

NGUYỄN ĐÌNH DŨNG

CƠ HỌC ĐẤT

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

HÀ NỘI – 2007

LỜI MỞ ĐẦU

Bạn đọc thân mến.

Cơ Học Đất là một lĩnh vực chuyên môn rất quan trọng trong ngành xây dựng. Để hiểu biết một cách sâu sắc kiến thức về Cơ Học Đất chắc rằng bạn đọc cần rất nhiều thời gian, điều này thường bị cản trở do công việc quá nhiều của cuộc sống hiện đại.

Cuốn sách Cơ Học Đất mà bạn đang cầm trên tay trình bày một cách ngắn gọn nhằm để bạn đọc có thể nắm được một số kiến thức cơ bản về Cơ Học Đất trong thời gian nhanh nhất. Hơn thế nữa, mỗi phần lý thuyết đều có các ví dụ bài tập giúp bạn đọc liên hệ thực tế tính toán và hiểu hơn phần lý thuyết vừa nêu.

Cuốn sách cũng là tài liệu tham khảo rất hữu ích cho các bạn Sinh viên ngành xây dựng dân dụng và cầu đường, cho các Kỹ sư cần ôn lại kiến thức để phục vụ công việc thực tế hay ôn thi cao học.

Mong muốn trong một quyển sách kiến thức hoàn chỉnh là điều không thể do lĩnh vực chuyên môn quá rộng và do chính cả sự hạn chế của người viết, vì vậy sẽ có nhiều kiến thức bạn đọc quan tâm mà cuốn sách này không đáp ứng được. Rất mong nhận được những ý kiến đóng góp của bạn đọc để lần tái bản sau cuốn sách được hoàn thiện hơn.

Xin trân trọng cảm ơn.

Tác giả

CHƯƠNG 1

BẢN CHẤT VÀ TÍNH CHẤT VẬT LÝ CỦA ĐẤT

§1. SỰ HÌNH THÀNH ĐẤT

Các loại đá magma, trầm tích, biến chất cấu tạo nên vỏ Trái Đất liên tục bị biến đổi trong điều kiện tự nhiên, tạo ra các vật chất đất khá dày ở phía trên. Khác với vật liệu đá cứng chắc ban đầu, vật liệu đất gồm các hạt cứng tiếp xúc nhau, giữa các hạt có nhiều khoảng rỗng được lấp bởi nước và khí. Đất tự nhiên được thành tạo do kết quả của quá trình phong hóa các loại đá gốc, sau đó được vận chuyển và lắng đọng lại trong quá trình trầm tích trên bề mặt Trái Đất. Trong quá trình hình thành và trong những điều kiện tồn tại tiếp theo, tùy thuộc điều kiện bên ngoài mà các tính chất của đất được hình thành. Các yếu tố quan trọng trong sự hình thành đất là *khí hậu, vật liệu gốc, địa hình, thời gian*. Trong thời gian tồn tại lâu dài của đất, điều kiện tự nhiên đã nhiều lần thay đổi: sự tái trầm tích nhiều lần, sự làm chặt dưới tác dụng của trọng lượng các trầm tích mới phủ trên, sự giảm nén khi các trầm tích phía trên bị xói mòn, sự ngập nước và sự tháo khô xen kẽ khi có hiện tượng nâng kiến tạo, sức ép của những lớp băng dày lục địa, sự chuyển dời băng, nước và các dòng không khí... Tất cả những điều kiện tự nhiên hình thành đất biến đổi khá chậm chạp theo thời gian, và phối hợp với nhau ở mức độ mà nhân tạo không thể lặp lại được. Sự đa dạng của điều kiện tự nhiên quyết định sự đa dạng của các thành tạo đất và sự phức tạp trong bản chất vật lý của từng loại đất.

Liên quan đến các áp dụng trong lĩnh vực xây dựng, vật liệu đất được quan niệm là loại có thể được khai đào thủ công hoặc bằng thiết bị cơ giới nhẹ mà không cần nổ mìn. Đất có thể coi gồm loại *tàn tích* (*tàn dư*, thành tạo do phong hoá) và loại *trầm tích* (*vận chuyển*, thành tạo do trầm tích).

I. QUÁ TRÌNH PHONG HÓA VÀ ĐẶC ĐIỂM CỦA ĐẤT TÀN TÍCH

Phong hoá là thuật ngữ chung để chỉ một số quá trình tự nhiên trên mặt đất, do hoạt động riêng lẻ hay phối hợp của các yếu tố như gió, mưa, đóng băng, thay đổi nhiệt độ và trọng lực, hoặc do tác động của quá trình hoá học,... làm biến đổi đất đá.

Phong hoá vật lý là quá trình phá hủy đá gốc liền khối thành các khối nứt nẻ, các mảnh vụn nhỏ nhưng không làm thay đổi thành phần khoáng vật ban đầu. Phong hóa vật lý diễn ra mạnh mẽ phụ thuộc vào khí hậu. Quá trình thay đổi nhiệt độ quá lớn, giữa ngày và đêm, ở khu vực hoang mạc làm đất đá nở ra, co lại liên tục, tạo ra các nứt tách và phân rã. Nhiệt độ khổng chế các quá trình đóng băng và tan băng làm rộng thêm các vết nứt. Mưa cung cấp nước là tác nhân phong hóa quan trọng. Sự thay đổi độ ẩm dưới dạng ướt-khô xen kẽ cũng gây ra sự co giãn, tác động mạnh hơn nếu kết hợp với thay đổi nhiệt độ. Phong hóa vật lý phát triển ở các đá khi có hoạt động dõ tải tự nhiên hoặc nhân tạo. Sự kết tinh của các tinh thể muối gây ra áp lực làm suy yếu đá xung quanh. Sự phát triển của các rễ cây trong các thớ nứt đá cũng gây tác động cơ học phá hủy đá. ...

Đặc điểm sản phẩm sau phong hoá vật lý là mảnh vụn sắc cạnh, có kích thước khác nhau, thường là thô, thành phần khoáng vật vẫn mang tính chất của đá gốc, là *khoáng vật nguyên sinh*.

Phong hoá hoá học là quá trình biến đổi thành phần hoá học và thành phần khoáng vật của đá bởi các hợp chất hoặc nguyên tố hoá học từ không khí và nước. Các khoáng vật tạo đá bị biến đổi chủ yếu bởi quá trình *hòa tan, thủy phân, thủy hoá, oxyhoá*, và quá trình *carbonat hoá*. Những chất phản ứng quan trọng nhất trong khí quyển là oxy, CO_2 , và nước. Nước hòa tan các khoáng vật, trở thành dung dịch chứa axit hoặc bazơ. Kết quả là từ đá cứng liền khối đã dần dần bị biến đổi các vật chất ban đầu thành vật chất khác mềm yếu hơn, nhưng ổn định hơn trong điều kiện mới. Phong hoá hoá học gây ra biến đổi hoàn toàn, cả thành phần vật liệu cấu tạo và kiến trúc ban đầu của đá. Sản phẩm cuối cùng tạo ra là đất tàn tích.

Đặc điểm sản phẩm sau phong hoá hoá học có kích thước hạt nhỏ hoặc mịn, có tính chất đồng đều hơn so với phong hoá vật lý. Thành phần khoáng vật bị biến đổi có tính chất khác hẳn đá gốc, là *khoáng vật thứ sinh*.

Phong hoá sinh vật là quá trình phá hoại các tầng lớp đá do các tác động lý học và hóa học của thế giới sinh vật. Quá trình này diễn ra mạnh mẽ và đã chuyển hoá đất đá ban đầu thành đất mới. Con người cũng đóng vai trò quan trọng vào quá trình tách vỡ, phân huỷ, chuyển hoá đất đá.

