LỜI NÓI ĐẦU

Giáo trình cơ học đất - địa chất được biên soạn làm cơ sở cho việc giảng dạy và học tập môn học Cơ học đất và địa chất công trình của học viên hệ trung học cầu đường của trường Trung học Cầu đường và dạy nghề thuộc Tổng công ty xây dựng Trường Sơn.

Giáo trình gồm 8 chương:

Chương 1. Các tính chất vật lý của đất
Chương 2. Các tính chất cơ học của đất
Chương 3. Phân bố ứng suất trong đất
Chương 4. Biến dạng lún của nền
Chương 5. Sức chịu tải của đất nền
Chương 6. Ổn định của mái đất
Chương 7. Áp lực đất lên tường chắn
Chương 8. Khái niệm địa chất tự nhiên và địa chất công trình
Phần phụ lục. Thí nghiệm xác định một số chỉ tiêu vật lý của đất

Khi biên soạn giáo trình, chúng tôi đã dựa vào tiêu chuẩn kỹ thuật công trình giao thông đường bộ và các giáo trình địa chất công trình, giáo trình cơ học đất đã và đang được giảng dạy tại các trường chuyên nghiệp nghành Giao thông vận tải.

Trong quá trình biên soạn, chúng tôi đã nhận được nhiều ý kiến đóng góp quý báu của các đồng nghiệp để xây dựng nội dung cuốn giáo trình. Song do trình đọ có hạn, nên trong giáo trình không tránh khỏi các thiếu sót. Rất mong các đồng chí tiếp tục đóng góp các ý kiến để chúng tôi tu chỉnh nội dung giáo trình hoàn chỉnh hơn nhằm đáp ứng được yêu cầu giảng dạy và học tập trong nhà trường.

TÁC GIẢ

BÀI MỞ ĐẦU

1.Đối tượng nghiên cứu của môn học

Đối tượng nghiên cứu của môn học là đất đá thiên nhiên lớp trên cùng của vỏ trái đất. Đối với nghành xây dựng các côngtrình giao thông cần phải nắm vững những khái niệm cơ bản về địa chất công trình, quá trình hình thành đất tạo ra nhiều loại đất có tính chất khác nhau.

Đất không phải là vật thể liên tục, mà là vật thể do nhiều hạt khoáng vật bé, có kích thước khác nhau hợp thành. Các hạt này tạo thành một khung kết cấu có nhiều lỗ hổng, trong đó thường chứa nước và khí. Trong khung kết cấu, các hạt đất có thể sắp xếp rời rạc hoặc được gắn kết liền với nhau bởi những liên kết yếu hơn rất nhiều so với cường đọ bản thân hạt.

Chính những đặc điểm đó làm cho đất có những tính chất khác hẳn so với các vật liệu khác, đồng thời làm cho các hiên tượng cơ học xảy ra trong đất theo những quy luật đặc thù riêng.

Để sử dụng đất vào xây dựng công trình giao thông được tốt, cần phải xác định được sức chịu tải và biến dạng của đất dưới tác dụng của tải trọng và áp lực của nó lên các vật chắn.

2. Nội dung và đặc điểm của môn học

Cơ học đất - địa chất là môn học khoa học nghiên cứu các quá trình địa chất tự nhiên và các quá trình cơ học xảy ra trong đất dưới ảnh hưởng của các tác dụng bên trong vàbên ngoài, tìm ra các quy luật tương ứng và vận dụng các quy luật đó để giải quyết các vấn đề có liên quan đến việc xây dựng công trình giao thông.

Nhiệm vụ của môn học là xác định quy luật hoạt động của các hiện tượng địa chất tự nhiên tác dụng đến công trình xây dựng. Việc xác định các quy luật cơ bản của các qúa trình cơ học xảy ra trong đất và các đặc trưng tính toán của đất là một vật thể phân tán phức tạp, nghiên cứu trạng thái ứng suất biến dạng của đất ở các giai đoạn biến dạng khác nhau, giải quyết các vấn đề về cường độ chịu tải và ổn định của các khối đất cũng như vấn đề áp lực của đất lên vật chắn.

Đặc điểm của môn học là nghiên cứu một đối tượng rất phức tạp, gồm nhiều thành phần với các tính chất khác nhau, đồng thời lại phụ thuộc chặt chẽ với các điều kiện xung quanh. Chính vì vậy trong khi nghiên cứu môn học thì bên cạnh việc sử dụng phương pháp lý thuyết còn phải hết sức coi trọng phương pháp thực nghiệm ở trong phòng thí nghiệm và ngoài hiện trường.

MỤC LỤC

MỤC	NỘI DUNG	TRANG
	LỜI NÓI ĐẦU	5
	BÀI MỞ ĐẦU	6
Chương 1	**CÁC TÍNH CHẤT VẬT LÝ CỦA ĐẤT**	7
1.1	Sự hình thành đất	7
1.2	Các thành phần chủ yếu của đất	7
1.3	Kết cấu của đất	9
1.4	Các chỉ tiêu vật lý của đất	10
1.5	Các chỉ tiêu trạng thái của đất	13
1.6	Phân loại đất	15
	Câu hỏi bài tập	15
Chương 2	**CÁC TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA ĐẤT**	16
2.1	Tính chất chịu nén của đất	16
2.2	Tính chất thấm của đất	20
2.3	Cường độ chống cắt của đất	21
2.4	Tính chất đầm nén của đất đắp	24
	Câu hỏi bài tập	24
Chương 3	**PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT**	25
3.1	Khái niệm	25
3.2	Phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây ra	25
3.3	Phân bố ứng suất do tải trọng ngoài gây nên trong nền đồng nhất	26
3.4	Phân bố ứng suất do tải trọng ngoài gây nên trong nền không đồng nhất	37
3.5	Phân bố ứng suất tiếp xúc dưới đáy móng	38
	Câu hỏi bài tập	40
Chương 4	**BIẾN DẠNG LÚN CỦA NỀN**	41
4.1	Khái niệm	41
4.2	Tính lún cuối cùng theo quy phạm 22 – TCN – 18 -79	41
4.3	Tính lún theo phương pháp cộng lún từng lớp	42
	Câu hỏi bài tập	45
Chương 5	**SỨC CHỊU TẢI CỦA ĐẤT NỀN**	46
5.1	Khái niệm	46
5.2	Xác định tải trọng tới dẻo	46

5.3	Xác định tải trọng giới hạn	47
5.4	Quy định sức chịu tải của đất nền	51
5.5	Kiểm toán cường độ đất nền	53
	Câu hỏi bài tập	55
Chương 6	**ỔN ĐỊNH CỦA MÁI ĐẤT**	56
6.1	Khái niệm	56
6.2	Ổn định của mái đất dính	56
6.3	Ổn định của mái đất rời	59
6.4	Các biện pháp đề phòng và chống đất trượt	61
	Câu hỏi bài tập	64
Chương 7	**ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN**	65
7.1	Khái niệm	65
7.2	Xác định áp lực đất lên tường chắn	66
	Câu hỏi bài tập	73
Chương 8	**KHÁI NIỆM ĐỊA CHẤT TỰ NHIÊN VÀ ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH**	74
8.1	Tác dụng của phong hóa	74
8.2	Tác dụng địa chất của mương xói	75
8.3	Tác dụng địa chất của dòng sông	76
8.4	Tác dụng địa chất của biển và hồ	77
8.5	Đầm lầy	79
8.6	Hiện tượng Kás-tơ	79
8.7	Hiện tượng cát chảy	80
8.8	Hiện tượng đất trượt	80
8.9	Khái niệm về khảo sát địa chất công trình	81
	Câu hỏi bài tập	82
	Hướng dẫn thí nghiệm các chỉ tiêu cơ lý của đất	85
	Tài liệu tham khảo	91

Chương 1
CÁC TÍNH CHẤT VẬT LÝ CỦA ĐẤT

1.1. Sự hình thành đất

Thành phần chủ yếu của đất là các hạt đất, các hạt đất có kích thước to nhỏ khác nhau, chúng được tạo nên do sự phá hoại các tầng lớp đất đá ban đầu bởi các tác dụng vật lý, hoá học, quá trình này gọi là quá trình phong hoá. Quá trình phong hoá đất đá được phân làm ba loại là: Phong hoá vật lý, Phong hoá hoá học và phong hoá sinh học. Ba loại phong hoá trên thường tác dụng đồng thời trong thời gian dài làm cho các lớp đá trên mặt bị vỡ vụn, sau đó do tác dụng của dòng nước của gió làm các hạt đó bị cuốn đi nơi khác. Tuỳ theo kích thước các hạt to nhỏ mà trong quá trình di chuyển chúng sedx lắng đọng lại hoặc rơi xuống tạo thành các tầng lớp đất khác nhau. Quá trình di chuyển và lắng đọng sản phẩm phong hoá gọi là trầm tích, ba phần tư bề mặt lục địa được bao phủ bởi các lớp đất đá trầm tích, phần còn lại là các vùng còn giữ được thành phần khoáng chất như đá gốc hoặc thay đổi ít.

Các hạt lắng đọng chồng chất lên nhau, giữa chúng không có lực liên kết đó là các lớp đất cát, cuội, sỏi, loại này nói chung là đất rời. Các hạt nhỏ với kích thước vài phần nghìn mm thường có tính keo dính và tích điện, khi lắng đọng chúng liên kết với nhau thành các tầng đất gọi chung là đất dính hoặc đất sét.

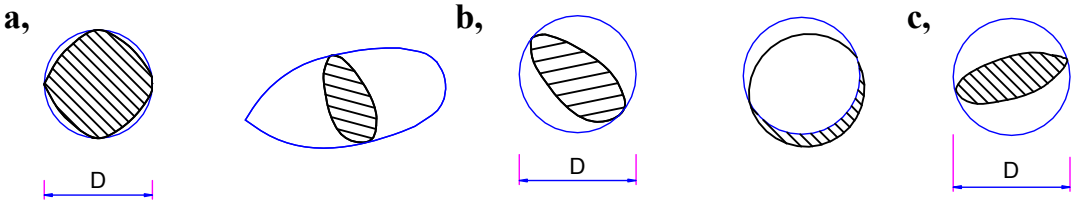
1-2. Các thành phần chủ yếu của đất

Thành phần chủ yếu của đất là các hạt đất, Các hạt đất có kích thước và hình dáng khác nhau nên khi sắp xếp với nhau sẽ tồn tại các khe rỗng, các khe rỗng này trong tự nhiên thường có nước và không khí. Nước và không khí trong các khe rỗng có ảnh hưởng đáng kể đến các tính chất của đất vì vậy khi nghiên cứu đất phải sét tới các phần này, vì vậy đất là vật thể ba pha: Pha cứng là hạt đất, Pha lỏng là nước trong khe rỗng, pha khí là khí trong khe rỗng.

1.2.1. Hạt đất

Hạt đất là thành phần chủ yếu ciủa đất. Khi chịu lực tác dụng bên ngoài lên mặt đất thì các hạt đất cùng chịu lực, vì vậy người ta gọi tập hợp các hạt đất là khung cốt của đất. Các hạt đất có hình dạng và kích thước khác nhau tuỳ thuộc vào tác động của quá trình phong hoá và quá trình di chuyển, lắng đọng.

Để phân loại và gọi tên các hạt đất, người ta dùng khái niệm đường kính trung bình của hạt, đây là đường kính của vòng tròn bao quanh tiết diện lớn nhất của hạt đất ấy (hình 1-1)



Hình 1.1

Theo quy trình quy phạm hiện nay tên các hạt đất được gọi theo bảng 1-1

Bảng 1-1: Tên hạt đất gọi theo đường kính trung bình

TÊN HẠT ĐẤT	KÍCH THƯỚC HẠT (MM)
Đá tảng	> 200
Hạt cuội	200 – 10
Hạt sỏi	10 – 2
Hạt cát	2 – 0.1
Hạt bụi	0.1 – 0.005
Hạt sét	< 0.005

Các hạt đất có kích thước càng lớn thì thành phần khoáng vật càng giống đá gốc còn các hạt có kích thước càng nhỏ thì các thành phần khoáng vật bị biến chất và được gọi là khoáng vật thứ sinh.

Những hạt lớn như cát, cuội, sỏi có thành phần khoáng vật giống đá gốc, khi sắp xếp cạnh nhau thì giữa chúng không có lực liên kết loại này gọi chung là đất hạt rời.

Khi số lượng các hạt sét và hạt keo có một tỷ lệ nhất định ở trong đất thì có hiện tượng các hạt dính kết với nhau thành từng lớp hoặc từng khối, loại này gọi chung là đất dính.

1.2.2. Nước trong đất

Nước trong đất có ảnh hưởng lớn đến tính chất chịu lực của đất, nước được tồn tại trong đất dưới nhiều dạng khác nhau, với mỗi dạng đều có ảnh hưởng nhất định đến các tính chất khác nhau của đất người ta phân ra làm ba dạng sau

a, Nước trong khoáng vật của hạt đất

Đây là loại nước nằm trong tinh thể khoáng vật của hạt đất, nó tồn tại dưới dạng phân tử H_2O hoặc ở dạng i-on H^+ và OH^-. Loại nước này ít ảnh hưởng đến tính chất cơ học của đất.

b, Nước kết hợp mặt ngoài của đất

Đây là loại nước được giữ lại trên bề mặt hạt đất dưới tác dụng của các lực hoá lý. Tuỳ theo mức độ kết hợp mạnh yếu khác nhau thì được phân thành 2 loại:

- Nước hút bám: Là loại nước bám rất chặt vào ngay mặt ngoài hạt đất, nó không thể trực tiếp di chuyển từ hạt này sang hạt khác mà chỉ di chuyển dưới dạng bay hơi.

- Nước màng mỏng: Là loại nước bao ở phía ngoài nước hút bám.

Loại nước này ít ảnh hưởng đến tính chất cơ học của đất.

c, Nước tự do

Đây là loại nước nằm ngoài phạm vi lực hút phân tử, loại này được phân thành 2 loại là: Nước trọng lực và nước mao dẫn.

- Nước trọng lực: Là nước tự nhiên nằm trong các khe hổng của đất, nó có thể di chuyển từ nơi này sang nơi khác dưới tác dụng của trọng lực, thường được gọi là nước ngầm hoặc nước mạch. Khi chảy qua các lỗ hổng, với tốc độ thấm lớn nó có thể sinh ra áp lực thuỷ động lên các hạt đất.

- Nước mao dẫn: là nước dâng lên theo các đường lỗ hổng giữa các hạt đất dưới tác dụng của lực mao dẫn. Nước mao dẫn làm tăng độ ẩm của đất, làm giảm sức chịu tải của nền, làm tăng trọng lượng riêng của đất.

Loại nước này có ảnh hưởng đáng kể đến các tính chất cơ học của đất.

1.2.3. Khí trong đất

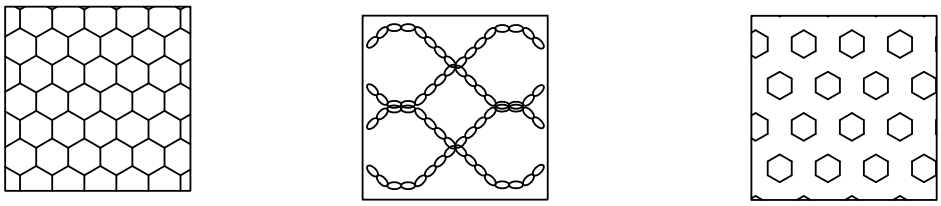
Nếu trong các lỗ hổng của đất không có nước thì khí chiếm chỗ trong các lỗ hổng ấy. trong đất có hai loại khí là khí tự do và khí hoà tan trong nước. Nói chung thành phần của khí ít ảnh hưởng đến tính chất cơ học của đất, nó chỉ ảnh hưởng đến tính thấm nước của đất, cản trở dòng thấm của nước.

1.3. Kết cấu của đất

Kết cấu của đất là sự sắp xếp các hạt đất với nhau, có ảnh hưởng đáng kể tới các tính chất vật lý và cơ học của đất. Kết cấu của đất phụ thuộc vào quá trinhg hình thành và tồn tại rất lâu nên rất đa dạng. Người ta thường phân kết cấu của đất thành ba loại sau:

1.3.1. Kết cấu hạt đơn

Loại này được hình thành do sự chìm lắng các hạt tương đối lớn trong môi trường nước. Những hạt này được sắp xếp cạnh nhau, giữa chúng không có lực liên kết (hình 1-2a)



a, **b,** **c,**

Hình 1.2

Kết cấu hạt đơn thường thấy trong các loại đất bụi, đất cát và cuội sỏi.

Kết cấu hạt đơn còn được phân ra là kết cấu xốp và kết cấu chặt

- Kết cấu xốp là sự sắp xếp các hạt một cách rời rạc, giữa chúng thường có lỗ hổng lớn. Loại đất này chịu lực yếu, gây lún lớn.

- Kết cấu chặt là sự sắp xếp các hạt liền khít và được chèn chặt với nhau. Loại đấtnày có hệ số rỗng nhỏ, sức chịu tải lớn và ít lún.

1.3.2. Kết cấu tổ ong

Các trầm tích gồm các hạt tương đối nhỏ, khi lắng đọng trọng lượng các hạt không đủ thắng được các lực tác dụng tương hỗ giữa chúng với nhau, các hạt bám vào nhau khi lắng xuống tạo thành nhiều lỗ hổng như tổ ong (hình 1-2b)

1.3.3. Kết cấu bông

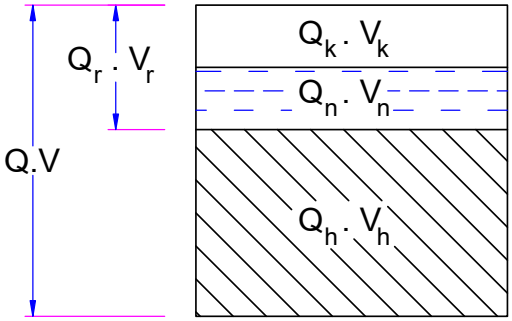
Các hạt kích thước rất nhỏ(hạt sét, hạt keo) thường lơ lửng trong nước trong một thời gian nhất định, sau đó chúng kết hợp vơi snhau rồi lắng xuống tạo thành các đám như bông (hình 1-2c)

1.4. Các chỉ tiêu vật lý chủ yếu của đất

Đất gồm có ba phần là hạt đất, nước và khí. Tỷ lệ giữa ba thành phần này sẽ gián tiếp cho biết đất là rỗng hay chặt, nặng hay nhẹ, khô hay ướt

Xét một mẫu đất có trọng lượng là Q và có thể tích là V. Tưởng tượng phần hạt nén chặt không còn lỗ rỗng có trong lượng là: Q_h và thể tích là V_h. Phần nước trong đất có trọng lượng Q_n và thể tích V_n. Phần khí trong đất có trọng lượng Q_k và thể tích là V_k.

Phần rỗng của đất có trọng lượng là Q_r và thể tích là V_r (hình 1-3)



Hình 1.3

Các chỉ tiêu vật lý của đất: có 9 chỉ tiêu

1.4.1. Trọng lượng riêng của đất.

a, Trọng lượng riêng tự nhiên:

Là trọng lượng của một đơn vị thể tích đất ở trạng thái tự nhiên ký hiệu: γ , công thức xác định:

$$\gamma = \frac{Q}{V} \qquad (kN/m^3;T/m^3) \qquad (1.1)$$

b, Trọng lượng riêng no nước:

Là trọng lượng của một đơn vị thể tich đất ở trạng thái no nước (là trạng thái mà các lỗ hổng trong đất đều chứa đầy nước) ký hiệu: γ_{nn}

Công thức xác định

$$\gamma_{nn} = \frac{Q_{nn}}{V} = \frac{Q_h + Q_n}{V} \qquad (kN/m^3;T/m^3) \qquad (1.2)$$

Trong đó: Q_n: là trọng lượng nước lấp đầy các lỗ rỗng

c, Trọng lượng riêng đẩy nổi:

Là trọng lượng của một đơn vị thể tích đất nằm dưới mặt nước tự do, ở trạng thái này đất chịu tác dụng của lực đẩy nổi Ac-si-mét, ký hiệu: $\gamma_{đn}$

Công thức xác định:

$$\gamma_{dn} = \frac{Q_h - \gamma_n . V_h}{V} \qquad (kN/m^3;T/m^3) \qquad (1.3)$$

Trong đó:

γ_n: là trọng lượng đơn vị của nước ($\gamma_n \approx 10$ kN/m^3)

d, Trọng lượng riêng khô:

Là trọng lượng của hạt đất trong một đơn vị thể tích đất ký hiệu: γ_k , công thức xác định: $\gamma_k = \frac{Q_h}{V}$ $(kN/m^3;T/m^3)$ *(1.4)*

e, Trọng lượng riêng hạt:

Là trọng lượng của một đơn vị thể tích hạt (không có lỗ rỗng) ký hiệu: γ_h, công thức xác định:

$$\gamma_h = \frac{Q_h}{V_h} \qquad (kN/m^3;T/m^3) \qquad (1.5)$$

Bảng 1-2: Trọng lượng riêng của các loại đất

TÊN ĐẤT	γ (kN/m^3)	γ_h (kN/m^3)	γ_k (kN/m^3)
Cát sỏi chặt	21.0	22.4	20.0
Cát xốp	15.0	19.0	12.0
Cát chặt	17.0	21.0	13.3
đất sét pha	16.0	19.0	15.4
Đất sét cứng	18.0	20.0	16.1
Đất sét dẻo	15.0	17.7	-

1.4.2. Độ rỗng và hệ số rỗng của đất

a, Độ rỗng:

Là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng với tổng thể tích toàn bộ của mẫu đất (bao gồm thể tích lỗ rỗng và thể tích hạt) ký hiệu n , công thức xác định

$$n = \frac{V_r}{V} \qquad (1.6)$$

b, Hệ số rỗng:

Là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng và thể tích hạt; ký hiệu e công thức xác định

$$e = \frac{V_r}{V_h} \qquad (1.7)$$

Giữa hai chỉ tiêu trên có sự liên hệ: $n = \frac{e}{1+e}$ hoặc $e = \frac{n}{1-n}$ *(1.8)*

1.4.3. Độ ẩm và độ bão hoà nước của đất

a, Độ ẩm của đất:

Là tỷ số giữa trọng lượng nước trong đất và trọng lượng hạt đất; ký hiệu W công thức xác định:

$$W = \frac{Q_n}{Q_h} \times 100 \qquad (\%) \qquad (1.9)$$

b, Độ bão hoà nước của đất:

Là tỷ số giữa thể tích nước trong đất và thể tích lỗ rỗng của đất, ký hiệu G công thức xác định

$$G = \frac{V_n}{V_r} \qquad (1.10)$$

Để đánh giá mức độ khô, ẩm của đất người ta dùng độ bão hoà để phân thành các trạng thái sau:

G = 0 : Đất khô
0 < G < 0.5 : Đất hơi ẩm
0.5 < G < 0.8 : Đất ẩm
0.8 < G < 1 : Đất no nước
G = 1 : Đất bão hoà nước (các lỗ đều chứa đầy nước)

1.4.4. Mối liên hệ giữa các chỉ tiêu vật lý của đất

Giữa các chỉ tiêu vật lý của đất có sự liên hệ chung về số lượng qua định nghĩa và các công thức tính có thể rút gọn sự liên hệ giữa các chỉ tiêu qua bảng công thức sau.

Bảng 1-3: Mối liên hệ giữa các chỉ tiêu vật lý của đất

TÊN GỌI	CHỈ TIÊU	CÔNG THỨC TÍNH			
		I	II	III	IV
Trọng lượng riêng hạt	γ_h	$\gamma_h = \gamma_k(1+e)$	-	$\gamma_h = \frac{\gamma_k}{1-n}$	-
Trọng lượng riêng tự nhiên	γ	-	$\gamma = \gamma_k(1+W)$	-	-
Trọng lượng riêng khô	γ_k	$\gamma_k = \frac{\gamma}{1+W}$	$\gamma_k = \gamma_h(1-n)$	$\gamma_k = \frac{\gamma_h}{1+e}$	-
Độ rỗng	n	$n = \frac{e}{1+e}$	-	$n = \frac{\gamma_h - \gamma_k}{\gamma_h}$	-
Hệ số rỗng	e	$e = \frac{n}{1-n}$	$e = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma} - 1$	$e = \frac{\gamma_h - \gamma_k}{\gamma_k}$	$e = \frac{W.\gamma_h}{G.\gamma_n}$

Độ ẩm	W	-	-	$W = \frac{\gamma - \gamma_k}{\gamma_k}$	$W = \frac{G.e.\gamma_n}{\gamma_h}$
Độ bão hoà	G	$G = \frac{\gamma_h.W}{e.\gamma_n}$	$G = \frac{\gamma_k.W}{n.\gamma_n}$	$G = \frac{\gamma.W}{n(1+W)}$	-

Các hệ quả

- Công thức xác định $\gamma_{dn} = \frac{\gamma_h - \gamma_n}{1+e}$
- Trong cùng một loại đất thì có sự liên hệ sau: $\gamma_h > \gamma > \gamma_k > \gamma_{dn}$

* Ví dụ áp dụng:

Hãy xác định trọng lượng riêng γ , trong lượng riêng khô γ_k, độ rỗng n, hệ số rỗng e, độ bão hoà nước G khi biết các số liệu sau đây qua thí nghiệm mẫu đất bằng dao vòng có thể tích V=59 cm^3, trọng lượng mẫu đất Q = 116,45G, và khi sấy khô mẫu đất có Q_h = 102,11 G, biết trọng lượng riêng hạt γ_h=2,8 G/cm^3.

Bài giải:

Các chỉ tiêu được xác định như sau:

- Trọng lượng riêng của mẫu đất: $\gamma = \frac{Q}{V} = \frac{116,45}{59} = 1.97$ G/cm^3
- Trọng lượng riêng khô của mẫu đất: $\gamma_k = \frac{Q_h}{V} = \frac{102,11}{59} = 1.73$ G/cm^3
- Độ rỗng: $n = \frac{\gamma_h - \gamma_k}{\gamma_h} = \frac{2.8 - 1.73}{2.8} = 0.383$
- Hệ số rỗng e: $e = \frac{n}{1-n} = \frac{0.383}{1-0.383} = 0.619$
- Độ ẩm : $W = \frac{\gamma - \gamma_k}{\gamma_k} = \frac{1.97 - 1.73}{1.73} = 0.139 = 13.9\%$
- Độ bão hoà nước: $G = \frac{\gamma_k.W}{n.\gamma_n} = \frac{1,73.0,139}{0,383.1} = 0,63$

1.5. Các chỉ tiêu trạng thái của đất

Hiện nay thường dùng hai chỉ tiêu Độ chặt (D) đối với đất cát và độ sệt (B) đối với đất dính để nói lên trạng thái vật lý của đất.

1.5.1. Độ chặt của đất

Các hạt đất là khung cốt chịu lực của đất, nếu các hạt đất không được sắp xếp chặt chẽ với nhau thì sẽ có nhiều lỗ hổng lớn và sức chịu lực của đất sẽ giảm, nếu các

hạt đất được chèn chặt với nhau thì thể tích lỗ hổng sẽ giảm đi và sức chịu lực của đất sẽ tăng lên. Vì vậy độ chặt là chỉ tiêu thể hiện sức chịu lực của đất

Để đánh giá độ chặt người ta dùng chỉ tiêu độ chặt (D)

$$D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \qquad (1.11)$$

Trong đó:

e_{max}: Hệ số rỗng ở trạng thái rời rạc của đất

e_{min}: Hệ số rỗng ở trạng thái đầm chặt của đất

e : Hệ số rỗng ở trạng thái tự nhiên của đất

Dựa vào các giá trị của độ chặt D người ta đưa ra tiêu chuẩn phân loại độ chặt của đất cát qua bảng 1-4

Ngoài ra để đánh giá độ chặt của đất một cách đơn giản có thể căn cứ vào hệ số rỗng e qua bảng 1-5

Bảng 1-4: Bảng phân loại độ chặt của đất cát theo độ chặt

Loại đất	Độ chặt
Đất cát chặt	$1 \geq D \geq 0,67$
Đất cát chặt vừa	$0,67 \geq D \geq 0,33$
Đất cát rời rạc	$0,33 \geq D \geq 0,0$

Bảng 1-5: Bảng phân loại độ chặt của đất cát theo hệ số rỗng

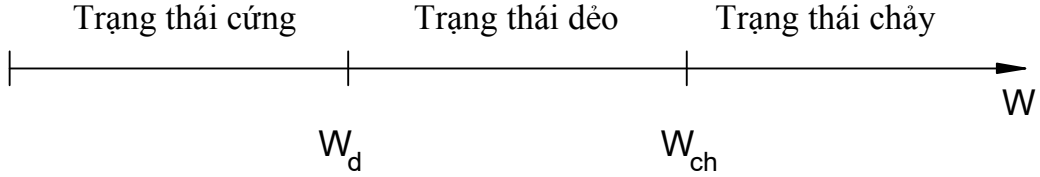
Loại đất	Độ chặt		
	Chặt	Chặt vừa	Xốp
Cuội sỏi, cát thô, cát trung	$e < 0.5$	$0.5 \leq e \leq 0.7$	$e > 0.7$
Cát nhỏ	$e < 0.6$	$0.6 \leq e \leq 0.75$	$e > 0.75$
Cát bột	$e < 0.6$	$0.6 \leq e \leq 0.8$	$e > 0.8$

1.5.2. Độ sệt của đất

Đất dính bao gồm phần lớn là các hạt sét, hạt keo có kích thước rất nhỏ có các trạng thái như sau:

- Khi khô đất dính rắn cứng, trạng thái này là trạng thái cứng
- Khi ẩm đất dính dẻo có thể lặn được, trạng thái này được gọi là trạng thái dẻo.
- Khi quá ẩm đất nhão ra như bùn, trạng thái này gọi là trạng thái chảy

Các trạng thái này được biểu diễn qua hình 1-4



Hình 1.4

Qua hình vẽ trên đất dính có 3 trạng thái là trạng thái cứng, trạng thái dẻo và trạng thái chảy. Giữa ba trạng thái này có 2 giá trị độ ẩm quan trọng:

- Độ ẩm làm cho đất chuyển từ trạng thái cứng sang trạng thái dẻo gọi là giới hạn dẻo ký hiệu: W_d
- Độ ẩm làm cho đất chuyển từ trạng thái dẻo sang trạng thái chảy gọi là giới hạn chảy, ký hiệu W_{ch}
- Để biết mẫu đất ở trạng thái nào người ta dùng chỉ tiêu độ sệt (B) công thức xác định độ sệt:

$$B = \frac{W - W_d}{W_{ch} - W_d} = \frac{W - W_d}{\Phi} \qquad (1.12)$$

Trong đó:

W_{ch}: độ ẩm ở trạng thái giới hạn chảy

W: là độ ẩm tự nhiên của đất

W_d: độ ẩm ở trạng thái giới hạn dẻo

Φ: Là chỉ số dẻo $\Phi = W_{ch} - W_d$

Căn cứ vào độ sệt B, người ta xác định trạng thái của đất dính theo bảng 1-6

1.6. Phân loại đất

Trong quá trình thi công chúng ta phải biết đánh giá và phân loại tình hình địa chất (loại đất) để từ đó có các phương pháp sử lý nền đất cho phù hợp

Bảng 1-6: Các trạng thái của đất dính phụ thuộc vào độ sệt

ĐỘ SỆT (B)	TRẠNG THÁI CỦA ĐẤT
$B \le 0$	Cứng
$0 < B \le 0,25$	Nửa cứng
$0,25 < B \le 0,5$	Dẻo cứng
$0,5 < B \le 0,75$	Dẻo mềm
$0,75 < B \le 1$	Dẻo chảy
$B > 1$	Chảy

Câu hỏi ôn tập

1- Nêu rõ nguyên nhân và quá trình hình thành đất

2- Nêu các thành phần cấu tạo của đất và ảnh hưởng của chúng tới tính chất cơ lý của đất.

3- Nước trong đất có mấy dạng và hoạt động của từng loại nước trong đất

4- Đất có mấy loại kết cấu và sự hình thành của các loại kết cấu đó

5- Để đánh giá độ chặt của đất người ta dùng các chỉ tiêu nào.

6- Giới hạn dẻo và giới hạn chảy là gì

Bài tập

1- Hãy xác định trọng lượng riêng tự nhiên (γ) của đất ở độ ẩm W = 25%. Biết rằng đất ở độ ẩm W = 6% thì đất có trọng lượng riêng tự nhiên $\gamma = 1.7\ T/m^3$

2- Hãy xác định hệ số rỗng e và độ rỗng n của một loại đất, biết trọng lượng của 1 m^3 đất đó sau khi sấy khô là 1,6 Tấn, đất có lượng riêng hạt γ_h = 2.65 T/m^3

3- Một m^3 cát khô nặng 1,6 Tấn. Hãy xác định trọng lượng của nó khi độ ẩm W=15% và khi ở trạng thái bão hoà nước. Biết trọng lượng riêng hạt γ_h = 2.65 T/m^3

4- Cần bao nhiêu nước vào một mẫu đất nặng 150 Gam, để tăng độ ẩm của nó từ 15% lên 20%.

Chương 2

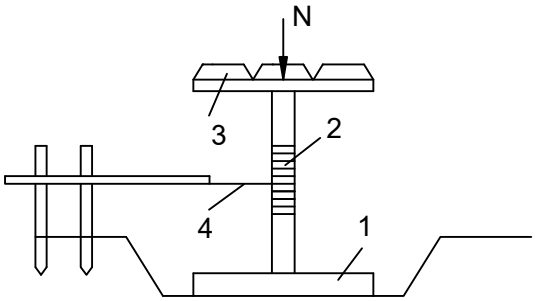
CÁC TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA ĐẤT

Khi xây dựng công trình trên nền đất hoặc các công trình bằng đất như đê, đập, đường sá chúng ta đều cần biết các tính chất cơ học chủ yếu của đất đá, đó là tính chịu nén, tính cố kết và thấm nước, tính chịu cắt, tính chịu đầm nén,

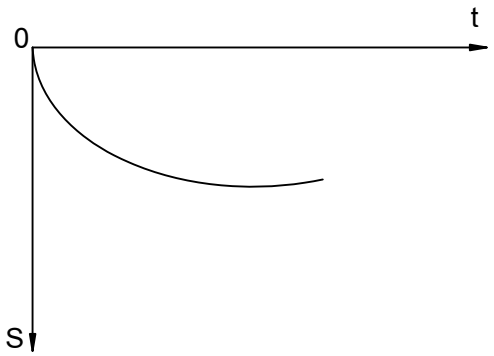
2.1. Tính chất chịu nén của đất:

2.1.1. Thí nghiệm nén đất ở hiện trường:

Để nghiên cứu tính chịu nén của đất nền người ta thường đào một hố đến lớp đất cần đặt móng. Dùng một bản cứng bằng bê tông hoặc gang có diện tích F = 0.5 m^2 hoặc F = 1.0 m^2 hình tròn hoặc vuông (1). Đặt bản này xuống đáy hố. Trên mặt bản dựng một trụ đỡ có khắc vạch (2) và bàn gia tải (3) dụng cụ đo lún (4) như hình 2-1.



