại và cần thử nhiều cung trượt (theo đó có nhiều tâm trượt), nên phương pháp phân mảnh nói chung và phương pháp Bishop nói riêng rất cần được lập trình trên máy tính. Cung trượt nào có  $F$  nhỏ nhất, đó chính là cung trượt nguy hiểm nhất.
- Vấn đề các lực tương tác giữa các phân mảnh được giới hạn không trình bày trong giáo trình này. Sinh viên có thể nhận được tài liệu từ tác giả để đọc thêm nếu cần.

#### 4. Một số trường hợp cần chú ý:

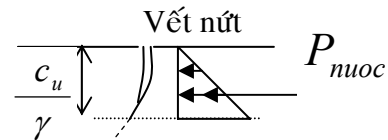
##### 4.1 Ảnh hưởng của vết nứt trên đỉnh mái đất

Đối với đất dính, trên mặt đỉnh mái thường xuất hiện vết nứt gần như thẳng đứng, độ sâu:

$$H_c = 2c \cot(45^\circ - \varphi/2) / \gamma$$

Cung trượt vì vậy rút ngắn lại khiến cho lực chống trượt giảm đi, đồng thời khối gây trượt cũng bé đi nên lực gây trượt cũng nhỏ hơn. Hai yếu tố này ảnh hưởng ra sao đến hệ số ổn định thì cũng còn phải qua tính toán cụ thể mới có kết luận được, tuy nhiên trong thiết kế sơ bộ, thường bỏ qua hiện tượng này.

Ở đây, cần lưu ý là khi xuất hiện vết nứt thì nước mưa xâm nhập làm giảm cường độ của đất và áp lực thủy tĩnh trong vết nứt làm cho mái đất dễ mất ổn định hơn.



Hình 7-3: Vết nứt ở lưng mái dốc đất dính

##### 4.2 Ảnh hưởng của áp lực thủy động:

###### Về tác dụng của trọng lực:

Dòng thấm phân chia mái đất thành hai vùng: Vùng bên trên đường no nước (dùng dung trọng tự nhiên) và vùng bên dưới đường no nước (dùng dung trọng đẩy nổi);

###### Về tác dụng của áp lực thủy động:

Tác dụng của áp lực thủy động lên phân tố đơn vị như một lực thể tích:

$$S = \gamma_{nuoc} i \quad (7-9)$$

Trong đó  $\gamma_{nuoc}$  là dung trọng của nước, và  $i$  là gradien thủy lực trong phạm vi đất.

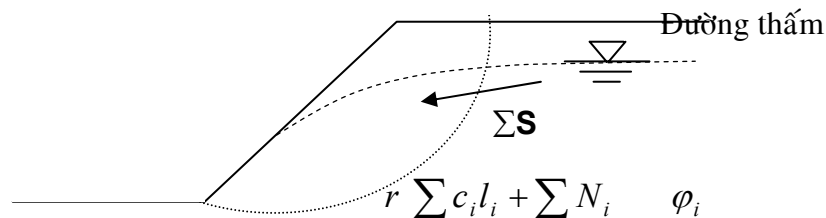
Tổng áp lực của thủy động (seepage) tác dụng lên phần đất nằm dưới mực nước ngầm của khối lăng thể trượt được tính gần đúng bằng công thức sau:

$$\Sigma S = \gamma_{\text{nuoc}} i_m A$$

A là diện tích của phần đất nằm dưới mực nước ngầm của lăng thể trượt; còn  $i_m$  là độ dốc thủy lực trung bình của dòng thấm trong phạm vi lăng thể trượt, gần đúng có thể xem độ dốc của đường thẳng DE. Điểm đặt của lực thủy động là tại trọng tâm của phần mặt trượt nằm dưới mực nước ngầm.

Lực thủy động gây ra thành phần mômen gây trượt là  $\Sigma S \cdot y$ .  $y$  với  $y$  là cự ly từ tâm cung trượt đến đường thẳng có phương trùng với phương của lực  $\Sigma S$ .

Hình 7-4: mái dốc có áp lực thủy động



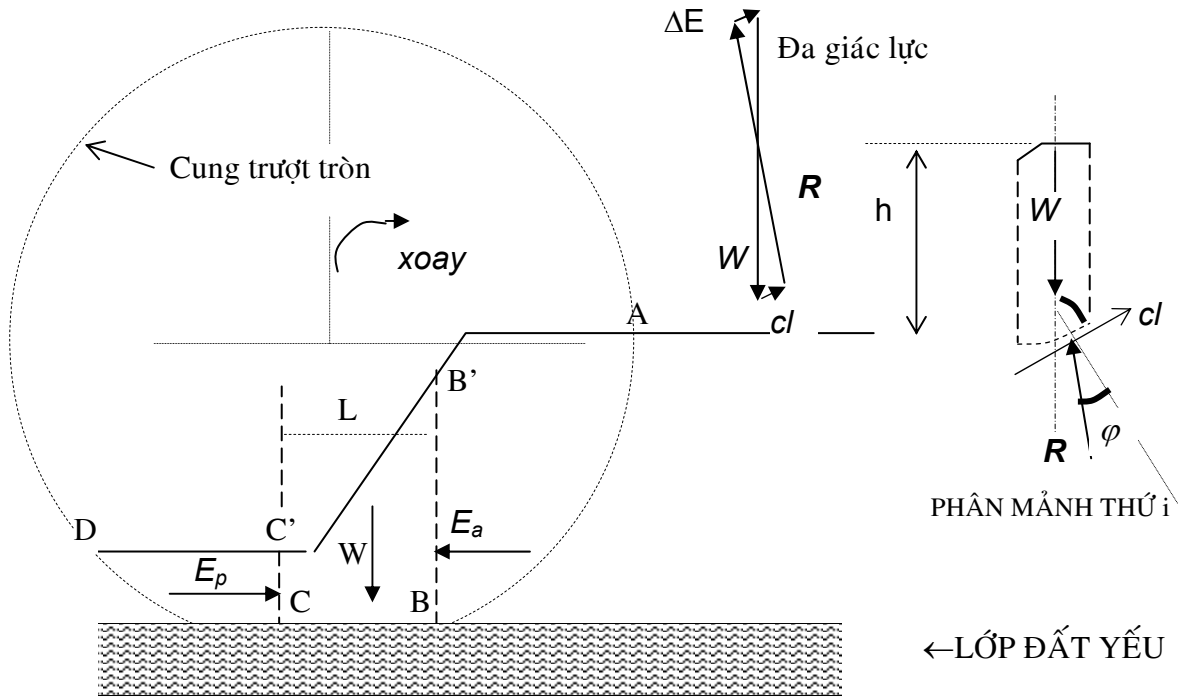
Công thức của hệ số an toàn ổn định là : 
$$F = \frac{r \sum c_i l_i + \sum N_i \varphi_i}{r \sum T_i + \sum S y} \quad (7-10)$$

Khi có sự xuất hiện của áp lực thủy động thì hệ số an toàn ổn định giảm đi (do mẫu số tăng lên về trị số).