II. QUÁ TRÌNH TRẦM TÍCH VÀ ĐẶC ĐIỂM CỦA ĐẤT TRẦM TÍCH

Quá trình trầm tích là quá trình các sản phẩm phong hoá do tác dụng dòng nước, của băng trôi, của gió các hạt đất đá bị cuốn đi nơi khác, tùy kích thước các hạt to, nhỏ mà trong quá trình di chuyển chúng sẽ lắng đọng hoặc rơi xuống tạo thành các tầng lớp đất khác nhau. 3/4 lục địa được bao phủ bởi các lớp trầm tích này. Đất trầm tích được chia làm 3 nhóm theo vị trí phân bố.

1. Trầm tích lục địa

Đất tàn tích (*eluv*) là phần sản phẩm phong hóa đá gốc còn nằm nguyên tại chỗ. Đất tàn tích phân bố rộng rãi trên bề mặt Trái Đất, có chiều dày biến đổi và thể nằm đa dạng. Đất có sự phân đới theo chiều sâu. Thành phần là đất loại sét hay đất rời xốp như cát, sạn, dăm,...

Đất sườn tích (*deluv*) là sản phẩm phong hóa được dịch chuyển một đoạn theo sườn dốc do tác dụng của nước mưa hoặc tuyết tan. Chiều dày thay đổi theo hướng tăng dần từ sườn dốc đến chân dốc, thường không phân chia với đất tàn tích. Thành phần chủ yếu là sét, sét pha, cát pha lẫn dăm sạn.

Đất bồi tích (*aluv*) là các sản phẩm phong hóa được vận chuyển và tích tụ do hoạt động của sông, hồ. Đất bồi tích chiếm diện tích bề mặt Trái Đất đáng kể ngang với đất tàn tích. Thành phần biến đổi một cách có quy luật, có tính phân lớp rõ rệt, là đất loại sét hay đất rời xốp như cát, sỏi, cuội, tảng,...

Đất lũ tích (*proluv*) là trầm tích được tạo thành từ dòng lũ bùn đá. Ở các cửa sông miền núi, lũ tích hợp thành *nón phóng vật* và khi nối liền nhau, tạo thành những lớp dày ở đồng bằng trước núi. Thành phần gồm cát, sạn, sỏi, dăm, cuội, tảng,... phân bố hỗn độn ít chọn lọc.

Đất lở tích (*koluv*) là sản phẩm phong hóa rơi tự do xuống chân dốc, thường không phân chia với sườn tích.

Đất hồ tích là sản phẩm phong hóa được trầm tích trong các hồ nước, có thể được xếp chung với đất bồi tích.

Đất băng tích là sản phẩm phong hóa được vận chuyển do hoạt động của băng tan.

Đất phong thành (*trầm tích do gió*) do hoạt động tích tụ của gió, tạo nên các lồi liềm cát, đụn cát ở sa mạc, nửa sa mạc, dọc bờ biển, bờ hồ. Đây là loại đất chiếm diện tích nhiều thứ ba trên Trái Đất. Đất hoang thổ được nhiều tác giả cho rằng có nguồn gốc này.

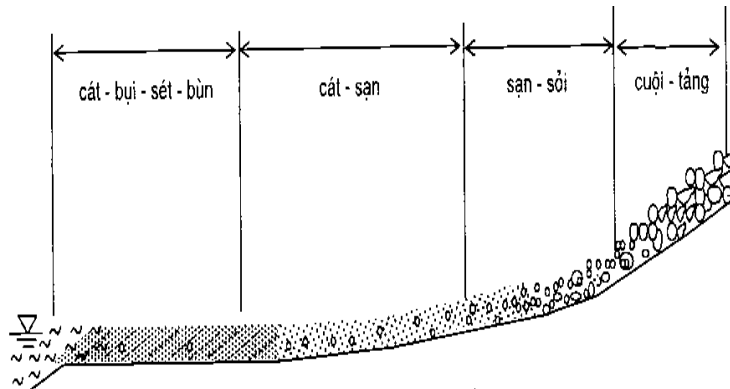
2. Trầm tích vũng vịnh

Trầm tích vũng vịnh được xem là toàn bộ trầm tích ven bờ biển. Một phần được xem như đất bồi tích thông thường là trầm tích tam giác châu (trầm tích cửa sông). Trầm tích vũng vịnh chính thống gồm chủ yếu là hữu cơ, sét, và keo tạo thành các loại đất bùn sũng nước và mềm yếu, không đáp ứng yêu cầu xây dựng.

3. Trầm tích biển

Các thành tạo đất phân bố ở đáy biển xa bờ. Thành phần đất rất mịn, tương đối đồng nhất, chứa nhiều hữu cơ và các chất hóa học kết tủa. Chiều dày lớn nhưng

thay đổi không có quy luật. Khi xây dựng công trình thường không động chạm đến loại đất này.



Hình 1-1: Quá trình trầm tích do vận chuyển dòng nước.

III. HOẠT ĐỘNG PHÁT TRIỂN CỦA CON NGƯỜI VÀ SỰ HÌNH THÀNH MỘT SỐ LOẠI ĐẤT ĐẶC BIỆT

Đất có tính chất đặc biệt hình thành do hoạt động của con người như đất bùn đắp lâu năm, rác thải sinh hoạt và công nghiệp, bãi thải khai thác mỏ, đất nghĩa trang,... Các loại đất này càng ngày càng chiếm nhiều diện tích trên bề mặt Trái Đất, đến mức cần phải xây dựng công trình trên chúng, hoặc sử dụng chúng làm vật liệu xây dựng để giải quyết các vấn đề kinh tế và môi trường. Tuy nhiên, nghiên cứu loại đất này không được đặt ra trong Cơ học đất truyền thống.

§ 2 CẤU TRÚC CỦA ĐẤT

Cấu trúc của đất và tính chất xây dựng của đất được quy định bởi các thành phần vật chất của đất, hàm lượng các thành phần và các mối liên hệ giữa chúng. Thành phần chủ yếu của đất gồm ba pha: rắn (*hạt đất*), lỏng (*nước lỗ rỗng*), khí (*khí lỗ rỗng*).

I. PHA RẮN (HẠT ĐẤT)

1. Khái niệm chung

Hạt đất là thành phần chịu lực của đất hay còn gọi là khung cốt đất, gồm nhiều kích cỡ khác nhau. Khi gọi tên đất căn cứ vào tỷ lệ loại hạt chiếm đa số ở trong đất. Tên gọi của một số nhóm hạt theo các tiêu chuẩn khác nhau được đưa ra dưới đây:

(1) Theo *TCN 22 TCN 18-79*

Tên hạt đất	Kích thước (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

(2) Theo *TCVN 5747-1993*

Tên hạt đất	Kích thước (mm)
Đá tảng	> 300
Cuội và dăm	300 ÷ 150
Sỏi và sạn	150 ÷ 2
Hạt cát	2 ÷ 0.06
Hạt bụi	0.06 ÷ 0.002
Hạt sét	< 0.002

(3) Theo “*Tiêu chuẩn kỹ thuật công trình Nhật Bản*” – 1990

1μ	5μ	74μ	0.42mm	2	5	20	75	300		
Hạt keo	Hạt sét	Hạt bụi	Cát nhỏ	Cát to	Sỏi nhỏ	Sỏi trung bình	Sỏi to	Cuội	Đá tảng	
			Cát		Sỏi					
Vật liệu đất								Vật liệu đá		

(4) Theo “*Tiêu chuẩn Anh (BS)*”

Mịn					Thô						Rất thô	
Sét		Bụi			Cát			Cuội sỏi			Đá	
Keo		<i>mịn</i>	<i>trung</i>	<i>thô</i>	<i>mịn</i>	<i>trung</i>	<i>thô</i>	<i>mịn</i>	<i>trung</i>	<i>thô</i>	<i>đá cuội</i>	<i>đá tảng</i>
1		6	20		200	600		6	20		200	
2				60			2			60		
μm							mm					