Hình 2.1



Hình 2.2

Người ta đặt một tải trọng N nên bản gia tải (3) thì áp lực dươí đáy bản (1) là:

$$P = \frac{N}{F} \qquad (2.1)$$

Người ta đo độ lún của bản ở từng thời điểm qua kim (4) cho đến khi ngừng lún. Lấy các số liệu thu được ta vẽ được biểu đồ như hình 2-2 gọi là biểu đồ "Độ lún - thời gian"

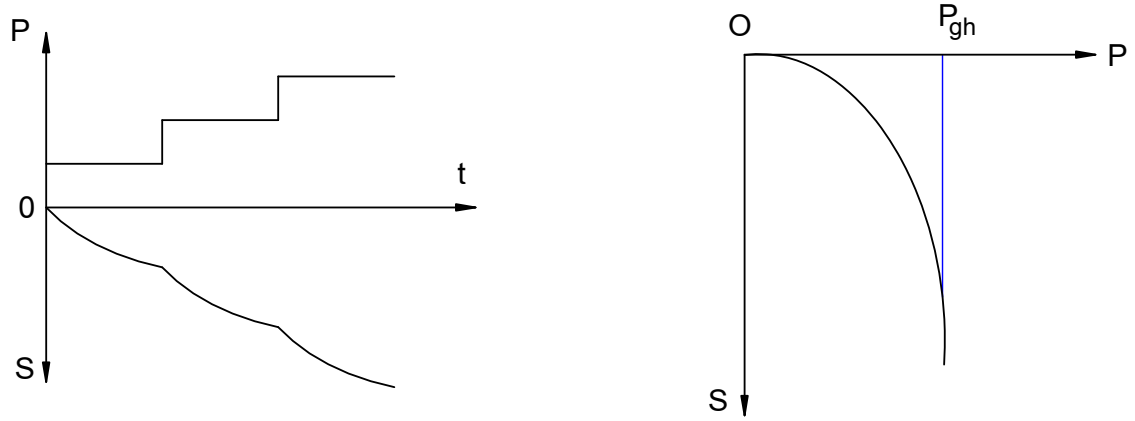
Qua hình 2-2 chúng ta thấy rằng dưới tác dụng của một tải trọng nào đó thì độ lún của bản tăng lên theo thời gian, đầu tiên tăng nhanh sau giảm dần, đến một thời gian nào đó thì ngừng hẳn.

Nếu người ta tăng tải trọng theo từng cấp một. Mỗi cấp tải trọng đều theo dõi độ lún theo thời gian đến khi ngừng lún. Các số liệu thu được cho ta vẽ được các biểu đồ như hình 2-3

Hình 2-3a cho ta thấy quá trình tăng tải và độ lún theo thời gian.

Hình 2-3b thể hiện quan hệ "Độ lún - tải trọng".

Khi mới tăng tải quan hệ S - P gần như là đường thẳng. Sau đó độ cong tăng lên chứng tỏ độ lún tăng lên nhanh hơn. Đến một giá trị nào đó độ lún tăng đột ngột là đất bị phá hoại. Giá trị tải trọng đó gọi là giời hạn P_{gh} .

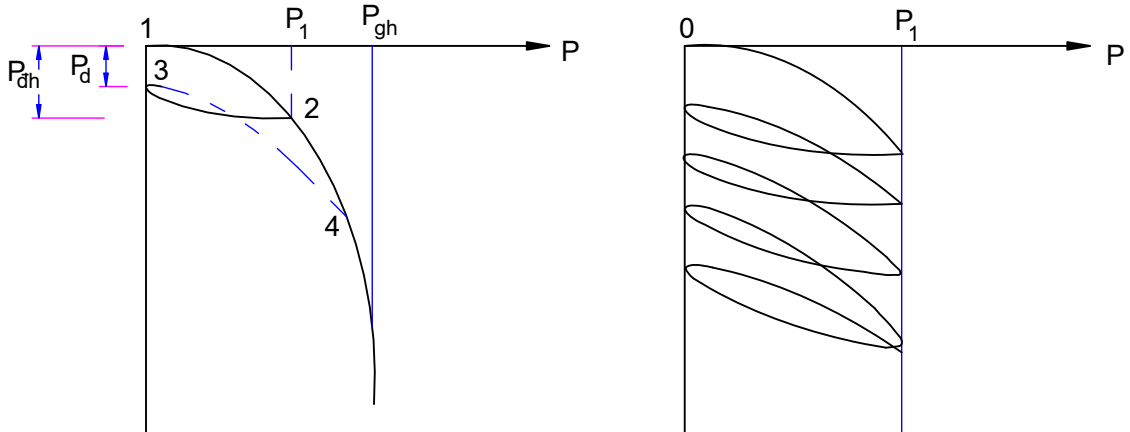


a, **b,**

Hình 2.3

Nếu ta tăng tải trọng đến một giá trị $P_1 < P_{gh}$ rồi ta giảm tải trọng, trong quá trình giảm tải cũng theo dõi độ lún chúng ta nhận thấy độ lún của bản có giảm đi (tức là đất có nâng cao lên). Hình 2-4 cho ta thấy đường giảm tải (2-3). Đoạn S_{dh} là biến dạng đàn hồi của nền. Đoạn S_d là biến dạng dư của đất.

Đường "chấm chấm" (2-4) thể hiện quan hệ "Độ lún - tải trọng" khi tăng tải lần thứ hai.



Hình 2.4 **Hình 2.5**

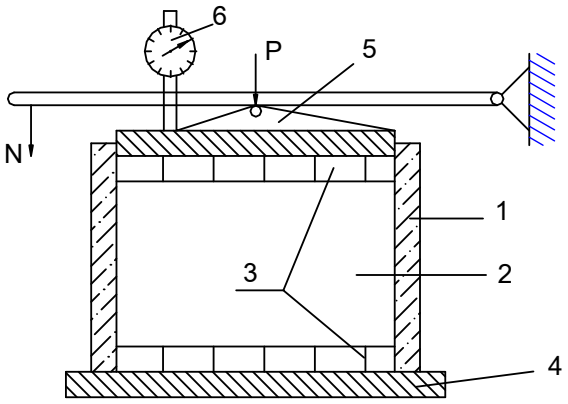
Nếu chúng ta tăng tải chỉ đến giá trị P_1 rồi lại giảm đến hết, lập chu kỳ nhiều lần ta thấy đường quan hệ "Độ lún - tải trọng " như hình 2.5.

Hình 2.5 biểu diễn quan hệ P -S , cho thấy sau mỗi lần tăng tải đến P_1 đất đều có biến dạng đàn hồi và biến dạng dư. Quan hệ P - S trở thành đường thẳng.

2.1.2. Thí nghiệm nén đất trong phòng:

Máy nén đất trong phòng gồm các bộ phận chủ yếu là hộp đựng mẫu (1) bằng đồng, trong đựng mẫu đất (2), mặt trên và dưới mẫu đất đặt hai viên đá thấm nước (3), mẫu đặt lên đế (4) có khe thoát nước, phía trên có bản cứng bằng đồng để truyền tải trọng ép cho mẫu (5) chuyển vị kế (6) như hình 2.6

Tác dụng lực nén lên mẫu theo từng cấp 0,5; 1 ; 2; 3; 4 (dN/cm^2)ở từng cấp tải trọng đều theo dõi độ lún cho đến khi ngừng qua chuyển vị kế.



Hình 2.6

Nếu gọi H: Chiều cao của mẫu đất ban đầu lúc chưa đặt tải

H_1 : Chiều cao của mẫu dưới tải trọng P_1

ΔS_1 : Độ lún lớn nhất dưới tải trọng P_1

h_0 : Chiều cao hạt của mẫu

Ta sẽ tính được giá trị :

$$H_1 = H - \Delta S_1 \qquad (2.2)$$

Hệ số rỗng tương ứng:

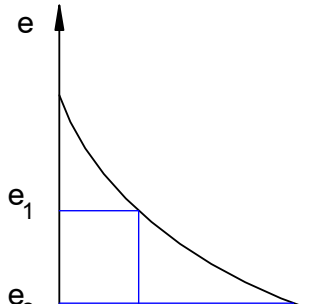
$$e_1 = \frac{H_1 - h_0}{h_0} \qquad (2.3)$$

với $$h_0 = \frac{\gamma_k . V}{\gamma_h} \qquad (2.4)$$

Trong đó:

γ_k : trọng lượng riêng khô

γ_h : trọng lượng riêng hạt



V : Thể tích mẫu đất

Ứng với mỗi cấp tải trọng P_i ta xác định được hệ số rỗng e_i và vẽ được đường cong quan hệ P_i, e_i như hình 2.7.

Hình 2.7

Đường cong trên hình 2.7 gọi là đường cong nén không cho nở hông.

a, Hệ số nén lún:

Trên hình 3-7 : Nếu tải trọng P_2 không lớn hơn P_1 nhiều, đoạn đường cong nén có thể coi là đường thẳng. Ta có giá trị:

$$a = \frac{e_1 - e_2}{P_1 - P_2} \qquad (cm^2/N) \qquad (2.5)$$

a : gọi là hệ số nén lún, biểu diễn sự thay đổi hệ số rỗng khi tăng áp lực P lên một đơn vị

Hệ số nén lún a càng lớn chứng tỏ đất biến dạng càng nhiều khi chịu tác dụng của tải trọng.

Để đánh giá tính nén lún của đất người ta phân loại như bảng 2.1

Bảng 2.1: Đánh giá tính nén lún của đất

Hệ số a (cm^2/dN)	Tính nén lún của đất
< 0,001	Không có tính nén lún
0,001 – 0,005	Tính nén lún nhỏ
0,005 – 0,01	Tính nén lún vừa
0,01 – 0,1	Tính nén lún lớn
> 0,1	Tính nén lún rất lớn

b, Công thức tính lún:

Khi ép mẫu đất, ta biết ứng với áp lực P_1 mẫu đất có chiều cao h_1, sau khi tăng áp lực lên P_2 mẫu đấtcó chiều cao h_2. Độ lún của mẫu là:

$$S = h_1 - h_2$$

Dưới tác dụng của tải trọng các hạt đất bị ép sát vào nhau, độ rỗng giảm đi, thể tích hạt đất không biến đổi.

Vậy ta có thể viết đẳng thức sau:

$$V_h = \frac{1}{1+e_1} . F. h_1 = \frac{1}{1+e_2} . F. h_2 \qquad (2.6)$$

$$\text{hay } h_2 = \frac{1+e_2}{1+e_1} . h_1 \qquad (6.7)$$

$$S = h_1 - h_2 = \left(\frac{e_1 - e_2}{1+e_1} \right) . h_1 \qquad (2.8)$$

theo công thức (2-5) ta có $(e_1 - e_2) = a (P_2 - P_1)$

Vậy $S = \frac{a}{1+e_1}(P_2 - P_1). h_1$ đặt $a_0 = \frac{a}{1+e_1}$ và $\Delta P = P_2 - P_1$

Rút ra $S = a_0.\Delta P.h_l$ *(2.9)*

a_0 được gọi là hệ số nén lún tương đối hay là môđuyn lún

Nếu áp lực ban đầu $P_l = 0$ thì $h_l = H$, ta có công thức tính lún:

$$S = a_o.p.H \qquad (2.10)$$

2.2. Tính chất thấm của đất:

Qua thí nghiệm nén đất chúng ta nhận thấy độ lún của đất dưới tác dụng của tải trọng không xẩy ra tác thì mà kéo dài theo thời gian. Khoảng thời gian lâu hay chóng tuỳ thuộc vào từng loại đất. Đối với đất cát cuội sỏi thường độ lún chấm dứt sau một thời gian ngắn do tác dụng của tải trọng làm các hạt sắp xếp lại. Đối với đất dính thời gian lún kéo dài rất lâu, nguyên nhân là do sự sắp xếp lại các hạt đòi hỏi phải phá vỡ các liên kết keo dính giữa chúng, ngoài ra nếu trong lỗ hổng có đầy nước thì nước sẽ bị ép ra ngoài. Nếu các hạt đất càng nhỏ thì quá trình lún càng lâu kết thúc. Hiện tượng lún theo thời gian nói trên gọi là cố kết thấm của đất dính.

2.2.1. Định luật thấm:

Đối với đất có kích thước các hạt cát và bé hơn, thì như các thí nghiệm của Đac xi, Jukovxki, Paplovxki, cho thấy chuyển động của nước tự do trong các lỗ hổng là thuộc loại chảy tầng. Vì thế đối với đất này, để nghiên cứu hiện tượng thấm , có thể áp dụng định luật Đarxi.

$$Q = k.F.J.t \qquad (2.11)$$

Trong đó:

Q : lượng nước thấm qua mặt cắt F trong thời gian t

F : diện tích mặt cắt vuông góc với dòng thấm.

t : thời gian thấm

k : hệ số tỷ lệ gọi là hệ số thấm

J : Građien thuỷ lực, bằng tỉ số giữa tổn thất cột nước và chiều dài đường thấm

$$J = \frac{dh}{dl}$$

dh: chênh lệch cột nước giữa hai điểm quan sát

dl : khoảng cách giữa hai điểm đó

Như vậy, định luật thấm phát biểu: Lượng nước thấm chảy qua một mặt cắt nhất định và trong một thời gian nhất định tỉ lệ với Građien thuỷ lực, thời gian thấm và diện tích mặt cắt ấy.

Nếu ký hiệu lưu tốc thấm, tức là lượng nước thấm trên một đơn vị diện tích và trong một đơn vị thời gian là v :

$v = \frac{Q}{F.t}$ thì công thức có dạng : $v = k.J$ *(2.12)*

Đây chính là biểu thức toán học của định luật thấm cho thấy rằng, khi quá trình nước thấm trong đất diễn ra theo quy luật chảy tầng, thì lưu tốc thấm tỉ lệ thuận với Građien thuỷ lực.

Từ công thức (2-12) có thể thấy rằng, hệ số thấm k chính bằng lưu tốc thấm khi Građien thuỷ lực J = l. Đơn vị của k là cm/s.

Hệ số thấm k là một đặc trưng qan trọng để đánh giá tính thấm của đất. Mỗi loại đất khác nhau có hệ số k khác nhau như sau:

Đất cát	$k = 1.10^{-1} \div 1.10^{-4}$ cm/s
Đất cát pha sét	$k = 1.10^{-3} \div 1.10^{-6}$cm/s
Đất sét pha cát	$k = 1.10^{-5} \div 1.10^{-8}$ cm/s
Đất sét	$k = 1.10^{-7} \div 1.10^{-10}$ cm/s

2.2.2. Các nhân tố ảnh hưởng đến tính thấm của đất:

Đất thấm nhiều hay ít là do ảnh hưởng của nhiều yếu tố, trong đó phải kể đến điều kiện hình thành và tồn tại của đất, kết cấu và kiến trúc của đất, kích thước và hình dáng của hạt, thành phần dung dịch nước lỗ hổng và lượng chứa các khí kín.

Trong quá trình tồn tại, các lớp đất ngày càng bị nén chặt dưới trọng lượng của các lớp tạo thành sau lắng đọng ngày càng dày ở bên trên, do đó lỗ hổng của chúng ngày càng giảm đi và tính thấm của chúng ngày càng bé.

Kích thước và hình dáng các hạt cũng như cấp phối của đất có liên quan đến kích thước và số lượng các lỗ hổng, tức là với lượng nước kết hợp, do đó ảnh hưởng quan trọng đến tính thấm của đất. Đất cát có kích thước lỗ hổng lớn, hơn nữa trong đất cát không có nước kết hợp, nên tính thấm của đất cát lớn, đất sét có kích thước lỗ hổng bé, có nước kết hợp bao bọc, nên tính thấm bé.

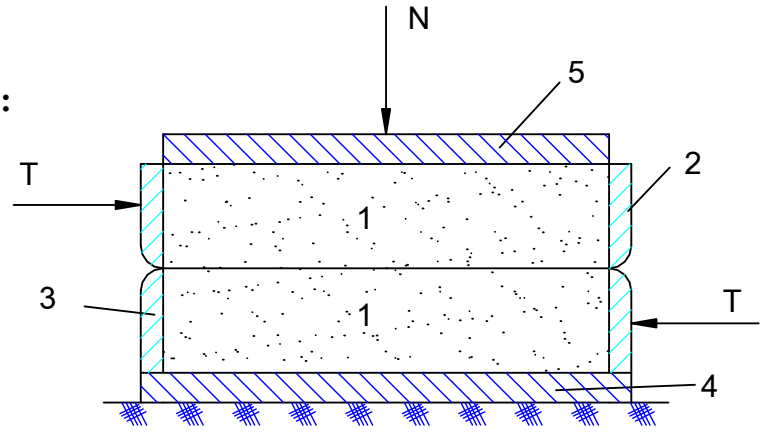
Thành phần dung dịch nước lỗ hổng ảnh hưởng đến tính thấm của đất thông qua cơ chế của sự trao đổi ion làm cho chiều dày màng nước kết hợp bao bọc hạt đất tăng hoặc giảm, dẫn tới tính thấm của đất sẽ tăng giảm theo.

Ảnh hưởng của khí kín đối với tính thấm của đất thể hiện ở chỗ làm tắc đường thấm nước. Khi lượng khí kín trong đất nhiều, thì tính thấm giảm so với khi trong đất không có khí kín.

2.3. Cường độ chống cắt của đất:

2.3.1. Thí nghiệm cắt trực tiếp:

Để xác định cường độ chống cắt của đất, hiện nay người ta hay dùng máy cắt trực tiếp có sơ đồ như hình 2-8



Hình 2.8

Mẫu đất (1) được đặt trong hộp cứng bằng kim loại gồm phần trên (2) và phần dưới (3), hai phần này có thể trượt lên nhau. Hộp cắt được đặt trên đáy (4). Trên mặt mẫu đất có bản nén (5)

Thao tác thí nghiệm như sau:

Đầu tiên người ta tác dụng lên mẫu nén một lực nén N, như vậy áp suất trên mặt mẫu là:

$$p = \frac{N}{F}$$

F : Diện tích tiết diện ngang của mẫu

ứng suất nén theo phương thẳng góc với mặt chịu cắt là : $\sigma = P$

Đợi cho mặt nén ngừng lún, người ta tác dụng 2 lực ngang trái chiều T tạo ra ứng suất cắt ở mặt phẳng chịu cắt là:

$$\tau = \frac{T}{F}$$

Lực T được tăng dần cho đến khi hai phần (2) và (3) trượt lên nhau chứng tỏ mẫu đất đã bị cắt. Có nghĩa ứng suất cắt đã bằng cường độ chống cắt của đất $\tau = S$

Người ta thấy rằng khi thay đổi ứng suất nén σ thì cường độ chống cắt S cũng thay đổi.

a, Cường độ chống cắt của đất rời:

Làm thí nghiệm cắt với mẫu đất cát dưới tác dụng các ứng suất nén khác nhau sẽ thu được các cường độ chống cắt tương ứng. Thí dụ:

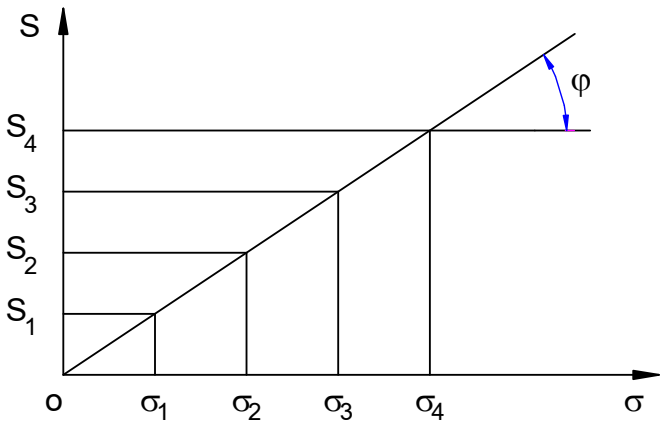
$\sigma_1 = 0,5$ daN/cm^2 : S_1

$\sigma_2 = 1,0$ daN/cm^2 : S_2

$\sigma_3 = 2,0$ daN/cm^2 : S_3

$\sigma_4 = 3,0$ daN/cm^2 : S_4

Dùng các số liệu trên vẽ thành biểu đồ quan hệ "σ - S", đó là một đường thẳng đi qua gốc tọa độ như hình 2-9



Hình 2.9

Nếu gọi góc nghiêng của đường thẳng là φ , ta có thể viết phương trình đường thẳng này như sau:

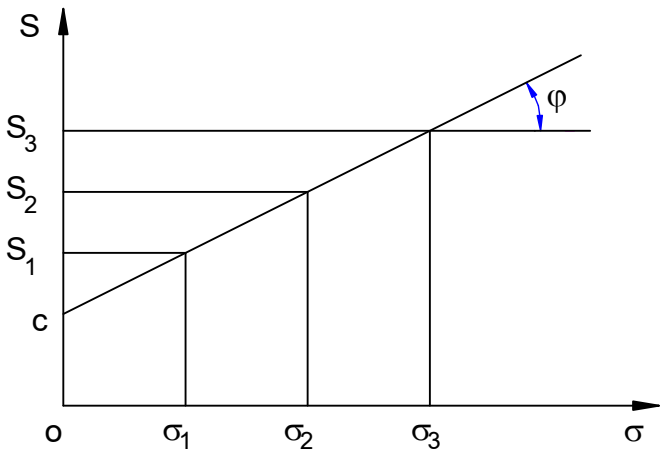
$$S = \sigma \cdot tg\varphi \qquad (2.13)$$

b, Cường độ chống cắt của đất dính

Làm thí nghiệm cắt trực tiếp với một loại đất dính nào đó, ta sẽ thu được kết quả như hình 2-10

Qua hình 2-10, ta thấy đường cường độ chống cắt của đất dính phụ thuộc vào ứng suất nén σ không đi qua gốc toạ độ mà cắt ở trục tung S ở một điểm có giá trị đúng bằng lực dính đơn vị của đất c.

Nếu gọi góc nghiêng của đường thẳng là φ, ta có phương trình:



Hình 2-10

$$S = \sigma \cdot tg\varphi + c \qquad (2.14)$$

Người ta cho rằng tgφ biểu hiện sự ma sát. Nên góc nghiêng φ gọi là góc ma sát trong. Với $tg\varphi = f$ (hệ số ma sát trượt)

c : biểu hiện sự liên kết giữa các hạt, nghĩa là khi biến dạng còn rất nhỏ đất dính đã có một cường độ chống cắt nhất định.

2.3.2. Các nhân tố ảnh hưởng đến cường độ chống cắt của đất:

Do cấu tạo bản thân phức tạp, các loại đất trong thiên nhiên không phải lúc nào cũng có cường độ chống cắt nhất định, trái lại sức chống cắt của đất là một đặc trưng có tính chất thay đổi và tuỳ thuộc theo điều kiện mỗi nơi mỗi lúc mà có những giá trị khác nhau, thực tế thấy có các nhân tố ảnh hưởng đến cường độ chống cắt như sau:

- Thành phần khoáng, hình dáng và cấp phối hạt đất. Với đất rời hạt càng to đều, hình dáng càng ghồ ghề góc ma sát trượt trong φ càng lớn thì cường độ chống cắt càng lớn. Với đất dính, ngoài hình dáng và cấp phối hạt thì thành phần khoáng còn quyết định chiều dày và độ nhớt của lớp màng mỏng xung quanh hạt, do đó ảnh hưởng đến lực dính C và cường độ chống cắt của đất.

- Ứng suất pháp trên mặt cắt. ứng suất làm tăng lực ma sát và lực liên kết giữa các hạt đất.

- Độ chặt ban đầu. Đất càng chặt thì lực ma sát và lực hút giữa các hạt đều lớn, do đó cường độ chống cắt của đất cũng lớn.

- Độ ẩm. độ ẩm thay đổi sẽ ảnh hưởng đến góc ma sát trong, và chiều dày lớp nước màng mỏng, trong đất dính, nên cường độ chống cắt cũng thay đổi. ở đất rời khi độ ẩm tăng, góc ma sát trong giữa các hạt giảm nên cường độ chống cắt giảm. ở đất dính, khi độ ẩm càng lớn, chiều dày của lớp nước màng mỏng sẽ càng lớn, độ chặt cũng như lực dính giữa các hạt giảm, cường độ chống cắt sẽ giảm đi.

2.4. Tính chất đầm nén của đất đắp:

Trong thực tế chúng ta thường thấy có những con đê, con đường đắp bằng đất. ở những công trình này, đất trở thành vật liệu xây dựng và chịu lực chủ yếu. Để đảm bảo cho những công trình này ổn định và chịu lực tốt, đất phải được đầm chặt bằng các dụng cụ đầm lèn.

Qua nhiều kết quả nghiên cứu cũng như kinh nghiệm thức tế, người ta thấy rằng độ chặt của đất đắp phụ thuộc chủ yếu vào công đầm lèn đất, năng lượng đầm lèn càng lớn thì càng đạt được độ chặt lớn. Ngoài yếu tố trên người ta cũng thấy nếu cho thêm nước vào đất, thì dễ đầm chặt hơn, đây là do nước làm giảm ma sát giữa các hạt đất hoặc giảm lực dính giữa các hạt sét. Càng cho thêm nước thì càng đầm lén chặt hơn, nhưng chỉ đến một giá trị nhất định của độ ẩm, nếu quá giới hạn này, lượng nước trong lỗ rỗng sẽ cản trở việc chèn chặt của các hạt. Độ ẩm của đất để có thể đầm lèn chặt nhất gọi là độ ẩm tốt nhất W_0. Trọng lượng riêng khô ứng với độ ẩm tốt nhất gọi là trọng lượng riêng khô (dung trọng khô) lớn nhất: γ_{max}

CÂU HỎI ÔN TẬP

1.Trong thí nghiệm nén đất ở hiện trường, người ta thấy biến dạng của đất có đặc tính gì?

2. Hệ số nén lún là gì ?

3. Hãy xây dựng công thức lún ?

4. Hãy trình bày nội dung định luật thấm, giải thích các đại lượng trong công thức tính thấm?

5. Nêu các nhân tố ảnh hưởng đến tính thấm của đất?

6. Hãy nêu tính chống cắt của đất rời?

7. Hãy nêu tính chống cắt của đất dính?

8. Nếu các nhân tố ảnh hưởng đến tính chống cắt của đất?

9. Hãy nêu tính chất đầm nèn của đất.

Chương 3
PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT

3.1 Khái niệm chung:

Muốn nghiên cứu tính ổn định, cường độ chịu tải và tình hình biến dạng của đất nền, cũng như muốn tính toán móng và các công trình xây dựng trong đất, cần phải biết trạng thái ứng suất của đất trong phạm vi nghiên cứu. Trạng thái ứng suất trong đất được đặt trưng bằng các ứng suất pháp σ và ứng suất tiếp τ.

Trong thực tế công trình ta phân biệt các loại ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây nên; ứng suất do tải trọng ngoài gây nên (còn gọi là ứng suất bản thân); ứng suất thuỷ động do dòng nước chảy thấm gây nên; ứng suất tiếp xúc, tức là áp lực do tải trọng bên ngoài tác dụng lên đất nền ở chiều sâu đáy móng. Vì mỗi loại ứng suất có những đặc điểm khác nhau cho nên cách tính toán cũng không giống nhau.

Đã từ lâu người ta quan tâm giải quyết vấn đề này cả trên lĩnh vực nghiên cứu lý luận và thực nghiệm. Cho đến nay, trong việc tính toán sự phân bố ứng suất vẫn áp dụng các công thức của lý thuyết đàn hồi.

Đất là một vật thể nhiều pha, giữa các hạt đất có lỗ hổng. Tải trọng tác dụng trên ccshật đất thông qua các điểm tiếp xúc giữa chúng mà truyền đi từ hạt này sang hạt khác. Nói ứng suất của đất "tại một điểm" là nói ứng suất trung bình giả định tại điểm

đó trên một đơn vị tiết diện của các hạt đất và lỗ hổng, chứ thực ra không phải là ứng suất tác dụng lên hạt đất.

Ngoài ra cần chú ý rằng trị số ứng suất mà ta xét ở đây tương ứng với điều kiện ứng suất và biến dạng đã ổn định của đất dưới tác dụng của tải trọng.

3.2 Phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân của đất gây nên:

Bản thân đất nằm trong trạng thái tự nhiên cũng đã chịu một tải trọng do chính những lớp đất nằm trên đè xuống. Tải trọng này gây ra cho đất một ứng suất gọi là ứng suất bản thân.

3.2.1. Nền đất đồng nhất

Nếu nền đất đồng nhất và do đó sự thay đổi của trọng lượng riêng không đáng kể thì giá trị ứng suất bản thân tỉ lệ thuận với chiều sâu của lớp đất muốn tính.

$$\sigma_{bt} = \gamma \, . \, h \qquad (3.1)$$

Trong đó:

γ: trọng lượng riêng của đất tự nhiên

h : chiều sâu cách mặt đất tại điểm muốn tính

3.2.1. Nền đất không đồng nhất

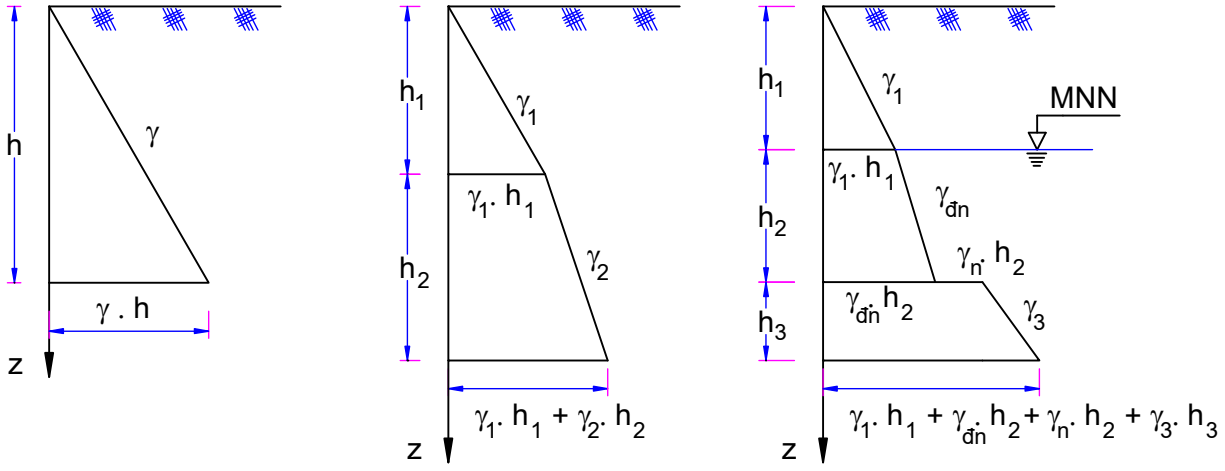
Nếu nền đất có nhiều lớp đất khác nhau thì ứng suất bản thân được xác định theo công thức:

$$\sigma_{bt} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i . h_1 \qquad (3.2)$$

Trong đó: γ_i : trọng lượng riêng của lớp thứ i

h_i : chiều dày lớp đất thứ i bên trên điểm muốn tính

Nếu đất không no nước, γ là trọng lượng riêng ứng với độ ẩm thiên nhiên. Nếu đất nằm dưới mực nước ngầm và là loại đất thấm nước thì trong công thức (3-2) phải dùng trọng lượng riêng của đất trong nước γ_{dn} . Lực đẩy Arsimet không có tác dụng với các lớp đất sét chặt mà thực tế có thể coi là không thấm nước. Hình 3- 1 minh hoạ phương pháp tính σ_{bt} .



Hình 3.1

Qua công thức (3.1) và (3.2) và hình 3.1, ta thấy biểu đồ phân phối ứng suất bản thân của đất có một số nhận xét sau:

- Biểu đồ ứng suất bản thân của đất đồng nhất là một đường thẳng.

- Biểu đồ ứng suất bản thân của đất không đồng nhất là đường gẫy khúc, điểm gẫy khúc tại nơi tiếp xúc giữa hai lớp.

- Biểu đồ ứng suất bản thân có bước nhảy tại mặt tầng lớp đất không thấm nước, giá trị bước nhảy bằng trọng lượng của lớp nước đè lên nó.

- Với lớp đất rời bị ngâm trong nước, khi tính toán phải dùng trọng lượng riêng đẩy nổi của đất.

3.3. Phân bố ứng suất do tải trọng ngoài gây nên trong nền đồng nhất:

3.3.1 Tác dụng của lực tập trung thẳng đứng:

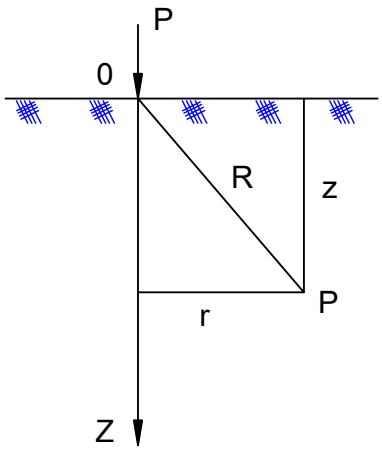
Trong thực tế, trường hợp lực tập trung tác dụng trên đất nền không gặp. Tải trọng bao giờ cũng thông qua đáy móng mà truyền tới đất nền trên một diện tích nhất định. Mặc dù vậy, bài toán xác định ứng suất trong đất dưới tác dụng của lực tập trung vẫn có một ý nghĩa cơ bản về mặt lý thuyết và là cơ sở để giải quyết các bài toán tính ứng suất khi tải trọng phân bố trên diện tích theo các hình dạng khác nhau.

a, Trường hợp tác dụng là một lực tập trung thẳng đứng :

Ở bài toán một lực tập trung thẳng đứng tác dụng trên mặt đất chỉ xét đến thành phần ứng suất phụ thêm theo trục thẳng đưng so với mặt đất nằm ngang, do một lực tập trung gây ra.

Giả sử có một lực tập trung P tác dụng trên mặt đất, ta cần xác định ứng suất phụ thêm do lực P gây ra tại điểm M ở độ sâu z (m) trong đất

Trước hết chọn trục thẳng đứng z đi qua điểm đặt lực P và một số ký hiệu khác như hình 3.2.