#### 4.3 Ảnh hưởng của tầng đất yếu trong phạm vi lăng thể trượt

Khi tại một độ sâu không lớn lắm của nền có một tầng đất yếu, thì mặt trượt không còn là cung tròn mà có một phần đi qua tầng đất yếu. Khi đó, tính toán được tiến hành như sau:

Xem cung trượt được tạo bởi hai cung tròn AB và CD, còn BC là đoạn thẳng đi qua tầng đất yếu.



Hình 7-5: Tính toán ổn định mái dốc khi có lớp đất yếu bên dưới cung trượt.

Mặt khác lại xem rằng lạng thể trượt chịu tác dụng của các lực theo phương nằm ngang như sau: Lực gây trượt  $E_a$  (áp lực đất chủ động) của khối  $ABB'$ , lực chống đẩy ngang (tức áp lực đất bị động) của khối  $C'CD$  và lực chống trượt  $S$  (lực ma sát) sinh ra do khối lượng bản thân của khối  $B'BCC'$ . Vậy hệ số an toàn ổn định là :

$$F = \frac{(E_p + S)}{E_a} \quad (7-11)$$

Trong đó  $S = W \tan \phi + cL$

$W$  trọng lượng khối đất  $B'BCC'$ .

$C$  và  $\phi$  là lực dính và góc nội ma sát của đất yếu;

$L$  là độ dài của đoạn  $BC$

Để tìm các trị số của các áp lực chủ động  $E_a$  của khối trượt  $ABB'$  và bị động  $E_p$  do khối đất trượt  $C'CD$  sinh ra, ta phân các khối này thành các lát mảnh bằng các mặt thẳng đứng và sau đó vẽ các đa giác lực của mỗi mảnh để xác định lực gây trượt và lực chống trượt của mỗi mảnh. Tổng hợp các lực đó cho ta trị số  $E_a$  và  $E_p$ .

Mặt trượt nguy hiểm nhất xác định bằng cách thử dần. Trước hết lấy điểm  $B$  bất kỳ, sau đó lấy điểm  $C_1 C_2$  rồi lần lượt vẽ các mặt trượt đi qua  $B$  và  $C_1, C_2$ . Tính các trị số  $(E_p + S)_i$  tương ứng với mặt trượt đó và vẽ đường cong quan hệ giữa  $(E_p + S)_i$  với vị trí các điểm  $C_i$ . Điểm thấp nhất của đường cong này (điểm  $C$ ) ứng với cung trượt có trị số  $(E_p + S)_i$  nhỏ nhất tức cũng là có hệ số an toàn nhỏ nhất khi  $B$  của mặt trượt đã được chọn trước.

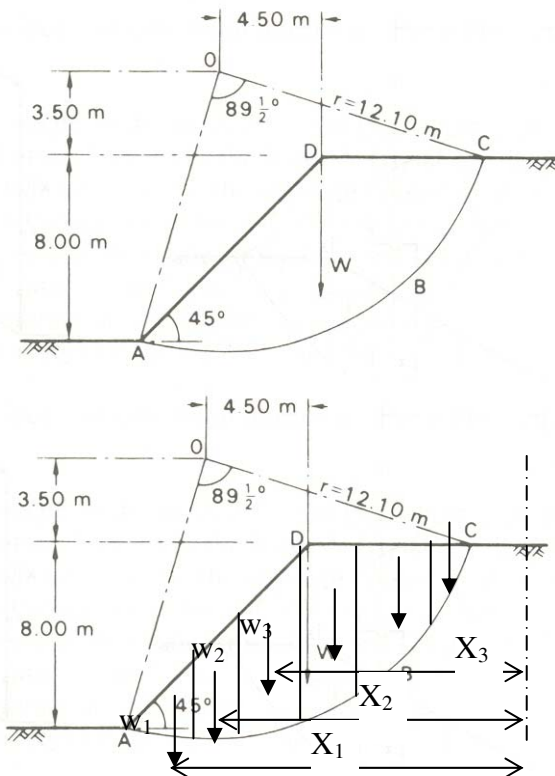
Sau đó, nếu ứng với các điểm  $C$  đã chọn trước, và cho điểm  $B$  thay đổi, trị số  $\Delta S$  sẽ tăng hay giảm; nhưng không làm thay đổi vị trí điểm  $C$  có  $E_p + S$  nhỏ nhất. Vì vậy để tính  $E_p$  trước hết cần giả thiết vị trí điểm  $B$  sau đó tìm vị trí điểm  $C$  để  $(E_p + S)$  là có trị số nhỏ nhất.

Sau khi xác định được vị trí điểm C thì ta thay đổi vị trí điểm B và xem rằng mặt trượt nguy hiểm nhất đi qua điểm C. Vẽ các mặt trượt đi qua các điểm B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub> và điểm C đã tìm được ở trên, rồi tính ra trị số của E<sub>a</sub> và S ứng với các mặt trượt giả định. Sau đó theo công thức (7-5) tìm ra hệ số ổn định và vẽ đường quan hệ giữa vị trí các điểm B và trị số F, từ đó tìm được F nhỏ nhất và vị trí mặt trượt nguy hiểm nhất.

Thí dụ tính toán 7.1:

Mái dốc 45° được đào đến độ sâu 8m sâu trong đất sét bão hòa nước có dung trọng  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ . Sức chống cắt trung bình (lấy đại diện) là  $c_u = 65 \text{ kN/m}^2$  và  $\phi_u = 0^\circ$ . Xác định hệ số an toàn của mái dốc này.

Giải:



Hình 7-6 [1]:Thí dụ về tính toán hệ số an toàn Ổn định mái dốc. Cách tính trọng tâm

Nhờ các tính toán lượng giác trên góc, chiều cao mái dốc, ta có thể rút ra các thông số hình học như trên hình vẽ bên.