Hình dạng hạt đất có ý nghĩa đối với sự sắp xếp các hạt trong đất, hình dạng và kích thước lỗ rỗng của đất, đặc điểm biến dạng của đất, ... Để xem xét về tính chất hình dạng của hạt đất có thể dùng các chỉ số đặc trưng sau:

(1) Chỉ số độ tròn - K_{tr}

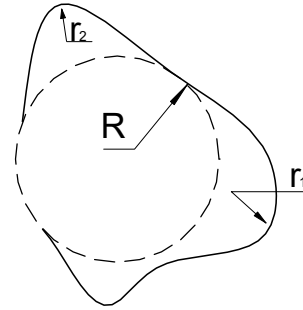
$$K_{tr} = \frac{\sum \frac{r}{R}}{n} \quad (1-1)$$

Trong đó:

r - bán kính các góc

R - bán kính vòng tròn nội tiếp lớn nhất

n - là số các góc của hạt



Hình 1-2: Chỉ số độ tròn

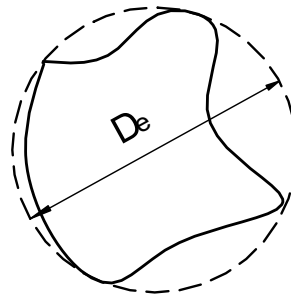
(2) Chỉ số hình cầu - K_c

$$K_c = \frac{D_d}{D_c} \quad (1-2)$$

Trong đó:

D_d - đường kính của hình tròn có diện tích bằng diện tích hình chiếu của hạt khi nằm trên một mặt phẳng.

D_c - đường kính vòng tròn ngoại tiếp nhỏ nhất



Hình 1-3: Chỉ số hình cầu

Chỉ số K_{tr} và K_c càng lớn chứng tỏ hạt càng tròn nhẵn và càng gần dạng hình cầu. Các hạt đất có kích thước lớn thường có dạng gần giống hình cầu, các hạt nhỏ như hạt sét, hạt keo lại có dạng vẩy hoặc dạng hình kim, dạng tấm mỏng.

Thành phần khoáng vật của hạt đất chia làm 3 loại là *khoáng vật nguyên sinh*, *khoáng vật thứ sinh* và *vật chất hoá học hữu cơ*. Các hạt kích thước lớn thành phần khoáng vật là khoáng vật nguyên sinh có độ cứng lớn, nên tính chất xây dựng của đất hạt thô khá tốt trong số đất các loại. Các hạt có kích thước nhỏ thành phần khoáng vật là khoáng vật thứ sinh mềm, nên cường độ các hạt không đủ để làm nên tính chất tốt của đất mà chỉ ngang bằng với cường độ của liên kết kiến trúc giữa các hạt. Do vậy đất dính thường bị coi là đất yếu, ngoại trừ đất ở trạng thái cứng.

Khoáng vật thứ sinh chia làm 2 loại:

- (1) Loại không hoà tan trong nước gồm: *kaolinit, ilit, monmorilonit*
- (2) Loại hoà tan trong nước gồm: *calcit, mica trắng, thạch cao và muối mỏ*.

2. Một số đặc tính của khoáng vật sét và đất chứa hạt sét

a) Tỷ diện tích bề mặt

Tỷ diện tích bề mặt là tổng diện tích bề mặt của các hạt đất trong một đơn vị khối lượng đất (m^2/g). Kích thước hạt quyết định tỷ diện tích bề mặt. Đất gồm nhiều hạt càng nhỏ thì tỷ diện tích bề mặt càng lớn, điều đó dẫn đến hiện tượng hoạt động mặt ngoài của các hạt càng lớn, các liên kết giữa các hạt sẽ càng mạnh. Khi gặp nước, lượng nước bao quanh hạt sẽ lớn, sự tương tác giữa các hạt với nhau càng nhiều, càng mạnh hơn. Ví dụ: kaolinit có tỷ bề mặt khoảng $9-70m^2/g$, còn monmorilonit có kích thước hạt nhỏ hơn, có tỷ bề mặt khoảng $600-850m^2/g$. Vì vậy, sét có chứa monmorilonit có tính chất khác với sét có chứa kaolinit (bảng 1-1).

Bảng 1-1: Kích cỡ các hạt đất và tỷ diện tích bề mặt.

Tên hạt	Kích thước (mm)	Tỷ diện (m^2/gam)
Bụi	$5.10^{-3} \div 1.10^{-1}$	1~2
Kaolinit	$1.10^{-4} \div 1.10^{-3}$	10
Ilit	$5.10^{-3} \div 5.10^{-4}$	80
Montmorilonit	$5.10^{-6} \div 1.10^{-5}$	800
Betonite	$< 5.10^{-6}$	1300

b) Diện tích và sự hấp phụ bề mặt

Các ion O^{2-} hoặc $(OH)^-$ hình thành bề mặt khoáng vật sét, nên bề mặt mang điện âm. Vì phân tử nước là lưỡng cực, một đầu mang điện âm, một đầu mang điện dương, một lớp các phân tử nước được giữ trên bề mặt khoáng vật bởi liên kết hydro $(H_2O)^+$. Sát bề mặt khoáng vật, các phân tử nước được giữ lại ở dạng lớp dính chắc (hấp phụ), nhưng càng xa bề mặt, liên kết yếu đi và nước trở nên lỏng hơn.

c) Khả năng trao đổi cơ bản

Tổng điện tích âm của các khoáng vật sét được trung hoà bằng nhiều cách: phần do các cation nội bộ, phần do liên kết hydro trong nước hấp phụ và phần do cation ở trong lớp hấp phụ. Sự cân bằng điện tích âm bề mặt không do nội bộ thoả mãn được gọi là *khả năng trao đổi* của khoáng vật. Như vậy, hiện tượng các cation của

nước tự do trong lỗ rỗng có thể trao đổi thành phần với các cation của nước hấp phụ tùy thuộc vào năng lực của hạt sét và nồng độ dung dịch nước gọi là *hiện tượng trao đổi cation*. Hiện tượng này được lợi dụng để thay đổi chiều dày màng nước hấp phụ điều chỉnh tính chất xây dựng của đất theo mục đích.

d) Sự kết bông và sự phân tán

Lực kết hợp giữa hai hạt kéo chúng lại gần nhau, ở một thể huyền phù trong nước, chịu ảnh hưởng của 2 nhóm lực:

Lực hấp dẫn giữa các hạt do lực *Van der Waal* hay lực liên kết thứ cấp. Lực hấp dẫn *Van der Waal* tăng lên nếu các hạt xích lại gần nhau. Trong đất, chỗ nào mà lớp hấp phụ dày, thì khả năng đẩy nhau lớn hơn và các hạt sẽ ở dạng tự do hay *phân tán (pepti hóa)*.

Lực đẩy do bản chất mang điện âm của bề mặt hạt và lớp hấp phụ. Khi lớp hấp phụ đủ mỏng để lực hút chiếm ưu thế, sẽ xảy ra tiếp xúc cạnh với cạnh hình thành nên nhóm hạt; Trong huyền phù, các nhóm hạt này sẽ lắng chìm cùng với nhau, đó là quá trình *kết bông (keo tụ)* và đất có hiện tượng này gọi là *đất kết bông*.

e) Tính dẻo và tính dính

Tính dẻo là khả năng tạo và duy trì hình dạng mới khi ép hay nặn. Tính chất này quyết định bởi kích thước và bản chất của hạt khoáng sét cũng như của lớp hấp phụ. Tính dẻo cao khi đất có tỷ diện tích bề mặt lớn.