Hình 3.2

Theo nhà khoa học Pháp Jbutinét giải quyết và rút ra biểu thức ứng suất do lực tập trung P gây ra tại điểm M khi không cho đất nở hông là:

$$\sigma_z = \frac{3.P.z^3}{2.\pi.R^5} \qquad (3.3)$$

Trên hình 3-2 ta có: $R = \sqrt{z^2 + r^2}$

Do vậy công thức (3-3) trở thành:

$$\sigma_z = \frac{3.P}{2.\pi.} \times \frac{z^3}{(z^2 + r^2)^{5/2}} = \frac{3.P}{2.\pi.z^2} \left(\frac{z^2}{(z^2 + r^2)} \right)^{5/2}$$

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

đặt $k = \frac{3}{2.\pi} \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{5/2}$

Vậy ứng suất phụ thêm do lực tập trung P gây ra tại một điểm M bất kỳ trong đất có dạng:

$$\sigma_z = k. \frac{P}{z^2} \qquad (3.4)$$

Trong đó :

k : hệ số phụ thuộc vào tỉ số r/z đưice lập thành bảng tra sẵn ở bảng 3.1.

r : Khoảng cách tại điểm đang xét đến trục Oz

z : Khoảng cách từ điểm đang xét đến mặt đất.

Bảng 3.1 :Bảng giá trị hệ số k

$\frac{r}{z}$	k	$\frac{r}{z}$	k	$\frac{r}{z}$	k	$\frac{r}{z}$	k
0	0.4775	0.58	0.2313	1.16	0.0567	1.74	0.0147
0.02	0.4770	0.60	0.2214	1.18	0.0539	1.76	0.0141
0.04	0.4756	0.62	0.2117	1.20	0.0513	1.78	0.0135
0.06	0.4732	0.64	0.2024	1.22	0.0489	1.80	0.0129
0.08	0.4699	0.66	0.1934	1.24	0.0466	1.82	0.0124
0.10	0.4657	0.68	0.1846	1.26	0.0443	1.84	0.0119
0.12	0.4607	0.70	0.1762	1.28	0.0422	1.86	0.0114
0.14	0.4548	0.72	0.1681	1.30	0.0402	1.88	0.0109
0.16	0.4482	0.74	0.1603	1.32	0.0384	1.90	0.0105
0.18	0.4409	0.76	0.1527	1.34	0.0365	1.92	0.0101

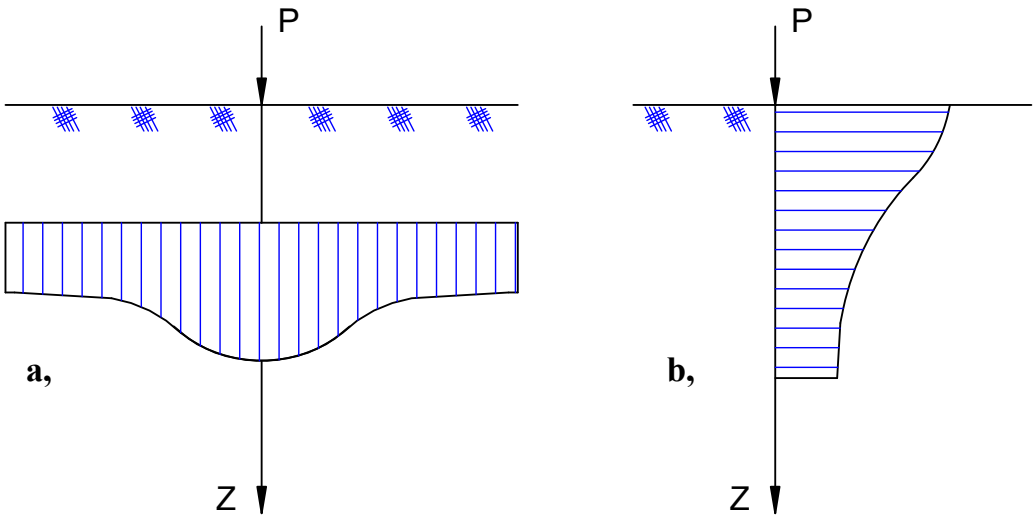
0.20	0.4329	0.78	0.1455	1.36	0.0348	1.94	0.0097
0.22	0.4242	0.80	0.1386	1.38	0.0332	1.96	0.0093
0.24	0.4151	0.82	0.1320	1.40	0.0317	1.98	0.0089
0.26	0.4054	0.84	0.1257	1.42	0.0302	2.00	0.0085
0.28	0.3954	0.86	0.1196	1.44	0.0283	2.10	0.0070
0.30	0.3849	0.88	0.1138	1.46	0.0275	2.20	0.0058
0.32	0.3742	0.90	0.1083	1.48	0.0263	2.30	0.0048
0.34	0.3632	0.92	0.1031	1.50	0.0251	2.40	0.0040
0.36	0.3621	0.94	0.0981	1.52	0.0240	2.50	0.0034
0.38	0.3408	0.96	0.0933	1.54	0.0229	2.60	0.0029
0.40	0.3294	0.98	0.0887	1.56	0.0219	2.70	0.0024
0.42	0.3181	1.00	0.0844	1.58	0.0209	2.80	0.0021
0.44	0.3068	1.02	0.0803	1.60	0.0200	2.90	0.0017
0.46	0.2955	1.04	0.0764	1.62	0.0191	3.00	0.0015
0.48	0.2843	1.06	0.0727	1.64	0.0183	3.50	0.0007
0.50	0.2733	1.08	0.0691	1.66	0.0175	4.00	0.0004
0.52	0.2625	1.10	0.0658	1.68	0.0167	4.50	0.0002
0.54	0.2518	1.12	0.0626	1.70	0.0160	5.00	0.0001
0.56	0.2414	1.14	0.0595	1.72	0.0153	>5.00	0.0000

Từ công thức (3.4) và bảng 3.1 ta nhận thấy:

- Khi z tăng thì σ_z càng giảm , chứng tỏ ứng suất tại những điểm nằm càng sâu trong càng giảm nhỏ, hay ảnh hưởng lực P vào đất càng nhỏ.

- Khi r tăng thì hệ số k giảm và ứng suất phụ thêm σ_z cũng giảm, chứng tỏ rằng ở cùng độ sâu điểm nằm càng xa lực P ứng suất phụ thêm càng giảm.

- Biểu đồ ứng suất phụ thêm do lực P gây ra được biểu diễn như hình 3-3



Hình 3.3

a : Khi z không đổi, r thay đổi

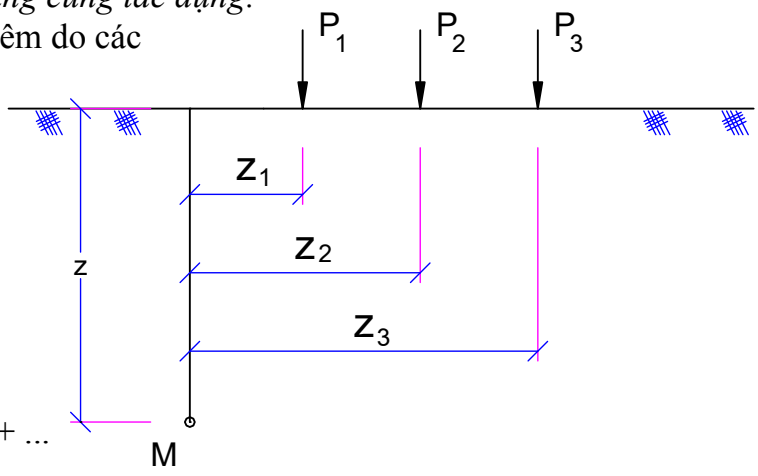
b : Khi z thay đổi, r không đổi

b, Trường hợp có nhiều lực tập trung cùng tác dụng:

Để xác định ứng suất phụ thêm do các lực tập trung đồng thời gây ra tại một điểm , ta dùng nguyên lý cộng tác dụng.

Giả sử có các lực tập trung P_1, P_2, P_3, . cùng tác dụng lên mặt đất như trên hình 3-4, thì tại một điểm M nào đó có thể tính bằng cách cộng tác dụng.

$$\sigma_z = k_1 \frac{P_1}{z^2} + k_2 \frac{P_2}{z^2} + k_3 \frac{P_3}{z^2} + ...$$



Hình 3.4

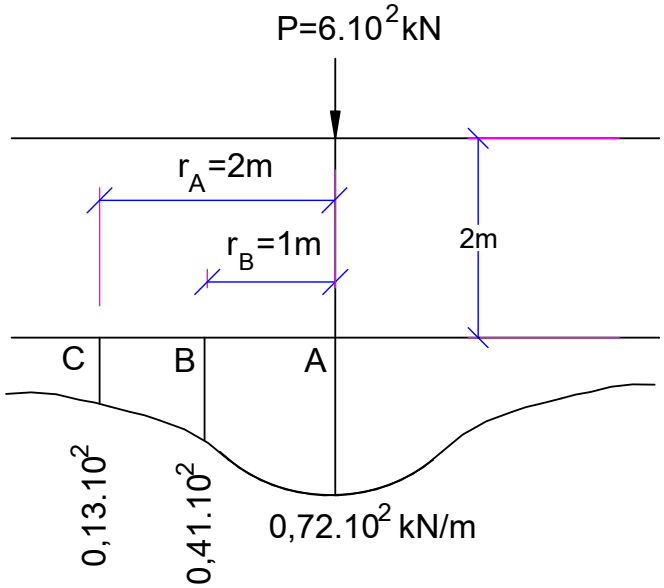
Hay một cách tổng quát:

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^{n} k_i . P_i \qquad (3.5)$$

Trong đó hệ số ki phụ thuộc vào tỉ số $\frac{r_i}{z}$ với r_i là khoảng cách từ điểm M nằm sâu z (m) tới trục đứng đi qua điểm đặt lực P_i

Ví dụ tính toán:

Có một lực thẳng đứng P = 6.10^2 KN, tác dụng trên mặt đất. Hãy tính ứng suất thẳng đứng tại các điểm A, B, C có r_A = 0 m, r_B = 1 m, r_C = 2 m và cách mặt đất 2 m, như
hình 3-5



Giải **Hình 3.5**

Ta có: $\frac{r_A}{z} = \frac{0}{2} = 0$ tra bảng 3-1 ta được $k_A = 0,4775$

$\frac{r_B}{z} = \frac{1}{2} = 0,5$ tra bảng 3-1 ta được $k_B = 0,2733$

$\frac{r_C}{z} = \frac{2}{2} = 1,0$ tra bảng 3-1 ta được $k_{BC} = 0,0844$

Vậy trị số ứng suất tại 3 điểm A,B,C là

$$\sigma_z^A = 0,4775\frac{6.10^2}{2^2} = 0,72.10^2 \quad (kN/m^2)$$

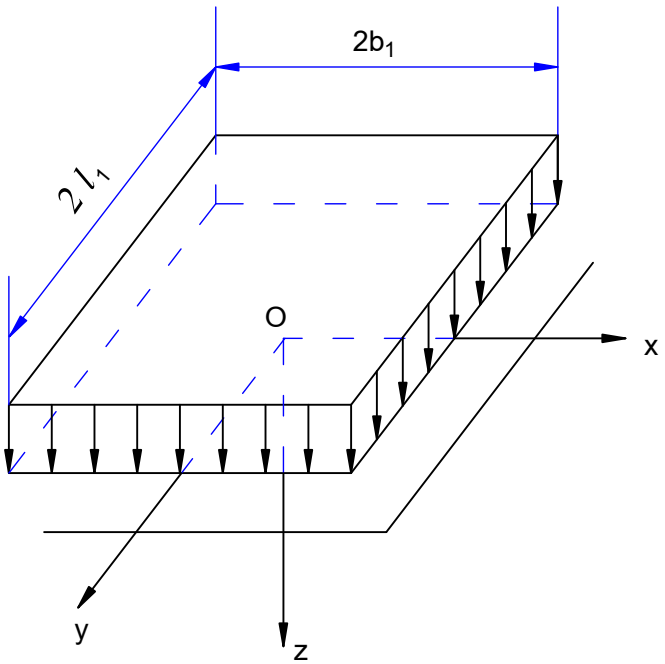
$$\sigma_z^B = 0,2733\frac{6.10^2}{2^2} = 0,41.10^2 \quad (kN/m^2)$$

$$\sigma_z^C = 0,0844\frac{6.10^2}{2^2} = 0,13.10^2 \quad (kN/m^2)$$

Biểu đồ ứng suất σ_z của những điểm nằm trên mặt phẳng song song với mặt đất và cách mặt đất 2m, như trên hình 3-5

3.3.2. Tải trọng phân bố đều trên diện tích chữ nhật:

Bài toán xác định ứng suất trong đất khi cí tác dụng của tải trọng phân bố đều trên diện tích chữ nhật như Hình 3-6. Có thể giải trên cơ sở ứng dụng công thức của Jbutxinet. Muốn thế, lấy một diện tích chịu tải vô cùng bé. Tải trọng tác dụng trên đó có thể thay đổi bằng một lực tập trung tương đương , áp dụng công thức (3-3), tính σ_z tại một điểm M nhất định, rồi tính phân theo hai hướng từ - l_1 đến + l_1 và từ - b_1 đến + b_1 . Ta sẽ được công thức tính ứng suất dưới tác dụng của tải trọng phân đều trên diện tích chữ nhật.



Hình 3.6

Kết quả giải bài toán trên, và để tiện cho tính toán người ta đã rút ra công thức tính sau:

$$\sigma_z = k_0 .P \qquad (3.6)$$

Đối với những điểm nằm dưới góc diện tích chịu tải hình chữ nhất:

$$\sigma_z = k_g .P \qquad (3.7)$$

Trong đó:

P : cường độ tải trọng phân bố đều

Hệ số k_0 phụ thuộc vào tỉ số $\alpha = \frac{l}{b}$ và $\beta = \frac{z}{b}$ tra bảng 3.2

Hệ số k_g phụ thuộc vào tỉ số $\alpha = \frac{l}{b}$ và $\beta = \frac{z}{b}$ tra bảng 3.3

Chú ý: b : cạnh ngắn hình chữ nhật

l : cạnh dài hình chữ nhật

Bảng 3.2 : Giá trị hệ số k_0

z/b	*l*/b							
	1	1.5	2	3	6	10	20	B toán phẳng
0,25	0.808	0.904	0.908	0.912	0.934	0.940	0.980	0.96
0,5	0.606	0.716	0.734	0.762	0.780	0.792	0.820	0.82
1	0.386	0.428	0.470	0.500	0.518	0.522	0.549	0.55
1,5	0.194	0.257	0.288	0.348	0.360	0.373	0.397	0.40
2	0.114	0.157	0.188	0.240	0.268	0.279	0.308	0.31

3	0.058	0.076	0.108	0.147	0.180	0.188	0.209	0.21
5	0.008	0.025	0.040	0.076	0.096	0.106	0.120	0.13

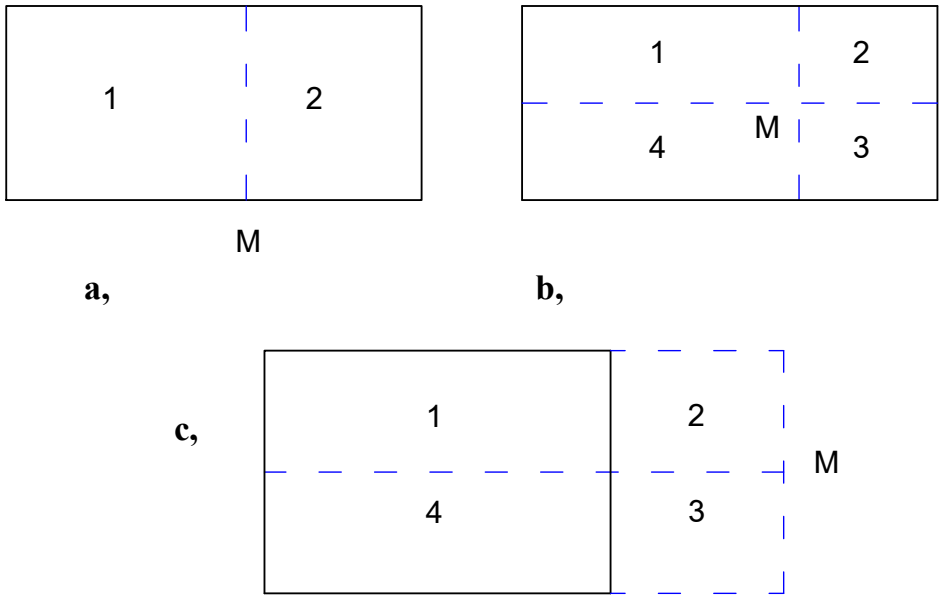
-Phương pháp điểm góc:

Công thức (3.7) dùng tương đối tiện, vì nó cho phép tính ứng suất σ_z tại các điểm trên đường thẳng đứng không những đi qua góc diện tích chịu tải mà đi qua một điểm bất kỳ dựa vào phương pháp điểm góc.

Nguyên tắc của phương pháp điểm góc là biến điểm đang xét không phải điểm góc, thành điểm góc của các hình chữ nhật, rồi dùng nguyên lý cộng tác dụng để tính toán. Có 3 trường hợp như ở hình 3-7

* Điểm M ở cạnh hình chữ nhật, ở độ sâu z. Hình 3.7a

$\sigma_z = k_g^1 . P + k_g^2 . P = (k_g^1 + k_g^2). P$



Hình 3.7

* Điểm M nằm trong hình chữ nhật, ở độ sâu z. Hình 3-7b

$\sigma_z = k_g^1 . P + k_g^2 . P + k_g^3 . P + k_g^4 . P$

$\sigma_z = (k_g^1 + k_g^2 + k_g^3 + k_g^4). P$

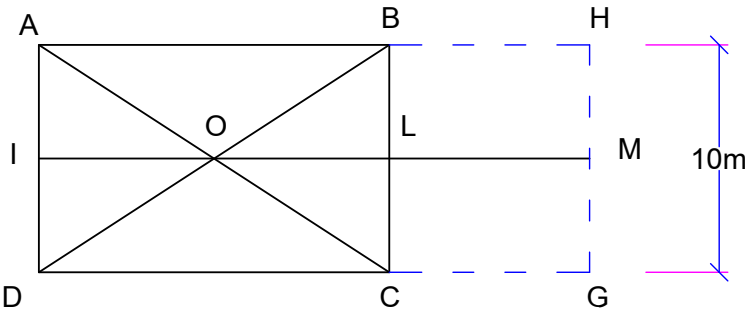
* Điểm M ở ngoài hình chữ nhật, ở độ sâu z cần phải giả định có những diện tích chịu tải ải như Hình 3-7c

$\sigma_z = k_g^{1+2}. P + k_g^{3+4} . P - k_g^2 . P - k_g^3 . P$

$\sigma_z = (k_g^{1+2} + k_g^{3+4} - k_g^2 - k_g^3). P$

Ví dụ tính toán:

Có tải trọng $P = 4.10^2$ KN/m^2 phân bố đều trên diện tích hình chữ



nhật có hai cạnh 10 m và 20 m. Tính ứng suất thẳng đứng tại các điểm tâm 0, L và M ở độ sâu 5 m và có vị trí trên mặt bằng theo hình 3-8

Giải **Hình 3.8**

* Tính ứng suất tại điểm 0:

- Tính giá trị l/b và z/b:

l/b = 20/10 = 2 ; z/b = 5/10 = 0,5

→ Tra bảng 3-2 được $k_o = 0,734$

- Vậy ứng suất tại tâm 0 là:

$\sigma^0_z = 0,734 . 4.10^2 = 2,94.10^2$ (KN/m^2)

* Tính ứng suất tại điểm L và M:

- Điểm L và M nằm đối xứng cho nên k_g(ABLI) = k_g(ILCD)

- Tính giá trị l/b và z/b:

l/b = 20/5 = 4 ; z/b = 5/5 = 1

→ Tra bảng 3-3 được $k_g = 0,204$

- Vậy ứng suất tại tâm L là:

$\sigma^L_z = [k_g (ABLI) + k_g (ILCD)]. P$

$\sigma^L_z = [0,204 + 2,204]. 4.10^2 = 1,63.10^2$ (KN/m^2)

-Tại điểm M

$\sigma^M_z = [k_g (AHMI) + k_g (IMGD) – k_g (BHML) – k_g (LMGC)]. P$

Đối với hình AHMI và IMGD có

l/b = 30/5 = 6; z/b = 5/5 = 1; $k_g = 0,205$

Đối với hình BHML và hình IMGC có

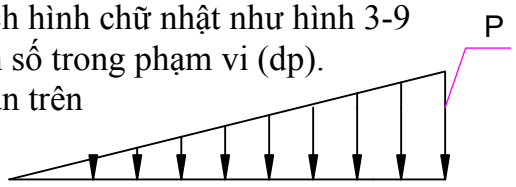
l/b = 10/5 = 2; z/b = 5/5 = 1; $k_g = 0,200$

- Vậy ứng suất tại tâm M là:

$\sigma^M_z = 2(2,205 – 2,200). 4.10^2 = 0,04.10^2$ (KN/m^2)

4.3.3. Tải trọng hình tam giác phân bố trên diện tích hình chữ nhật:

Tải trọng hình tam giác phân bố trên diện tích hình chữ nhật như hình 3-9



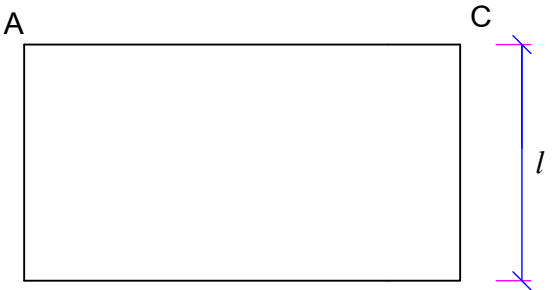
Để tính toán ứng suất, người ta lấy một phân số trong phạm vi (dp).

Áp dụng công thức Jbutxinet rồi lấy tích phân trên toàn diện tích ABCD

Sau khi giải phương trình và rút gọn, người ta đã lập được phương trình tính toán sau:

Đối với các điểm góc ở phía có cường độ tải trọng lớn nhất (C, D)

$\sigma_z = k_T . P$ *(3-8)*



Đối với các điểm góc ở phía có cường

độ tải trọng bằng 0 (A, B)

$$\sigma_z = k_{T'} . P \qquad (3\text{-}9)$$

Trong các công thức trên:

k_T là hệ số phụ thuộc vào tỉ số l/b và z/b.

Tra bảng 3-4.

$k_{T'}$ là hệ số phụ thuộc vào tỉ số l/b và z/b.

Tra bảng 3-5. **Hình 3.9**

Bảng 3.4: Bảng giá trị hệ số k_T

z/b / l/b	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00	3,00	5,00
0,15	0.250	0.136	0.101	0.025	0.012	0.008	0.005	0.001
0,30	0.250	0.186	0.116	0.051	0.026	0.017	0.010	0.004
0,60	0.250	0.206	0.160	0.085	0.050	0.031	0.016	0.007
1,00	0.250	0.209	0.170	0.108	0.069	0.045	0.024	0.009
1,50	0.250	0.210	0.173	0.113	0.080	0.056	0.033	0.014
2,00	0.250	0.211	0.175	0.117	0.087	0.064	0.041	0.019
3,00	0.250	0.211	0.175	0.119	0.090	0.071	0.047	0.025
6,00	0.250	0.211	0.176	0.120	0.092	0.075	0.051	0.029
10,00	0.250	0.212	0.177	0.121	0.093	0.076	0.052	0.032
20,00	0.250	0.212	0.177	0.121	0.093	0.076	0.052	0.033

Bảng 3.5: Bảng giá trị hệ số $k_{T'}$

z/b / l/b	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00	3,00	5,00
0,15	0.000	0.020	0.021	0.015	0.010	0.007	0.004	0.001
0,30	0.000	0.031	0.037	0.028	0.020	0.013	0.007	0.003
0,60	0.000	0.035	0.053	0.051	0.039	0.029	0.015	0.006
1,00	0.000	0.036	0.060	0.068	0.053	0.039	0.022	0.009
1,50	0.000	0.037	0.061	0.075	0.063	0.049	0.029	0.012
2,00	0.000	0.037	0.062	0.078	0.068	0.055	0.035	0.017
3,00	0.000	0.037	0.063	0.078	0.071	0.059	0.041	0.022
6,00	0.000	0.037	0.063	0.079	0.071	0.062	0.046	0.026
10,00	0.000	0.038	0.064	0.080	0.072	0.063	0.047	0.028
20,00	0.000	0.038	0.064	0.080	0.072	0.063	0.048	0.030

- Phương pháp điểm góc:

Để xác định ứng góc σ_z tại các điểm nằm trên đường thẳng đứng đi qua những điểm bất kỳ trong hoặc ngoài hình chữ nhật, người ta biến điểm đang xét thành điểm góc của hình chữ nhật, sau đó áp dụng nguyên lý cộng tác dụng. Có các trường hợp như hình 3.10.

* Điểm M nằm ở cạnh hình chữ nhật. Hình 3.10a

$\sigma_z^M = (k^1_T + k^2_T). P$

$\sigma_z^{M'} = (k^1_{T'} + k^2_{T'}). P$

* Điểm M nằm ở trong hình chữ nhật. Hình 3.10b

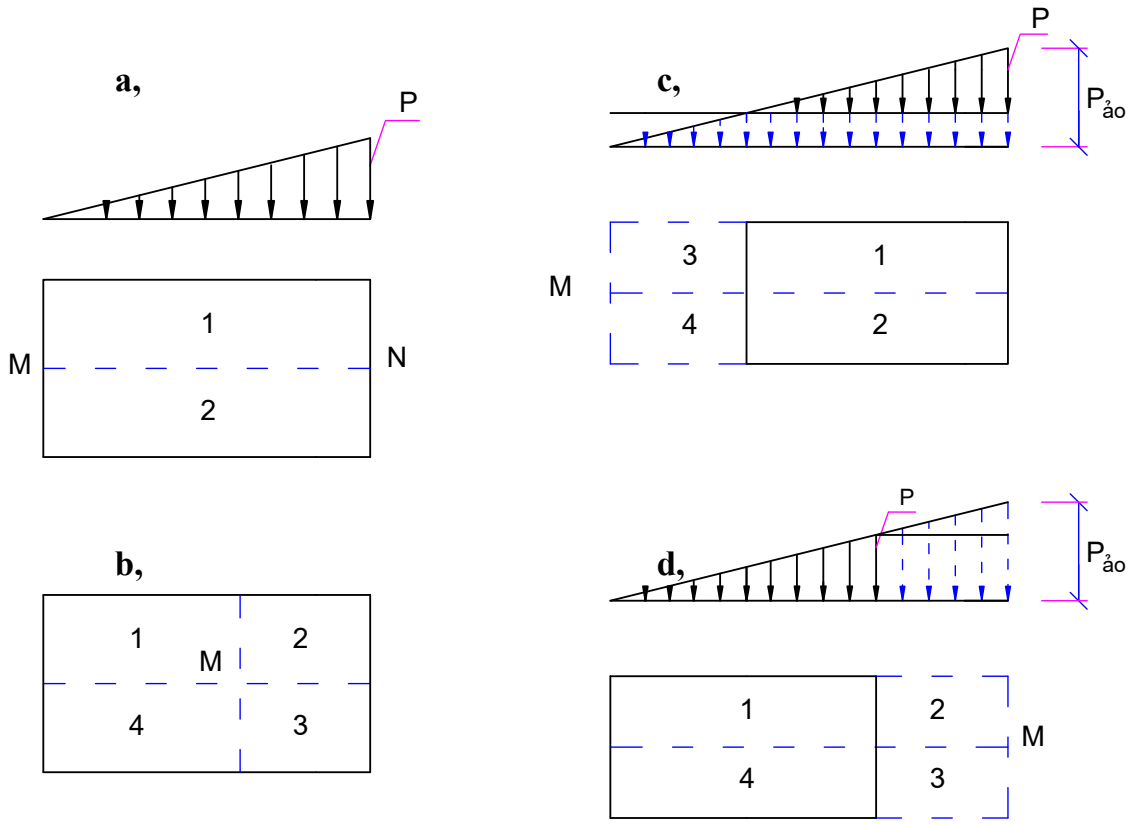
$\sigma_z^M = (k^1{}_T + k^4{}_T). P_1 + (k^2{}_{T'} + k^3{}_{T'}). (P - P_1) + (k^2{}_g + k^3{}_g). P_1$

* Điểm M nằm ngoài hình chữ nhật, phía tải trọng P = 0. Hình 4-10c

$\sigma_z^M = (k^{1+3}{}_{T'} + k^{2+4}{}_{T'}). P_{ảo} - (k^{1+3}{}_g + k^{2+4}{}_g). (P_{ảo} - P) + (k^3{}_T + k^4{}_T). (P_{ảo} - P)$

Điểm M nằm ngoài hình chữ nhật, phía tải trọng lớn nhất. Hình 3-10d

$\sigma_z^M = (k^{1+2}{}_T + k^{3+4}{}_T). P_{ảo} - (k^2{}_T + k^3{}_T). (P_{ảo} - P) - (k^2{}_g + k^3{}_g). P$



Hình 3.10

4.3.4. Tải trọng phân bố hình tròn và vành khăn:

Giả sử có tải trọng P phân bố đều trên hình tròn tâm (o), bán kính a. Công thức xác định ứng suất do tải trọng đó gây nên ở những điểm nằm trên đường thẳng đứng đi qua tâm (o) và có độ sâu z là:

$$\sigma_z = k_{tr} . P \qquad (3.10)$$

Trong đó k_{tr} là hệ số phụ thuộc vào tỉ số a/z tra bảng 3.6

Bảng 3.6: Bảng giá trị hệ số k_{tr}

a/z	k_{tr}	a/z	k_{tr}	a/z	k_{tr}
0,2	0.0571	2.8	0.9620	5.4	0.9940
0.4	0.1996	3.0	0.9684	5.6	0.9946
0.6	0.3695	3.2	0.9735	5.8	0.9951
0.8	0.5239	3.4	0.9775	6.0	0.9956
1.0	0.6465	3.6	0.9808	6.5	0.9965

1.2	0.7376	3.8	0.9835	7.0	0.9972
1.4	0.8036	4.0	0.9857	7.5	0.9977
1.6	0.8511	4.2	0.9876	8.0	0.9981
1.8	0.8855	4.4	0.9891	9.0	0.9987
2.0	0.9106	4.6	0.9904	10.0	0.9990
2.2	0.9291	4.8	0.9915	15.0	0.9997
2.4	0.9431	5.0	0.9925	20.0	0.9999
2.6	0.9537	5.2	0.9933	30.0	1.0000

Khi tải trọng phân bố hình vành khăn. Lúc đó chỉ cần tính hiệu của hai ứng suất σ_z tương ứng với hai hình tròn có bán kính bằng bán kính ngoài và bán kính trong của hình vành như hình 3-12

$$\sigma_z = (k^1_{tr} - k^2_{tr}). P \qquad (3.11)$$

3.3.4. Bài toán phẳng:

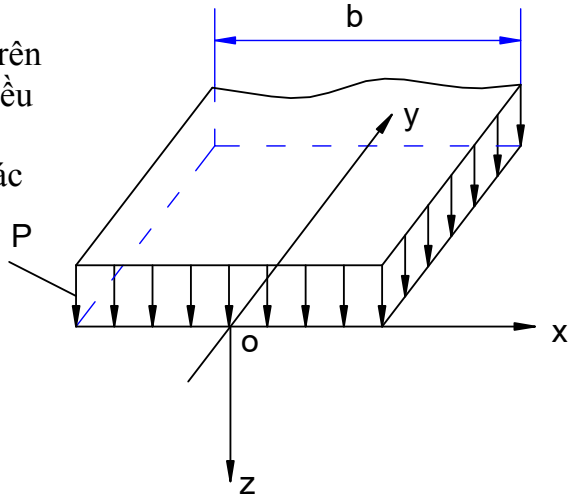
Bài toán phẳng là bài toán mà ứng suất trên mọi mặt phẳng vuông góc với trục dọc móng đều như nhau.

Trong thực tế, bài toán này là bài toán xác định ứng suất trong nề đường, đê đập và móng tường chắn.

Trong giáo trình này chỉ trình bày trường hợp tải trọng phân bố đều kéo dài (tải trọng hình băng).Tải trọng phân bố đều hình băng như hình 3-11

Tải trọng phân bố đều P, trên bề rộng b và kéo dài vô tận theo trục y.

Lấy một đoạn rất nhỏ dx. Coi lực tác dụng dp là lực tập trung, áp dụng công thức của Jbutxinet. Sau đó tính phân theo trục x (từ -b/2 đến +b/2): giải và rút gọn, người ta đã lập thành công thức xác định ứng suất phụ thêm



Hình 3.11

$$\sigma_z = k_p . P \qquad (3.12)$$

Trong đó k_p phụ thuộc vào tỉ số z/b và x/b tra bảng 3.6

Bảng 3.6 : Bảng giá trị hệ số k_P

x/b / z/b	0	0,25	0,5	1	1,5	2
0	1.00	1.00	0.50	0.00	0.00	0.00
0,10	1.00	0.99	0.50	0.01	0.000	0.00
0,25	0.96	0.90	0.50	0.02	0.00	0.00

0,35	0.91	0.83	0.49	0.04	0.001	0.00
0,50	0.82	0.74	0.48	0.08	0.002	0.00
0,75	0.67	0.61	0.45	0.15	0.04	0.02
1,00	0.55	0.51	0.41	0.19	0.07	0.03
1,25	0.46	0.44	0.37	0.20	0.10	0.04
1,50	0.40	0.38	0.33	0.21	0.10	0.06
1,75	0.35	0.34	0.30	0.21	0.13	0.07
2,00	0.31	0.31	0.28	0.20	0.14	0.08
3,00	0.21	0.21	0.20	0.17	0.13	0.10
4,00	0.16	0.16	0.15	0.14	0.12	0.10
5,00	0.13	0.13	0.12	0.12	0.11	0.09
6,00	0.11	0.10	0.10	0.10	0.10	-

Từ công thức 3.10 và bảng 3.6 ta thấy giá trị ứng suất nén σ_z có giá trị lớn nhất tại những điểm nằm trên trục đối xứng của tải trọng phân bố (x = 0); càng xuống sâu hoặc càng đi ra xa trục đối xứng, trị số của σ_z càng giảm dần.

3.4. Phân bố ứng suất do tải trọng ngoài gây nên trong nền không đồng nhất:

Trên đây vừa trình bày phương pháp xác định ứng suất trong nền đất được coi là một nửa không gian đồng nhất, chịu tác dụng của các loại tải trọng khác nhau.