Diện tích hình ABCD là  $70 \text{ m}^2$  (gần đúng)

Trọng lượng của khối đất ABCD là =

$$70 \text{ m}^2 \times 19 \text{ kN/m}^3 = 1330 \text{ kN/m}$$

Để xác định trọng tâm hình phẳng ABCD, có thể dùng cách chia hình đó trên giấy ô ly, tính Mômen tĩnh theo trục thẳng đứng của các phần

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n w X + w X + w X + \dots + w_i X_i}{\sum_{i=1}^n w_i} = 4.5 \text{ m}$$

Góc AOC là  $89,5^\circ$  và bán kính là 12.1m

Cung trượt dài  $s = r\phi$  ( $\phi = 89,5^\circ$  được đổi ra radian) = 18.9 m

Hệ số an toàn được tính theo công thức :

$$F = \frac{c_u L_a r}{W d}$$

$$= \frac{x}{\dots} = 2.48$$

**Thảo luận:** Đây là hệ số an toàn cho mặt trượt thử lần thứ nhất, không hẳn là mặt trượt nguy hiểm nhất (là mặt trượt ứng với hệ số an toàn là nhỏ nhất, tức ít an toàn nhất). Các sinh viên lập lại trình tự cho các mặt ABCD khác (hiển nhiên, là sẽ có tương ứng một tâm xoay khác) sẽ

## Ổn định của mái dốc

tính lại quá trình như trên, để sau cùng sẽ ra được một trị số của hệ số an toàn khác. Cứ thế, sẽ chọn được hệ số an toàn nhỏ nhất trong số các trị số của hệ số an toàn.

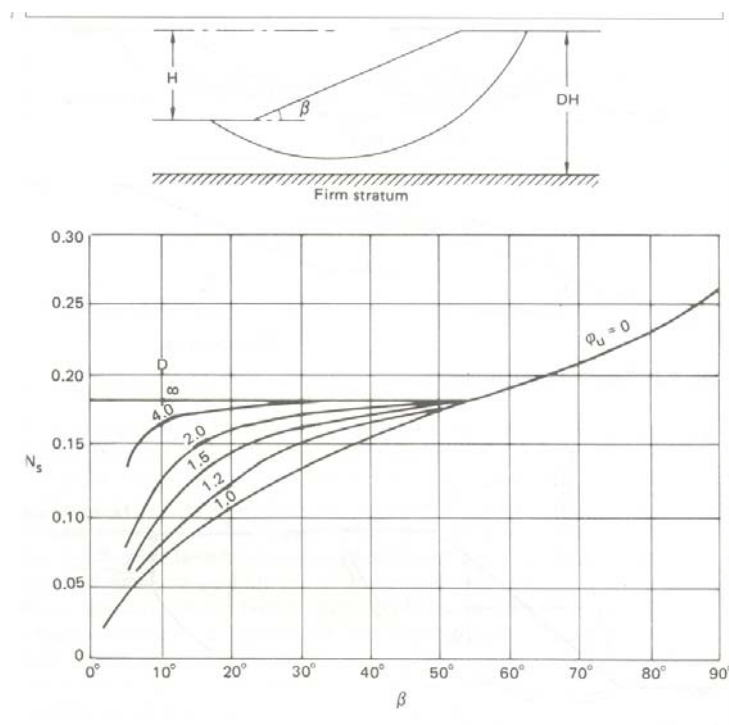
Các sinh viên có thể tập làm trên máy tính, cụ thể là lập trình cho các bước tính toán có tính lặp lại như trên. Bước tính toán hơi rắc rối là ở phần tính  $d$ , tức khoảng cách giữa tâm xoay (tâm của cung trượt tròn) đến trọng tâm của khối ABCD. Giải quyết bằng giấy kẻ ly để nhập vào máy bằng tay cũng nhanh, và linh hoạt.

Có thể làm trên Excel cũng rất tốt. Như vậy, bản thân sinh viên có được một công cụ riêng của mình để dùng sau này.

Giới thiệu công thức của Taylor [1] để tính hệ số an toàn ổn định nhỏ nhất của mái dốc đất

dính:  $N_s = \frac{c_u}{F\gamma H}$  (trị số  $N_s$  này phụ thuộc góc nghiêng  $\beta$  và thừa số chiều cao mái dốc  $D -$

Xem hình trên toán đồ) sau:



Hình 7-7: Toán đồ Taylor dùng để tính hệ số an toàn ổn định của mái dốc khi xem  $\varphi_u = 0$   
Ở thí dụ trên, tính theo toán đồ Taylor,  $\beta = 45^\circ$  và  $D$  xem là khá đủ lớn. Tra toán đồ  $N_s = 0.18$   
Rút ra  $F = 2.37$

### 4.4 Giới thiệu một số phương pháp đồ giải:

Các phương pháp đồ giải nhiều khi có thể giúp giảm bớt khối lượng tính toán, đồng thời cũng đạt yêu cầu kỹ thuật.

Có thể kể phương pháp Goldstein, phương pháp vòng tròn ma sát... Các sinh viên có thể tham khảo ở các tài liệu [1], [2], [3] để biết thêm.

## 5. Ổn định của mái dốc bằng đất rời

5.1 Công thức cơ bản của hệ số an toàn ổn định:

Xem một mái dốc cấu tạo tự nhiên bằng đất rời.

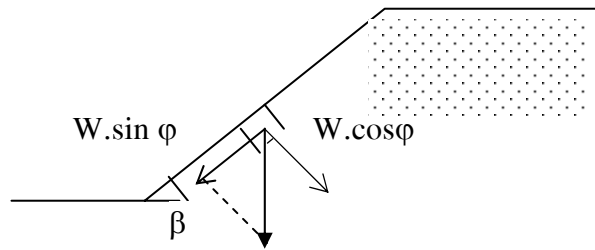
Thành phần gây trượt xuống là lực trì

$$T = W \cdot \sin \beta$$

Thành phần chống lại lực trì trên là:

$$T' = (W \cdot \cos \beta) \cdot \mu$$

$\mu$  là hệ số ma sát =  $\tan \varphi$

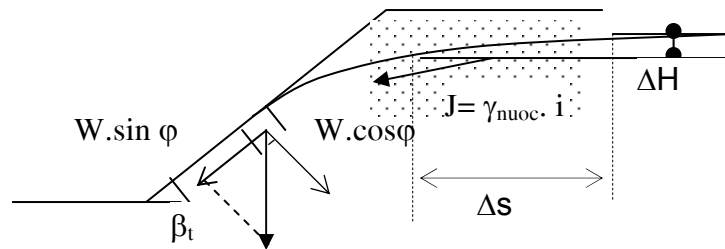


Hệ số an toàn ổn định là :

$$F = \frac{W \cos \beta \tan \varphi}{W \sin \beta} = \frac{\varphi}{\beta} \quad (7-12)$$

Có thể nói, đối với đất rời, khi góc ma sát trong của đất đúng bằng góc chuỗi tự nhiên của mái dốc, ta có cân bằng xảy ra.