Tính dính là độ sệt của hỗn hợp sét/nước thay đổi rõ rệt theo độ ẩm. Khi độ ẩm thấp, nước chủ yếu ở trong lớp hấp phụ, vì thế giữa các hạt sét lực hấp dẫn nhau mạnh hơn. Tác động dính kết này hay tạo ra một dạng ứng suất trong, gọi là tính dính. Khi độ ẩm tăng thì hiệu quả hút kém đi và tính dính giảm.

f) Trương nở và co ngót

Tính trương nở của đất là khả năng tăng thể tích của đất trong quá trình tác dụng tương hỗ với nước hay dung dịch. Trương nở của đất sét là một quá trình hoá-lý phức tạp, theo B.V. Rebinder cho rằng, trương nở xảy ra dưới tác dụng tháo nê của màng mỏng nước liên kết bao quanh các hạt sét và hợp thể của chúng.

Tuy nhiên, trong đất sét luôn tồn tại lực dính kết, trị số lực dính phụ thuộc nhiều vào kiểu tiếp xúc kiến trúc giữa các hạt. Chính lực dính này có tác dụng chống lại áp lực tháo nê của màng mỏng nước liên kết. Khi lực dính trong đất lớn hơn lực tháo nê của hệ "đất sét + H_2O " thì sẽ không xảy ra trương nở; ngược lại sẽ xảy ra trương nở.

Các yếu tố ảnh hưởng đến tính trương nở của đất: Thành phần hoá học và khoáng vật của đất, thành phần hoá học và nồng độ dung dịch tác dụng tương hỗ với đất, yếu tố bên ngoài như áp lực ngoài và liên kết kiến trúc trong đất.

Khả năng trương nở của đất đánh được đặc trưng bằng các chỉ tiêu sau:

*** Độ trương nở tương đối (R_h):**

$$R_h = \frac{V_h - V_0}{V_0} \cdot 100\% = \frac{h_h - h_0}{h_0} \cdot 100\% \quad (1-3)$$

Trong đó: V_h , h_h - thể tích, chiều cao mẫu đất sau khi trương nở.

V_0 , h_0 - thể tích, chiều cao ban đầu của mẫu đất.

*** Độ ẩm trương nở (W_h):** bằng phần trăm, ứng với trạng thái mà ở đó quá trình hấp thụ nước hay dung dịch lỏng khác của đất ngừng lại.

$$W_h = \frac{m_h - m_s}{m_s} \cdot 100\% \quad (1-4)$$

Trong đó: m_h - khối lượng mẫu đất sau khi trương nở.

m_s - khối lượng mẫu đất khô tuyệt đối.

*** Áp lực trương nở (P_h):** là áp lực phát sinh trong quá trình trương nở, áp lực trương nở được đo bằng áp lực ngoài, mà ở đó hệ “đất sét+H₂O” không trương nở.

Theo trị số R_h và P_h phân đất ra các loại sau (bảng 1-2)

Bảng 1-2: Phân chia đất trương nở theo SNiP II-15-74 (TCN 45-78)

Loại đất	R_h (%)	P_h (MPa)
Không trương nở	< 4	< 0.025
Trương nở yếu	4 ÷ 10	0.025 ÷ 0.1
Trương nở trung bình	10 ÷ 15	0.1 ÷ 0.25
Trương nở mạnh	> 15	> 0.25

Tính co ngót của đất là sự giảm thể tích đất do kết quả mất (tách) nước khi hong khô hay xuất hiện các quá trình hoá-lý (co vì mất nước, thẩm thấu), được gọi là co ngót của đất. Co ngót vì mất nước là hiện tượng ngược lại với trương nở. Co ngót là một quá trình hoá-lý phức tạp, làm thay đổi tính liên kết kiến trúc giữa các yếu tố kiến trúc, phân bố lại thành phần hoá học đã được hoà tan bằng nước lỗ rỗng trong đất trước đó.

Co ngót của đất sét bão hoà nước xảy ra theo 3 giai đoạn cơ bản sau:

Giai đoạn co ngót chậm: nước bốc hơi chủ yếu từ các lỗ rỗng lớn, và thể tích mẫu đất bị giảm đi nhỏ hơn thể tích nước bốc hơi.

Giai đoạn co ngót chuẩn: độ giảm thể tích mẫu đất đạt cực đại và tương đương bằng thể tích nước bốc hơi.

Giai đoạn co ngót dư: được bắt đầu khi bốc hơi nước tiếp tục và trị số giảm thể tích mẫu đất lớn hơn 2~3% so với tổng thể tích co ngót vì mất nước của đất.

Khả năng co ngót vì mất nước của đất được đặc trưng bởi:

* **Trị số co ngót tuyến tính (b_L)** hay **co ngót thể tích (b_V)**

$$b_V = \frac{V_0 - V_L}{V_0} \cdot 100\% \quad ; \quad b_L = \frac{L_0 - L_L}{L_0} \cdot 100\% \quad (1-5)$$

Trong đó: V_L, L_L - thể tích, chiều dài mẫu đất sau khi co ngót.

V_0, L_0 - thể tích, chiều dài ban đầu của mẫu đất.

* **Hệ số co ngót thể tích (β_V):** là độ giảm thể tích tương đối của đất khi thay đổi độ ẩm.

$$\beta_V = \frac{b_V}{(W_0 - W_L) - b_V W_0} \quad (1-6)$$

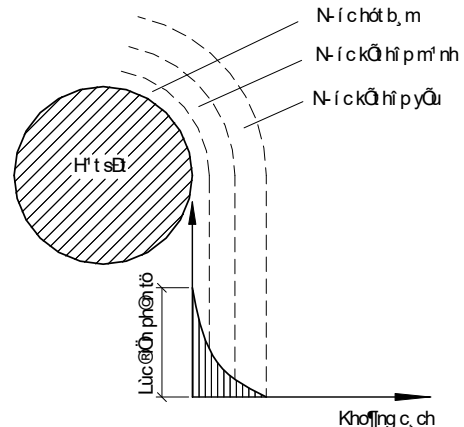
Trong đó: W_L - độ ẩm của mẫu đất sau khi co ngót.

W_0 - độ ẩm ban đầu của mẫu đất.

II. NƯỚC TRONG ĐẤT

Nước tồn tại trong đất dưới nhiều dạng khác nhau. Mỗi loại đều có ảnh hưởng nhất định đến các tính chất của đất. Có thể xem xét các dạng nước sau:

- **Nước trong khoảng vật của hạt đất.**
- **Nước kết hợp mặt ngoài hạt đất:**
 - * Nước hút bám.
 - * Nước màng mỏng:
 - Nước kết hợp mạnh
 - Nước kết hợp yếu
- **Nước tự do:** nước mao dẫn và nước trọng lực.



Hình 1-4: Biểu đồ phân bố sự tương tác của lực điện phân tử

1. Nước trong khoáng vật của hạt đất

Là loại nước nằm trong tinh thể khoáng vật của hạt đất, tồn tại dưới dạng phân tử H_2O , hoặc dạng ion H^+ và OH^- . Loại nước này không thể tách ra bằng biện pháp cơ học, nó liên kết chặt chẽ với các phân tử ion khác. Muốn tách ra khỏi tinh thể khoáng vật chỉ có thể sấy ở nhiệt độ $100^\circ C$ đến $300^\circ C$.

2. Nước kết hợp mặt ngoài

Tuỳ vào khoảng cách đến mặt hạt và tác dụng của lực tĩnh điện, nước được chia thành các loại sau:

(a) Nước hút bám

Các phân tử nước nằm ngay sát mặt hạt đất có liên kết chặt chẽ với hạt. Khi đất chỉ có nước hút bám thì vẫn ở trạng thái khô, không thể hoà tan các loại muối, tỷ trọng khoảng 1.5, không dẫn nhiệt, không kết tinh.