Trong thực tế, nền đất thường không đồng nhất. Có khi lớp đất có tính nén lún lớn nằm trên một lớp đất rắn hoặc một tầng đá. Ngược lại có khi lớp đất phía trên có đặc tính cơ lý tốt, nhưng tại một độ sâu nhất định lại chuyển sang một tầng đất yếu với sức chịu tải rất kém và tính lún rất cao. Vì vậy sự phân bố ứng suất trong nền dưới tác dụng của tải trọng sẽ khác đi, có các trường hợp sau:

3.4.1. Trường hợp dưới nền đất là lớp đá cứng:

Ở trường hợp này, có hiện tượng tập trung ứng suất, tức là so với trường hợp nền đất bình thường, thì tại điểm có cùng độ sâu, ứng suất phụ thêm trong trường hợp này sẽ lớn hơn.

Trường hợp bài toán phẳng dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều hình băng, hiện tượng tập trung ứng suất xảy ra khi dưới lớp đất có tầng không lún. Hình 3-11 minh hoạ kết quả tính toán của Lêgorov, thể hiện ảnh hưởng của chiều dày tương đối của tầng nén lún đối với hiện tượng tập trung ứng suất: chiều dày h của tầng nén lún càng nhỏ thì hiện tượngtập trung ứng suất σ_z trên trục đối xứng của tải trọng càng rõ rệt, khi $h = b_1$ ứng suất σ_z không giảm đi theo chiều sâu so với P. Khi $h \geq 2b_1$, tuy có giảm đi theo chiều sâu nhưng không giảm nhanh như trong trường hợp nền đồng nhất (đường nét đứt trên hình vẽ 3.11)

3.4.2. Trường hợp dưới đất nền là lớp đất yếu:

Nếu dưới lớp đất đang xét là tầng đất yếu thì sẽ xảy ra hiện tượng phân tán ứng suất. Theo chứng minh của Bio. Nếu đem so sánh với trường hợp tầng đồng nhất, thì thấy ứng suất nén σ_z ở tầng đất yếu giảm đi độ 6%. Do đó có thể nói rằng ảnh hưởng của tầng yếu trong nền đất đối với tình hình phân bố ứng suất không rõ rệt như trong đất

có tầng đá. Cho nên trong tính toán phân bố ứng suất, người ta bỏ qua sự tồn tại của tầng đất yếu ở phía dưới, mà vẫn dùng các công thức của trường hợp đồng nhất với kết quả thiên về phía an toàn.

3.5. Phân bố ứng suất tiếp xúc dưới đáy móng:

Áp lực do toàn bộ tải trọng của công trình (bao gồm cả trọng lượng bản thân móng), thông qua đáy móng mà truyền tới đất nền được gọi là áp lực đáy móng. Vì hiện tượng này xảy ra tại mặt tiếp xúc giữa đáy móng và đất nền, nên gọi là áp lực tiếp xúc.

Các kết quả nghiên cứu cho thấy, sự phân bố áp lực đáy móng phụ thuộc vào nhiều nhân tố trong đó có độ cứng của móng.

Căn cứ vào đặc trưng độ cứng, người ta phân chia các móng công trình ra ba loại sau:

- Móng cứng là móng có khả năng biến dạng vô cùng bé so với đất nền. Dưới đáy móng có sự phân bố lại áp lực.

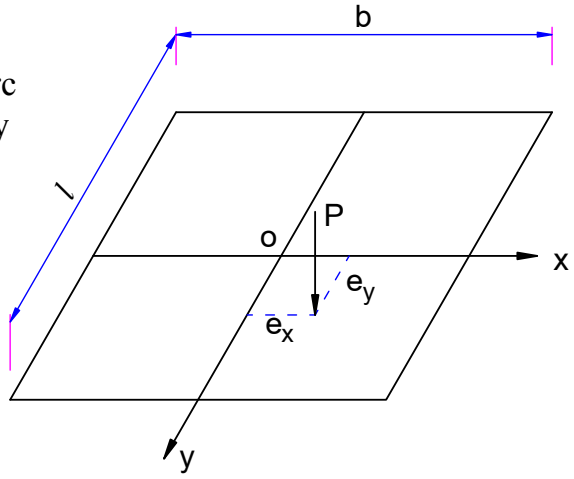
- Móng mềm là móng có khả năng biến dạng hoàn toàn cùng cấp với khả năng biến dạng của đất nền. áp lực ở đáy móng phân bố giống như tải trọng tác dụng trên móng, nghĩa là trị số áp lực đáy móng trên mặt đất nền tại mỗi điểm trong phạm vi chịu tải đều bằng cường độ của tải trọng tại điểm đó.

- Móng cứng có vị trí trung gian giữa hai loại móng nói trên. Khả năng biến dạng của móng tuy bé nhưng không phải là vô cùng bé so với khả năng biến dạng của đất nền. Dưới đáy móng cũng có hiện tượng phân bố lại ứng suất.

Trong giáo trình này ta chỉ nghiên cứu phương pháp đơn giản tính ứng suất dưới đáy móng cứng. Theo phương pháp này với giả thiết xem ứng suất tiếp xúc dưới đáy móng phân bố theo quy luật đường thẳng, sử dụng các công thức tính của sức bền vật liệu.

3.5.1. Bài toán không gian:

Toàn bộ các lực tác dụng trên móng được đưa về một tổng hợp lực tập trung N đặt lại đáy móng, chọn hệ toạ độ như hình 3-13
Xét các trường hợp sau:



Hình 3.13

a, Khi tải trọng tác dụng đúng tâm:
ứng suất phân bố dưới đế móng sẽ là đều và có giá trị:

$$P = \frac{N}{b.\ l} \qquad (3\text{-}11)$$

b, Khi tải trọng tác dụng lệch tâm:

$$P_{(x,y)} = \frac{N}{b.\ l} + \frac{M_x}{J_x} y + \frac{M_y}{J_y} x \qquad (3.13)$$

Trong đó: $M_x = N.e_y$; $M_y = N.\ e_x$

$$J_x = \frac{b.\ l^3}{12} \text{ và } \qquad J_y = \frac{l.b^3}{12}$$

Vậy công thức (3-12) có thể viết thành;

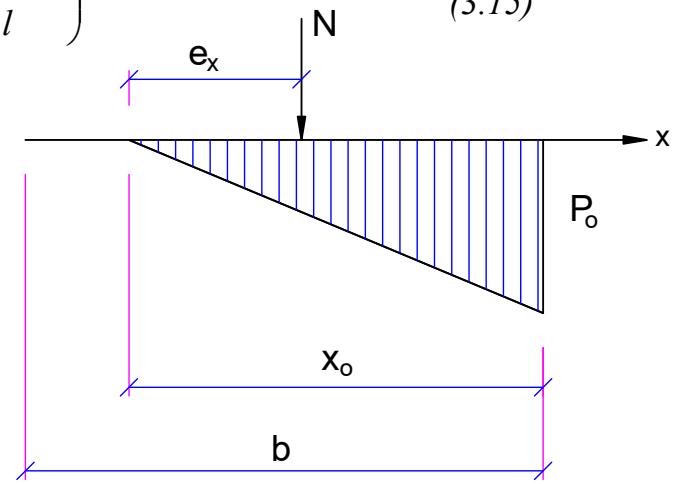
$$P_{(x,y)} = \frac{N}{b.\ l}\left(1 + \frac{12.\ e_x}{b^2}x + \frac{12.\ e_y}{l^2}y\right) \qquad (3.14)$$

Để tính cho các điểm góc móng có toạ độ $x = \pm \frac{b}{2}$ và $y = \pm \frac{l}{2}$

ta có công thức:

$$P_{(x,y)} = \frac{N}{b.\ l}\left(1 \pm \frac{6.\ e_x}{b} \pm \frac{6.\ e_y}{l}\right) \qquad (3.15)$$

Nếu $e_y = 0$ và $e_x > b/6$ thì N lệch tâm nhiều theo trục x, móng có xu hướng bị lệch một mép, tại mép phát sinh ứng suất kéo. Nhưng giữa nền và móng không thể có ứng suất kéo được, nên buộc phải phân bố ứng suất dưới đế móng như hình 3-14



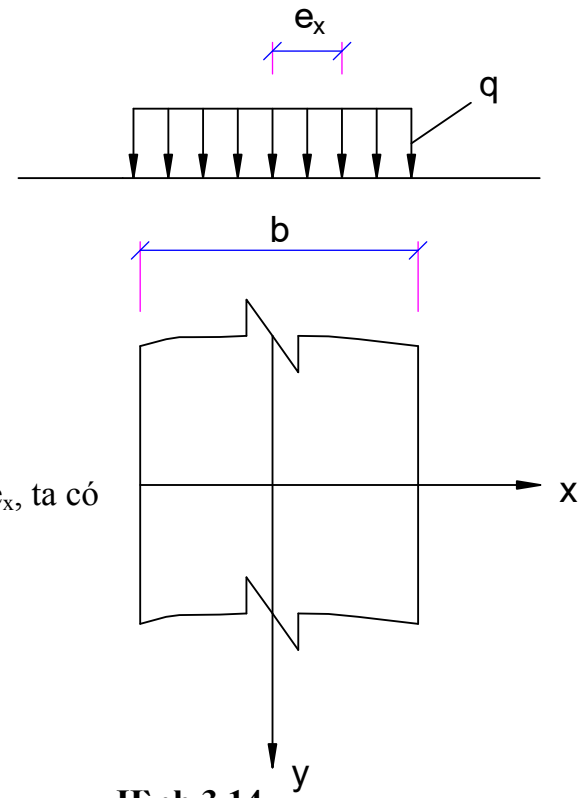
Hình 3.14

Khi đó ta có :

$$\left.\begin{aligned} P_0 &= \frac{2N}{3\left(\frac{b}{2} - e_x\right)l} \\ x_0 &= 3\left(\frac{b}{2} - e_x\right) \end{aligned}\right\} \qquad (3\text{-}16)$$

3.5.2. Bài toán phẳng:

Gọi q là tải trọng phân bố trên một đơn vị chiều dài như hình 3-15



Hình 3.14

- Khi tải trọng đúng tâm ta có:

$$P = \frac{q}{b} \qquad (3.17)$$

- Khi tải trọng lệch tâm với độ lệch tâm e_x, ta có

$$P = \frac{q}{F} + \frac{M_x}{J_y}x \qquad (3.18)$$

Nếu lấy một đơn vị chiều dài ta có:

$F = b\ .\ 1 = b$

$J_y = 1.b^3/12$

$M_y = q.e_x$

Thay vào (3-18) ta có:

$$P = \frac{q}{b}\left(1 + \frac{12e_x}{b^2}.x\right) \qquad (3.19)$$

Tại các điểm mép móng có x = ± b/2 thì giá trị ứng suất:

$$P = \frac{q}{b}\left(1 \pm \frac{6e_x}{b}\right) \qquad (3.20)$$

CÂU HỎI ÔN TẬP

1. Tại sao trong đất nền lại có ứng suất bản thân? Cách xác định ứng suất bản thân khi đất đồng nhất và đất không đồng nhất.
2. Từ dạng biểu đồ ứng suất bản thân, người ta rút ra nhận xét gì?
3. Từ công thức của Jbutxinet hãy dẫn giải tới công thức xác định ứng suất do một lực tập trung gây ra trong đất?
4. Hãy trình bày phương pháp điểm góc để xác định ứng suất phụ thêm trong đất, khi tải trọng phân bố trên diện tích hình chữ nhật?
5. Hãy trình bày phương pháp điểm góc để xác định ứng suất phụ thêm trong đất, khi tải trọng phân bố dạng tam giác trên diện tích hình chữ nhật?
6. Thế nào gọi là bài toán phẳng? Cách xác định ứng suất phụ thêm trong bải toán phẳng.
7. Trong đất không đồng nhất, sự phân bố ứng suất phụ thêm có các hiện tượng gì?
8. Hãy thiết lập công thức xác định ứng suất tiếp xúc đáy móng trong trường hợp bài toán không gian.
9. Hãy thiết lập công thức xác định ứng suất tiếp xúc đáy móng trong trường hợp bài toán phẳng.
10. Xác định ứng suất bản thân với các số liệu sau: đất có hai lớp, lớp trên là loại đất cát có dung trọng khô γ_k = 17,3 KN/m^2, độ ẩm W = 14,1%, chiều dày 3 m, lớp dưới là đất có trọng lượng riêng hạt γ_h = 28 KN/m^3 và hệ số rỗng e = 0,6, chiều dày 5 m, lớp này nằm dưới mực nước ngầm.

Chương 4
BIẾN DẠNG LÚN CỦA NỀN

4.1. Khái niệm chung:

Lún của nền là sự dịch chuyển thẳng đứng của nền công trình dưới tác dụng của tải trọng do công trình truyền xuống. Độ lún của nền đất dưới tác dụng của tải trọng gồm ba phần khác nhau:

Lún do lớp đất trên cùng bị phá hoại kết cấu khi đào hố móng và khi xây móng, lún do một bộ phận đất nền bị biến dạng dẻo và bị đùn trồi ra ngoài, lún do đất nền trong vùng chịu nén được nén chặt dưới tải trọng.

Bất kỳ công trình lớn nhỏ nào khi xây dựng xong cũng đều bị lún, nếu độ lún nhỏ thì công trình sử dụng bình thường, nhưng nếu độ lún quá lớn sẽ gây ra khó khăn cho việc sử dụng. Thường khi nền bị lún nhiều lại kéo theo sự lún không đều làm cho công trình bị nghiêng lệch, thậm chí các bộ phận kết cấu bị nứt nẻ không thể sử dụng an toàn được nữa.

Chính vì vậy, các quy trình thiết kế cầu cống và nhà cửa đều có quy định độ lún giới hạn cho mỗi loại công trình.

Các điều kiện chủ yếu cần đảm bảo khi thiết kế nền đất về phương diện lún là:

$$S \le S_{gh}$$

S : Độ lún của công trình

S_{gh} : Độ lún giới hạn theo quy định

và $\Delta S \le \Delta S_{gh}$

ΔS : Độ chênh lệch về lún của 2 bộ phận

ΔS_{gh} : Độ chênh lệch lún giới hạn theo quy định.

4.2 Tính lún cuối cùng theo công thức tính của quy phạm 22TCN18-79

4.2.1. Công thức tính:

Sử dụng công thức sau đây để tính độ lún cuối cùng cho mố trụ cần đặt trên nền sét, như hình 5-1

$$S = 0{,}8 \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma^{tb}_{i.}\ h_i}{E_i} \qquad (4.1)$$

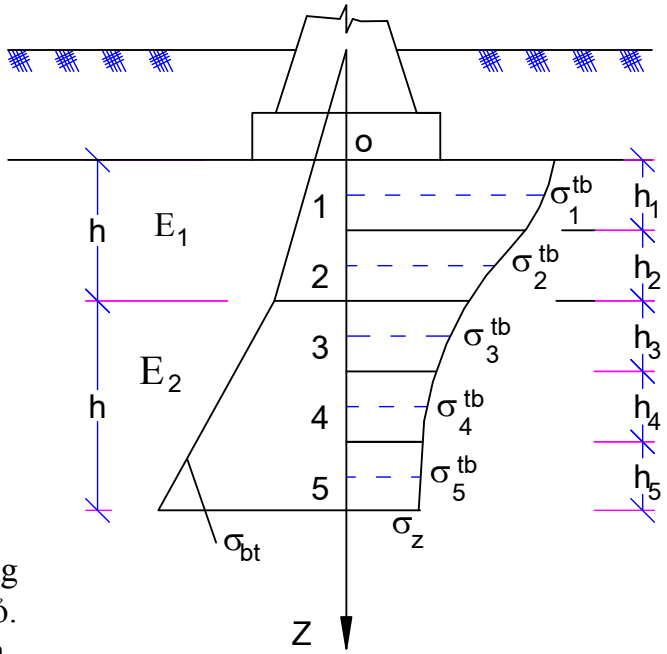
Trong đó:

σ^{tb}_i : áp lực trung bình phụ thêm do móng truyền xuống lớp đất thứ i

$$\sigma^{tb}_i = \frac{\sigma_i + \sigma_{i+1}}{2} \qquad (4.2)$$

h_i : Chiều dày của lớp đất thứ i

E_i : Mô đuyn biến dạng của lớp đất thứ i



Hình 4.1

4.2.2 Cách sử dụng công thức:

Thực tế càng xuống sâu ảnh hưởng của tải trọng tới độ lún của đất càng nhỏ. Do vậy người ta chỉ phân lớp để tính lún tới một độ sâu nhất định nào đó mà thôi.

Theo quy định chỉ tính lún tới độ sâu mà ở đó ứng suất phụ thêm bằng 0,2 ứng suất bản thân ($\sigma_z = 0{,}2\ \sigma_{bt}$)

Các bước tính toán như sau:

- Xác định độ sâu tính lún:

Tính ứng suất phụ thêm do tải trọng gây ra tại các điểm nằm trên trục đứng đi qua tâm đáy móng. Tính ứng suất bản thân của đất. Vẽ biểu đồ 0,2 ứng suất bản thân của đất và biểu đồ ứng suất phụ thêm theo cùng một tỉ lệ và cùng một phía của trục đứng qua tâm móng. Giao điểm của hai biểu đồ trên là giới hạn của độ sâu tính lún.

- Trong khoảng độ sâu tính lún, chia đất thành nhiều lớp với chiều dày mỗi lớp tuỳ ý, nên chia các lớp càng gần mặt đất càng mỏng. Chú ý là chiều dày lớn nhất của lớp đất không vượt quá chiều dài cạnh nhỏ của móng chữ nhật hay bán kính móng tròn, đất trong mỗi lớp là đồng nhất.

- Dùng công thức (4-1) tính độ lún cuối cùng cho điểm tâm đáy móng, trong khoảng tính lún đã xác định trên.

4.3 Tính lún của nền theo phương pháp cộng lún từng lớp:

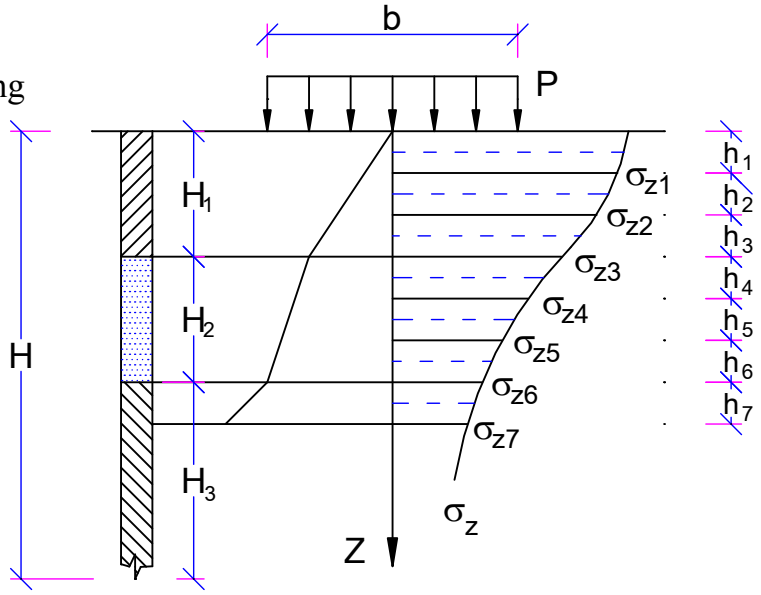
4.3.1. Nội dung phương pháp:

Nội dung cơ bản của phương pháp này là đem chia đều đất ra thành từng lớp bởi các mặt cắt ngang sao cho trong phạm vi mỗi lớp ấy có thể xem biểu đồ phân bố ứng suất σ_z do tải trọng P gây ra là thay đổi không đáng kể và biến dạng lún của đất ở mỗi lớp xảy ra trong điều kiện không có nở hông (Hình 4-2) với giả thiết như thế, đối với mỗi lớp có thể áp dụng công thức tính lún của bài toán một chiều, sau đó độ lún của toàn bộ lớp đất sẽ xác định như tổng các độ lún của các lớp.

4.3.2. Công thức tính:

Gọi $\sigma_z^{tb}{}_i$ là ứng suất nén trung bình và a_{0i} là hệ số nén tương đối của mỗi lớp đất có chiều cao h_i. Độ lún cuối cùng xác định theo công thức:

$$S = \sum_{i=1}^{n} a_{0i} . \sigma_z^{tb}{}_i . h_i \qquad (4.3)$$



Hình 4.2

4.3.3. Các bước tính độ lún:

- Vẽ biểu đồ phân bố áp lực bản thân của đất.

- Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất phụ thêm theo công thức

$P = P_0 - \gamma . h_m$

Trong đó: P_0 : áp lực công trình xuống đáy móng

γ : trọng lượng riêng đất T/m^3

h_m: độ sâu đặt móng

- Chỉ tính lún tới độ sâu có $\sigma_z \leq 0{,}2\ \sigma_{bt}$, bằng cách vẽ biểu đồ ứng suất phụ thêm và biểu đồ 0,2 ứng suất bản thân trên cùng một trục và cùng tỉ lệ, giao điểm hai biểu đồ cho biết khoảng sâu tính lún.

- Chia nền đất trong khoảng sâu tính lún thành các lớp, có chiều dày mỗi lớp bé hơn hoặc bằng 1/10 chiều sâu tính lún hoặc bé hơn hoặc bằng b/4 chiều rộng của móng.

- Khi chia lớp cần chú ý rằng vì biểu đồ phân bố ứng suất σ_z ở chiều sâu đáy móng có dạng thay đổi nhều nên các lớp ở gần đáy móng nên lấy mỏng, còn các lớp phía sâu lấy dày hơn. Đất trong mỗi lớp là đồng nhất.

- Xác định giá trị áp lực σ_{zi}^{tb} và hệ số nén tương đối a_{0i} của mỗi lớp.

$$\sigma^{tb}_i = \frac{\sigma_i + \sigma_{i+1}}{2} \quad ; \quad a_{0i} = \frac{a_i}{1+e_i}$$

- Với $a_i = \dfrac{e_i - e_{i+1}}{P_{i+1} - P_i}$

- Hệ số nén a_i được xác định bằng thí nghiệm nén đất trong phòng.
- Tính toán độ lún toàn bộ đất nền theo công thức (4.3)

Ví dụ tính toán:

- Tính độ lún ổn định của một móng chữ nhật có kích thước a = 8,0 m, b = 4,0 m. Độ sâu đặt móng h = 2,0 m. Móng xây trên nền đất hai lớp, trong đó lớp thứ nhất có chiều dày 7,0 m, áp lực công trình tác dụng lên nền đất ở đáy móng là $P_0 = 2{,}4.10^2$ KN/m^2, các số liệu tính toán khác cho trong bảng sau:

Lớp	γ (KN/m^3)	Hệ số rỗng e				
		$P_0 = 0.10^2$ KN/m^2	$P_1 = 1.10^2$ KN/m^2	$P_2 = 2.10^2$ KN/m^2	$P_3 = 3.10^2$ KN/m^2	$P_4 = 4.10^2$ KN/m^2
I	2.10^1	0,544	0,360	0,268	0,218	0,205
II	$1{,}8.10^1$	0,730	0,528	0,420	0,354	0,323

Giải

Xác định áp lực tính lún

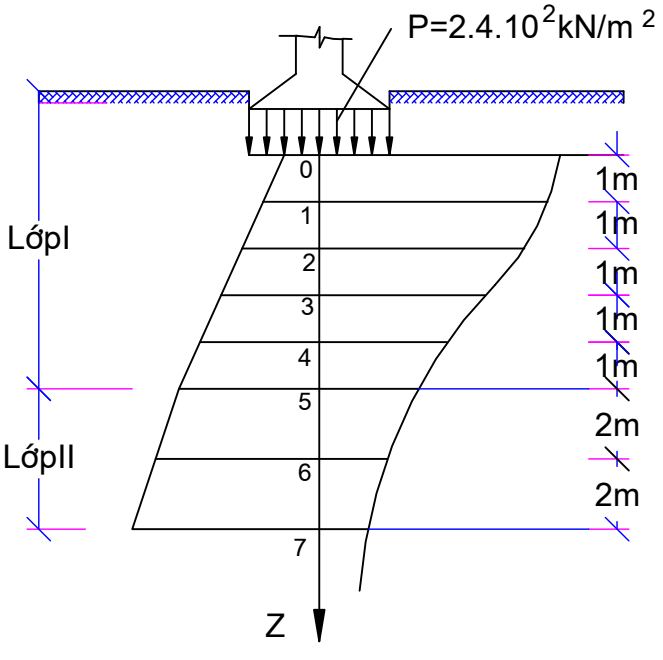
$$P = P_0 - \gamma . h_m$$

$= 2{,}4.10^2 - 2.0{,}2.10^2$

$= 2.10^2$ KN/m^2

Vẽ biểu đồ áp lực bản thân của đất và biểu đồ ứng suất phụ thêm Chia nền đất ra thành từng lớp có chiều dày $h_i \leq b/4$. ở đây ta chia lớp I thành 5 lớp, mỗi lớp có chiều dày $h_i = 1{,}0$ m. Chia lớp II thành 2 lớp có chiều dày $h_i = 2{,}0$ m . Như hình 4-3

Tính áp lực bản thân của đất tại các điểm 1, 2,...,7 theo công thức:



$\sigma_{bti} = \gamma_i (h_m + z_i)$

Trong đó :

σ_{bti} : áp lực bản thân của đất tại điểm i

γ_i : trọng lượng đơn vị của lớp đất i

z_i : chiều sâu kể từ đáy móng tới điểm i **Hình 4.3**

h_m : độ sâu đặt móng

Tính ứng suất phụ thêm tại các điểm 1, 2,... , 7 theo công thức:

$\sigma_{zi} = k_0 . P$

Trong đó σ_{zi} : ứng suất phụ thêm tại điểm i

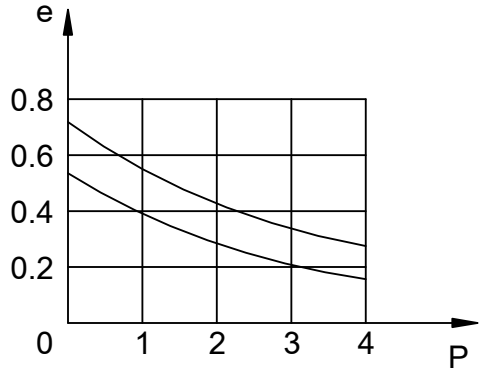
P : áp lực tính lún

k_0 : hệ số ứng suất ở tâm móng, phụ thuộc vào $\alpha = a/b$ và $\beta = z/b$.

Tra bảng 4.2: Kết quả tính được lập thành bảng sau:

Lớp	Điểm tính	z_i (m)	σ_{bt}	a/b	z/b	k_0	σ_{zi}
I	0	0	$0,4.10^2$	2	0,00	1,000	2.10^2
	1	1	$0,6.10^2$	2	0,25	0,908	$1,816.10^2$
	2	2	$0,8.10^2$	2	0,50	0,734	$1,468.10^2$
	3	3	$1,0.10^2$	2	0,75	0,602	$1,204.10^2$
	4	4	$1,2.10^2$	2	1,00	0,470	$0,940.10^2$
	5	5	$1,4.10^2$	2	1,25	0,379	$0,758.10^2$
II	6	7	$1,62.10^2$	2	1,75	0,238	$0,476.10^2$
	7	9	$1,98.10^2$	2	2,25	0,168	$0,336.10^2$

Vẽ đường cong nén lún của các lớp đất theo số lượng bảng trên như hình 5-4



Hình 4.4

Tính lún S

Xác định chiều sâu vùng chịu nén: Ta thấy ở chiều sâu z = 9m (điểm 7) thì trị số $\sigma_{bt} = 1,98.10^2$ KN/m^2 và trị số $\sigma_{z7} = 0,34.10^2$ KN/m^2 thảo mãn điều kiện $\sigma_z \leq 0,2\ \sigma_{bt}$. Do vậy ta thấy khoảng tính lún là 9m

Tính lún theo công thức:

$$S = \sum_{i=1}^{n} \frac{e_i - e_{i+1}}{1 + e_i} . h_i$$

Trong đó : S : độ lún cuối cùng của trọng tâm đáy móng

e_i, e_{i+1} : hệ số rỗng của đất ứng với P_i và P_{i+1}

$$P_i = \frac{\sigma_{bti-1} + \sigma_{bti}}{2}$$

$$P_{i+1} = P_i + \sigma^{tb}_{zi}$$

$$\sigma^{tb}_{zi} = \frac{\sigma_{bti-1} + \sigma_{bti}}{2}$$

h_i: chiều dày tầng đất thứ i

Kết quả tính toán lập thành bảng sau

Lớp	h_i (m)	P_i (kN/m^2)	P_{i+1} (kN/m^2)	e_i	e_{i+1}	S_i (m)	
1	1,0	$0,5.10^2$	$2,408.10^2$	0,44	0,25	$13,2.10^2$	
2	1,0	$0,7.10^2$	$2,342.10^2$	0,40	0,246	$10,0.10^2$	
3	1,0	$0,9.10^2$	$2,236.10^2$	0,37	0,253	$8,5.10^2$	lớp I
4	1,0	$1,1.10^2$	$2,172.10^2$	0,35	0,255	$7,0.10^2$	
5	1,0	$1,3.10^2$	$2,149.10^2$	0,33	0,260	$5,4.10^2$	
6	2,0	$1,5.10^2$	$2,117.10^2$	0,46	0,405	$3,8.10^2$	Lớp
7	2,0	$1,8.10^2$	$2,206.10^2$	0,425	0,394	$2,2.10^2$	

Vậy độ lún $S = \sum S_i = 52,1.10^{-2}$ m $= 52,1$ cm

4.4. Tính lún của đất theo thời gian:

Biến dạng lún của đất, nhất là đất sét, không xảy ra tức khắc, mà kéo dài trong một thời gian nhất định, có khi rất dài. Vì thế có trường hợp, tuy độ lún không đều cuối cùng giữa các bộ phận của công trình không lớn, nhưng trong quá trình cấu kết của đất, có lúc độ lún ấy vượt quá những giới hạn cho phép, làm cho công trình bị hư hỏng.

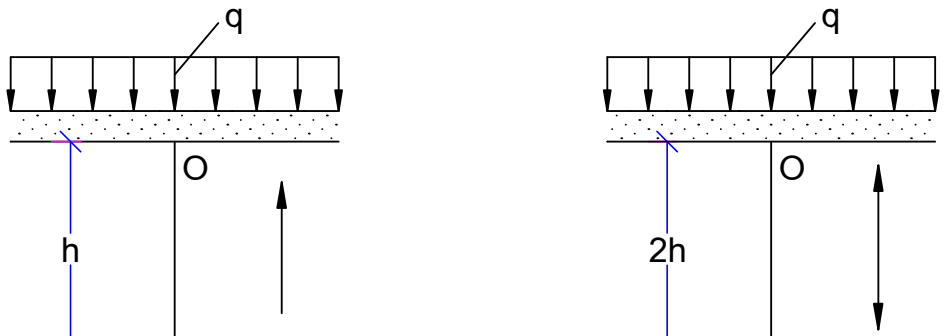
Khi tính lún theo thời gian thường dùng một khái niệm gọi là độ cố kết Q_t là tỉ số giữa độ lún S_t của nền đất ở thời gian t đang xét và độ lún ổn định cuối cùng S_∞.

$$Q_t = \frac{S_t}{S_\infty} \qquad (4.4)$$

Vậy độ lún S_t của nền đất ở một thời gian t bất kỳ có thể tính như sau:

$$S_t = Q_t \, . \, S_\infty$$

4.4.1. Sơ đồ tính: (Sơ đồ tính như hình 4-5a và 4-5b)



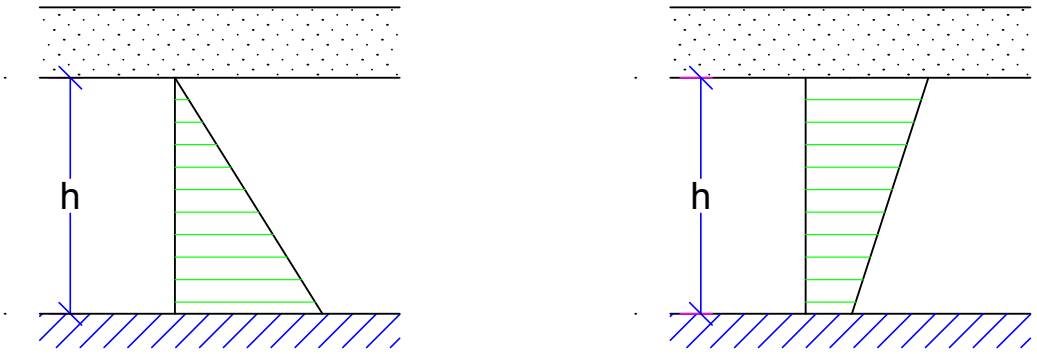
a, b,

Hình 4.5

a : Khi lớp đất có chiều dày h nằm trên một tầng cứng không thấm nước và chịu tác dụng của một tải trọng phân bố đều kín khắp trên mặt, chiều nước từ dưới lên trên.

b : Khi lớp đất có chiều dày 2h nằm giữa hai lớp thoát nước và chịu nén dưới một tải trọng phân bố đều kín khắp trên mặt, nước thoát theo hai chiều lên và xuống.

Sơ đồ 1 Sơ đồ 2

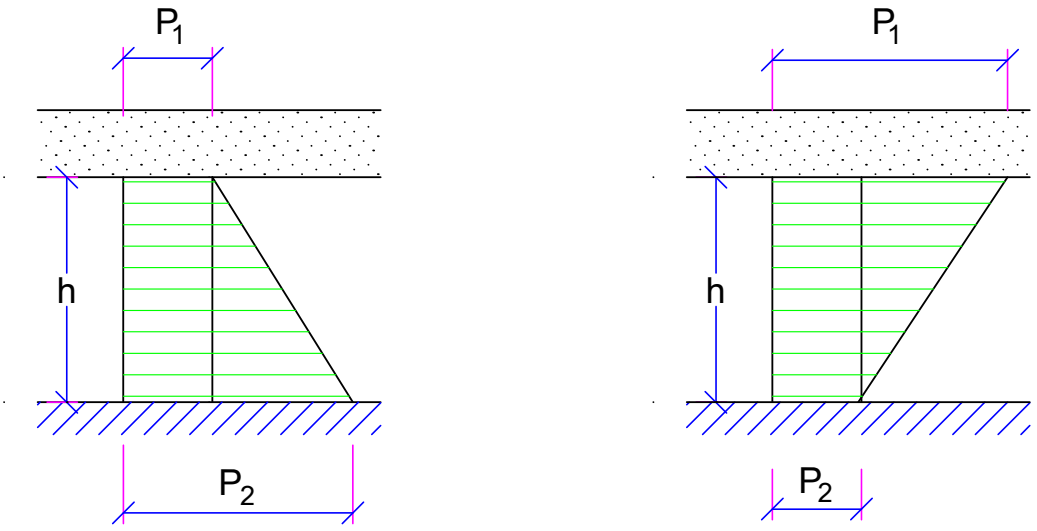


Hình 4.6

Sơ đồ 1 : ứng với trường hợp cố kết của một lớp đất dưới trọng lượng bản thân.