Rõ ràng: - Tính ổn định của mái dốc đất rời không phụ thuộc chiều cao của mái dốc, cũng không phụ thuộc trạng thái khô hay ướt của đất rời. Chỉ khi có áp lực thủy động, mái dốc mới bị nguy hiểm hơn, lúc đó còn có sự lồi theo cốt liệu hạt đất trong nền tuôn chảy theo dòng thấm.



$$V\grave{a} \quad i = \frac{\Delta H}{\Delta s} = \beta_t \quad (\text{gradien thủy lực của dòng thấm})$$

$$\begin{aligned} \text{Hệ số an toàn ổn định } F &= \frac{\gamma_{\tilde{n}n} \cos \beta_t \tan \varphi}{\gamma_{nuoc} \cos \beta_t + \gamma_{\tilde{n}n} \cos \beta_t} = \\ &= \frac{\gamma_{\tilde{n}n} \tan \varphi}{\gamma_{nuoc} + \gamma_{\tilde{n}n}} = \alpha \frac{\varphi}{\beta_t} \sim 0.5 \end{aligned}$$

Kết luận: Áp lực thủy động làm giảm hệ số an toàn ổn định gần như chỉ còn 50%

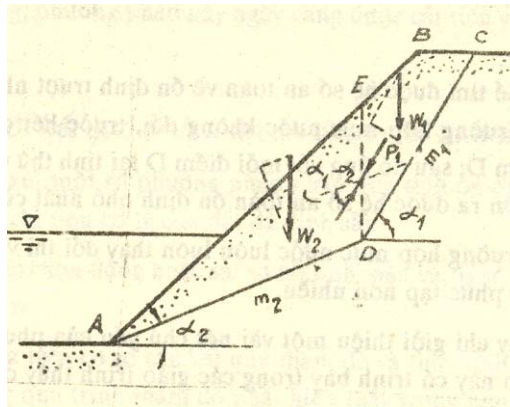
5.2 Tính hệ số an toàn ổn định khi mái dốc đất rời không đồng nhất (một phần ngâm trong nước)

Ngoài việc xét ổn định của mặt mái dốc, còn xét ổn định của cả khối đất của mái dốc.

Kinh nghiệm cho thấy rằng: Mặt trượt thường có dạng gãy khúc, mà điểm chuyển tiếp nằm ngay tại mức nước ngầm.

**Bước 1:** Phân tích lực tác động lên lăng thể trượt:

Xem lăng thể trượt như là sự tổng hợp của hai cố thể trượt EBCD và EDA (xem hình 7-10).



Hình 7-10: Một phần mái dốc ngâm trong nước

Ở trạng thái cân bằng giới hạn, khối trên sắp bị trượt và tác dụng lên khối dưới một lực  $P_1$  có trị số :

$$P_1 = W_1 \cdot \sin \alpha_1 - W_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot f_c$$

Trong đó  $W_1$  là trọng lượng bản thân của khối trên, còn  $f_c$  là hệ số ma sát trong cần thiết được huy động của cả hai khối trên và dưới, sao cho để có thể duy trì cả khối AEBCD nằm trong trạng thái cân bằng tới hạn.

Dời lực  $P_1$  đến mặt ED và phân lực này làm hai thành phần:

- Thành phần (1) song song với DA và có giá trị bằng  $P_1 \cdot \cos (\alpha_1 - \alpha_2)$
- Thành phần (2) vuông góc với DA và có giá trị bằng  $P_1 \cdot \sin (\alpha_1 - \alpha_2)$   
(thành phần này gây nên lực ma sát chống lại sự trượt, có trị số  $P_1 \cdot \sin (\alpha_1 - \alpha_2) \cdot f_c$ )

**Bước 2:** Xét khối dưới, trọng lượng  $W_2$  của khối EDA cũng phân ra 2 thành phần

- chống trượt  $W_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot f_c$
- Gây trượt  $W_2 \cdot \sin \alpha_2$

Điều kiện để khối đất AEBCD ở trạng thái cân bằng là :

$$P_1 \cdot \cos (\alpha_1 - \alpha_2) + W_2 \cdot \sin \alpha_2 = P_1 \cdot \sin (\alpha_1 - \alpha_2) \cdot f_c + W_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot f_c$$

Nếu đặt :

$$A = \frac{+m}{m} - \frac{m}{m}$$

$$B = \frac{W}{W} A$$

$$C = \frac{+m}{m} - \frac{m}{m}$$

$$\Rightarrow f_c = \frac{A+B}{\sqrt{\frac{A+B}{m} - \frac{B}{m} + C}}$$

$m_2$  và  $m_1$  lần lượt là độ dốc mặt trượt CD và DA

$$\text{Hệ số an toàn ổn định } F = \frac{f}{f_c} = \frac{\varphi}{f_c} \tag{7-13}$$

**Bước 3:** Để tìm trị số nhỏ nhất của F, ta làm cách thử dần:



- Trường hợp mực nước không đổi, trước hết cần thử 3 trị số của  $m_2$ , từ đó xác định 3 điểm D.
- Sau đó, ứng với mỗi điểm D, lại tính thử dần với 3 trị số của  $m_1$
- Từ những kết quả tính trên, ta sẽ chọn được hệ số an toàn ổn định nhỏ nhất của mái dốc đó với mực nước xác định đó.

**Bước 4:** Nhận xét khi đánh giá tính ổn định của mái dốc đất rời

- Các yếu tố ảnh hưởng đến ổn định của mái dốc đất rời được xác định tương đối rõ ràng hơn đất dính.
- Trị số tính ra của hệ số an toàn ổn định cho mái dốc đất rời thí dụ là 1.5 thì cần tuân thủ ít nhất là 1,5 trở lên. Còn với đất dính, tính ra 1.5 thì có thể lấy bé xuống một tí, thí dụ: Tính ra hệ số an toàn ổn định mái dốc đất dính là 1.5 có thể lấy là 1.2 vì thường tính dư, do chọn  $c_u$  (lực dính do cắt nhanh không thoát nước) và  $\varphi_u = 0$ .

## 6. Một số nhận xét về tính toán ổn định

### 6.1 Mái dốc đồng chất:

Các chỉ tiêu cơ học (lực dính C và góc ma sát trong  $\varphi$ ) là đại diện toàn mái dốc. Do đó, phải lấy trị số trung bình các mẫu đất lấy từ mái dốc.