Lượng chứa nước hút bám đối với đất cát 0.5%, sét pha 5 ÷ 7%, sét là 10 ÷ 20%.

(b) Nước màng mỏng

Nước màng mỏng nằm ngoài lớp nước hút bám. Đây là lớp nước gồm các phân tử nước bị tác dụng của lực tĩnh điện trên mặt hạt đất, bị hút chặt vào mặt hạt đất. Lực điện phân tử gần mặt hạt đất thì lớn, càng xa mặt hạt thì càng nhỏ và giảm nhanh, càng ra xa mặt hạt thì sự bố trí các phân tử càng lộn xộn. Lớp nước màng mỏng phân thành:

Nước kết hợp mạnh bám tương đối chắc vào mặt hạt. Khi đất chỉ chứa nước hút bám và kết hợp mạnh thì ta gọi là **lượng nước phân tử**. Nước kết hợp mạnh không truyền áp lực thuỷ tĩnh nhưng có thể hoà tan muối. Khi đất chỉ có nước kết hợp mạnh thì nó ở trạng thái nửa cứng, chưa thể hiện tính dẻo.

Nước kết hợp yếu là lớp nước bao bọc bên ngoài nước kết hợp mạnh. Tính chất của nó không khác nhiều so với nước thường. Khi đất có chứa nước kết hợp yếu, nếu kết cấu tự nhiên đã bị phá hoại thì thường đất ở trạng thái dẻo. Nếu đất có kết cấu tự nhiên thì đất không thể hiện tính dẻo.

3. Nước tự do

Nếu đất chứa nhiều nước, đặc biệt là các loại đất bồi tích, thì phần nước trong lỗ rỗng của các hạt đất có thể nằm ở ngoài phạm vi của lực hút điện phân tử, gọi là nước tự do. Nước tự do gồm 2 loại khác nhau:

(a) Nước mao dẫn

Nước mao dẫn dâng lên theo các đường lỗ rỗng nhỏ giữa các hạt đất. Nguyên nhân sinh ra hiện tượng mao dẫn là lực căng mặt ngoài giữa các pha trong đất. Vùng dâng cao từ mực nước ngầm được gọi là *đới mao dẫn*. Do hiện tượng mao dẫn, nước dâng cao làm thay đổi tính chất chịu lực của lớp đất phía trên. Nước mao dẫn làm tăng độ ẩm của đất, giảm sức chịu tải của nền và ảnh hưởng xấu đến vật liệu làm móng khi nước mang những hoá chất ăn mòn, gây muối hoá lớp đất trên mặt, ... Mao dẫn có thể được thí nghiệm riêng cho từng loại đất, trong đó xác định chiều cao mao dẫn và thời gian mao dẫn. Tác động của cột nước mao dẫn gây ra lực đẩy lên với đáy công trình. Có thể tính được áp lực mao dẫn nếu biết chiều cao mao dẫn. Ngoài cách thí nghiệm, chiều cao mao dẫn có thể được lấy theo kinh nghiệm cho một số loại đất, hoặc tính tỷ lệ với D_{10} là đường kính hiệu quả của đất (xem mục § 5).

Chiều cao mao dẫn có thể tính theo công thức sau:

$$\text{Lực căng mặt ngoài: } q = \alpha \cdot \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) = \frac{2\alpha}{r} \quad (1-7)$$

$$\text{Chiều cao mao dẫn: } h_k = \frac{q}{\gamma_n} = \frac{2\alpha}{r\gamma_n} \quad (1-8)$$

Trong đó: q - lực căng mặt ngoài của chất lỏng.

α - hệ số tỷ lệ (với nước $\alpha=0.00075$ MN/m)

r_1, r_2 - bán kính cong theo hai phương vuông góc của màng nước.

h_k - chiều cao cột nước mao dẫn

γ_n - trọng lượng riêng của nước

(b) Nước trọng lực

Dạng nước tự nhiên nằm trong lỗ rỗng của hạt đất, có thể di chuyển từ nơi này sang nơi khác dưới tác dụng của trọng lực. Trong phạm vi những đề cập của Cơ học đất truyền thống chủ yếu xem xét đất loại sét và đất loại cát. Các đất này khi có nước trọng lực thì rất gần trạng thái bão hòa nước. Nước trọng lực là nước tự nhiên có thể hòa tan muối; có thể dẫn điện; bay hơi; ăn mòn kết cấu; chảy vào hố móng công trình; gây ra hiện tượng cát chảy, xói ngầm, trượt đất, mao dẫn; có thể khai thác để sử dụng; ... Đặc biệt, quá trình biến dạng sắp xếp lại các hạt đất chỉ thực sự xảy ra khi nước được ép thoát ra khỏi đất. Sự ép thoát nước ra khỏi đất mất khá nhiều thời gian, và tùy thuộc vào hệ số thấm của đất. Nói tóm lại, nước trọng lực

không chỉ ảnh hưởng riêng đến tính chất xây dựng của đất mà ảnh hưởng tới toàn bộ công tác xây dựng công trình.

III. KHÍ TRONG LỖ RỒNG CỦA ĐẤT

Khi đất chưa bão hòa thì khí có mặt trong khoảng trống giữa các hạt đất. Thành phần và hàm lượng khí liên tục thay đổi, dạng tồn tại cũng khác nhau, chủ yếu là CO_2 , O_2 và N_2 , ... thường không được xác định trực tiếp khi khảo sát đất cho mục đích xây dựng. Nguồn cung cấp khí rất đa dạng từ khí quyển, từ dung nham, từ phản ứng hóa học giữa các vật chất của đất. Dạng khí hòa tan trong dung dịch lỗ rỗng có tác dụng thay đổi thành phần khoáng vật của đất, ảnh hưởng đến tính chất xây dựng của đất. Các dạng khác có thể làm kéo dài thời gian biến dạng của đất.

Khí tự do thông với khí quyển, không có ý nghĩa đặc biệt trong cơ học đất, vì thực tế nó không tham gia vào sự phân bố ứng suất giữa các hạt đất.

Khí bọc kín thành tạo trong đất liên quan tới nhiều hiện tượng; điển hình đó là khi nước mưa, nước mặt ngấm từ trên xuống và nước ngầm dâng từ dưới lên, thì một phần khí hấp phụ được thoát vào khí quyển, còn một phần khác giữ lại trong lỗ rỗng của đất ở dạng khí kín. Các bọc khí kín làm tăng tính đàn hồi của đất và làm giảm tính thấm, và thường gây nên hiện tượng lún sập nền công trình, nhiều trường hợp gây phá hoại công trình nghiêm trọng.

Khí hấp phụ (*khí hút bám*) được giữ lại trên bề mặt các hạt dưới tác dụng của lực hút phân tử. Lượng khí hấp phụ trong đất phụ thuộc vào thành phần khoáng vật, sự có mặt của chất mùn và hữu cơ khác; phụ thuộc vào mức độ phân tán và trị số độ lỗ rỗng của đất, phụ thuộc vào cả độ ẩm trong đất.

IV. KẾT CẤU VÀ LIÊN KẾT KIẾN TRÚC CỦA ĐẤT

1. Kết cấu của đất

Kết cấu (kiến trúc) của đất là sự sắp xếp các hạt với nhau quy định bởi kích thước và hình dạng của tập hợp hạt trong đất. Kết cấu tự nhiên của đất rất đa dạng. Nếu chỉ chia nhóm theo kích thước hạt thì người ta chia ra 4 nhóm kiến trúc chính: *kiến trúc hạt thô*, *kiến trúc hạt cát*, *kiến trúc hạt bụi*, *kiến trúc hạt sét*. Cách chia như vậy rất đơn giản và dễ sử dụng, đồng thời cũng tương ứng với cách chia dưới đây, phức tạp hơn, nhưng cũng được nhiều người đồng tình. Các loại đất có thể có một trong các dạng kiến trúc sau:

Kiến trúc hạt đơn: đất bao gồm các loại hạt lớn như từ hạt bụi trở lên có kiến trúc hạt đơn giản, các hạt sắp xếp cạnh nhau, giữa chúng không có sự liên kết nào.