Sơ đồ 2 : ứng với trường hợp cố kết của một lớp đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài.

Sơ đồ 0-1 Sơ đồ 0-2



Hình 4.7

Sơ đồ 0-1 : ứng với trường hợp cố kết của một lớp đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài phân bố đều khắp và tải trọng bản thân.

Sơ đồ 0-2 : ứng với trường hợp cố kết của một lớp đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài phân bố đều khắp và một tải trọng phân bố đều cục bộ.

4.4.2. Các trường hợp tính toán:

a, Trường hợp biết thời gian cố kết (t) tìm độ cố kết Q_t và độ lún S_t của nền.

Để giải bài toán này, trước hết phải tính c_v theo công thức:

$$c_v = \frac{k\,(1 + e_1)}{\gamma_n \,.\, a}$$

Trong đó: c_v : Hệ số cố kết

k : Hệ số thấm của đất

e_1 : Hệ số rỗng ban đầu của đất

a : Hệ số nén của đất

Tiếp theo căn cứ vào chiều dày lớp đất h và thời gian t đã cho, tính tham số N theo công thức:

$$N = \frac{\pi^2 \,.\, c_v \,.\, t}{4h^2}$$

Sau khi đã có giá trị N thì cần chọn sơ đồ cố kết tương ứng với bài toán cụ thể. Để xác định cố kết Q_t người ta lập thành bảng 5-1 cho các trường hợp sơ đồ 0, 1, 2. Trong đó các giá trị Q_t phụ thuộc vào tham số N.

Bảng 4.1:

Q_t	Trị số N với sơ đồ			Q_t	Trị số N với sơ đồ		
	0	1	2		0	1	2
0,05	0,005	0,06	0,002	0,55	0,59	0,84	0,32
0,10	0,02	0,12	0,005	0,60	0,71	0,95	0,42
0,15	0,04	0,18	0,01	0,65	0,84	1,10	0,54
0,20	0,08	0,25	0,02	0,70	1,00	1,24	0,69
0,25	0,12	0,31	0,04	0,75	1,18	1,42	0,88
0,30	0,17	0,39	0,06	0,80	1,40	1,64	1,08
0,35	0,24	0,47	0,09	0,85	1,69	1,93	1,36
0,40	0,31	0,55	0,13	0,90	2,09	2,35	1,77
0,45	0,39	0,63	0,18	0,95	2,80	3,17	2,54
0,50	0,49	0,73	0,29	0,10	-	-	-

Độ cố kết Q_t đối với các trường hợp sơ đồ 0-1 và 0-2 có thể tính ra từ các số liệu bảng 5-1, dựa vào các biểu thức sau:

Đối với sơ đồ 0-1: $N_{0\text{-}1} = N_0 + (N_1 - N_0) . J$

Đối với sơ đồ 0-2: $N_{0\text{-}2} = N_0 + (N_2 - N_0) . J'$

Trong đó J và J' là các hệ số nội suy và tra bảng 4-2, dựa vào tỉ số V giữa các áp lực nén ở mặt trên và mặt dưới của biểu đồ ứng suất nén ổn định (ở các chiều sâu z = 0 và z = h).

$$V = \frac{P_1}{P_2}$$

Bảng 4.2

Sơ đồ 0-1		Sơ đồ 0-2	
V	J	V	J'
0	1	0	1
0,1	0,84	1,5	0,83
0,2	0,69	2	0,71
0,3	0,56	3	0,55
0,4	0,46	4	0,45
0,5	0,36	5	0,39
0,6	0,27	6	0,30
0,7	0,19	7	0,25
0,8	0,12	8	0,20
0,9	0,06	9	0,17
1,0	0,00	12	0,13

Từ giá trị Q_t tính độ lún S_t theo công thức (4.4) với độ lún cuối cùng S_∞ được xác định theo công thức (4.1) hoặc (4.3)

b, Trường hợp tìm thời gian t, để nền đạt độ cố kết Q_t nhất định.

Đây là bài toán ngược với bài toán trên. Khi giải bài toán này, trước hết tính hệ số cố kết c_v. Tiếp theo chọn sơ đồ cố kết tương ứng với bài toán và dùng các bảng 4.1 và bảng 4-2 để tìm các giá trị N, h và c_v đã biết, có thể tính ra thời gian t cần thiết.

CÂU HỎI ÔN TẬP

1. Hãy giới thiệu và giải thích các đại lượng trong công thức tính lún theo quy phạm 22TCN18-79.

2. Nêu cách tính lún theo công thức quy phạm 22TCN18-79?

3. Nêu cách tính lún theo phương pháp cộng lún từng lớp?

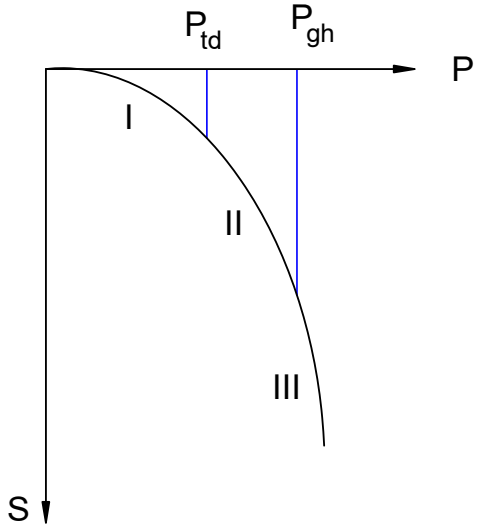
4. Nêu cách giải bài toán tính độ cố kết Q_t và độ lún S_t của nền, khi biết thời gian cố kết t?

5. Nêu cách giải bài toán tìm thời gian t để nền đạt độ cố kết Q_t

Chương 5
SỨC CHỊU TẢI CỦA ĐẤT NỀN

5.1. Khái niệm chung:

Trong thí nghiệm nén đất tại hiện trường chúng ta thu được biểu đồ quan hệ "S - P" như hình 5.1.



Hình 5.1

Nhận xét biểu đồ này ta thấy có 3 giai đoạn.

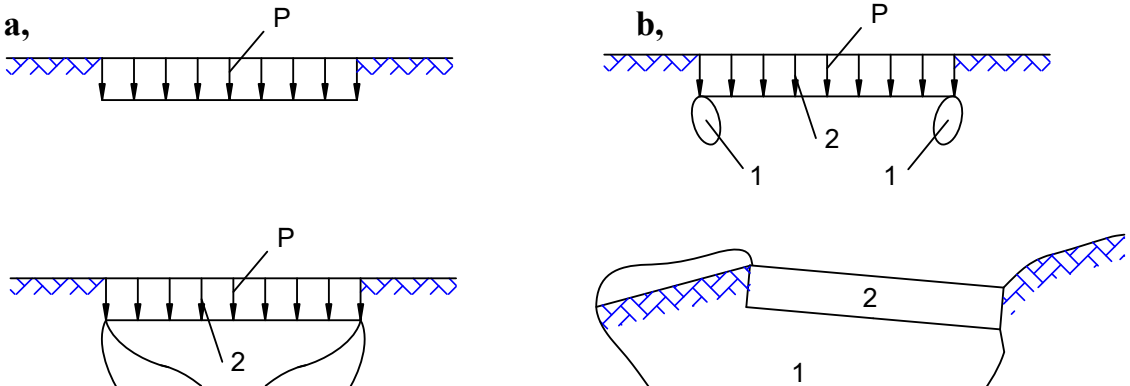
Giai đoạn 1: Gần như một đường thẳng được giới hạn bởi P_{td} . Ta gọi giai đoạn này là giai đoạn biến dạng đàn hồi hay tuyến tính. Người ta cho rằng ở giai đoạn này dưới tác dụng của tải trọng, các hạt đất dưới móng bị nén ép xê dịch lại gần nhau, chèn ép các lỗ hổng và thể tích lỗ hổng giảm đi, đất chưa bị phá hoại như hình 5-2a.

Giai đoạn 2 : Khi tải trọng $P_{gh} > P > P_{tg}$ là một đường cong. Ta gọi giai đoạn này là giai đoạn biến dạng dẻo.

Người ta cho rằng ở giai đoạn này có một bộ phận đất nền bị phá hoại, các hạt đất ở đó bị trượt lên nhau, biến dạng tăng lên nhiều mà không hồi phục laịi được, đất ở 2 mép móng bị phá hoại và khu vực phá hoại gọi là khu vực biến dạng deo như hình 5.2b.

Khi $P = P_{gh}$ là ứng với khi hai khu vực biến dạng dẻo của hai mép móng giáp liền nhau, móng coi như nằm trên một nền bị phá hoại hoàn toàn, như hình 5-2c

Giai đoạn 3: Khi $P > P_{gh}$ là một đường cong, ta gọi giai đoạn này là giai đoạn mất ổn định, móng bị nghiêng đổ, công trình bị phá hoại, như hình 5-2d.



c, **d,**

Hình 5.2

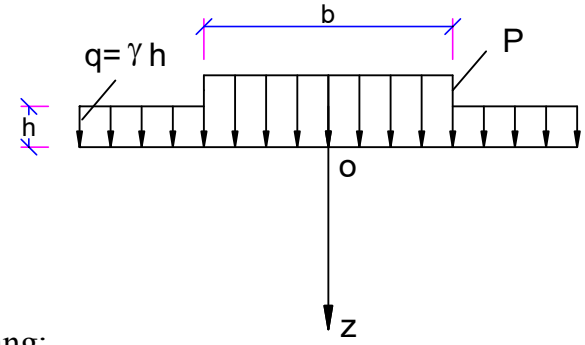
1: Khu vực biến dạng dẻo

2: Đáy móng cứng

5.2. Xác định tải trọng tới dẻo (P_{td}):

Tải trọng P_{td} là tải trọng ứng với lúc bắt đầu xuất hiện biến dạng dẻo ở hai mép móng, nghĩa là ứng với lúc kết thúc giai đoạn nén chặt và bắt đầu giai đoạn trượt, mọi tải trọng bằng hoặc nhỏ hơn tải trọng này chưa gây ra phá hoại nào cho công trình.

Để xác định tải trọng tới dẻo P_{td} người ta xét trường hợp một móng băng có chiều rộng b, chiều sâu đặt móng h, dưới đáy móng có tải trọng phân bố đều P (KN/m^2) tác dụng. Trọng lượng lớp đất trong phạm vi chôn móng được tính đổi ra thành tải trọng phân bố đều $q = \gamma . h$ như Hình 5-3.



Hình 5.3

Theo Puzuriexki, tải trọng tới dẻo có dạng:

$$P_{td} = \gamma\ h\ \frac{\cot g\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\pi . c . \cot g\varphi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \qquad (5.1)$$

Trong đó:

P_{td} : tải trọng tới dẻo

γ : trọng lượng riêng của đất

h : chiều sâu đặt móng

φ : góc nội ma sát trong của đất, tính bằng Rađian

c : lực dính đơn vị của đất

Theo Maxlov, cho phép xuất hiện khu vực biến dạng dẻo nhỏ như hình 6-2b, tải trọng tới dẻo có dạng:

$$P_{td} = \frac{\pi . \gamma (b . tg\varphi + h + \frac{c}{\gamma . tg\varphi})}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma . h \qquad (5.2)$$

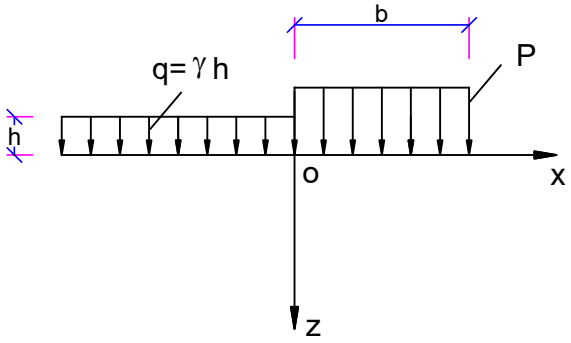
5.3. Xác định tải trọng giới hạn P_{gh}:

Tải trọng giới hạn P_{gh} là tải trọng ứng với lúc hai khu vực biến dạng dẻo của hai mép móng giáp liền nhau, nghĩa là khối bắt đầu trượt mạnh, đất không còn khả năng chịu lực nữa. Như Hình 5-2c.

5.3.1. Phương pháp Xôcôlovxki:

a, Trường hợp tải trọng thẳng đứng (như hình 5-4)

a, Với móng nông (h/b < 0,5) đặt trên đất dính ($c \neq 0$, $q \neq 0$, $h > 0$)



Hình 5.4

Tải trọng giới hạn tính theo công thức:

$$P_{gh} = P_T (c + q \,.\, tg\varphi) + q \qquad (5\text{-}3)$$

Trong đó P_T hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào X_T

$$X_T = \frac{\gamma}{q \,.\, tg\varphi + c} \,.\, x \qquad \text{với } 0 \le x \le b$$

Trị số P_T tra bảng 5-1

b, Với móng đặt trên mặt đất dính ($c \neq 0$, $q = 0$, $h = 0$)

Tải trọng giới hạn tính theo công thức:

$$P_{gh} = P_T \,.\, c \quad \text{trong đó} \quad X_T = \frac{\gamma}{c} \,.\, x \qquad (5.4)$$

c, Với móng nông đặt trên đất cát ($c = 0$, $q \neq 0$, $h > 0$)

Tải trọng giới hạn tính theo công thức:

$$P_{gh} = q (P_T \,.\, tg\varphi + 1) \qquad (5.5)$$

Trong đó

$$X_T = \frac{\gamma}{q \,.\, tg\varphi} \,.\, x$$

Bảng 5.1: Bảng trị số P_T

X_T \ φ_0	5	10	15	20	25	30	35	40
0	6.49	8.34	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	75.3
0,5	0.73	9.02	12.5	17.9	27.0	43.0	73.8	139
1,0	6.95	9.64	13.8	20.6	32.3	53.9	97.1	193
1,5	7.17	10.20	15.1	23.1	37.3	64.0	119	243
2,0	7.38	10.80	16.2	25.4	41.9	73.6	140	292
2,5	7.56	11.30	17.3	27.7	46.4	82.9	160	339
3,0	7.77	11.80	18.4	29.8	50.8	91.8	179	386
3,5	7.96	12.30	19.4	31.9	55.0	101	199	432
4,0	8.15	12.80	20.5	34.0	59.2	109	218	478
4,5	8.33	13.20	21.4	36.0	63.8	118	237	523

5,0	8.50	13.70	22.4	38.0	67.3	127	256	568
5,5	8.67	14.10	23.3	39.9	71.3	135	257	613
6,0	.884	14.50	24.3	41.8	75.3	143	293	658

b, Trường hợp tải trọng nghiêng (như hình 5-5)

Tải trọng giới hạn tính theo công thức:

$$P_{gh} = N_q \cdot \gamma \cdot h + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma \cdot x \qquad (5.6)$$

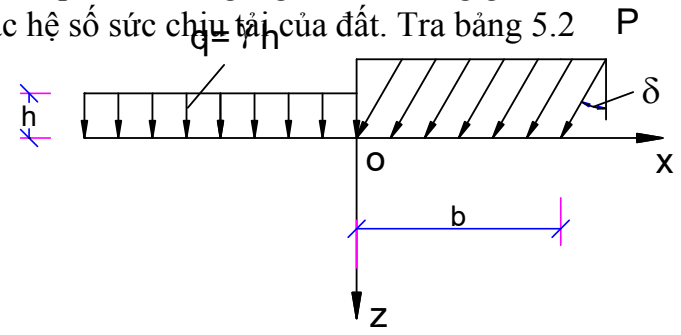
$T_{gh} = P_{gh} \cdot tg\delta$

Trong đó:

P_{gh} : trị số thành phần thẳng đứng của tải trọng giới hạn tương ứng với điểm có hoành độ x

T_{gh} : trị số thành phần nằm ngang của tải trọng giới hạn

N_q, N_c, N_γ các hệ số sức chịu tải của đất. Tra bảng 5.2



Hình 5.5

Bảng 5.2: Bảng giá trị các hệ số N_q, N_c, N_γ

φ / δ		5^0	10^0	15^0	20^0	25^0	30^0	35^0	40^0	45^0
0^0	N_q	1.57	2.47	3.49	6.40	10.70	18.40	33.30	64.20	134.50
	N_c	6.49	8.34	11.0	14.90	20.70	30.20	46.20	75.30	133.50
	N_γ	0.17	0.56	1.40	3.16	6.92	15.32	35.19	86.46	236.30
5^0	N_q	1.24	2.16	3.44	5.56	9.17	15.60	27.90	52.70	96.40
	N_c	2.72	6.56	9.12	12.50	17.50	25.40	38.40	61.60	95.40
	N_γ	0.09	0.38	0.99	2.31	5.02	11.10	24.38	61.38	163.30
10^0	N_q		1.50	2.84	4.65	7.65	12.90	22.80	42.40	85.10
	N_c		2.84	6.88	10.00	14.30	20.60	31.10	49.30	84.10
	N_γ		0.17	0.62	1.51	3.42	7.64	17.40	41.78	109.50
15^0	N_q			1.79	3.64	6.13	10.40	18.10	33.30	64.40
	N_c			2.94	7.27	11.00	16.20	24.50	38.50	64.40
	N_γ			0.25	0.89	2.15	4.93	11.34	27.61	70.58
20^0	N_q				0.09	4.58	7.97	13.90	25.40	49.20
	N_c				3.00	7.68	12.10	18.50	29.10	48.20
	N_γ				0.32	1.19	2.92	6.91	16.41	43.00

25^0	N_q N_c N_γ					2.41 3.03 0.38	5.67 8.09 1.50	10.20 13.20 3.84	18.70 21.10 9.58	36.75 35.75 24.86
30^0	N_q N_c N_γ						2.75 3.02 0.43	6.94 8.49 1.84	13.10 14.40 4.96	25.40 24.40 13.31
35^0	N_q N_c N_γ							3.08 2.97 0.47	8.43 8.86 2.21	16.72 15.72 6.41
40^0	N_q N_c N_γ								3.42 2.88 0.49	10.15 9.15 2.60
45^0	N_q N_c N_γ									3.78 2.78 0.50

5.3.2.Phương pháp Bêrêzanxev:

Trường hợp bài toán phẳng, móng nông (h/b < 0,5)

Tải trọng giới hạn phân bố đều P_{gh} như hình 5-6 tính theo công thức:

$P_{gh} = A_0 . \gamma b + B_0 .q + C_0 .c$ (5-7)

Trong đó:

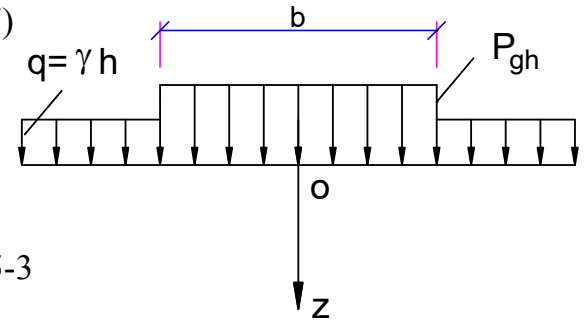
γ : trọng lượng riêng của đất

b : bề rộng móng

$q = \gamma . h$: tải trọng hông

c : lực dính đơn vị

A_o, B_o, C_o :hệ số sức chịu tải tra bảng 5-3



Hình 5.6

Bảng 5.3: Bảng giá trị các hệ số A_o, B_o, C_o

φ^0	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46
A_0	1,7	2,3	3,0	3,8	4,9	6,8	8,0	108	143	198	262	374	501	773	113	1596
B_0	4,4	5,3	6,5	8,0	9,8	123	15	193	247	326	415	548	72	987	132	195
C_0	11,7	13,2	15,1	17,2	19,8	232	258	315	38	47	557	70	847	108	141	1875

Ví dụ tính toán:

Tính sức chịu tải của nền đất có $\varphi = 20^0$, $c = 0{,}5.10^2$ KN/m^2, $\gamma = 1{,}8.10^1$ KN/m^3, dưới tác dụng của một tải trọng hình băng có chiều rộng b = 5 m, đặt sâu 2 m.

Giải

Xác định một số tham số

$\varphi = 20^0 = 0,35$ Rad, $tg20^0 = 0,36$, $cotg20^0 = 2,75$

* Tải trọng tới dẻo của nền theo công thức (5-1) của Puzuriexki

$$P_{td} = \gamma\ h\ \frac{cotg\varphi + \varphi + \pi/2}{cotg\varphi + \varphi - \pi/2} + \frac{\pi . c . cotg\varphi}{cotg\varphi + \varphi - \pi/2}$$

$$P_{td} = 1,8.10^1.2\ \frac{2,75 + 0,35 + 0,5\ .3,14}{2,75 + 0,35 - 0,5\ .3,14} + \frac{3,14\ .\ 0,5.10^2\ .2,75}{2,75 + 0,35\ - 0,5.3,14}$$

$$P_{td} = 3,31.10^2\ KN/m^2$$

* Tải trọng tới dẻo theo công thức (5-2) của Maxlov:

$$P_{td} = \frac{\pi . \gamma\ (b . tg\varphi + h + c/\gamma . tg\varphi)}{cotg\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma . h$$

$$P_{td} = \frac{3,14.1,8.10^1\ (5.0,36 + 2 + \dfrac{0,5.10^2}{1,8.10^1\ .0,36}}{2,75 + 0,35\ -\ 0,5.3,14} + 1,8.10^1\ .2$$

$$P_{td} = 4,61.10^2\ KN/m^2$$

* Tải trọng giới hạn theo công thức (5-3) của Xôcôlôvxki:

$$P_{gh} = P_T\ (\ c + q\ .\ tg\varphi\ ) + q$$

- Với x = 0 thì $X_T = 0$ tra bảng 6-1 được $P_T = 14,8$

Thay số ta được:

$$P_{gh} = 14,8\ (\ 0,5.10^2 + 1,8.10^1\ .\ 2\ .\ 0,36\ ) + 1,8.10^1\ .\ 2$$

$$P_{gh} = 9,68.10^2\ KN/m^2$$

- Với x = 5 thì $X_T = \dfrac{1,8.10^1\ .5}{1,8.10^1\ .2.0,36 + 0,5.10^2}$

Tra bảng 5-1 đurice $P_T = 22,75$

Thay số ta được:

$$P_{gh} = 22,75\ (\ 0,5.10^2 + 1,8.10^1\ .\ 2\ .\ 0,36\ ) + 1,8.10^1\ .\ 2$$

$$P_{gh} = 14,68.10^2\ KN/m^2$$

Nếu trị số trung bình trong phạm vi chiều rộng đáy móng thì :

$$P_{gh} = \frac{9,68\ + 14,68.10^2}{2} = 12,18.10^2\ KN/m^2$$

*Tải trọng giới hạn theo công thức (5-7) của Bêrêzanxbv

$$P_{gh} = A_0\ .\ \gamma\ b\ +\ B_0\ .q\ +\ C_0\ .c$$

Tra bảng 5-3 ta có:

$$P_{gh} = 3\ .\ 1,8.10^1\ .\ 5\ +\ 6,5\ .\ 1,8.10^1\ .\ 2\ +\ 15,1\ .\ 0,5.10^2$$

$$P_{gh} = 12,59.10^2\ KN/m^2$$

5.4. Quy định tính sức chịu tải của nền đất:

5.4.1: Công thức xác định theo quy phạm

Để tính sức chịu tải của nền đất, hiện nay trong ngành giao thông vận tải vẫn dùng quy phạm thiết kế cầu cống 1979. Theo quy phạm này việc tính toán sức chịu tải của nền đất là đất cát có thể dùng công thức (5-7) của Bêrêzanxbv.

Với mọi loại đất thì dùng công thức kinh nghiệm như sau:

$$R = 1{,}2 \{ R' [1 + K_1 (b - 2)] + K_2 . \gamma_{tb} (h - 3) \} \qquad (5.8)$$

Trong đó :

R' : sức chịu tải tiêu chuẩn của đất nền lấy theo bảng 5-4, 5-5 và 5-6 (KN/m^2)

K_1 và K_2 hệ số tra bảng 5-7

b : bề rộng đáy móng (cạnh nhỏ nhất hay bán kính)

Nếu b > 6 m thì lấy b = 6 m để tính (m).

h : độ sâu móng kể từ mặt đất sau khi xói (m)

Khi h < 3 m thì lấy h = 3 m để tính

γ_{tb} : trị số tính toán trung bình trọng lượng riêng của đất từ đáy móng trở lên (KN/m^2)

$$\gamma_{tb} = \sum_{i=i}^{n} \frac{\gamma_i . h_i}{h_i}$$

γ_i và h_i là trọng lượng riêng và chiều dày của lớp

Bảng 5. 4: Giá trị sức chịu tải tiêu chuẩn R' của đất dính (KN/m^2)

Tên đất	Hệ số rỗng e	Độ sệt B						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Cát pha $\phi \le 5$	0,5 0,7	$3{,}43.10^2$ $2{,}94.10^2$	$2{,}94.10^2$ $2{,}45.10^2$	$2{,}45.10^2$ $1{,}96.10^2$	$1{,}96.10^2$ $1{,}47.10^2$	$1{,}47.10^2$ $0{,}98.10^2$	$0{,}98.10^2$	
Á sét $10 \le \phi \le 15$	0,5 0,7 1,0	$3{,}92.10^2$ $3{,}43.10^2$ $3{,}94.10^2$	$3{,}43.10^2$ $2{,}94.10^2$ $2{,}45.10^2$	$2{,}94.10^2$ $2{,}45.10^2$ $1{,}96.10^2$	$2{,}45.10^2$ $1{,}96.10^2$ $1{,}47.10^2$	$1{,}96.10^2$ $1{,}47.10^2$ $0{,}98.10^2$	$1{,}47.10^2$ $0{,}98.10^2$	$0{,}98.10^2$
Đất sét $\phi \ge 20$	0,5 0,6 0,8 1,1	$5{,}88.10^2$ $4{,}90.10^2$ $3{,}92.10^2$ $2{,}94.10^2$	$4{,}41.10^2$ $3{,}43.10^2$ $2{,}94.10^2$ $2{,}45.10^2$	$3{,}43.10^2$ $2{,}94.10^2$ $2{,}45.10^2$ $1{,}96.10^2$	$2{,}94.10^2$ $2{,}45.10^2$ $1{,}96.10^2$ $1{,}47.10^2$	$2{,}45.10^2$ $1{,}96.10^2$ $1{,}47.10^2$ $0{,}98.10^2$	$1{,}96.10^2$ $1{,}47.10^2$ $0{,}98.10^2$	$1{,}47.10^2$ $0{,}98.10^2$

Chú thích:

1) Với các trị số trung gian của B và e thì R' được xác định theo nội suy.
2) Với các trị số ϕ trong phạm vi 5-10 và 15 -20 lấy trị số trung bình R'

Bảng 5.5: Giá trị R' của đất cát

Đất cát và độ ẩm	R' của cát chặt vừa (KN/m^2)	R' cát chặt (KN/m^2)
Sỏi, cát hạt to không phụ thuộc độ ẩm	$3{,}43.10^2$	$4{,}42.10^2$
Cát trung		

ẩm ít ẩm và bão hoà	$2,94.10^2$ $2,45.10^2$	$3,92.10^2$ $3,43.10^2$
Cát nhỏ ẩm ít ẩm và bão hoà	 $1,96.10^2$ $1,47.10^2$	 $2,94.10^2$ $2,45.10^2$
Cát bụi ẩm ít ẩm bão hoà	 $1,96.10^2$ $1,47.10^2$ $0,98.10^2$	 $2,45.10^2$ $1,96.10^2$ $1,47.10^2$

Bảng 6.6: Giá trị R' của cuội sỏi

Đất	R' (KN/m^2)
Cuội từ Đá kết tinh Đá trầm tích	 $14,70.10^2$ $9,80.10^2$
Sỏi sạn từ Đá kết tinh Đá trầm tích	 $7,35.10^2$ $4,90.10^2$

Bảng 6.7: Trị số của K_1 và K_2

Đất	Hêk số	
	K_1	K_2
Cuội sỏi, cát to, cát trung pha sỏi	0,1	3,0
Cát nhỏ	0,08	2,5
Cát bụi, cát pha	0,06	2,0
Sét pha, sét cứng và nửa cứng	0,04	2,0
Sét pha, sét dẻo cứng và dẻo mềm	0,02	1,5

5.4.2. Ví dụ tính toán:

Hãy xác định cường độ tính toán của nền sét có : $\gamma = 1,8.10^1$ KN/m^3, $W_{ch} = 50\%$, $W_d = 20\%$, $W = 29\%$, $e = 0,8$. phía trên đáy móng có hai lớp đất với lớp 1 có $h = 2,5$ m, $\gamma = 1,7.10^1$ KN/m^3, lớp 2 có $h = 1,0$ m, $\gamma = 1,9.10^1$ KN/m^3

Giải

Áp dụng công thức kinh nghiệm (5-8)

$R = 1,2 \{ R' [1 + K_1 (b - 2)] + K_2 . \gamma_{tb} (h - 3) \}$

Xác định các tham số

Độ sệt $B = \dfrac{W - W_d}{W_{ch} - W_d} = \dfrac{29 - 20}{50 - 20} = 0,3$, đất ở trạng thái dẻo cứng

Tra bảng 5-7 có $K_1 = 0,02$, $K_2 = 1,5$

Tra bảng 5-4 có $R' = 1,96.10^2$ KN/m^2

$$\gamma_{tb} = \sum \frac{\gamma_i . h_i}{h_i} = \frac{1,7.10^1 .2,5 + 1,9.10^1 .1,0}{2,5 + 1,0} = 1,76.10^1 \ \text{KN/m}^3$$

Thay số có:

$R = 1,2\{ 1,96.10^1 [1 + 0,02 (4 - 2)] + 1,5 . 1,76.10^1 (3,5 - 3) \}$

$R = 2,66.10^2$ (KN/m^2) hay R = 2,66 (KG/cm^2)

5.5 Nghiệm toán cường độ đất nền:

Khi tiến hành tính toán thiết, để đảm bảo an toàn cho nền đất dưới móng công trình cần tiến hành kiểm tra, khống chế ứng suất phát sinh do công trình gây ra không vượt quá khả năng làm việc của đất nền. Công việc này được gọi là nghiệm toán cường độ đất nền.

Để đảm bảo an toàn cho nền và công trình, ứng suất phát sinh trong đất ở đáy móng phải thoả mãn điều kiện sau:

- Khi tải trọng tác dụng đúng tâm

$$\sigma = \frac{N}{F} \le R \qquad (5.9)$$

- Khi tải trọng tác dụng lệch tâm

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{\sum M_0}{W} \le R \qquad (5.10)$$

Trong đó:

σ : ứng suất phát sinh tại mặt tiếp xúc với đáy móng

N : tổng hợp các lực có phương thẳng đứng có kể đến hệ số vượt tải

ΣM_0 : Tổng mômen do các lực sinh ra lấy đối với trọng tâm móng có kể đến hệ số vượt tải.

F : diện tích đáy móng

W : Mo đuyn chống uốn của đáy móng

R : cường độ tính toán của đất nền dưới móng

Ví dụ tính toán:

Một trụ cầu có tổng hợp lực đứng tại đáy móng N = 4100 KN, tổng mômen của các lực ấy với tâm móng ΣM_0 = 700 KN/m. Đáy móng có kích thước F = a, b = 8 x 3 m. Đất sét pha đặt móng có $\gamma = 1,9.10^1$ KN/m^3, e = 0,7, B = 0,1. Móng đặt sâu h = 4 m. Hãy nghiêm toán cường độ đất nền ngay tại đáy móng.

Giải

Xác định ứng suất do tải trọng gây ra tại đáy móng theo công thức (5-10)

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{\sum M_0}{W} \le R$$

Với F = 8. 3 = 24 m^2

$$W = \frac{a . b^2}{6} = \frac{8 . 3^2}{6} = 12 \ \text{m}^3$$

Thay số có:

$$\sigma_{max} = \frac{4100}{24} + \frac{700}{12} = 229 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{4100}{24} - \frac{700}{12} = 112{,}5 \text{ KN/m}^2$$

Xác định cường độ tính toán của nền theo công thức (5-8)

$R = 1{,}2 \{ R' [1 + K_1 (b - 2)] + K_2 . \gamma_{tb} (h - 3) \}$

Với B = 0,1, e = 0,7 tra bảng 6-4 có $R' = 2{,}94.10^2$ KN/m^2

Tra bảng 5-7 có $K_1 = 0{,}04$, $K_2 = 2{,}0$

Thay số có

$R = 1{,}2 \{ 2{,}94.10^2 [1 + 0{,}04 (3 - 2)] + 2{,}0 . 1{,}9.10^1 (4 - 3) \}$

$R = 4{,}2.10^2$ KN/m^2 = 420 KN/m^2

Vậy nền đảm bảo về cường độ chịu tải

CÂU HỎI ÔN TẬP BÀI TẬP

1. Nêu các giai đoạn biến dạng của đất khi gia tải

2. Thế nào là tải trọng tới dẻo và tải trọng giới hạn.

3. Hãy nêu công thức và giải thích công thức xác định tải trọng tới dẻo?

4. Hãy nêu công thức và giải thích công thức xác định tải trọng giới hạn?

5. Hãy nêu công thức và giải thích công thức kinh nghiệm xác định sức chịu tải của nền đất?

6. Thế nào là nghiệm toán đất nền, các trường hợp nghiệm toán?

7. Xác định cường độ tính toán của nền đất đặt móng cầu có bề rộng b = 5 m, độ sâu đặt móng h = 4 m, nền là đất sét pha ở trạng thái dẻo có $\gamma = 1{,}9.10^1$ KN/m^3, e = 0,6, B = 0,15

8. Xác định cường độ tính toán của nền đất đặt móng cầu có bề rộng b = 3,5 m, độ sâu đặt móng h = 5 m, nền là đất cát pha có $\gamma = 1{,}8.10^1$ KN/m^3, e = 0,5, B = 0,1

9. Cho một trụ cầu có trọng lượng bản thân $P_3 = 2100$ KN và lực $P_1 = P_2 = 1100$ KN tác dụng đối xứng cách tim trụ cầu 0,3 m, lực xô ngang. H = 100 KN đặt cách đáy móng 7 m. Đất nền là đất cát pha sét có B = 0,3, e = 0,7, $\gamma = 1{,}8.10^1$ KN/m^3. Hãy nghiệm toán cường độ đất nền?