6.2 Trị số lực dính C và góc ma sát trong  $\varphi$  nên lấy nhỏ (chẳng hạn lúc độ ẩm nhiều, chỉ số dẻo tăng khi độ ẩm tăng). Khi đó thiên về an toàn.

6.3 Trình tự tính toán ổn định (cụ thể là xác định hệ số an toàn ổn định F bé nhất) gần như là lặp đi lặp lại. Nếu chỉ tính hệ số an toàn ổn định F không thôi, chưa đủ để đánh giá mức độ ổn định của mái dốc đang xét.

Điều quan trọng nhất có lẽ là bước xác định các lực tác động xung quanh khối trượt. Sinh viên cần nắm vững các lực gây ra do dòng thấm, nước ngầm dâng cao (do mưa lũ kéo dài, do phụ tải ...)

6.4 Giới thiệu phương pháp tra bảng của Goldstein:

Phương pháp này khá gọn cho các mái dốc đơn giản.

Theo Goldstein, hệ số an toàn ổn định có thể viết như sau:

$$F = f A + \frac{c}{\gamma H} B \quad (7-14)$$

$$H = \frac{c B}{\gamma F - f A} \quad (7-15)$$

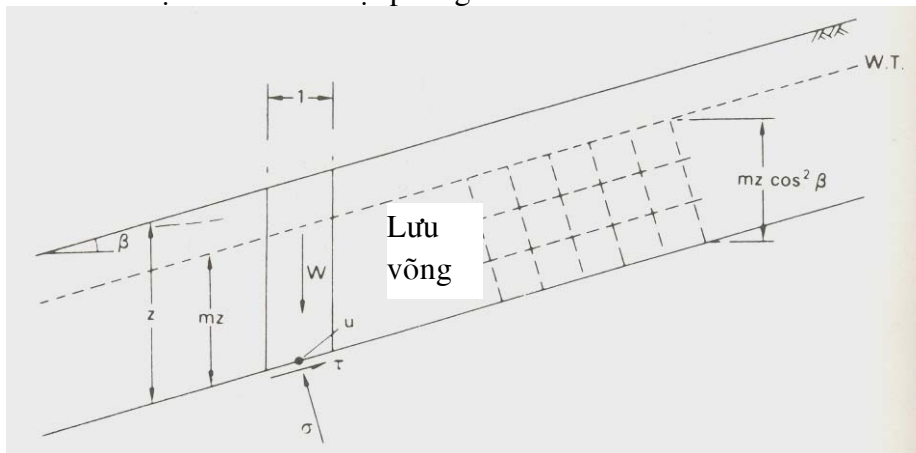
là chiều cao an toàn của mái dốc

Trong công thức trên, A và B là các hệ số phụ thuộc vào kích thước của lăng thể trượt, tra ở bảng sau:

BẢNG TRỊ SỐ CÁC HỆ SỐ A VÀ B THEO CÁCH TÍNH CỦA GOLDSTEIN

Góc mái dốc	Mặt trượt đi qua									
	Chân mái		Nền và tiếp xúc với mặt nằm ngang tại độ sâu bằng							
			e = H/4		e = H/2		e = H		e = 1,5 H	
1:1	2.34	5.79	2.56	6.1	3.17	5.92	4.32	5.80	5.78	5.75
1:1,25	2.64	6.05	2.66	6.32	3.24	6.02	4.43	5.86	5.86	5.80
1:1.5	2.64	6.50	2.80	6.53	3.32	6.13	4.54	5.93	5.94	5.85
1:1,75	2.87	6.58	2.93	6.72	3.41	6.26	4.66	6.00	6.02	5.90
1:2	3.23	6.70	3.10	6.87	3.53	6.40	4.78	6.08	6.10	5.95
1:2,25	3.19	7.27	3.26	7.23	3.6	6.56	4.90	6.16	6.18	5.98
1:2,75	3.59	8.02	3.68	8.00	4.02	6.95	5.17	6.36	6.34	6.05
1:3	3.59	8.81	3.93	8.40	4.24	.20	5.31	6.47	6.44	6.09

6.5 Các kiểu mất ổn định khác – Trượt phẳng



Hình 7-11: Trượt phẳng tịnh tiến

Con dốc có thể xem như dài vô hạn, nghĩa là các đầu và cuối con dốc không gây ảnh hưởng gì. Góc nghiêng con dốc so với phương nằm ngang là  $\beta$ , và giả sử mức nước ngầm song song với con dốc như hình 7-11.

Dòng lưu xem như song song với triển dốc. Lực tác dụng lên các phân mảnh thẳng đứng là hết như nhau ở mọi điểm trên mặt phá hoại.

Sức chống cắt

$$\tau_f = c' + (\sigma - u)\tan\phi'$$

hệ số an toàn là  $F = \frac{\tau_f}{\tau}$

Biểu thức của  $\sigma$ ,  $\tau$ , và  $u$  như sau:  $\sigma = \{(1-m)\gamma + m\gamma_{BH}\} \cdot z \cdot \cos^2\beta$   
 $\tau = \{(1-m)\gamma + m\gamma_{BH}\} \cdot z \cdot \sin\beta \cos\beta$

$$u = mz \cdot \gamma \cos^2 \beta$$

Các trường hợp đáng quan tâm:

- $c' = 0$  và  $m = 0$  (đất giữa mặt trượt và bề mặt không hoàn toàn bão hòa nước).

$$F = \frac{\varphi}{\beta} \quad (\text{giống y như đối với đất rời}) \quad (7-16a)$$

- $c' = 0$  và  $m = 1$  (nghĩa là mức nước ngầm trùng với bề mặt của dốc)

$$F = \frac{\gamma}{\gamma_{BH}} \cdot \frac{\varphi}{\beta} \quad (7-16b)$$

→ Khi  $c' = 0$ , hệ số an toàn ổn định độc lập với độ sâu  $z$

- $c' > 0$ , hệ số an toàn ổn định là một hàm số của  $z$ , khi đó  $\beta$  có thể vượt quá  $\varphi'$  với điều kiện là  $z <$  trị số tới hạn  $[z]_{CR}$ .
- Có thể sử dụng các thông số độ bền không thoát nước  $c_u$  và  $\varphi_u$  thay cho  $c'$  và  $\varphi'$ , lúc đó trị số của  $u$  là bằng không.