Trong quá trình trầm tích, các hạt có trọng lượng bản thân lớn hơn các lực tương tác giữa chúng với nhau. khi rơi xuống hạt nọ tựa lên hạt kia. Xảy ra 2 trường hợp:

Kết cấu xốp là sự sắp xếp các hạt một cách rời rạc, thường có lỗ rỗng lớn. Loại đất này có cường độ yếu và tính nén lún mạnh.

Kết cấu chặt là sự sắp xếp các hạt liên khít, chèn chặt với nhau. Đất cát kết cấu chặt thì thường có hệ số độ rỗng nhỏ, cường độ cao và độ lún nhỏ.

Kiến trúc tổ ong: các loại đất trầm tích gồm các hạt tương đối nhỏ, khi lắng đọng, trọng lượng các hạt không đủ thắng được 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.

Kiến trúc dạng bông (*kiến trúc tổ ong kép*): các hạt kích thước rất nhỏ, như các hạt keo trở xuống, có trọng lượng bản thân rất nhỏ, chúng lơ lửng trong một thời gian nhất định, sau khi kết hợp với nhau thành từng đám rồi lắng xuống. Đám này lắng xuống cùng với các đám đã lắng trước tạo thành các lỗ rỗng lớn hơn kích thước các hạt, các hạt có thể bị thay đổi vị trí liên tục khi chịu những sức hút khác nhau. Kiến trúc này chỉ thấy dưới kính hiển vi.

2. Liên kết kiến trúc của đất

Trong quá trình tồn tại lâu dài hình thành các lực liên kết giữa các hạt đất' làm cho đất có thể chịu được một tác dụng nào đó, gọi là các liên kết kiến trúc của đất. Bản chất các liên kết là rất phức tạp và quyết định bởi tổng hợp các trường năng lượng trong và ngoài tác dụng lên đất, trong đó chủ yếu là lực phân tử có bản chất điện từ. Đặc trưng tác dụng của những lực đó phụ thuộc vào bề mặt của phân pha, bản chất hoá học của những hạt khoáng rắn, kiến trúc và tính chất của vật chất lấp nhét khoảng không gian giữa các hạt.

Tuỳ theo tính chất của hạt khoáng và dung dịch nước lấp đầy trong lỗ rỗng của đất, cũng như các điều kiện tích tụ ban đầu của trầm tích khoáng, và tác dụng *sinh đá* tiếp theo (chuyển hoá thành đá), mà liên kết kiến trúc của đất có thể rất khác nhau. Các liên kết kiến trúc trong đất gồm 2 loại chủ yếu sau:

Liên kết keo nước (*liên kết đông tụ, liên kết ngưng tụ, liên kết nguyên sinh*).

Liên kết keo nước được tạo nên, một mặt bởi tác dụng tương hỗ điện phân tử giữa những hạt khoáng, mặt khác bởi màng nước và keo nước. Độ lớn của những lực này phụ thuộc vào chiều dày của các màng đó. Màng keo nước càng dày thì độ ẩm của đất no nước càng nhỏ, liên kết keo nước càng lớn, bởi vì cùng với sự giảm chiều dày của màng keo, lực hút phân tử lưỡng cực của nước liên kết tăng và tác dụng keo của các chất tăng lên. Liên kết keo nước là liên kết dễ thuận nghịch, khi độ ẩm tăng thì độ lớn của liên kết này giảm tới giá trị gần bằng không.

Liên kết kết tinh (*liên kết thứ sinh*) là liên kết cứng giữa các hạt đất, được hình thành do sự hoá già của các chất keo và sự kết tinh của các muối trong đất. Liên kết thứ sinh có thể làm cho đất chịu được một tải trọng lớn, cho đến một mức độ nào đó thì liên kết này bị phá hoại, đây thường là phá hoại dần, đột biến và khó khôi

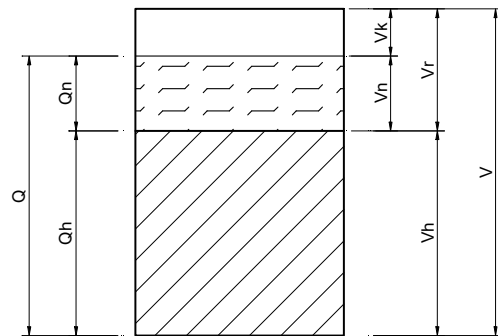
phục. Độ bền của liên kết này phụ thuộc vào thành phần khoáng vật, như những liên kết được tạo bởi thạch cao và calcit kém bền và kém chịu nước hơn, trong khi opal, hematit và thạch anh cho liên kết kết tinh có tính bền và chịu nước lớn hơn.

§ 3 CÁC CHỈ TIÊU TÍNH CHẤT CỦA ĐẤT

I. TRỌNG LƯỢNG THỂ TÍCH

Để tiện so sánh và tính toán, các kí hiệu sau đây được hiểu là: ρ - *khối lượng thể tích* (g/cm^3 ; T/m^3) và γ - *trọng lượng thể tích* (N/cm^3 ; kN/m^3), hai đại lượng này có thể tính chuyển đổi lẫn nhau.

Tương quan trọng lượng – thể tích của mẫu đất xem hình 1-5.



Hình 1-5: Tương quan trọng lượng – thể tích của mẫu đất

1. Trọng lượng thể tích tự nhiên (γ - chỉ tiêu xác định trực tiếp)

Trọng lượng thể tích tự nhiên là trọng lượng của một đơn vị thể tích đất ở trạng thái tự nhiên.

$$\gamma = \frac{Q}{V} = \frac{m \cdot g}{V} = \rho \cdot g \quad (\text{kN/m}^3) \quad (1-9)$$

ở đây trọng lượng Q chỉ gồm hai thành phần là trọng lượng hạt đất và nước trong lỗ rỗng ($Q = Q_h + Q_n$), còn khí trong lỗ rỗng có trọng lượng (Q_k) rất nhỏ nên bỏ qua.

Đơn vị tính và khoảng giá trị (kN/m^3)

Cát	18
Sét	16 – 22
Than bùn	15

Phương pháp xác định γ tùy theo thành phần và trạng thái của đất mà chọn một trong các phương pháp sau đây:

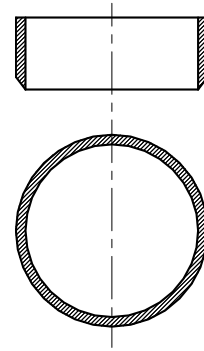
- *Phương pháp dao vòng*: dùng cho các loại đất mềm dính hoặc đất cát có kết cấu không phá hoại và độ ẩm thiên nhiên, tại hiện trường. Lưu ý phương pháp này không nên áp dụng đối với đất lún dăm, sỏi cuội.

- *Phương pháp bọc sáp* (nhúng nước, hay thay thế nước): dùng cho đất dính mà cục đất lấy được chưa bị phá huỷ có hình dạng bất kỳ.
- *Phương pháp thay thế bằng cát* (rót cát): thích hợp cho loại đất có lẫn dăm, sạn, sỏi cuội, đặc biệt là đất dạng hạt.
- *Phương pháp hạt nhân*: dùng kỹ thuật kiểm tra phát xạ gamma có thể đo được cả trọng lượng tự nhiên lẫn độ ẩm của đất.

a) Phương pháp dao vòng

Dao vòng làm bằng kim loại không gỉ, có mép sắc và $V \geq 50\text{cm}^3$ (hình 1-6). Đất chứa nhiều hạt to phải sử dụng dao vòng càng dày và đường kính càng lớn.