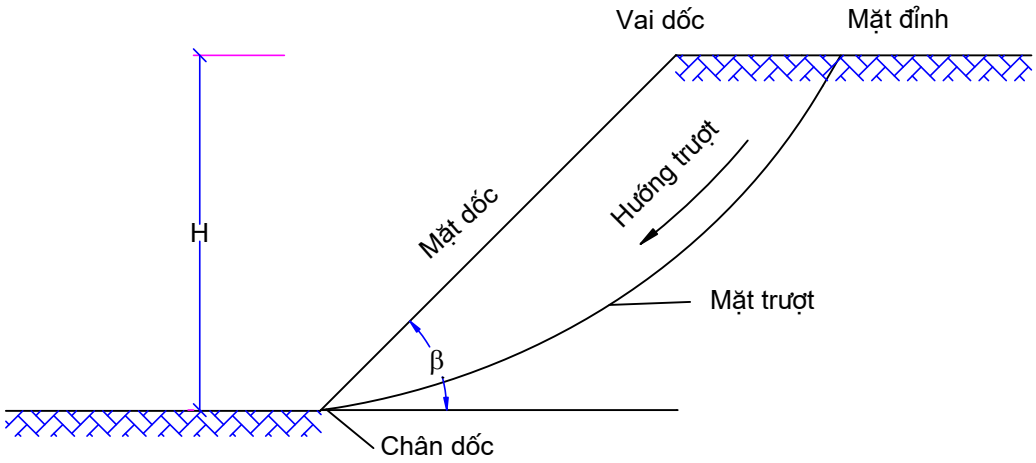
10. Cho trụ cầu có tải trọng như bài 9. Với đất nền là sét dẻo có B = 0,2, e = 0,8, $\gamma = 1{,}9.10^1$ KN/m^3. Móng đặt sâu 2,5 m, kích thước móng F = 10 x 3 m. Hãy nghiệm toán cường độ đất nền?

Chương 6
ỔN ĐỊNH CỦA MÁI ĐẤT

6.1 Khái niệm chung:

Mái đất là một khối đất có mặt giới hạn là mặt dốc. Mái đất được hình thành do tác động tự nhiên hoặc do tác dụng nhân tạo.

Hình 6-1 trình bày mặt cắt ngang của một mái đất đồng nhất đơn giản.



Hình 6.1

Mỗi mái dốc có một góc dốc β nhất đinh của mặt dốc, nó có thể đảm bảo cho mái đất ổn định lâu dài hoặc có thể gây ra sự sụt lở do sự mất ổn định của mái đất, sự sụt lở có thể gây ra hậu quả nghiêm trọng như : Lũ lụt do vỡ đê vỡ đập, tắc nghẽn giao thông

do đất đá lập đường hoặc do đường bị đứt đoạn,.. Vì vậy ở những công trình buộc phải sử dụng đất ở thế có mái dốc, một vấn đề lớn được đặt ra là xác định được độ dốc hợp lý để đảm bảo tính an toàn trong sử dụng công trình và kinh tế khi xây dựng công trình. Muốn vậy ta phải nắm vững được quy luật chuyển động của các khối đất, tìm ra các phương pháp tính toán và các biện pháp để phòng chống lại các hiện tượng sụt lở.

6.2 Ổn định của mái đất dính:

6.2.1 Phương pháp mặt trượt hình trụ tròn:

Ổn định của mái đất dính được tính toán theo phương pháp mặt trượt hình trụ tròn, coi khối đất là một cơ thể và trạng thái ứng suất giới hạn chỉ xảy ra trên mặt trượt, mái đất đồng nhất.

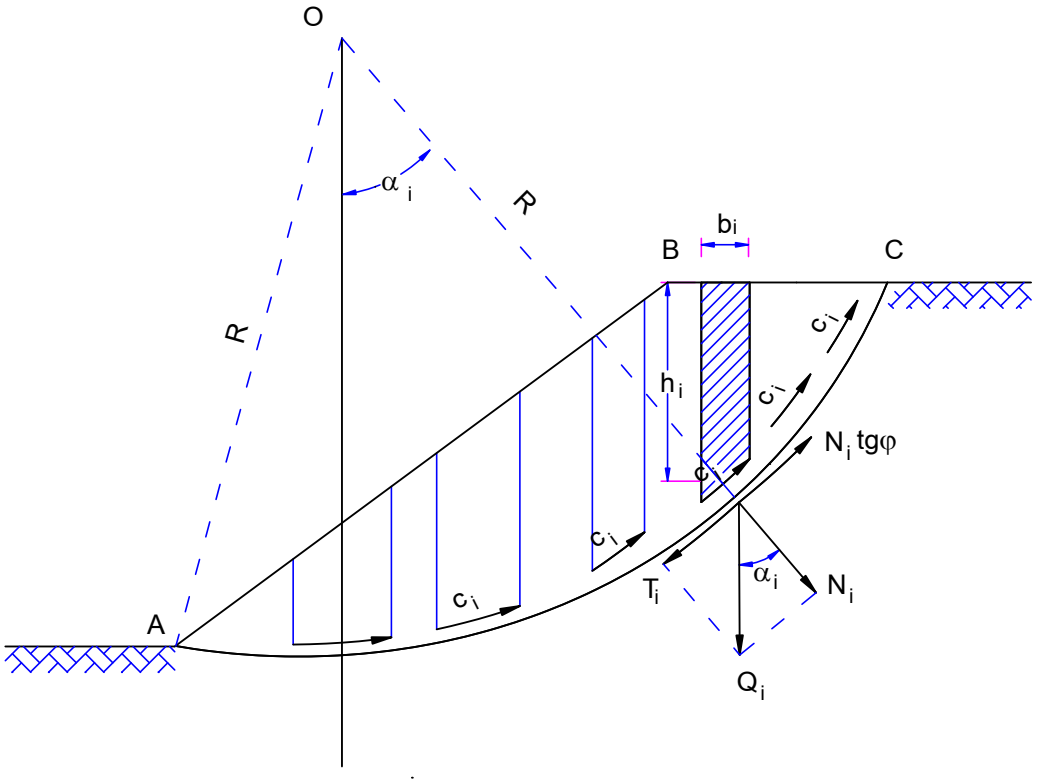
Phương pháp mặt trượt là mặt trụ tròn có tâm 0, xét mặt trượt trên mặt cắt đứng là cung AC có chiều dài L, diện tích ABC như Hình 6-2

Xét mảnh có chiều dài bằng 1 m chia diện tích ABC thành n mảnh bằng các mặt phẳng thẳng đứng song song có bề rộng b (b lấy bằng 1/10 ÷ 1/20 bán kính cung trượt).

Đánh số thứ tự các mảnh, một mảnh sẽ chịu tác dụng của trọng lượng bản thân Q_i, từ lực Q_i này chia ra hai thành phần:

$$\vec{Q}_i = \vec{T}_i + \vec{N}_i \qquad (6.1)$$

Thành phần T_i tiếp tuyến với mặt trượt có tác dụng làm quay mảnh i quanh tâm 0, tuỳ theo vị trí của mảnh đất thứ i, nó có thể có chiều trùng với chiều trượt của lăng thể hoặc ngược lại, do đó có thể là lực gây trượt hoặc ngược lại.



Hình 6.2

Thành phần N_i vuông góc với mặt trượt và gây ra lực ma sát lên mặt trượt. Lực ma sát chống lại hiện tượng trượt của mảnh đất, có chiều ngược với chiều của lăng thể và có giá trị bằng N_i tgφ, trong đó φ là góc ma sát trong của đất.

Ngoài ra trên toàn bộ chiều dài cung AC còn có lực dính giữa phần trượt và phần ổn định. Lực dính có hướng luôn luôn ngược với hướng trượt của lăng thể do đó luôn luôn có tác dụng chống trượt, lực dính có giá trị bằng L.c

Điều kiện cân bằng của toàn bộ khối trượt là tổng mômen của tất cả các lực lấy với tâm quay 0 phải bằng 0, cụ thể:

$$\Sigma T_i \cdot R - \Sigma N_i \cdot tg\varphi \cdot R - L \cdot c \cdot R = 0 \qquad (6.2)$$

Rút gọn có: $$\Sigma T_i - \Sigma N_i \cdot tg\varphi - L \cdot c = 0 \qquad (6.3)$$

Trong đó:

$N_i = Q_i \cdot \cos\alpha_i$

$T_i = Q_i \cdot \sin\alpha_i$

φ : Góc nội ma sát

c : Lực dính đơn vị

L : Chiều dài cung trượt

R : Bán kính của cung trượt

$Q_i = \gamma \cdot b_i \cdot h_i$: trọng lượng của mảnh đất thứ i

γ : Trọng lượng riêng của đất

h_i : Chiều cao mảnh thứ i

b_i : Bề rộng mảnh thứ i

Công thức (6-3) là phương trình ứng với trạng thái cân bằng giới hạn của khối đất trượt .

Để khối đất trượt ổn định, thì tổng mômen chống trượt phải lớn hơn tổng mômen gây trượt, nghĩa là:

$$K = \frac{\sum M_{giu}}{\sum M_{truot}} = \frac{\left(\sum N_i .tg\varphi + L.c\right)R}{\sum T_i R}$$

$$K = \frac{\left(\sum N_i .tg\varphi + L.c\right)}{\sum T_i} \qquad (6.4)$$

$K > 1$

K : hệ số an toàn, thường lấy K = 1,1 ÷ 1,5, tuỳ thuộc vào tầm quan trọng và tình hình chịu tải khác nhau của mái đất.

Đối với một mái đất nhất định, trị số an toàn về ổn định K thay đổi theo vị trí của mặt trượt (hoặc tâm cung trượt) nguy hiểm nhất. Vì các mặt trượt giả thiết như trên là nhiều vô kể nên cũng sẽ có vô số các trị số K tương ứng, nên việc tính toán để tìm được trị số K nhỏ nhất ứng với mặt trượt nguy hiểm nhất tốn rất nhiều thời gian.

6.2.2. Phương pháp xác định nhanh tâm trượt nguy hiểm nhất:

Để giảm nhẹ công việc tính toán khi xác định tâm trượt nguy hiểm nhất W.Felêniux đã đưa ra phương pháp xác định nhanh tâm trượt nguy hiểm như sau:

Đối với đất dính có tính dẻo cao ($\varphi \approx 0$) thì mựt trượt nguy hiểm nhất là mặt trượt đi qua tâm mái, có tâm là giao điểm của hai đường thẳng OA và OB như hình 7-3. Đường OA làm với mặt dốc một góc β_1, đường OB làm với mặt đỉnh mái dốc một góc β_2. Các góc β_1, β_2 thay đổi theo góc mái dốc β lấy ở bảng 6-1

Bảng 6.1: Bảng trị số của góc β_1, β_2

Độ dốc mái	Góc mái β	β_1	β_2
1 : 0,50	60^0	29^0	40^0
1 : 1	45^0	28^0	27^0
1 : 1,5	$33^0 47'$	26^0	35^0
1 : 2	$26^0 34'$	25^0	35^0
1 : 3	$18^0 26'$	25^0	35^0
1 : 5	$11^0 19'$	25^0	37^0

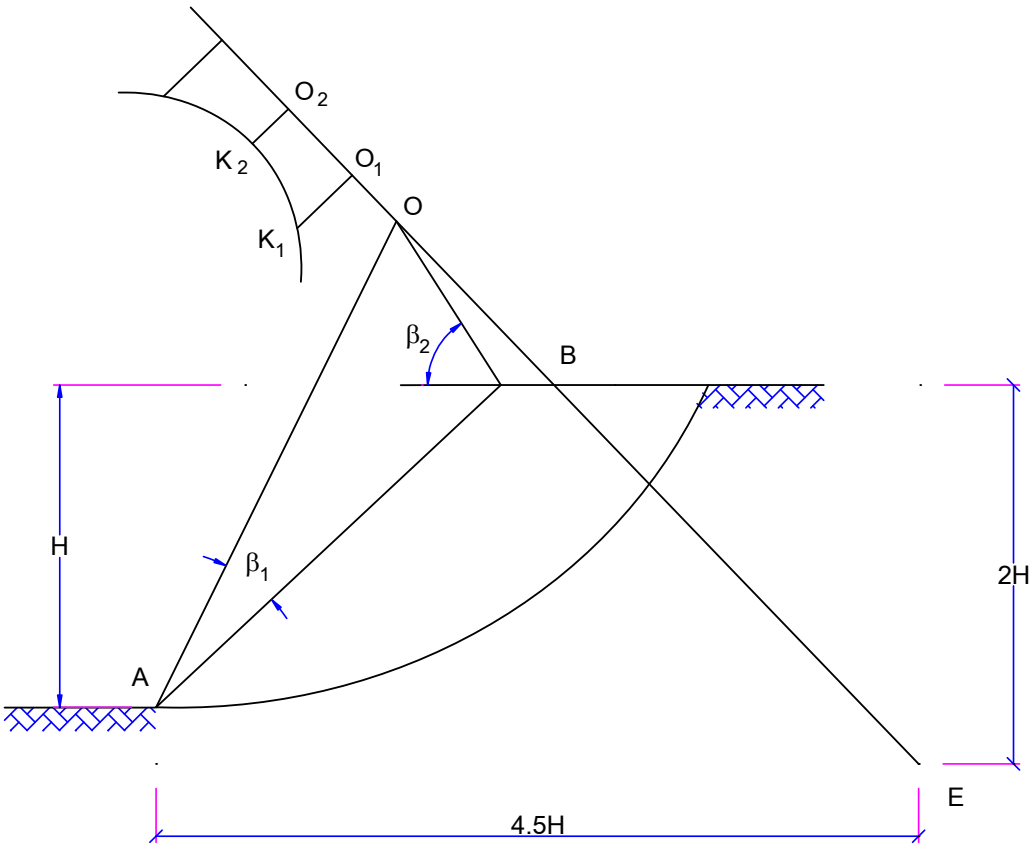
Đối với đất dính có góc ma sát trong $\varphi > 0$ thì tâm cung trượt nguy hiểm nhất sẽ nằm trên phần kéo dài của đoạn OE (Hình 6-3) .

Cách xác định tâm trượt nguy hiểm như sau:

Xác định điểm O nhờ β_1, β_2 như phần trên

Xác định điểm E với giá trị 2H và 4,5 H như Hình 6-3.

Trên đường kéo dài OE phía trên điểm O, ta giả định mặt trượt có tâm O_1, O_2.Sau đó dùng công thức (6-4) để tính các trị số an toàn K_1, K_2,.. tương ứng.



Hình 6.3

Tại các điểm O_1, O_2, .. vẽ các đoạn thẳng vuông góc với đường OE theo một tỉ lệ nhất định biểu diễn các trị số K_1, K_2,.. Nối các điểm nút của các đoạn thẳng này lại với nhau. Kết quả là một đường cong biểu thị sự biến đổi của K theo vị trí của mặt trượt, điểm thấp nhất của đường cong chính là tâm ứng với mặt trượt nguy hiểm nhất của mái đất như Hình 6-3.

6.3 Ổn định của mái đất rời:

Đất rời bao gồm các đất hòn lớn và đất cát, giữa các hạt nói chung không có lực dính. Vì vậy, tính ổn định của mái đất rời quyết định bởi sự của ổn định của hạt đất trên mặt mái dốc.

6.3.1. Tính hệ số về ổn định mặt mái của mái đất rời không có áp lực thuỷ động:

Xét điều kiện cân bằng của một khối đất phân tố M nằm trên mặt mái dốc như Hình 6-4.

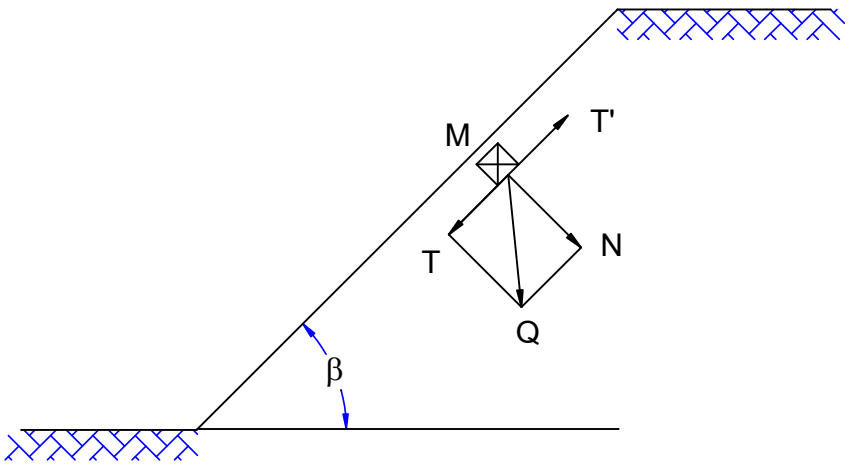
Gọi Q là trọng lượng của khối đất phân tố

β là góc mái ổn định

φ : là góc ma sát trong của đất.

Khối đất phân tố M chịu tác dụng của trọng lượng bản thân Q, lực Q được phân ra thành hai thành phần:

$$\vec{Q} = \vec{T} + \vec{N}$$



Hình 6.4

Thành phần $T = Q \cdot \sin\beta$ song song với mặt mái và có xu thế làm cho phân tố đất trượt xuống.

Thành phần N = Q . cosβ vuông góc với mặt mái và tạo ra một lực chống trượt T' = N . f = N . tgφ = Q cosβ. tgφ .

Khi khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn thì T = T'

Theo định nghĩa của hệ số an toàn ổn định ta có thể viết công thức (6.5)

$$K = \frac{\text{Lực chống trượt}}{\text{Lực gây trượt}} = \frac{T'}{T} = \frac{Q.\cos\beta\ tg\varphi}{Q.\sin\beta} = \frac{tg\varphi}{tg\beta}$$

Công thức (6-5) cho ta thấy rằng, khi góc mái β bằng gó ma sát trong của đất φ thì K = 1 và mái đất ở trạng thái cân bằng giới hạn.

Góc β là góc mái tự nhiên của đất rời.

Cũng từ công thức (6-5) cho ta thấy tính ổn định của mái đất rời không phụ thuộc vào chiều cao mái H. Mái đất sẽ ổn định khi góc mái nhỏ hơn góc ma sát trong. Mặt khác, khi toàn bộ mái đất rời ngâm trong nước thì góc ma sát trong của đất ướt cũng không khác mấy so với góc ma sát trong của đất khô (chênh nhau khoảng 1^0 -2^0). Do đó trong trường hợp này vẫn có thể dùng công thức (6-5) để tính hệ số an toàn về ổn định.

6.3.2. Tính hệ số về ổn định mặt mái của đất rời khi có áp lực thuỷ động:

Khi đào hố móng trong đất rời no nước hoặc khi mực nước ngầm đột nhiên dâng cao, thì sẽ có hiện tượng đất thấm từ mái đất ra, và áp lực thuỷ động do nước dòng thầm sinh ra khả năng lôi theo hạt đất, làm cho mái đất mất ổn định.

Xét một khối đất phân tố M trên mặt mái, nơi dòng thấm chảy thoát ra ngoài như Hình 6-5.

Lực gây trượt tác dụng lên khối đất phân tố gồm có:

$T = Q.\ \sin\beta t = \gamma_{dn}\ .\ \sin\beta t$

$J = \gamma_n.\ i = \gamma_n.\ \sin\beta t$

Trong đó:

T : Lực gây trượt do trọng lượng bản thân của khối đất phân tố (KN/m^3)

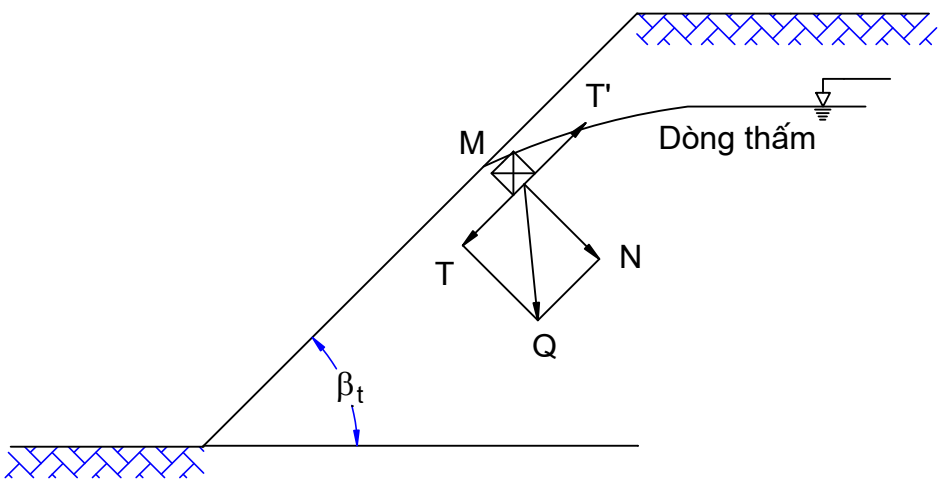
Q: Trọng lượng trong nước của khối đất phân tố, bằng trọng lượng riêng đẩy nổi.

βt : Góc mái ổn định.

J : áp lực thuỷ động tác dụng lên khối đất phân tố

γ_n : Trọng lượng riêng của nước

i : độ dốc thuỷ lực tại điểm chảy ra của dòng thấm $i = \frac{\Delta H}{l} = \text{Sin}\beta t$



Hình 6.5

Lực tác dụng lên khối đất phân tố T'

$T' = N . tg\varphi = Q. \cos\beta_i , tg\varphi = \gamma_{dn} \cos\beta t. tg\varphi$

Vậy hệ số an toàn về ổn định trượt của mái đất K

$$K = \frac{T'}{T + J} = \frac{\gamma_{dn} .\cos\beta_t \, tg\varphi}{\gamma_{dn} \sin\beta_t + \gamma_n \sin\beta_t} = \frac{\lambda_{dn} \, tg\varphi}{(\gamma_{dn} + \gamma_n) tg\beta_t} = \alpha \frac{tg\varphi}{tg\beta_t} \qquad (6.6)$$

Với $\alpha = \frac{\gamma_{dn}}{\gamma_{dn} + \gamma_n} \approx 0,5$

Nếu cho hệ số an toàn K trong hai công thức (6-5) và (6-6) bằng 1, rồi so sánh chúng với nhau ta sẽ có : $tg\beta t = \alpha \, tg\beta$ *(6.7)*

Vì trong cả hai trường hợp, góc ma sát trong của đất được xem là bàng nhau.

Như vậy, từ công thức (7-7) ta thấy rằng áp lực thuỷ động có tác dụng làm giảm nhỏ gần gấp đôi góc ma sát ổn định của mái đất so với trường hợp không có áp lực thuỷ động.

6.4. Biện pháp để phòng và chống trượt:

Khi kiểm tra ổn định của vùng đất trượt tự nhiên như bờ sông, sườn núi, nếu hệ số ổn định gần bằng 1 thì cần dự phòng các biện pháp tăng cường ổn định cho mái đất.

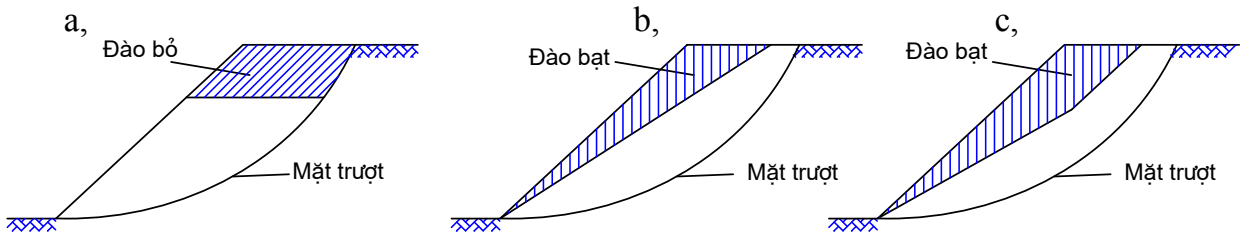
Khi xây dựng bản thiết kế các biện pháp chống trượt trước hết phải tăng cường công tác khảo sát thu thập đầy đủ số liệu cần thiết như đặc điểm khu vực, các nguyên nhân có thể gây ra trượt, tiến hành đo đạc vùng trượt (lập hình đồ, các cắt ngang và cắt dọc) tiến hành khoan vượt quá chiều dày nền đất có thể trượt, thí nghiệm đất ở trong phòng và ngoài hiện trường để xác định các chỉ tiêu cơ lý của đất.

Trong và sau khi thi công, cần thường xuyên quan trắc mái đất và vùng đất quanh mái đất, nếu thấy có hiện tượng mặt mái bị tụt, hoặc mặt đất ngoài chân mái bị trồi lên thì phải tìm biện pháp xử lý thích đáng ngay.

Thường có các biện pháp chống trượt sau:

1. Loại trừ nguyên nhân phá hỏng thế tự nhiên của mái đất như chống sự xói mòn bờ sông hoặc tránh đào đất dưới chân núi,...Ngoài ra, có thể dùng thêm một số biện pháp bổ sung như gia cố mái đất, xây tường chắn hoặc đóng cọc ở chân mái để giữ khối đất khỏi bị trượt.
2. Làm cho khối đất mái khỏi bị quá ẩm bằng cách tăng cường tiêu nước trên mặt bằng hào rãnh, thoát nước ngầm bằng đường ống giếng ngầm,.. Đây là các biện pháp hay dùng có hiệu quả chống trượt và kinh tế nhất.

3. Giảm tải trọng tác dụng bằng cách cải thiện mặt cắt của mái đất như đào bỏ một phần phía trên khối đất (Hình 6-6a), đào bạt giảm độ dốc mái (Hình 6-6b) hoặc đào bạt mái dốc gần phù hợp với mặt trượt (Hình 6-6c)

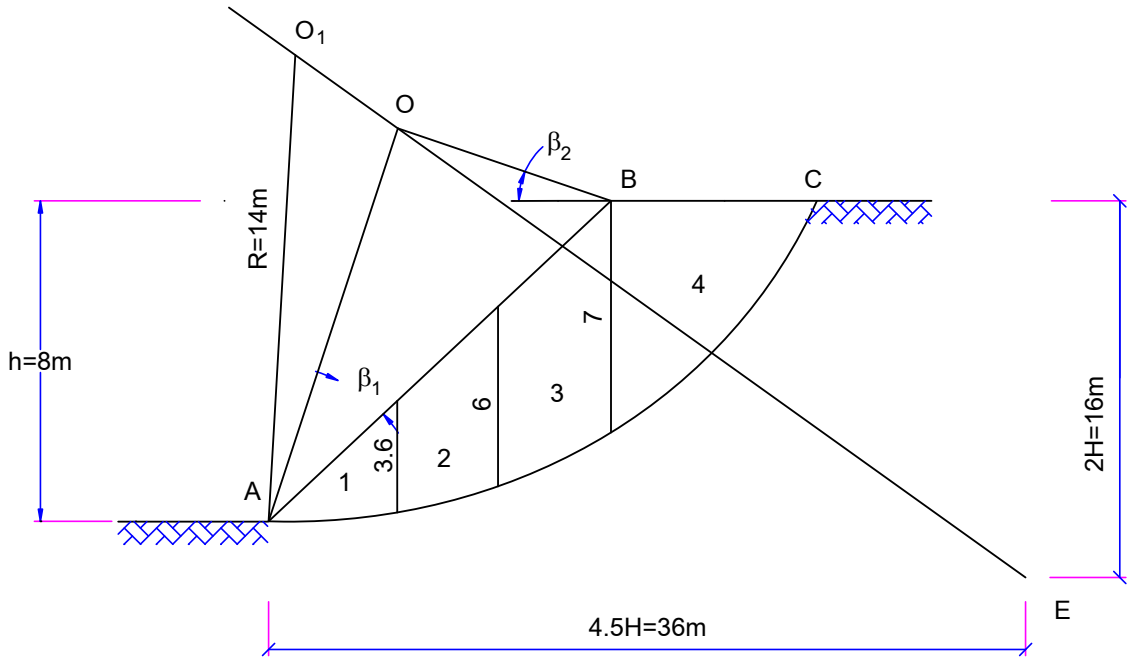


Hình 6.6

Ví dụ tính toán

Định xây dựng nền đất với chiều cao đắp h = 8m, mái nghiêng 1 : 1,5, đất có $\gamma = 1{,}95.10^2$ KN/m^3, $\varphi = 15^0$ và $C = 2{,}1.10^1$ KN/m^2

Hãy tính l giá trị K ứng với tâm trượt có bán kính R = 14m.



Hình 6.7

Giải

Xác định mặt cắt ngang với h = 8m, mái nghiêng 1 : 1,5 theo tỉ lệ 1 :100. Xác định được (hình 6.7).

Xác định tâm trượt 0, tra bảng 6-1 có giá trị $\beta_1 = 26^0$ và $\beta_2 = 35^0$

Xác định điểm E nhờ giá trị 2h = 16m và 4,5h = 36m (hình vẽ)

Xác định tâm trượt 0_1 là giao điểm của đường 0E kéo dài trên 0 và đường cong tâm A bán kính R= 14m.

Dùng tâm trượt 0_1 làm tâm quay vẽ đường cong tâm 0_1 bán kính R = 14m được cung trượt AC (hình 6.7)

Xác định các lực gây trượt và chống trượt được lập thanh bảng sau:

TT mảnh	F_i (m^2)	Q_i (KN)	α_i	$\cos\alpha_i$	$N_i = Q_i \cos\alpha_i$	$N_i \operatorname{tg}\varphi = N_i \operatorname{tg}15^0$	$\sin\alpha_i$	$T_i = Q_i \sin\alpha_i$
1	$\frac{3,6.4}{2}=7,2$	140,4	-9^0	0,9877	138,7	37,17	0,1564	-22
2	$\frac{3,6+6}{2}4=19,2$	374,4	4^0	0,9976	373,5	100,1	0,0698	26,1
3	$\frac{6+7}{2}.4=26$	507,6	22^0	0,9272	470	125,96	0,3746	189,9
4	$\frac{7.6}{2}=21$	409,5	35^0	0,7771	318,2	85,3	0,6293	257,7

Chú ý: Trong bảng giá trị T_1 mang dấu (-) vì có chiều ngược với các T_i khác, có tác dụng chống trượt.

Ta có $\Sigma N_i \operatorname{tg}\varphi = 348,53$ KN

$\Sigma T_i = 451,7$ KN

Lực dính trên toàn bộ cung trượt

Chiều dài cung AC

$$L = \frac{2\pi . R . \alpha}{360} = \frac{2.3,14.14.89}{360} = 21,74\,m$$

Tổng hợp lực dính:

$L .C = 21,74 . 2,1.10^1 = 456,5$ KN

Vậy hệ số an toàn K ứng với tâm 0_1, R = 14m

$$K = \frac{\sum N_i .\operatorname{tg}\varphi + L.C}{\sum T_i} = \frac{348,53 + 456,5}{451,7} = 1,78$$

Hệ số an toàn K = 1,78 chưa phải là hệ số an toàn nhỏ nhất của khối đất. Muốn xác định được hệ số an toàn nhỏ nhất, cần phải xác định một số giá trị K nữa.

CÂU HỎI ÔN TẬP VÀ BÀI TẬP

1. Tại sao tính toán ổn định mái đất?
2. Hãy trình bày phương pháp mặt trượt hình trụ tròn khi tính ổn định mái đất dính?
3. Hãy trình bày cách xác định nhanh tâm trượt nguy hiểm nhất khi tính ổn định mái đất.

4. Hãy nêu công thức và giải thích công thức tính hệ số an toàn mái đất rời không có dòng thấm ? Nêu nhận xét công thức?

5. Hãy nêu công thức và giải thích công thức tính hệ số an toàn mái đất rời có dòng thấm ? Nêu nhận xét công thức?

6. Nêu các biện pháp phòng chống trượt mái đất?

7. Hãy xác định tâm trượt nguy hiểm nhất của một mái đất có chiều cao H = 7m, mái nghiêng 1 : 1,5, đất có $\gamma = 1{,}90.10^1$ KN/m^3, $\varphi = 15^0 30'$, $C = 2{,}0.10^1$ KN/m^2.

Chương 7
ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN

7.1. Khái niệm chung:

Tường chắn đất là tên chung để chỉ các công trình giữ cho đất không bị sụt lở.

Như đã nói ở chương 6 khi xây dựng công trình đất nền có thể làm ở dạng tạo mái dốc và bắt buộc phải chọn được một góc dốc ổn định để mái khỏi trượt. Nhưng trong nhiều trường hợp vì một lý do nào đó không cho phép tạo được một góc dốc ổn định, thì để đảm bảo an toàn cho mái dốc phải tiến hành xây dựng tường chắn đất.

Kích thước, kiểu cách và quy mô của tường chắn được quyết định bởi áp lực của đất bị chắn tác dụng lên nó.