#### Thí dụ 7-2

Con dốc rất dài bằng đất sét nứt nẻ có góc nghiêng  $12^\circ$  so với phương nằm ngang. Nước ngầm ở mặt đất và dòng thấm có thể xem như song song với hướng dốc. Sự trượt tịnh tiến xảy ra ở độ sâu 5m so với mặt đất. Đánh giá hệ số an toàn, biết loại đất sét này có  $c' = 10 \text{ kN/m}^2$  và  $\varphi'_{\text{Max}} = 26^\circ$ .

Hãy nghiệm lại khi độ bền thừa dư chỉ còn có  $c' = 0$  và  $\varphi'_{\text{thừa dư}} = 18^\circ$

Giải: Mức nước ở bề mặt, tức  $m = 1$

$$\sigma = \gamma_{BH} \cdot z \cdot \cos^2 \beta = 20 \times 5 \times \cos^2 12^\circ = 95,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau = \gamma_{BH} \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta = 20 \times 5 \times \sin 12^\circ \times \cos 12^\circ = 20,3 \text{ kN/m}^2$$

$$u = mz \cdot \gamma \cos^2 \beta = 9,8 \times 5 \times \cos^2 12^\circ = 46,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Độ bền} \quad \tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' = 10 + (95,5 - 46,8) \tan 26^\circ = 33,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Hệ số an toàn là } F = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{33,8}{20,3} = 1,665$$

$$\text{Hệ số an toàn nếu xét theo độ bền thừa dư: } F = \frac{\gamma}{\gamma_{BH}} \cdot \frac{\varphi}{\beta} = \frac{10}{9,8} \cdot \frac{18^\circ}{12^\circ} = 1,53$$

Rõ ràng hệ số an toàn giảm phân nửa. Có thể nói, nếu đánh giá đúng các thông số độ bền chống cắt (càng sát thực) bao nhiêu, sẽ thiết kế an toàn bấy nhiêu. Ở đây, các trị số thoát nước là  $c' \rightarrow 0$  và  $\varphi' \rightarrow \varphi'_{\text{thừa dư}}$ , làm hệ số an toàn ổn định trượt giảm nghiêm trọng.

Thí dụ 7-3: về phương pháp phân mảnh của Bishop

## Ổn định của mái dốc

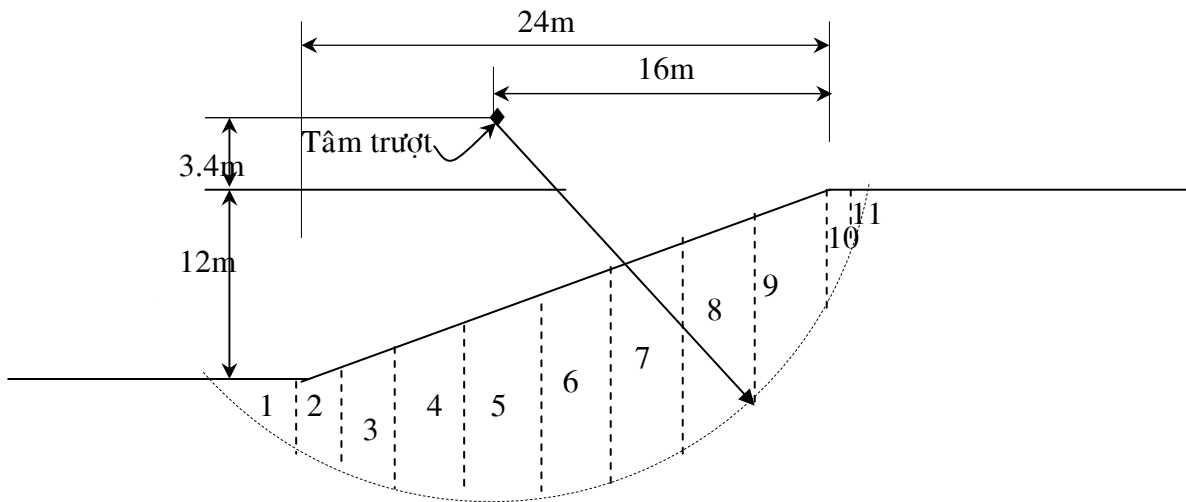
Dưới đây là thí dụ về phương pháp Bishop dùng cho tính hệ số an toàn ổn định (phương pháp này cho kết quả tin cậy nhất, rất đáng cho sinh viên nghiên cứu kỹ và thực hành về sau)

Cho mái dốc có kích thước như hình vẽ sau:

Các thông số độ bền của mái dốc :  $c = 15 \text{ kN/m}^2$ ,  $\varphi = 25^\circ$ . Mái dốc được chia thành 11 phân mảnh như hình vẽ. Áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư được tính toán bằng cách dựng lưu vông và tính ra thành bảng trị số ở đáy các phân mảnh như sau:

Mảnh số $i$ :	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$U \text{ (kN/m}^2\text{)}$	8	10.5	14.5	22	30	34	34	30.5	22	6	0

Xác định hệ số an toàn ổn định theo phương pháp a) Fellenius; b) Bishop



Ta lập bảng tính toán phương trình (7-6) như bảng sau:

Ổn định của mái dốc

Phân mảnh <i>i</i>	<i>l</i> (m)	Góc $\alpha$ ( $^{\circ}$ )	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	W (kN/m)	$C \times l$ (kN/m)	$u \times l$ (kN/m)	$W \cos\alpha$ (kN/m)	$W \sin\alpha$ (kN/m)	[(9) - (8)]. $\tan\phi$ (11)	(7) + (11) (kN/m) (12)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
1	3.15	-30.65	-0.51	0.86	41.0	47.25	25.20	35.26	-20.91	4.69	51.94
2	3.2	-20.14	-0.344	0.939	165.3	48.00	33.60	155.22	-56.86	56.71	104.71
3	2.1	-11.31	-0.196	0.98	93.1	21.50	30.45	91.24	-18.25	28.35	59.85
4	3.00	-3.81	-0.066	0.965	370.5	45.00	66.00	357.53	-24.45	135.94	180.94
5	3.00	4.76	0.083	0.996	450.3	45.00	90.00	448.50	37.37	167.17	212.17
6	3.10	14.04	0.242	0.970	507.3	46.50	105.40	492.08	122.77	180.31	226.81
7	3.25	23.43	0.398	0.918	541.50	48.75	110.50	497.10	215.52	180.27	229.02
8	3.60	33.69	0.555	0.832	533.00	54.00	109.80	443.46	295.82	155.59	209.59
9	6.00	48.37	0.747	0.664	596.6	90.00	132.00	445.66	396.14	146.26	236.26
10	4.10	64.06	0.899	0.437	162.4	61.50	24.60	70.97	146.00	21.62	83.12
11	3.00	74.59	0.964	0.266	22.00	45.00	0	5.85	21.21	2.73	47.73