Thuốc cặp, dao cắt đất lưỡi thẳng, cân kỹ thuật, các tấm kính phẳng, dụng cụ để xác định độ ẩm.



Hình 1-6: Dao vòng

** Trình tự thí nghiệm:*

- (1) Xác định thể tích dao vòng $V = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$; Khối lượng dao vòng m_0 , và số hiệu dao.
- (2) Xác định khối lượng các tấm kính dày là m_1 .
- (3) Mẫu đất thí nghiệm được cắt thành khoanh có chiều cao khoảng 3cm. Đặt mép sắc của dao vòng và dụng cụ lấy mẫu lên trên khoanh đất rồi ấn thẳng đứng, từ từ để dao ngập dần đến ngập hẳn vào trong khối đất.
Dùng dao cắt đất gạt bỏ phần đất dư thừa ở hai đầu dao vòng, gạt dần từ xung quanh vào giữa mặt đáy dao vòng, phải đảm bảo mặt đất hai đầu dao vòng thật phẳng. Gạt xong một mặt, lấy tấm kính đặt lên, lật ngược lại để gạt tiếp đầu kia, gạt phẳng xong lại đặt tấm kính lên trên mặt mẫu.
- (4) Đặt dao vòng có chứa mẫu đất được đặt hai tấm kính lên cân kỹ thuật, xác định được khối lượng m_2 , chính xác đến 0.01g.

** Kết quả thí nghiệm:*

$$\gamma = \frac{m_2 - m_0 - m_1}{V} \cdot g \quad (\text{kN/m}^3) \quad (1-10)$$

b) Phương pháp bọc sáp

Mẫu cục đất được cân cho khối lượng m , sau khi bọc sáp cân lại được m_1 , sau đó thả vào thùng chứa nước đầy có ống xiphông dẫn nước ra ngoài và đo thể tích nước bị chiếm chỗ là V_1 .

Nếu tỷ trọng của sáp là Δ_s thì kết quả được tính như sau:

Thể tích của đất: $V = V_1 - V_s$

Thể tích của sáp $V_s = \frac{m_s}{\Delta_s} = \frac{m_1 - m}{\Delta_s}$

Trọng lượng thể tích của đất: $\gamma = \frac{m}{V} \cdot g = \frac{m}{V_1 - V_s} g \quad (\text{kN/m}^3) \quad (1-11)$

c) Phương pháp rót cát

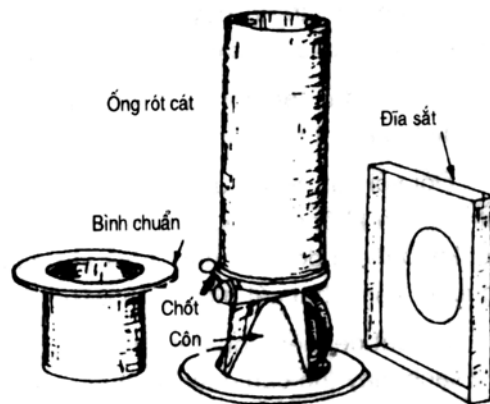
Dùng một ống trụ để rót cát. Trước tiên đào một hố nhỏ có đường kính khoảng 100mm và độ sâu không lớn hơn 150mm. Đất đào lên được cân cẩn thận khối lượng là m .

Xác định thể tích hố bằng cách rót cát từ ống trụ vào trong hố. Cân ống trụ rót cát trước và sau khi rót sẽ xác định được cát lấp đầy hố là m_t và m_s . Vì đã biết trước trọng lượng thể tích của cát là γ_c , sẽ xác định thể tích của hố, và do vậy tính được trọng lượng thể tích tự nhiên của đất.

Kết quả được tính như sau:

Thể tích của hố đất : $V = \frac{(m_t - m_s) \cdot g}{\gamma_c}$

Trọng lượng thể tích tự nhiên: $\gamma = \frac{m \cdot g}{V} \quad (\text{kN/m}^3)$



Hình 1-7: Thiết bị rót cát thay thế

2. Trọng lượng thể tích bão hoà (γ_{bh})

Trọng lượng thể tích bão hoà là trọng lượng của một đơn vị thể tích đất ở trạng thái no nước, các lỗ rỗng đều được lấp đầy bởi nước. Thể tích nước trong lỗ rỗng của đất đúng bằng thể tích phần lỗ rỗng của đất.

Đơn vị tính và khoảng giá trị (kN/m^3)

(Trừ bùn và than bùn)

19 - 22

Công thức xác định:

$$\gamma_{sat} = \gamma_{bh} = \frac{Q_h + Q_n}{V} = \frac{Q_h + \gamma_n V_r}{V} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (1-12)$$

3. Trọng lượng thể tích đẩy nổi (γ_{dn})

Trọng lượng thể tích đẩy nổi là trọng lượng của một đơn vị thể tích đất nằm ở dưới nước. Trong trạng thái này các hạt đất chịu lực đẩy Acsimet.

Đơn vị tính và khoảng giá trị (kN/m³)

(Trừ bùn và than bùn)

9 - 12

Công thức xác định:

$$\gamma' = \gamma_{dn} = \frac{Q_h - V_h \cdot \gamma_n}{V} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (1-13)$$

4. Trọng lượng thể tích khô (γ_k)

Trọng lượng thể tích khô là trọng lượng của một đơn vị thể tích đất ở trạng thái khô (còn gọi là trọng lượng thể tích cốt đất), và được coi là chỉ tiêu đặc trưng cho độ chặt (mật độ) của đất. Đó là trạng thái mà các lỗ rỗng chỉ có khí.

Đơn vị tính và khoảng giá trị (kN/m³)

Cát 14 - 18

Sét 10 - 20

Than bùn 3 - 10.2

Công thức xác định:

$$\gamma_d = \gamma_k = \frac{Q_h}{V} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (1-14)$$

5. Trọng lượng thể tích hạt (γ_h)

Trọng lượng thể tích hạt là trọng lượng của một đơn vị thể tích hạt (không có lỗ rỗng). Chỉ tiêu này còn gọi là *trọng lượng riêng* của đất. Vì được tính thông qua tỷ trọng của đất, và tỷ trọng được thí nghiệm xác định trực tiếp, nên có thể coi γ_h là *chỉ tiêu xác định trực tiếp*.

Đơn vị tính và khoảng giá trị (kN/m³)

(Trừ bùn và than bùn)

26 - 30

Công thức xác định:

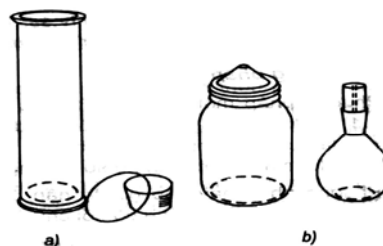
$$\gamma_s = \gamma_h = \frac{Q_h}{V_h} = \Delta \gamma_n \quad (\text{kN/m}^3) \quad (1-15)$$

Phương pháp xác định tỷ trọng (Δ)

Bình tỷ trọng loại 50cm³ hoặc 100cm³, sàng có lỗ d=2mm, cối sứ và chày, cân kỹ thuật, bếp cát, nước cất, nhiệt kế...

*** Trình tự thí nghiệm:**

- (1) Lấy khoảng 100÷200g mẫu đất cần thí nghiệm đã sấy khô cho vào cối sứ rồi giã bằng chày cho các hạt đất rời nhau ra. Đặt sàng lên trên tờ giấy, đổ đất ở cối sứ vào sàng, đất qua sàng nằm trên giấy được san phẳng làm thành hình vuông và chia thành 4 phần bằng nhau.