7.1.1. Phân loại tường chắn đất:

Có 3 loại tường chắn đất sau:

a, Tường chắn đất kiểu trọng lực:

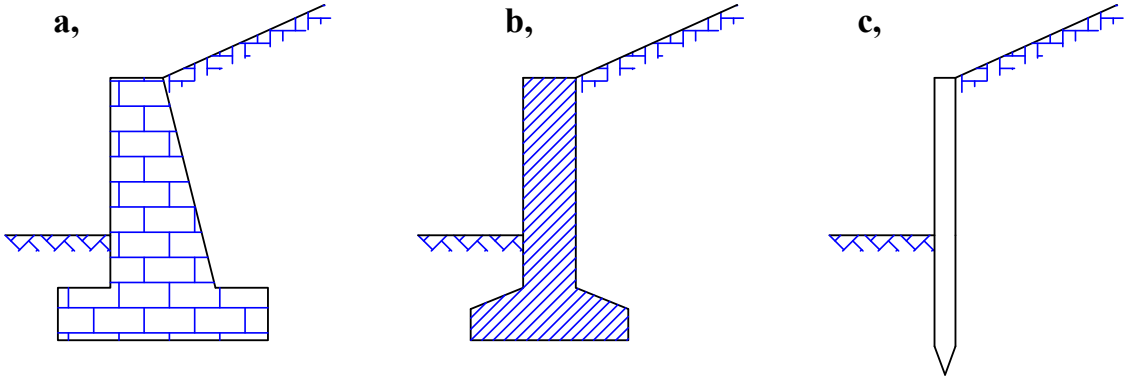
Đây là loại tường chắn có kích thước lớn, nặng nề, chúng dùng sức nặng của bản thân để chống lại lực đẩy của đất. Loại này thường đurice xây dựng bằng gạch, đá, bêtông. Là các loại vật liệu không chịu kéo uốn (Hình 7.1a)

b,Tường chắn đất thành mỏng:

Được làm bằng bêtông cốt thép, lực đẩy của đất do sức bền của vật liệu làm tường chịu (Hình 7-1b)

c,Tường cọc ván:

Loại này được tạo thành bằng các cọt gỗ, cọc thép hay bê tông cốt thép, loại này trọng lượng bản thân nhỏ, độ bền kém, nên thường làm công trình chắn đất tạm (Hình 7-1c)



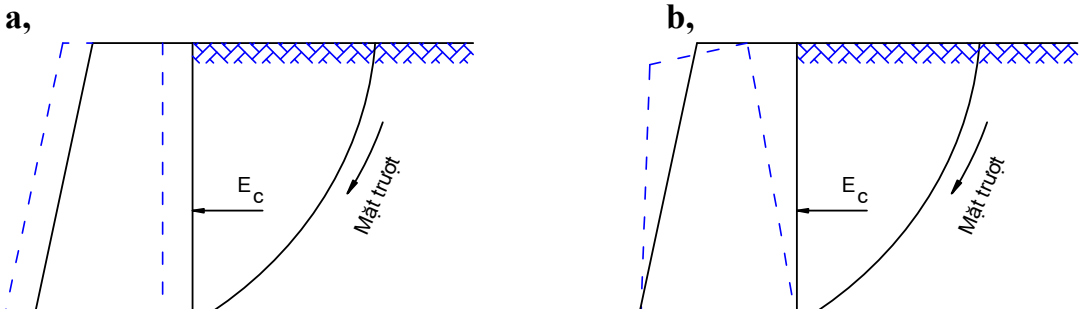
Hình 7.1

7.1.2. Các loại áp lực đất:

Tuỳ thuộc vào chuyển vị của tường chắn mà có áp lực đất sau:

a, Áp lực đất chủ động:

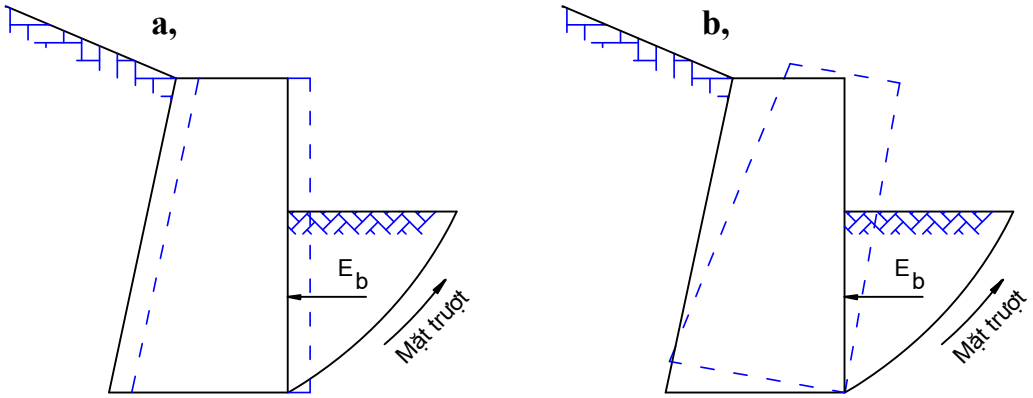
Nếu dưới tác dụng của áp lực đất tường bị chuyển vị ngang ra phía ngoài (Hình 7-2a) hoặc quay một góc nhỏ quanh mép trước của tường chắn (Hình 7-2b), thì khối đất sau tường sẽ dãn ra, áp lực đất lên tường do đó cũng giảm đi. Đến một trạng thái giới hạn, gọi là trạng thái cân bằng chủ động thì áp lực đất tới trị số nhỏ nhất. Khi đó khối đất sau lưng tường bị trượt xuống phía dưới theo một mặt nằm trong khối đất và dọc theo lưng tường. Trong trường hợp đó, áp lực đất tác dụng lên tường được gọi là áp lực chủ động hay áp lực đẩy của đất. Kí hiệu là E_c



Hình 7.2

b, Áp lực đất bị động:

Nếu do tác dụng của lực ngoài, tường chuyển vị ngang về phía sau (Hình 7-3a) hoặc ngả về phía sau (Hình 8-3b) thì khối đất sau tường bị ép lại, đồng thời áp lực tăng lên đến một trị số giới hạn gọi là trạng thái cân bằng bị động, áp lực đất đạt đến trị số lớn nhất. Khi đó, khối đất sau tường bị trượt theo một mặt trong đất và dọc theo lưng tường, áp lực đất tác dụng lên tường, trong trường hợp này gọi là áp lực bị động, kí hiệu là E_b



Hình 7.3

7.2 Xác định áp lực lên tường chắn:

7.2.1. Lý luận áp lực đất của C.A.Coulomb

Lý luận áp lực đất của C.A.Coulomb được xây dựng trên hai giả thiết cơ bản sau:

Mặt trượt của khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn (chủ động hoặc bị động) là một mặt phẳng.

Trị số áp lực đất tính toán là trị số lớn nhất trong các trị số áp lực chủ động có thể có khi đất đạt trạng thái cân bằng chủ động và là trị số nhỏ nhất trong các trị số áp lực bị động có thể có khi đất đạt trạng thái cân bằng bị động.

Giả thiết thứ nhất cho phép đơn giản tính toán đi rất nhiều. Với giả thiết thứ hai áp lực đất tính toán là tải trọng nguy hiểm nhất đối với công trình, do đó rất có lợi về mặt đảm bảo an toàn cho công trình.

Bài toán về tường chắn đất nói chung là bài toán phẳng, vì vậy khi tính toán chỉ cần tách ra một đoạn tường dài 1m theo chiều dọc làm đại diện cho toàn bộ công trình để nghiên cứu.

7.2.2. Các trường hợp tính toán:

a, Trường hợp cơ bản:

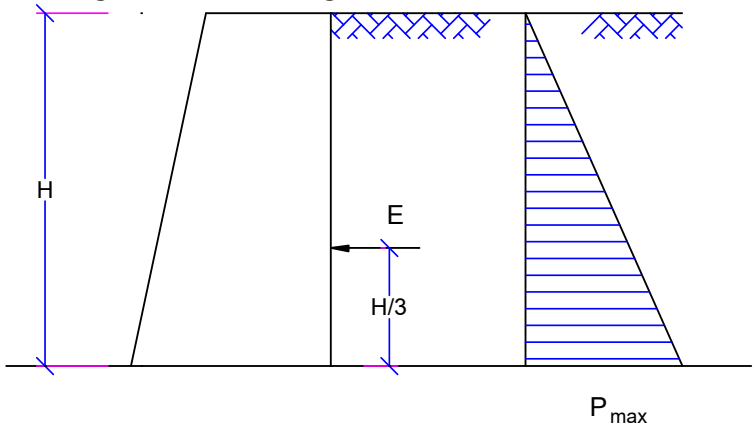
Tường nhẵn, thẳng đứng với bề mặt đất nằm ngang (Hình 7-4), tường được xem tuyệt đối cứng và bất động, bỏ qua ma sát giữa đất và tường.

Vì mặt đất nằm ngang nên tại độ sâu z nào đó đất sẽ chịu một ứng suất thẳng đứng do bản thân đất gây ra (ứng suất chính lớn nhất)

$\sigma_{bt} = \sigma_1 = \gamma \cdot z$

Theo sức bền vật liệu khi chịu tải trọng kín khắp thì ứng suất chính σ_1 sẽ sinh ra ứng suất chính nhỏ nhất σ_2. Khi ở trạng thái cân bằng giới hạn thì:

$\sigma_2 = \sigma_1 \cdot tg^2 (45^0 - \varphi/2)$



Hình 7.4

Ứng suất nhỏ nhất σ_2 chính là cường độ áp lực ngang P_c của đất tác dụng lên lưng tường chắn nhẵn và thẳng đứng.

Thay $\sigma_1 = \gamma \cdot z$ ta có cường độ áp lực ngang chủ động.

$P_c = \sigma_{2c} = \gamma \cdot z \cdot tg^2 (45^0 - \varphi/2)$ *(7.1)*

Trường hợp áp lực đất bị động, nghĩa là khi tường chuyển dịch về phía sau:

$P_b = \sigma_{2b} = \gamma \cdot z \cdot tg^2 (45^0 + \varphi/2)$ *(7.2)*

Cường độ áp lực ngang của đất ở chân tường (khi z = H) sẽ có trị số lớn nhất (Hình 7-4)

$P_{c\,max} = \gamma \cdot H \cdot tg^2 (45^0 - \varphi/2)$ *(7.3)*

$P_{b\,max} = \gamma \cdot H \cdot tg^2 (45^0 + \varphi/2)$ *(7.4)*

Áp lực tổng cộng hay tổng áp lực của đất lên tường chắn được xác định từ diện tích biểu đồ phân bố áp lực.

Ta có tổng áp lực của đất tác dụng lên 1m dài tường chắn là:

Với áp lực chủ động :

$$E_c = \frac{P_{c\,max} \cdot H}{2} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} tg^2 (45^0 - \varphi/2) \qquad (7.5)$$

Với áp lực bị động:

$$E_b = \frac{P_{b\,max} \cdot H}{2} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} tg^2 (45^0 + \varphi/2) \qquad (7.6)$$

Trong đó:

γ : Trọng lượng riêng của đất (KN/m^3)

H : Chiều cao tường chắn (m)

φ : Góc nội ma sát trong của đất

Véc tơ tổng hợp áp lực chủ động E_c và bị động E_b có phương nằm ngang đặt tại 1/3 chiều cao tường tính từ dưới lên và có hướng vào lưng tường.(Hình 7.4)

b, Trường hợp trên mặt đất có tải trọng thẳng đứng phân bố đều q liên tục.

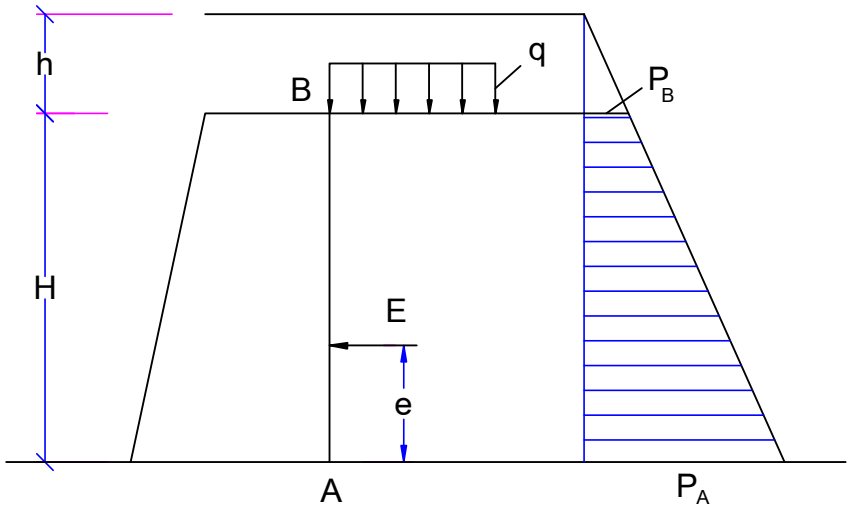
Tải trọng thẳng đứng phân bố đều liên tục tác dụng trên mặt đất làm tăng lực đẩy của đất vào tường. Để lập các công thức tính toán, người ta cho rằng tải trọng đó không làm thay đổi vị trí của mặt trượt nguy hiểm nhất trong khối đất so với khi mặt đất tự do

và thay tải trọng đều q bằng một lớp đất có tác dụng tương đương với chiều dày h. Chiều dày lớp đất tưởng tượng này được xác định theo công thức:

$$h = \frac{q}{\gamma} \qquad (7.7)$$

Trong đó: γ : trọng lượng riêng của đất sau tường chắn

Lúc này ta quan niệm đất và tường đuice nâng cao kéo dài thêm một giá trị h. Tường chắn sẽ có chiều cao tính toán (H + h) như Hình 7-5



Hình 7.5

Với quan niệm trên, bài toán xác định áp lực lên tường chắn lại trở về bài toán cơ bản, với:

Cường độ áp lực chủ động thực tại đỉnh tường chắn (B) là:

$$P_c^B = \gamma \,.\, h \,.\, tg^2 (45^0 - \varphi/2) \qquad (7.8)$$

Cường độ áp lực chủ động thực tại chân tường chắn (A) là:

$$P_c^A = \gamma \,.\, (H + h). tg^2 (45^0 - \varphi/2) \qquad (7.9)$$

Để xác định tổng áp lực tác dụng lên tường chắn, ta lưu ý một điều là thực tế không có lớp đất dày h, nên khi tính toán chỉ xét tới phần biểu đồ hình thanh có chiều cao H của tường chắn thực mà thôi.

Tổng áp lực của đất nên 1m dài tường chắn là :

$$E_c = \frac{P_c^B + P_c^A}{2} H$$

$$\text{Hay : } E_c = \frac{\gamma . H}{2} (H + 2h).tg^2 (45^0 - \varphi/2) \qquad (7.10)$$

Tương tự áp lực chủ động với áp lực bị động có:

$$P_b^B = \gamma \,.\, h \,.\, tg^2 (45^0 + \varphi/2) \qquad (7.11)$$

$$P_b^A = \gamma \,.\, (H + h). tg^2 (45^0 + \varphi/2) \qquad (7.12)$$

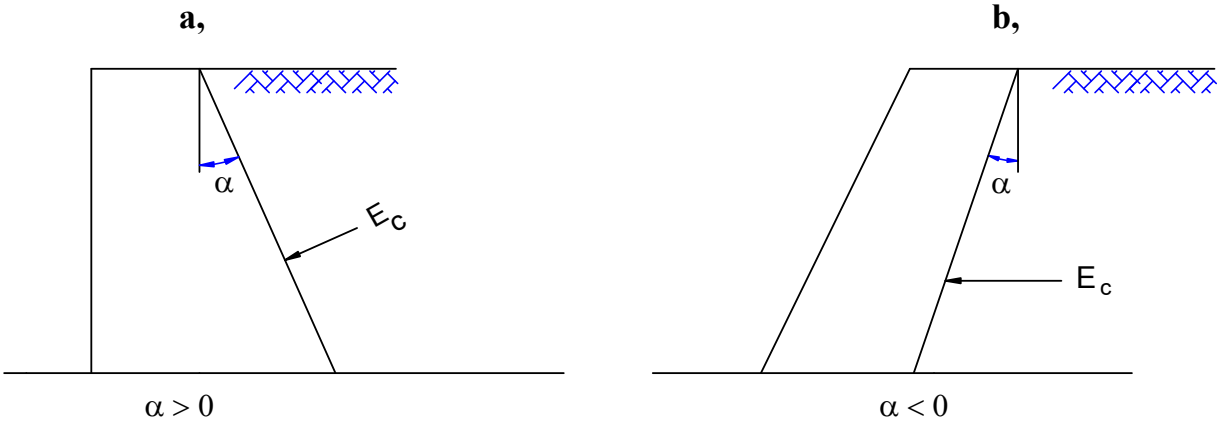
$$E_b = \frac{\gamma . H}{2} (H + 2h).tg^2 (45^0 + \varphi/2) \qquad (7.13)$$

Với véc tơ $\overrightarrow{E_c}, \overrightarrow{E_b}$ có phương nằm ngang đặt tại chiều cao ứng với trọng tâm của biểu đồ áp lực hình thang (Hình 7-5)

$$e = \frac{H}{3}.\frac{H+3h}{H+2h}$$

c, ảnh hưởng độ nghiêng của lưng tường tới giá trị áp lực đất lên tường chắn.

Trong thực tế, các tường chắn đất thường có lưng tường nghiêng với góc nghiêng α có thể là dương hoặc âm (Hình 7.6).



Hình 7.6

Độ nghiêng của lưng tường có ảnh hưởng đáng kể tới áp lực so với lưng tường chắn thẳng đứng người ta đã rút ra được công thức tính áp lực chủ động như sau:

Khi góc nghiêng $\alpha > 0$

$$E_c = \frac{\gamma.H^2}{2}\left[tg\left(45^0 - \frac{\varphi+\alpha}{2}\right) - tg\alpha\right]^2 \cos\alpha \qquad (7.14)$$

Khi góc nghiêng $\alpha < 0$

$$E_c = \frac{\gamma.H^2}{2}\left[tg\left(45^0 - \frac{\varphi-\alpha}{2}\right) - tg\alpha\right]^2 \cos\alpha \qquad (7.15)$$

Cần lưu ý rằng các công thức (7-14), (7-15) rút ra được với giả thiết là không có ma sát giữa đất và tường. Vì vậy phương của áp lực sẽ là vuông góc với lưng tường. Điều này là phù hợp với trường hợp $\alpha > 0$ (Hình 7-6a)

Còn trường hợp $\alpha < 0$ thì điều này không hợp lý, vì phương của áp lực nếu vuông góc vơi lưng tường thì chiều của nó sẽ ảnh hưởng lên trên bởi vậy người ta xem phương của áp lực đất nằm ngang (Hình 7-6b).

d, Trường hợp đất dính:

Trong thực tế hay gặp nhất là trường hợp lực ma sát và lực dính của đất cùng đồng thời tác dụng lên mặt trượt. Trong trường hợp này, để xác định áp lực chủ động E_c của đất, người ta vẫn thường dùng các giả thiết và nguyên lý tính toán như đối với đất rời, chỉ khác là có xét đến tác dụng của lực dính; lực dính của đất có tác dụng làm giảm áp lực đất lên tường chắn so với trường hợp đất rời. Người ta đã rút ra được công thức xác định áp lực chủ động cho các trường hợp sau:

- Trường hợp mặt đất nằm ngang, không có tải trọng tác dụng, tường nghiêng một góc $\propto > 0$ (Hình 7.7)

$$E_c = \lambda_c \frac{\gamma . H^2}{2} - C . c . H + D \frac{c^2}{\gamma} \qquad (7.16)$$

Trong đó:

λ_c : hệ số áp lực chủ động

$$\lambda_c = \frac{1}{\cos\alpha} \cdot \frac{\cos^2 (45^0 + \frac{\varphi - \alpha}{2})}{\cos^2 (45^0 - \frac{\varphi + \alpha}{2})} \qquad (7.17)$$

γ : trọng lượng riêng của đất

H : chiều cao tường chắn

$$C = \frac{\cos\varphi}{\cos^2 (45^0 - \frac{\varphi + \alpha}{2})} \qquad (7.18)$$

c : lực dính đơn vị của đất

$$D = \frac{C^2}{2\,\lambda_c} \qquad (7.19)$$

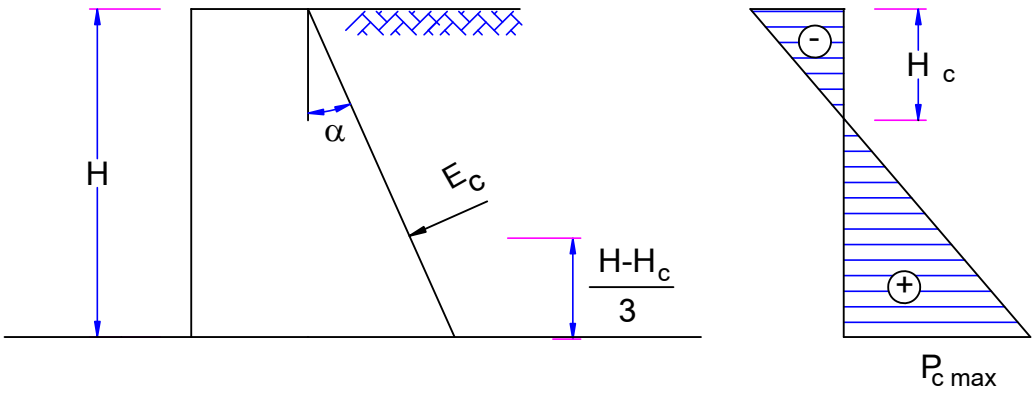
Biểu đồ cường độ áp lực có giá trị bằng không tại điểm có độ sâu

$$z = H_c = C . \frac{c}{\lambda_c \gamma} \qquad (7.20)$$

Cường độ áp lực chủ động lớn nhất tại chân tường

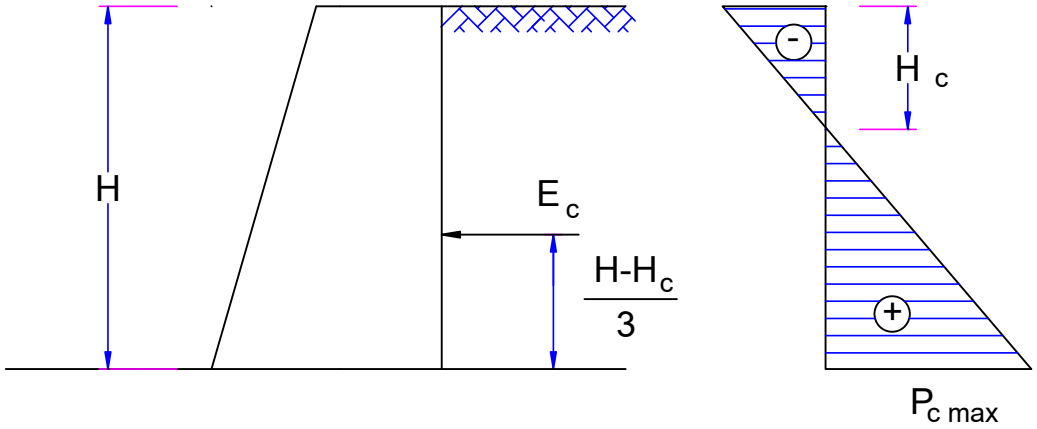
$$P_{c\,max} = \lambda_c . \gamma . H . C . c \qquad (7.21)$$

Điểm đặt của tổng áp lực chủ động E_c nằm ở chiều sâu ngang với trọng tâm biểu đồ cường độ áp lực, cách chân tường một đoạn bằng $\frac{H - H_c}{3}$. (Hình 7.7)



Hình 7.7

- Trường hợp mặt đất nằm ngang, không có tải trọng tác dụng, lưng tường thẳng đứng $\alpha = 0$ (Hình 7.8)



Hình 7.8

Tổng áp lực chủ động :

$$E_c = \frac{\gamma.H^2}{2} tg^2(45^0 - \frac{\varphi}{2}) - 2c.H.tg(45^0 - \frac{\varphi}{2}) + \frac{2c^2}{\gamma} \qquad (7.22)$$

Biểu đồ cường độ áp lực có giá trị bằng không ($P_c = 0$), tại điểm có độ sâu z

$$z = H_c = \frac{2C}{\gamma.\text{tg}\,(45^0 - \frac{\varphi}{2})} \qquad (7.23)$$

Cường độ áp lực chủ động lớn nhất tại chân tường:

$$P_{c\,max} = \frac{\gamma.H^2}{2} \text{tg}^2(45^0 - \frac{\varphi}{2}) - 2c.\text{tg}(45^0 - \frac{\varphi}{2}) \qquad (7.24)$$

Điểm đặt của tổng áp lực chủ động E_c đurice xác định như khi $\alpha > 0$ (Hình 7.8)

Ví dụ tính toán:

Tường chắn lưng tường thẳng có chiều cao H = 9 m, chôn sâu trong đất 3 m, bề rộng móng 2b = 4m, chất đất đắp sau tường có $\gamma = 1{,}8.10^1$ KN/m^3, $\varphi = 30^0$, c = 0.

1- Hãy vẽ hình áp lực đẩy ngang của đất.

2- Hãy vẽ hình áp lực đẩy ngang khi có lực phân bố đều q = 180 KN/m^2

3- Vẽ áp lực bị động ?

Giải

1-Khi không có tải trọng phân bố tác dụng

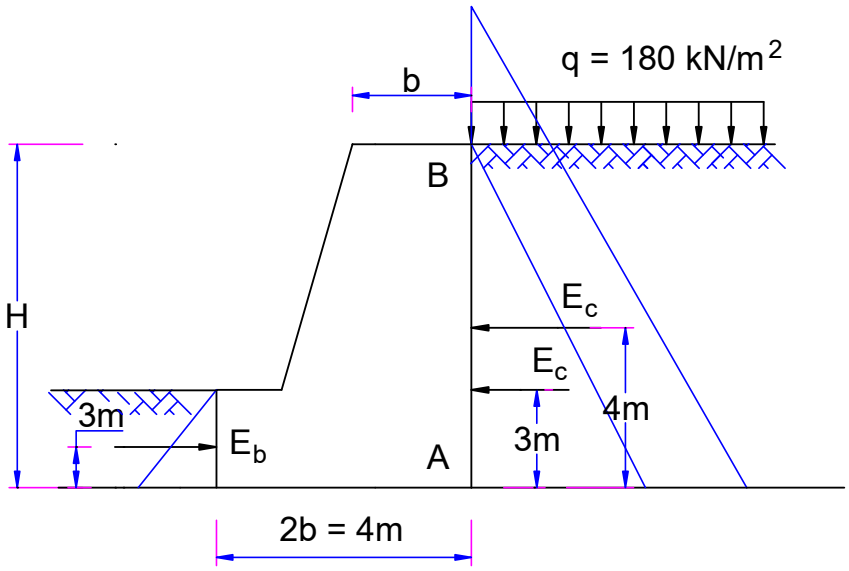
Vì là tường thẳng, đất rời, nên cường độ áp lực chủ động được tính theo công thức (7.3):

$$P_c = \gamma \,.\, H \,.\, tg^2\,(\,45^0 - \varphi/2\,)$$

Thay số có: $P_c = 18 \,.\, 9.\, tg^2\,(\,45^0 - 30^0/2) = 54$ KN/m^2

Trị số áp lực chủ động trên 1m dài tường chắn tính theo công thức (7.5)

$$E_c = \frac{\gamma.H^2}{2} \text{tg}^2(45^0 - \frac{\varphi}{2})$$



Thay số có: $E_c = \frac{18.9^2}{2} tg^2(45^0 - \frac{30^0}{2}) = 243\ KN/m^2$

Điểm đặt áp lực chủ động : e = H/3 = 9/3 = 3 m

2- Khi có tải trọng phân bố đều q = 180 kN/m^2

Chiều dày lớp đất tương ứng tính theo công thức (7-7)

$$h = \frac{q}{\gamma} \qquad \text{thay số : } h = \frac{180}{18} = 10\,m$$

Cường độ áp lực đáy móng tính theo công thức (7-9)

$P_c^A = \gamma . (H + h). tg^2 (45^0 - \varphi/2)$

Thay số có: $P_c^A = 18 .(9 + 10) tg^2 (45^0 - 30^0/2) = 119\ kN/m^2$

Trị số áp lực chủ động trên 1m tường chắn tính theo công thức (7.10)

$$E_c = \frac{\gamma.H}{2}(H+2h).tg^2(45^0 - \varphi/2)$$

Thay số có: $E_c = \frac{18.9}{2}(9+2.10).tg^2(45^0 - 30^0/2) = 776\ kN/m$

Điểm đặt áp lực chủ động:

$$e = \frac{H}{H+2h} \cdot \frac{H+3h}{H+2h} = \frac{9}{3} \cdot \frac{9+3.10}{9+2.10} = 4\,m$$

3 - áp lực bị động:

Cường độ áp lực tại đáy móng tính theo công thức (7-4)

$P_b = \gamma . H . tg^2 (45^0 + \varphi/2)$

Thay số có: $P_b = 18 . 9 . tg^2 (45^0 + 30^0/2) = 162\ kN/m^2$

Trị số áp lực bị động trên 1m tường chắn tính theo công thức (7.6)

$$E_b = \frac{\gamma.H^2}{2} tg^2(45^0 + \varphi/2)$$

Thay số có: $E_b = \frac{18.9^2}{2} tg^2(45^0 + 30^0/2) = 243$ kN/m

Điểm đặt áp lực bị động cách đáy móng một đoạn:

$$e = \frac{H}{3} = \frac{3}{3} = 1m$$

Kết quả hình vẽ áp lực đẩy ngang bị động và chủ động như hình vẽ

CÂU HỎI ÔN TẬP VÀ BÀI TẬP

1. Có mấy loại tường chắn? Nêu đặc điểm của từng loại?
2. Thế nào gọi là áp lực chủ động ?
3. Thế nào gọi là áp lực bị động ?
4. Hãy nêu lý luận áp lực đất của Coulomb
5. Hãy nêu công thức và giải thích công thức xác định cường độ áp lực và áp lực đất trong trường hợp cơ bản?
6. Hãy nêu công thức và giải thích công thức xác định cường độ áp lực và áp lực đất trong trường hợp có tải trọng phân bố đều khắp?
7. Hãy trình bày sự ảnh hưởng của độ nghiêng lưng tường chắn đến giá trị áp lực đất lên tường chắn?
8. Cho tường chắn cao 8m, chôn sâu 2m, bề rộng móng 2b = 4m, đất nền là cát có $\gamma = 1{,}9.10^1$ KN/m^3, $\varphi = 28^0$, c = 0. Từ đỉnh móng lên 1m có nước ngầm trọng lượng đơn vị đất trong nước $\gamma_{dn} = 10$ KN/m^3

Hãy xác định áp lực chủ động của đất lên tường chắn?

Chương 8:
KHÁI NIỆM ĐỊA CHẤT TỰ NHIÊN VÀ ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

8.1. Tác dụng của phong hoá

8.1.1. Khái niệm

Tác dụng của phong hoá là tác dụng làm phá huỷ và biến đổi thước, thành phần của đất đá xẩy ra do các tác dụng khác nhau của các nhân tố khí quyển, như áp suất và nhiệt độ, nước và sinh vật.

Quá trình phong hoá không những ảnh chỉ ảnh hưởng đến vật chất tự nhiên như đất đá, mà còn tác dụng vào các công trình nhân tạo, vật liệu xây dựng của con người.

Các dạng phong hoá đã được trình bày trong môn học: Vật liệu xây dựng.

8.1.2. Nghiên cứu tác dụng phong hoá với quan điểm địa chất công trình.

Nghiên cứu phong hoá theo quan điểm địa chất công trình được tiên hành theo các bước: Mô tả đặc trưng phong hoá, đo tốc độ phong hoá, xác định độ sâu cần đào bỏ đi của tầng phong hoá.

a, Mô tả đặc trưng phong hoá của đất đá

Tác dụng phong hoá luôn làm cho bề mặt ngoài đất đá bị biến đổi. Mỗi loại phong hoá đều để lại trên bề mặt ngoài vết tích tác dụng của nó, nên việc mô tả đất đá nhất thiết phải làm kỹ và toàn diện. Những đặc trưng bề ngoài là màu sắc và đặc điểm của đá, mức độ và tính chất nứt vụn, thành phần khoáng vật và cường độ của đá.

Về màu sắc cần chú ý mô tả từ trên xuống dưới, từ ngoài vào trong.

Về tính nứt vụn của đá chú ý các loại hệ thống nứt nẻ, hình dạng của các sản phẩm do phong hoá để lại trên khe nứt đó.

Về thành phần khoáng vật chú ý khoáng vật của đá gốc, các khoáng vật thứ sinh.

Về cường độ chịu lực của đá phong hoá chia làm 4 cấp:

Cấp 1: Dùng búa khó đập vỡ

Cấp 2: Dùng tay có thể bóp vỡ

Cấp 3: Dùng ngón tay có thể bóp vụn

Cấp 4: khẽ chạm đã nát vụn

Ngoài ra còn lưu ý thêm một số đặc trưng như: độ ẩm, tính dính, tính dẻo ....

b, Đo tốc độ phong hoá

Khi nghiên cứu địa chất công trình người ta dùng chỉ số biểu diễn mức độ phong hoá một cách tương đối của CĐVaronkevich.

$$K_w = \frac{\varepsilon_a - \varepsilon_w}{\varepsilon_a - \varepsilon_o} \qquad (8.1)$$

Trong đó:

K_w: là chỉ số phonmg hoá của đá.

ε_a: Là hệ số rỗng của đá trong vùng, khi đá chịu tác dụng phong hoá hoàn toàn triệt để.

ε_w: Là hệ số rỗng của đá trong vùngta đánh giá phong hoá.
ε_{ao} Là hệ số rỗng của đá chưa phong hoá

Mức độ phong hoá được phân ra 5 mức độ sau:
1- Phong hoá cực mạnh $K_w \sim 0$
2- Phong hoá mạnh $K_w = 0 - 0.2$
3- Phong hoá trung bình $K_w = 0.2 - 0.5$
4- Phong hoá yếu $K_w = 0.5 - 0.9$
5- Coi như chưa phong hoá $K_w = 1$

c, Xác định độ sâu đào bỏ đi của tầng đá phong hoá

Do bị phong hoá, đất đá làm nền cho công trình sẽ bị biến đổi các tính chất vật lỹ và cơ học của nó. Do đó phải đào bỏ đi những lớp đất đá phong hoá mà trên đó ta không xây dựng công trình được. Việc đào bỏ tầng nào là một vấn đề cần nghiên cứu tỷ mỷ. Vì vậy phải phân tầng dựa vào các dấu hiệu của mức độ phong hoá.

8.2. Tác dụng địa chất của mương xói

8.2.1. Khái niệm

Tác dụng địa chất của mương xói là tác dụng xói mòn đất đá mềm rời ở mái dốc và vận chuyển sản phẩm xói mòn theo dòng nước tạm thời do mưa, kết quả làm cho bờ dốc bị đào xẻ hoặc dốc đứng hơn.

Quy mô mương xói có thể khác nhau về chiều dài và độ sâu.

Tốc độ phát triênt mương xói phụ thuộc vào năng lượng của dòng chảy và tính chất của đất đá. Vùng mưa nhiều, diện tích tụ nước lớn, đất mềm xốp, góc nghiêng ở sườn dốc lớn thì mương xói phát triển rất mạnh.

Hiện tượng mương xói làm giảm sự ổn định các mái dốc tự nhiên và nhân tạo.

8.2.2. Các giai đoạn phát triển của mương xói

Sự phát triểm của mương xói được chia làm 4 giai đoạn:

- Giai đoạn vũng nước hoặc rãnh nông: Nước tập trung ở những vị trí trũng nhỏ trên sườn dốc hoặc vết bánh xe lăn trên đường nên nước bắt đầu xói thành rãnh nhỏ lượn theo sườn dốc.
- Giai đoạn khe xói phát triển: Mương xói được kéo dài, đầu rãnh mương không ngừng lùi về phía phân thuỷ, phần cuối mương có các vật liệu tích tụ không bền vững.
- Giai đoạn đáy mương tiến đến mặt cắt cân bằng: tốc độ xói chậm lại, hai bờ mương mở rộng ra, mặt cắt dọc toàn bộ mương là hình cong lõm uốn đều, phần cuối mương có các vật liệu tích tụ ổn định.
- Giai đoạn mương xói ngừng phát triển: tác dụng xói sâu và phá vách đã dừng, vách mương đã thoải, cây cỏ bắt đầu mọc trong mương xói.