$$\sum = \quad \sum =$$

Hệ số an toàn ổn định tính ra được  $F = \text{-----} =$

b) Tính theo phương pháp Bishop

## Ổn định của mái dốc

Phân mảnh <i>i</i>	<i>b</i> (m)	<i>c.b</i> (kN/m)	<i>u.b</i> (kN/m)	( <i>W- ub</i> ) x tanφ (kN/m)	Thử dần F = 1.4 $F = \frac{\sum c b + W - ub}{\alpha} + \frac{\varphi}{F}$ (kN/m)	Thử dần F = 1.5 $F = \frac{\sum c b + W - ub}{\alpha} + \frac{\varphi}{F}$ (kN/m)	Thử dần F = 1.7 $F = \frac{\sum c b + W - ub}{\alpha} + \frac{\varphi}{F}$ (kN/m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	2.7	40.5	21.6	9.05	71.81	70.68	68.82
2	3.0	45.0	31.5	62.39	130.33	129.07	127.09
3	1	15.0	14.5	36.65	56.45	56.20	55.78
4	3.0	45.0	66.0	142.00	198.30	198.01	197.47
5	3.0	45.00	90.00	168.01	208.02	208.42	209.04
6	3.0	4 5	102.0	189.00	226.64	223.92	225.87
7	3.0	4 5	102.0	204.94	237.81	239.87	243.37
8	3.0	4 5	91.5	205.87	246.68	249.87	254.95
9	4.0	6 0 .	88.0	237.16	325.48	331.65	341.96
1 0	1.8	2 7	10.8	70.69	132.73	136.44	142.82
1 1	0.8	1 2	0	10.26	37.92	39.33	42.00

$$\Sigma = \quad \Sigma = \quad \Sigma =$$

với hệ số an toàn F = 1.4, ta tính thử dần thì được F = 1868.17/1114.36 = 1.676

với hệ số an toàn F = 1.5, ta tính thử dần thì được F = 1883.46/1114.36 = 1.69

với hệ số an toàn F = 1.7, ta tính thử dần thì được F = 1909.17.17/1114.36 = 1.713 (Hội tụ giữa giả định ban đầu với F tính ra lúc sau) → Kết luận F = 1.7

**Thảo luận:** Sinh viên có thể sử dụng phần mềm Excel để lập trình tính toán hệ số an toàn ổn định. Phương pháp Bishop có thể được đánh giá là đáng tin cậy nhất vì phương pháp này cho cùng trọt gần với thực tế nhất. Các tính toán nâng cao xoay quanh công thức 7-8.

# NỘI DUNG

Lời nói đầu

Bảng những ký hiệu chính

Các chương

## **Chương 1            Đặc trưng cơ bản của đất**

1. Bản chất của đất
    - 1.1 Đối tượng môn học
    - 1.2 Quá trình hình thành đất
    - 1.3 Một số vấn đề khi xem xét đất làm nền cho công trình xây dựng
  2. Phân loại đất
    - 2.1 Mục đích của việc phân loại đất
    - 2.2 Yêu cầu khi mô tả các loại đất
    - 2.3 Các kiểu phân loại đất
  3. Những mối liên hệ về pha
    - 3.1 Mối liên hệ về pha
    - 3.2 Mối liên hệ về độ ẩm – độ chặt (quan trọng đối với bài toán đầm nện)
  4. Tính chất vật lý và cơ học của đất
    - 4.1 Tính chất vật lý của đất
    - 4.2 Tính chất chịu nén của đất
    - 4.3 Tính chất cơ học của đất
    - 4.4 Tính chất lưu biến của đất
- Bài tập

## **Chương 2: Dòng lưu của nước trong đất – Tính thấm và sự thấm**

1. Dòng lưu của nước trong đất – Tính thấm và sự thấm
  - Một số khái niệm ban đầu về dòng lưu trong đất
  - Tại sao cần học sự lưu của nước trong môi trường rỗng
  - Dòng lưu của nước trong đất phụ thuộc gì?
- 1.1 Dòng lưu của nước trong đất
  - Cột nước thủy lực trong đất
- 1.2 Đo cột nước áp lực bằng ống đo piezometer
  - Ống đứng hở piezometer
  - Trình tự đo bằng ống đứng hở piezometer
2. Áp lực của nước do Dòng thấm
  - 2.1 Tính thấm và các phương pháp xác định hệ số thấm

- 2.2 Lý thuyết về dòng thấm
  - 2.3 Lưu vông (lưới thấm) và những điều kiện về sự lưu không đẳng hướng
  - 2.4 Ảnh hưởng của dòng thấm đến ứng suất hữu hiệu
  - 2.5 Điều kiện của đất không đồng nhất
  - 2.6 Sự thấm dưới dề đập – Tầng lọc ngược – Chống lọc rửa trong nền
  - 2.7 Một số thí dụ minh họa về bài toán thấm và áp lực thủy động
- Bài tập

### **Chương 3                    Ứng suất địa tĩnh và Sự phân bố ứng suất trong lòng đất**

- 1.1 Các thành phần của ứng suất trong đất - Ứng suất địa tĩnh
  - 1.2 Sự phân bố ứng suất trong khối đất do tải ngoài (ứng suất phụ thêm)
    - 1.2.1 Ứng suất phụ thêm tính bằng bảng tra
    - 1.2.2 Các phương pháp thông dụng để tính ứng suất phụ thêm
    - 1.2.3 Ứng suất phụ thêm do các dạng phân bố tải trọng đặc biệt
  - 1.3 Phân bố ứng suất trong nền có nhiều lớp
    - 1.3.1 Nền hai lớp, lớp dưới không phải là lớp chịu nén
    - 1.3.2 Lớp bên dưới là lớp đất yếu hơn lớp bên trên
    - 1.3.3 Nền có tính dị hướng (không đẳng hướng)
    - 1.3.4 Sự thay đổi của mô đun biến dạng theo độ sâu ảnh hưởng đến tình hình phân bố ứng suất
    - 1.3.5 Sự phân bố ứng suất tiếp xúc ngay dưới đáy móng công trình
    - 1.3.6 Vòng Mohr ứng suất – Một công cụ để biểu thị trạng thái ứng suất tại một điểm
    - 1.3.7 Thí dụ minh họa
- Bài tập

### **Chương 4                    Biến dạng (Lún) của đất xây dựng**

- 1. Độ lún về lún
  - 1.1 Lược đồ các mối liên hệ về pha của mẫu đất
    - 1.1.1 Đặc trưng cơ bản của tính nén
    - 1.1.2 Vấn đề lịch sử ứng suất đối với đất chịu nén (sét)
  - 1.2 Biến dạng – độ lún của nền đất
    - 1.2.1 Biến dạng là gì? Các loại biến dạng
    - 1.2.2. Các mô hình tính toán biến dạng của nền
    - 1.2.3 Độ lún – Khái quát về chuyển vị ngang của công trình
    - 1.2.4 Trình tự của phương pháp phân lớp cộng lún
    - 1.2.5 Cách tính toán độ lún của công trình bằng cách áp dụng trực tiếp các kết quả của lý thuyết đàn hồi (tham khảo)
      - Trường hợp nền có chiều dày vô hạn



- Trường hợp nền có chiều dày hữu hạn
  - Trường hợp nền có nhiều lớp
- 1.2.6 Phương pháp lớp tương đương của Txu tô vít
- Xác định chiều sâu của lớp tương đương
  - Trình tự tính toán theo phương pháp Lớp tương đương
  - Tính độ lún theo phương pháp lớp tương đương khi nền có nhiều lớp khác nhau
  - Các nhận xét rút ra về phương pháp tính lún theo Lớp tương đương
  - Thí dụ minh họa
2. Độ lún thời gian theo % của độ lún sau cùng
- 2.1 Tính toán độ lún theo thời gian
- 2.2 Mức độ cố kết
- 2.3 Lý thuyết cố kết của Terzaghi
- 2.3 Lời giải của phương trình vi phân cố kết của Terzaghi
- 2.4 Xác định hệ số cố kết
- 2.5 Phương pháp một chiều tính độ lún cố kết
- 2.6 Trị số  $C_v$  tại chỗ trên thực địa
- 2.7 Các tỷ số nén khác
- 2.8 Độ lún do cố kết (nén) thứ cấp
- 2.9 Bài toán hiệu chỉnh thời gian do quá trình xây dựng
- 2.10 Độ lún tức thì
- 2.11 Giếng cát
- Bài tập

## **Chương 5            Sức chịu tải của nền đất**

1. Các phương trình cân bằng tới hạn
- 1.1 Tải trọng giới hạn thứ nhất
- 1.2 Tải trọng giới hạn thứ hai
- 1.2.1 Trạng thái cân bằng dẻo
- 1.2.2 Phương trình vi phân căn bản của lý thuyết cân bằng giới hạn
2. Khả năng chịu tải của nền
- 2.1 Khái niệm về bài toán xác định khả năng chịu tải của nền đất
- 2.2 Các dạng phá hoại nền (mất cân bằng giới hạn)
- 2.3 Những khía cạnh cần chú ý khi tính toán khả năng chịu tải của nền đất
- 2.4 Các lý thuyết chủ yếu về khả năng chịu tải của nền
- 2.4.1 Khả năng chịu tải của nền theo Prandtl (nền không xét trọng lượng)
- 2.4.2 Khả năng chịu tải của nền theo Bêrêzanxep

- 2.4.3 Khả năng chịu tải của nền theo Terzaghi
- 2.4.4 Khả năng chịu tải của nền theo Skempton
- 2.4.5 Khả năng chịu tải của nền khi tải trọng nghiêng hay có độ lệch tâm e
- 2.4.6 Giới thiệu công thức tính khả năng chịu tải của nền chịu vừa tải trọng tĩnh vừa tải trọng động (do rung động truyền qua môi trường đất)

## 2.5 Thí dụ minh họa

Bài tập

## **Chương 6            Áp lực ngang của đất lên tường chắn**

### 1. Giới thiệu

### 2. Lý thuyết áp lực đất của Rankine

2.1 Trường hợp đất đẩy tường đạt cân bằng

2.2 Trường hợp tường đẩy đất đạt cân bằng

2.3 Áp lực đất trạng thái nghỉ

### 3. Lý thuyết áp lực đất của Coulomb

3.1 Áp lực đất chủ động

3.2 Áp lực đất bị động

### 4. Áp lực đất lên tường chắn trong một số trường hợp đặc biệt

4.1 Ảnh hưởng của phụ tải phân bố đều trên mặt đất

4.2 Ảnh hưởng của phụ tải tập trung trên mặt đất

4.3 Ảnh hưởng của mực nước ngầm trong khối đất đắp sau tường

4.4 Cách tính áp lực đất lên tường chắn có kể đến áp lực thủy động (có dòng thấm)

4.5 Ảnh hưởng của sự phân tầng trong đất đắp phía sau tường

### 5. Một số biện pháp làm giảm áp lực đất lên tường chắn

### 6. Sự sập hố đào do không chống vách

Bài tập

## **Chương 7            Ổn định của mái dốc**

### 1. Đặt vấn đề

2. Phân giải bài toán ổn định khi  $\varphi = 0$

3. Phương pháp phân lát (phân mảnh)

- Phương pháp của Fellenius

- Phương pháp của Bishop
  - 4. Một số trường hợp cần chú ý
    - 4.1 Ảnh hưởng của vết nứt trên đỉnh mái đất
    - 4.2 Ảnh hưởng của áp lực thủy động
    - 4.3 Ảnh hưởng của tầng đất yếu trong phạm vi lăng thể trượt
    - 4.4 Giới thiệu một số phương pháp đồ giải
  - 5. Ổn định mái dốc làm bằng đất rời
    - 5.1 Công thức cơ bản của hệ số an toàn ổn định
    - 5.2 Tính hệ số an toàn ổn định khi mái dốc đất rời không đồng nhất (một phần ngâm trong nước)
  - 6. Một số nhận xét về tính toán ổn định
    - 6.1 Mái dốc đồng chất (vật liệu đồng nhất)
    - 6.2 Lấy trị số lực dính và góc ma sát trong thế nào để tính toán an toàn
    - 6.3 Trình tự tính toán hệ số an toàn ổn định nhỏ nhất (lúc đó mức độ an toàn ổn định là ít nhất) là một quá trình có tính lặp
    - 6.4 Giới thiệu một phương pháp tra bảng của Goldstein
    - 6.5 Các kiểu mất ổn định khác – Trượt phẳng
    - 6.6 Thí dụ minh họa cho các phương pháp chính tính ổn định mái dốc.
- Bài tập

*Tài liệu tham khảo*