8.2.3. Nội dung nghiên cứu và khảo sat vùng có mương xói

- Vẽ bình đồ khi vực có ghi rõ sự phân bố các mương xói
- Nêu rõ tình trạng hiện tại, dự đoán phạm vi mở rộng của mương xói.
- Đo đạc quan trắc một số mặt cắt điển hình

Để đánh giá quy mô mương xói dựa vào tên gọi trong bảng 8-1

Bảng 8.1: Quy mô của mương xói

Độ lớn của mương	Số lượng đất đá xói (m^3)
Rãnh xói	50
Khe xói nhỏ	20-50
Khe xói vừa	200-1000
Khe xói lớn	1000-6000
Mương xói	>6000

8.3. Tác dụng địa chất của dòng sông

8.3.1. Khái niệm:

Tác dụng địa chất của dòng sông biểu thị ở trạng thái đào phá, vận chuyển và tích tụ vật liệu.

Quá trình hoạt động của dòng sông phụ thuộc vào lưu tốc của dòng nước, điều kiện cấu tạo địa chất và điều kiện khí hậu thuỷ văn của vùng.

Tài liệu khảo sát, đánh giá tác dụng địa chất của dòng sông giúp chúng ta có phương án thiết kế tối ưu

8.3.2. Đặc điểm của dòng sông thiên nhiên

Đặc điểm của dòng sông thiên nhiên là có phù sa. Phù sa là sản phẩm của quá trình đào phá vận chuyển và tích tụ, là nhân tố chính làm thay đổi địa hình và hình thái cuat một con sông. Phù sa được chia làm hai loại.

- Phù sa lơ lủng trong dòng nước và trôi theo dòng nước. Khi nước không chảy hoặc lưu tốc nhỏ thì loại phù sa lơ lủng tự chìm xuống tạo thành các bãi bồi.

- Phù sa di chuyển chuyển dịch là là ở mặt đáy sông. Theo dòng nước, do sức đẩy của nước hạt lọ đẩy hạt kia, do soáy nước nên loại phù sa này nổi lên hoặc chìm xuống. Phù sa di chuyển có tác dụng làm thay đổi dòng sông.

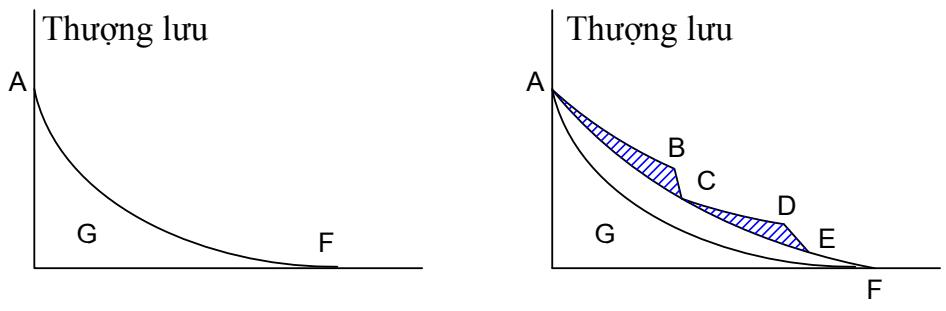
8.3.3. Sự xâm thực của dòng sông

Khi nói về hình thái dòng sông, chúng ta phải xem xét mặt cắt dọc và mặt cắt ngang của sông.

a, Mặt cắt dọc sông

Trong quá trình phát triển của sông, dòng sông sẽ cố tạo ra mặt cắt can bằng. đặc trưng của mặt cắt dọc sông là có độ nghiêng giảm dần từ thượng lưu tới hạ lưu.

Mặt cắt cân bằng có dạng Parabon (hình 8.1)



Hạ lưu Hạ lưu

Hình 8.1

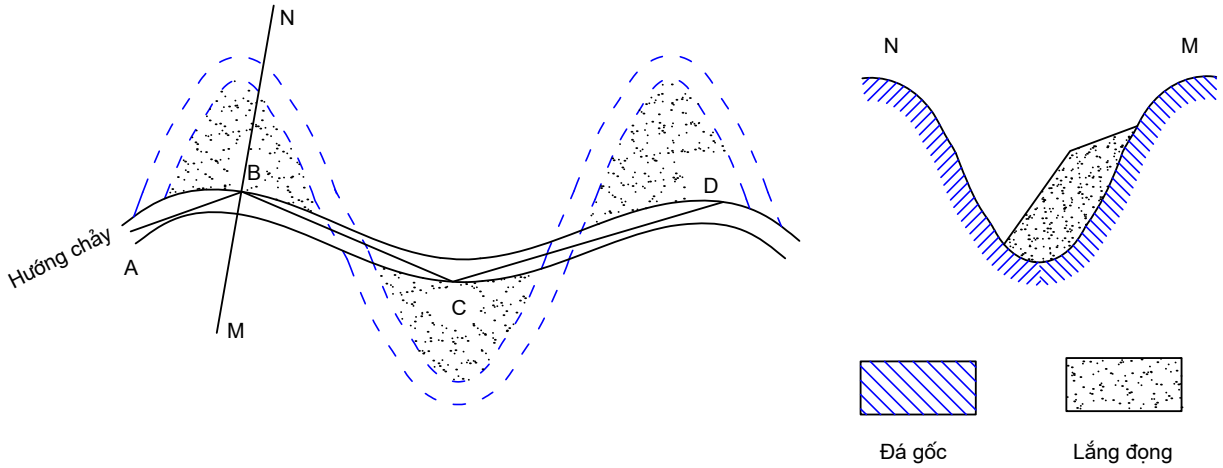
Hình dạng này không phải là đặc trưng của toàn bộ dòng sông mà chỉ đại diện cho từng đoạn sông.

Hình 8-1 cho thấy sơ đồ mặt cắt dọc của dòng sông ở thời kỳ đầu và thời kỳ phát triển.

b, Mặt cắt ngang dòng sông

Hình 8-2 cho thấy quy luật đào phá và bồi đắp ở một đoạn sông

Tại các điểm B,C, D có hiện tượng nước chảy thúc vào bờ gây ra sự phá bờ. Ngược lại ở các bờ bờ đối diện các điểm trên do lưu tốc dòng nước nhỏ, một số phù sa lắng đọng lại sinh ra bãi ngầm, kết quả làm cho dòng sông ngày càng uốn khúc.



Hình 8.2

8.3.4. Tác dụng địa chất của dòng sông đối với công trình Cầu đường

Qua nghiên cứu sự hoạt động của sông ta biết rằng tại những nơi có đoạn sông cong thì sự xâm thực ở bên bờ xảy ra mạnh mẽ. Những Cầu trung và Cầu lớn cần tránh đặt ở những nơi đó vì dễ mất ổn định do việc bị xói mỗ Cầu. Móng trụ cầu trên sông cần phải đặt sâu xuống mặt đất cân bằng của dòng sông để đảm bảo ổn định do việc xói quanh móng trụ.

8.4. Hoạt động địa chất của Biển và Hồ

8.4.1. Khái niệm

Ở ven bờ Biển và Hồ có hàng loạt tác động địa chất rất phức tạp. Các hoạt động đó bao gồm hai mặt là phá hoại bờ và lắng đọng, trầm tích, làm cho hình thái và thành phần của bờ bị biến đổi.

Hoạt động địa chất của Biển và Hồ là sóng. Sóng do gió gây lên, sự phá hoại của sóng phụ thuộc vào cấu tạo của bờ, hoạt động của bùn cát ở các cửa sông đưa đến.

8.4.2. Sự tạo thành sóng

Sóng do gió tác dụng vào mặt nước tự do làm cho các chất điểm của nước chấn động và truyền đí. Sóng có các yếu tố cơ bản là ngọn sóng, lưng sóng, đỉnh sóng, đáy sóng, chiều cao của sóng, chiều dài bước sóng.

Ngọn sóng là bộ phận bên trên mặt nước.

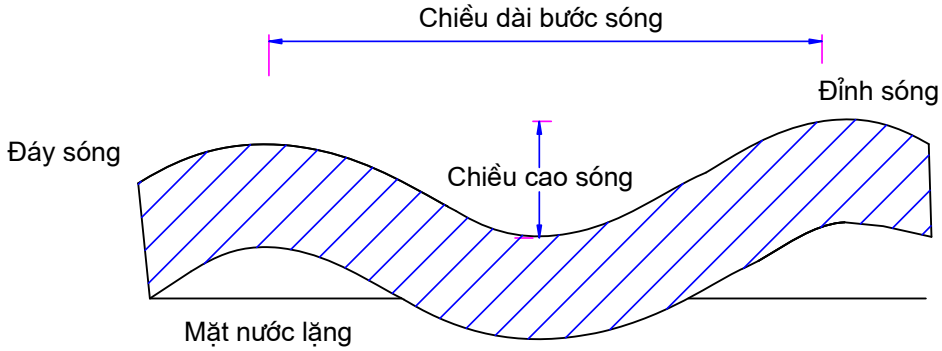
Lưng sóng là phần sóng bên dưới mặt nước lặng

Đỉnh sóng là điểm cao nhất của ngọn sóng

Đáy sóng là điểm thấp nhất của ngọn sóng

Chiều cao sóng là khoảng cách thẳng đứng giữa đỉnh sóng và đáy sóng.

Chiều dài bước sóng là khoảng cách nằm ngang giữa hai đỉnh sóng hoặc hai đáy sóng kề nhau.

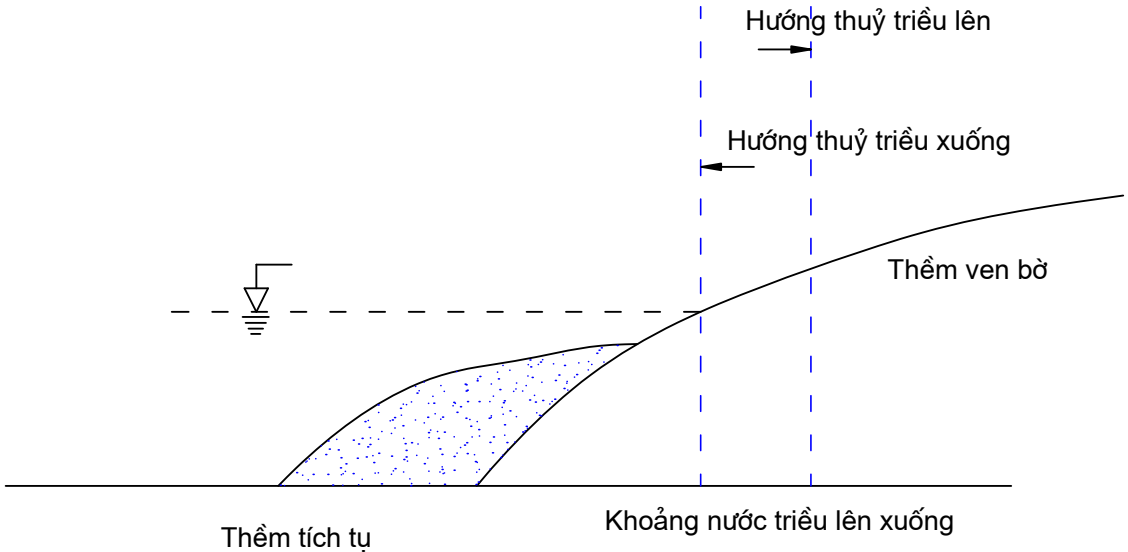


Hình 8.3

Quan sát thực tế người ta thấy khi tốc độ gió nhỏ: 0.8-1 m/s thì trên mặt nước bắt đầu có hiện tượng lăn tăn gợn nhỏ, khi tốc độ gió lớn hơn, nước bị ép đẩy về phía trước lên mặt dốc hai bên của sóng không giống nhau. Khgi gió mạnh làm cho phần bên trên của sóng bị đổ gập xuống hình thành bọt sóng trắng có chứa không khí gọi là: sóng bạc đầu.

8.4.3. Tác dụng địa chất của sóng

Sóng tác dụng đối với bờ biển và bờ hồ làm cho hình thái và thành phần của chúng biến đổi. Một mặt sóng xô vào phá bờ đất đá, mặt khác sóng vận chuyển và tích tụ đất đá vỡ vụn, hai mặt này thống nhất với nhau trong quá trình hình thành bờ biển hay bờ hồ, tuy chúng tiến hành đồng thời song song nhưng không cân bằng. Vì vậy, dưới tác dụng của saóng phần trên nước và dưới nước của mặt cắt ở bờ sẽ sinh ra biến đổi hoặc tái tạo (hình 8.4)



Hình 8.4

Về tốc độ phà hoại của sóng thì phụ thuộc vào độ bền và thế nằm của đất đá. Nếu phương của đá song song với bờ và cắm vào phía lục địa thì hầu như toàn bộ nưng lượng của sóng đều tác dụng vào tầng đá nằm ghếch lên phía sóng, do đó có tác dụng phá hoại mạnh nhất. Các tấng đá nằm nghiêng về phía biển, sóng sẽ cuộn trên mặt tầng đá, tác dụng đó do ma sát làm tiêu hao đi phần lớn năng lượng của sóng lên giảm sự phá hoại của tầng đá. Nếu đất đá không đồng nhất thì bờ sẽ có cấu tạo ở dạng phức tạp.

Sự phá hoại bờ biển và hồ gây ra sạt lở bờ làm ảnh hưởng đến tính bền vững của các công trình ven bờ biển và hồ. Bên cạnh đó sự tích tụ trầm tích gây ra hiện tượng cát bồi cũng ảnh hưởng đến các hoạt động của các công trình cảng

8.5. Đầm lầy

8.5.1. Khái niệm.

Đầm lầy là hiện tượng một vùng đất bị quá ẩm ướt hoặc bị ngưng đọng nước trong điều kiện địa lý và địa chất thuỷ văn nhất định. Biểu hioện của đầm lầy là một khu vực nước nông có nhiều cây mọc dưới nước và ưa nước, có lớp bùn dày hơn 20 cm. đầm lầy thường hay gặp ở vùng của sông ven biển, một số khu vực ở đồng bằng, các thung lũng hẹp giữa hai sườn núi.

8.5.2. Nguyên nhân phát sinh ra lầy

Lầy được phát sinh do hai nguyên nhân sau

- Bao gồm những nhân tố đại lý như điều kiện khí hậu, thuỷ văn và địa hình. Ở nơi có khí hậu ấm áp, mưa nắng nhiều tạo điều kiện đâye nhanh sự huỷ hoại của cây cối mụcnát tạo thành than bùn, hoặc những nơi địa hình bằng phẳng, sự thoát nước xẩy ra chậm chạp làm cho khu vực đó rất ẩm ướt thì sẽ nhanh chóng tạo thành lầy.
- Bao gồm các nhân tố về địa chất như đặc tính cơ học của đá, cấu tạo địa chất, sự vận động của nước dưới đất. đầm lầy hay tạo thành ở khu vực đất đá liên kết kém, tầng cách nước ở gần mặt đất nên làm cho việc thấm của nước mặt và nước ngầm bị giới hạn ở gần mặt đất

8.5.3 Nghiên cứu lầy theo quan điểm địa chất công trình

Đối với công trình đường ô tô, lấy thường làm biến dạng nền đường và có thể phá hoại hoàn toàn nền đường. Khi đáy lầy nghiêng có thể làm cho nền đường bị di động ngang cùng với hiện tượng lún.

Để sử lý lầy cần phải xác định nguồn cung cấp nước cho lầy, nguồn gốc các vũng lầy, thành phần hoá học và hữu cơ của lầy, độ sâu và thế nằm của lầy. Từ các đặc trưng của vùng lầy, người ta tìm ra các biện pháp sử lý thích hợp.

8.6. Kacstơ

8.6.1. Khái niệm

Đây là hiện tượng phân giải và hoà tan đất đá do nước đưới đất tạo thành các hang hốc kéo theo sự sụp đổ hình thành các phễu, hố và các dạng khác trong đất.

Các điều kiện cơ bản tạo thành và phát triển Kacstơ.

- Thành phần thạch học và hoá học của đá.
- Tính thấm nước, chiều dày, tính nứt nẻ trong đá, diều kiện thế nằm và sự tuần hoàn nước.
- Thành phần hoá học của nước, mức độ khoáng hoá, nhiệt độ nước
- Đặc tính về địa hình của vùng Kacstơ, vị trí sông suối
- Đặc tính thực vật
- Tình hình thuỷ văn của vùng Kacstơ.

8.6.2. Địa mạo vùng Kacstơ.

Có các dạng sau:

- Luống răng lược: Gồm hệ thống rãnh có chiều rỗng và chiều sâu khác nhau trên mặt đá có khe nứt.
- Động hút nước: là các giếng, hầm có đường kính từ 1 - 10m, sâu 10-20m có thể thu hút rất nhiều nước.
- Hang động là các hang hốc lơn ngầm dưới đất trong các lớp đá Kacstơ. Trong thường thấy các khoáng vật kết tủa như thạch nhũ ở phía trên hoặc ở phía dưới.
- Sông ngầm và hồ ngầm
- Các phễu Kacstơ

Để hạn chế sự phát triển và ảnh hưởng của hiện tượng Kacstơ có thể dùng các biện pháp kỹ thuật như sau:

- Đề phòng hoà tan của đất đá dưới tác dụng của nước mặt và nước ngầm chú ý tính thấm nước của đất đá dươic hố móng công trình.
- Tăng độ bền của vùng có hiện tượng Kacstơ bằng cách bơm vào khe nứt và các lỗ hổng chất thuỷ tính lỏng, xi măng, dung dịch sét hoặc bi tum nóng.

8.7. Cát chảy

8.7.1. Khái niệm

Cát chảy là hiện tượng các lớp đất đá bão hoà nước, thường là cát, khi bị lộ ra cát sẽ chuyển động và mang đặc tính của vật thể chảy.

Khi đào hố móng, áp lực thuỷ động của nước tạo ra do kết quả của việc giảm áp lưck nước trong đất là nguyên nhân căn bản dẫn đến hiện tượng cát chảy.

8.7.2. Phân loại

Cát chảy được chia ra làm hai loại:

- Cát chảy giả: Khi đất đá không có liên kết kiến trúc như cát và sạn có kích thước khác nhau, chuyển sang trạng thái cát chảy dưới tác dụng do áp lực thuỷ động của dòng nước. đặc tính cơ bản của cát chảy giả là rất dễ bị mất nước, khi mất nước sẽ tạo thành các khối cát xốp và liên kết yếu. Nhận dạng cát chảy giả là khi đào hố móng cát chảy hố móng có nước trong hoặc hơi đục, nếu lấy cát đó quay với nước trong thì sẽ tạo thành hợp thể đục, nhưng để sau 2, 3 ngày thì trên mặt sẽ xuất hiện lớp nước trong.

- Cát chảy thật: Khi đất đá có liên kết ngưng tụ hoặc liên kết hỗn hợp như á xét, á cát, liên kết kiên trúc với điều kiện có các hạt sét và hạt keo có tính chống thấm tốt. Chúng chuyển sang trạng thái cát chảy khi áp lực thuỷ động không lớn. Đặc tính cơ bản của cát chảy thật là tính thoát nước rất yếu. Nhận dạng cát chảy thật là khi đào hố móng cát chảy vào hố móng có nước đục, nếu lấy cát đó quay với nước trong sẽ tạo ra hỗn hợp đục rất khó lắng.

8.8 Đất trượt

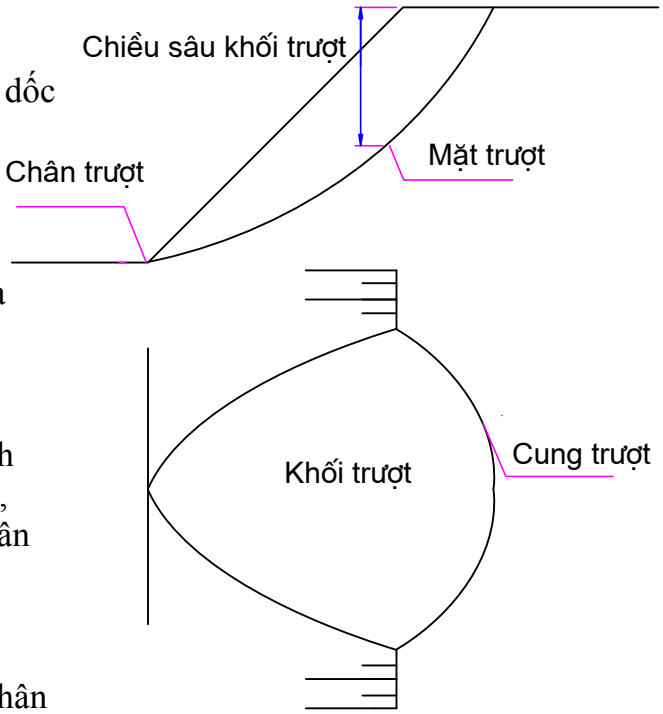
8.8.1. Khái niệm

Đất trượt là sự di chuyển của đất trên sườn dốc xuống chân dốc theo kiểu trượt dưới tác dụng của trọng lực.

Đất trượt xẩy ra từ từ và có khối lượng lớn, đất sụp xẩy ra rất nhanh và có khối lượng nhỏ

Hình dáng khối trượt ở sườn dốc phụ thuộc vào đặc điểm của đất đá, điều kiện về thế nằm cảu đất đá và các yếu tố khác. Khi nghiên cứu các khối trượt cần chú ý các đặc trưng sau (hình 8.5)

- Mặt trượt: Là mặt xẩy ra sự đứt gẫy và di chuyển của khối đất
- Chân trượt (hoặc gốc trượt) là đường xuyên qua mặt hỗn hợp của sườn dốc
- Chiều sâu khối trượt là khoảng cách thẳng đứng tính từ bề mặt khối trượt đễn mặt trượt.
- Cung trượt là vết có dạng lõm tạo thành ở sườn do khối đất trượt gây ra



Hình 8.5

8.8.2. Dấu hiệu trượt

Thường hay gặp các dấu hiệu sau:

- Khe nứt trượt: Loại này tạo thành trong giai đoạn đầu của hiện tượng trượt, các khe nứt lúc đầu bé và ngắn, được phân bố rải rác.
- Dải trượt: là một đoạn dài đất đá bị trượt
- Mặt phá hoại của đất tạo ra khi thân trượt được tách ra
- Đê gần khối trượt được tạo thành dọc theo chân khối trượt do khối đất trượt dịch chuyển đẩy đất dồn lên.
- Hiện tượng có nước đọng giống như một vũng lầy nhỏ
- Hiện tượng cây cối tại thân trượt bị nghiêng ngả
- Thế nằm của đất đá bị thay đổi

8.8.3. Nguyên nhân gây ra đất trượt

Hiện tượng đất trượt thường do các nguyên nhân sau:

- Do xói mòn của các dòng nước mặt tạo lên những mương rãnh trên sườn dốc, gây xói mạnh chân dốc làm bở rời đất đá.

- Do dòng nước ngầm lôi kéo các hạt đát ở sườn dốc

- Dó tăng tải trọng ở sườn dốc

- Do nước mưa thấm vào sườn dốc

- Do quá trình phong hoá làm đất đá ở sườn dốc bị vụn nát

8.9. Khái niệm về khảo sát địa chất công trình, mặt cắt địa chất

8.9.1 Khảo sát địa chất công trình

Trước khi thiết kế công trình Cầu đường cần phải có các tài liệu về điều kiện địa chất công trình chung của một vùng rộng và dọc theo tuyến đường định xây dựng. Những tài liệu có thể thu thập được bằng cách tiến hành khảo sát địa chất công trình. Cơ sở để tiến hành khảo sát địa chất công trình là bản đồ địa chất của khu vực xây dựng công trình. Dựa vào bản đồ địa chất khu vực tiến hành việc đo vẽ địa chất công trình theo lộ trình. Trong quá trình khảo sát địa chất công trình phải mô tả, ghi chép vào nhật ký chuyên môn về thành phần, đặc điểm của đất đá, điều kiện phân bố và thế nằm cũng như chiều dày của các lớp đất đá.

Khảo sát địa chất công trình cần giải quyết các vấn đề sau:

- Nghiên cứu hình dạng địa hình, xác định nguồn gốc phát sinh và mức độ ổn định của địa hình, về khả năng có thể xây dựng công trình trên đó.

- Nghiên cứu và đánh dấu trên bản đồ cấu tạo địa chất của vùng khảo sát bằng các cách:

+ Nghiên cứu vết lộ tự nhiên và đưa lên bản đồ địa hình, vẽ một số mặt cắt địa chất cụ thể

+ Tiến hành công tác thăm dò (bằng các lỗ khoan, lỗ đào)

+ Lấy mẫu đất đá và mẫu nước để thí nghiệm trong phòng

- Phân tích và nghiên cứu quá trình địa chất và những hiện tượng địa vật lý, phán đoán khả năng phát sinh của chúng khi xây dựng và khai thác công trình.

- Tìm kiếm mỏ vật liệu thiên nhiên như: đá, cuội sỏi, cát, đất...

Trong khảo sát địa chất công trình phải chú ý đến trạng thái của đất đá, sự có mặt của các khe nứt và đặc tính của khe nứt, mức độ khó dễ trong khi thio công cũng như sự tác động của quá trình thi công và khai thác công trình sau này.

8.9.2. Mặt cắt địa chất

Mặt cắt địa chất là một mặt thẳng đứng qua địa hình, trên đó thể hiện chiều dày, phạm vi, phân bố của các tầng đất đá, vị trí các lỗ khoan thăm dò.

Mặt cắt địa chất được thể hiện như hình 8-7

CÂU HỎI ÔN TẬP

1- Khi nghiên cứu tác dụng phong hoá với quan điểm địa chất công trình phải bao gồm các nội dung gì?

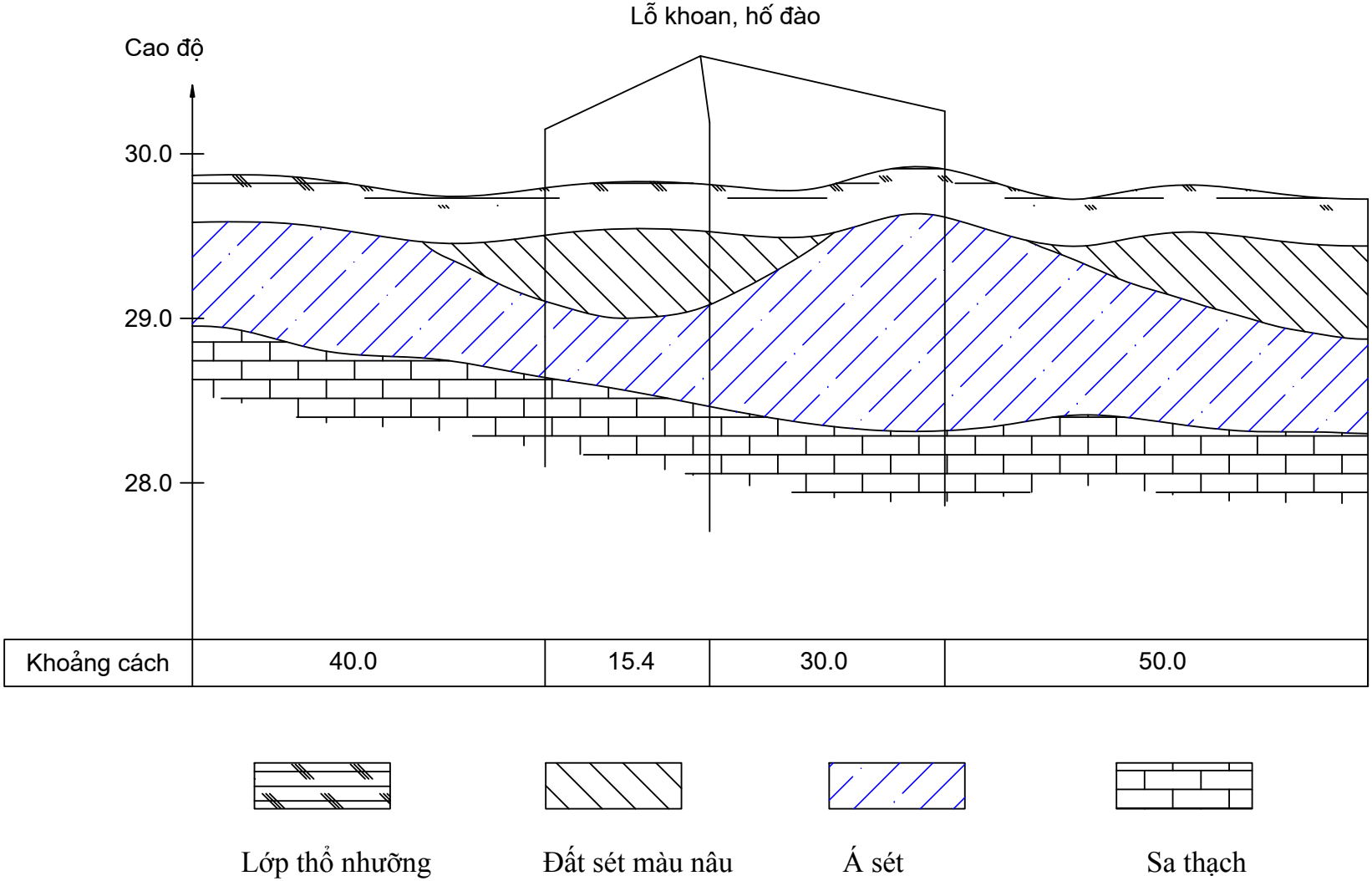
2- Khi nghiên cứu khảo sát vùng mương xói phải làm các nội dung gì?

3- Khi nghiên cứu khảo sát dòng sông phải nắm vững vấn đề gì?

4- Lầy phát sinh do các nguyên nhân nào?

5- Có các dạng Kacstơ nào?

6- Thế nào là cát chảy giả và cát chảy thật? Cách nhận biết các dạng cát chảy.
7- Hãy nêu các dấu hiệu để nhận biết có sự trượt đất?
8- Khảo sát địa chất công trình cần giải quyết những vấn đề gì?


Lỗ khoan, hố đào
Cao độ
30.0
29.0
28.0
Khoảng cách
40.0
15.4
30.0
50.0
Lớp thổ nhưỡng
Đất sét màu nâu
Á sét
Sa thạch

Hình 8-7

Bảng 3-3: Hệ số k_g

l/b z/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	6.0	10.0
0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2486	0.2489	0.2490	0.2491	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492
0.4	0.2401	0.2420	0.2429	0.2434	0.2437	0.2439	0.2441	0.242	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.02443
0.6	0.2229	0.2275	0.2300	0.2315	0.2324	0.2329	0.2335	0.2338	0.2340	0.2341	0.2341	0.2342	0.2342	0.2342
0.8	0.1999	0.2075	0.2120	0.2147	0.2165	0.2176	0.2188	0.2194	0.2198	0.2199	0.2200	0.2202	0.2202	0.2202
1.0	0.1752	0.1851	0.1911	0.1955	0.1981	0.1999	0.2020	0.2031	0.2037	0.2040	0.2042	0.2044	0.2045	0.2046
1.2	0.1516	0.1626	0.1705	0.1758	0.1793	0.1818	0.1849	0.1865	0.1873	0.1878	0.1882	0.1885	0.1887	0.1888
1.4	0.1308	0.1423	0.1508	0.1569	0.1613	0.1644	0.1685	0.1705	0.1718	0.1725	0.1730	0.1735	0.1738	0.1740
1.6	0.1123	0.1241	0.1329	0.1396	0.1445	0.1482	0.1530	0.1557	0.1574	0.1584	0.1590	0.1598	0.1601	0.1604
1.8	0.0969	0.1083	0.1172	0.1241	0.1294	0.1334	0.1389	0.1423	0.1443	0.1455	0.1463	0.1474	0.1478	0.1482
2.0	0.0840	0.0947	0.1034	0.1103	0.1158	0.1202	0.1263	0.1300	0.1324	0.1339	0.1350	0.1363	0.1368	0.1374
2.2	0.0732	0.0832	0.0917	0.0984	0.1039	0.1084	0.1149	0.1191	0.1218	0.1235	0.1248	0.1264	0.1271	0.1277
2.4	0.0642	0.0734	0.0813	0.0879	0.0934	0.0979	0.1047	0.1092	0.1122	0.1142	0.1156	0.1175	0.1184	0.1192
2.6	0.0566	0.0651	0.0725	0.0788	0.0842	0.0887	0.0955	0.1003	0.1035	0.1058	0.1073	0.1095	0.1106	0.1116
2.8	0.0502	0.0580	0.0649	0.0709	0.0761	0.0805	0.0875	0.0923	0.0957	0.0982	0.0999	0.1024	0.1036	0.1048
3.0	0.0447	0.0519	0.0583	0.0640	0.0690	0.0732	0.0801	0.0851	0.0887	0.0913	0.0931	0.0959	0.0973	0.0987
3.2	0.0401	0.0467	0.0526	0.0580	0.0627	0.0668	0.0735	0.0786	0.0823	0.0850	0.0870	0.0900	0.0916	0.0933
3.4	0.0361	0.0421	0.0477	0.0527	0.0571	0.0611	0.0677	0.0727	0.0765	0.0793	0.0814	0.0847	0.0864	0.0882
3.6	0.0326	0.0382	0.0433	0.0480	0.0523	0.0561	0.0624	0.0674	0.0712	0.0741	0.0763	0.0799	0.0816	0.0837
3.8	0.0296	0.0348	0.0395	0.0439	0.0479	0.0516	0.0577	0.0626	0.0664	0.0694	0.0717	0.0753	0.0773	0.0796
4.0	0.0270	0.0318	0.0362	0.0403	0.0441	0.0474	0.0535	0.0588	0.0620	0.0650	0.0674	0.0712	0.0733	0.0758
4.2	0.0247	0.0291	0.0333	0.0371	0.0407	0.0439	0.0496	0.0543	0.0581	0.0610	0.0634	0.0674	0.0696	0.0724

4.4	0.0227	0.0268	0.0306	0.0343	0.0376	0.0407	0.0462	0.0507	0.0544	0.0574	0.0597	0.0639	0.0662	0.0692
4.6	0.0209	0.0247	0.0283	0.0317	0.0348	0.0378	0.0430	0.0474	0.0510	0.0540	0.0564	0.0606	0.0630	0.0663
4.8	0.0193	0.0229	0.0262	0.0294	0.0324	0.0352	0.0402	0.0444	0.0480	0.0509	0.0533	0.0576	0.0601	0.0635
5.0	0.0179	0.0212	0.0248	0.0274	0.0302	0.0328	0.0376	0.0417	0.0451	0.0480	0.0504	0.0547	0.0573	0.0610