Hình 1-8: Xác định tỷ trọng

- (2) Cân khối lượng bình rỗng được m_1 .

- (c) Lấy khoảng 15~20g đất (ở phần đất chia trên giấy) cho vào bình tỷ trọng, đem cân lại được khối lượng là m_2 ($m_2 = \text{khối lượng của bình} + \text{khối lượng của đất}$).
- (d) Đổ nước cất vào bình tỷ trọng có đất ở mức 1/3 - 1/4 thể tích bình rồi đặt lên bếp cát để đun sôi trong thời gian: đất cát, cát pha là 30 phút; đất sét và sét pha là 1 giờ, để phá kết cấu đất và đuổi khí trong lỗ rỗng ra khỏi đất.
- (e) Lấy bình tỷ trọng ra khỏi bếp cát, đổ thêm nước cất vào bình cho đến gần rồi để nguội bằng nhiệt độ trong phòng. Cân bình được khối lượng m_3 ($m_3 = \text{khối lượng của bình} + \text{đất} + \text{nước}$).
- (f) Đổ hết nước trong bình, rửa sạch, sau đó lại đổ nước cất vào bình cho đến gần, rồi cân được khối lượng m_4 ($m_4 = \text{khối lượng của bình} + \text{khối lượng của nước}$).

*** Kết quả thí nghiệm:**

$$\Delta = \frac{m_2 - m_1}{(m_4 - m_1) - (m_3 - m_2)} \quad (1-16)$$

Vì $\rho_n = 1 \text{ T/m}^3$, nên $\rho_h = \Delta \cdot \rho_n$, nên về giá trị thì tỷ trọng $\Delta = \rho_h$. Từ đó có thể tính trọng lượng thể tích hạt γ_h thông qua ρ_h ($\gamma_h = \rho_h \cdot g$).

II. ĐỘ RỖNG VÀ HỆ SỐ RỖNG**1. Độ rỗng (n)**

Độ rỗng là tỷ số của thể tích phần rỗng so với thể tích toàn bộ mẫu đất.

$$n = \frac{V_r}{V} 100\% \quad (1-17)$$

2. Hệ số rỗng (e)

Hệ số rỗng là tỷ số của thể tích phần rỗng so với thể tích phần hạt của mẫu đất.

$$e = \frac{V_r}{V_h} \cdot 100\% \quad (1-18)$$

Dễ dàng chứng minh được công thức liên hệ giữa hai chỉ tiêu: $e = \frac{n}{1-n}$ và

$$n = \frac{e}{1+e}.$$

Đất càng rỗng thì cường độ chịu lực càng nhỏ và biến dạng càng lớn. Có thể nhận biết sơ bộ tính chất của đất như sau:

$e < 0.5$	đất rỗng ít.
$e = 0.5 \div 0.7$	đất rỗng trung bình.
$e > 0.7$	đất rỗng nhiều, đất yếu.

III. ĐỘ ẨM VÀ ĐỘ BẢO HOÀ CỦA ĐẤT

1. Độ ẩm (W - chỉ tiêu xác định trực tiếp)

Độ ẩm (hàm lượng nước), là tỷ số giữa trọng lượng nước ở trong lỗ rỗng và trọng lượng phần hạt của mẫu, tính theo phần trăm.

$$W = \frac{Q_n}{Q_h} \cdot 100\% = \frac{m_n}{m_h} \cdot 100\% \quad (1-19)$$

Phương pháp xác định độ ẩm: tủ sấy có điều chỉnh nhiệt độ đến 300°C , cân kỹ thuật có độ chính xác đến 0.01g , bình hút ẩm có canxi clorua (CaCl_2), hộp nhôm có nắp.

Khoảng giá trị $W(\%)$

<i>Cát</i>	<i>2.0 – 15</i>
<i>Bụi</i>	<i>10 – 30</i>
<i>Sét nửa cứng đến cứng</i>	<i>25 – 50</i>
<i>Sét yếu</i>	<i>50 – 100</i>
<i>Bùn, than bùn</i>	<i>80 – 300</i>

** Trình tự thí nghiệm:*

- Xác định khối lượng hộp nhôm đã sấy khô là (m_o), ghi số hiệu hộp.
- Dùng dao cắt một lượng đất ($40 \sim 80\text{g}$) ở trạng thái tự nhiên cho vào hộp nhôm, đập nắp lại, dùng cân kỹ thuật xác định được khối lượng đất và hộp nhôm là (m_l).

(c) Đưa hộp nhôm có đất đã mở nắp vào tủ sấy. Sấy mẫu đất ở nhiệt độ $t = 105 \pm 110^\circ$ trong thời gian như sau:

- Sấy khô lần đầu:

+ Đất cát và cát pha: 3 giờ.

+ Đất sét và sét pha: 5 giờ

+ Đất chứa thạch cao và hữu cơ (>5%): 8 giờ

- Sấy lại trong thời gian:

+ Đất cát và cát pha: 1 giờ.

+ Các loại đất khác: 2 giờ

- Đất chứa hàm lượng hữu cơ (>5%) thì phải sấy khô ở nhiệt độ $t = 80^\circ \pm 2^\circ\text{C}$ liên tục trong khoảng 12 giờ (đất mềm dính) và 8 giờ (đất rời xốp).

Việc sấy khô phải được tiến hành liên tục với từng khoảng thời gian 4 giờ cho đến khi khối lượng giữa hai lần cân không được chênh lệch lớn hơn 0.1% khối lượng ban đầu của mẫu. Thường thời gian sấy khô hầu hết cho mọi loại đất là 24 giờ.

(d) Sau khi sấy, lấy mẫu đất ra, để nguội trong bình hút ẩm có CaCl_2 trong 45~60 phút rồi xác định khối lượng là (m_2).

* *Kết quả thí nghiệm:*

$$W = \frac{m_n}{m_h} 100\% = \frac{m_1 - m_2}{m_2 - m_0} 100\% \quad (1-20)$$

2. Độ bão hoà (S_r)

Độ bão hoà là tỷ số của thể tích nước trong đất so với thể tích phần rỗng của đất.

$$S_R = \frac{V_n}{V_r} \quad (1-21)$$

- Khi $S_r = 0$ đất khô hoàn toàn, gồm: *hạt + khí*
- Khi $0 < S_r < 1$ đất chưa bão hoà, gồm: *hạt + nước + khí*
- Khi $S_r = 1$ đất bão hoà, gồm: *hạt + nước*

Đối với đất cát là loại đất rời rạc chỉ gồm các hạt lớn thì nước có khả năng lấp đầy lỗ rỗng và $S_r = 1$. Với đất dính gồm nhiều hạt nhỏ như các hạt sét, hạt keo thì nước khó chiếm đầy thể tích các lỗ rỗng, nên có thể coi đất bão hoà khi $S_r < 1$.

Theo tiêu chuẩn của Liên Xô cũ:

<i>Đất dính</i>		<i>Đất rời</i>	
$S_r \leq 0.5$	đất hơi ẩm	$S_r = 0.01 \div 0.25$	đất hơi ẩm
$0.5 < S_r \leq 0.8$	đất ẩm	$S_r = 0.25 \div 0.5$	đất ẩm

$S_r > 0.8$	đất no nước	$S_r = 0.5 \div 0.75$	đất ướt
		$S_r = 0.75 \div 0.99$	đất rất ướt
		$S_r = 1$	đất bão hoà

IV. MỘT SỐ CÔNG THỨC LIÊN HỆ

Dưới đây trích dẫn một số công thức cơ bản liên hệ giữa các chỉ tiêu vật lý.

$\Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n} = \frac{\rho_h}{\rho_n}$	$\gamma_k = \frac{\gamma}{1 + 0.01W} = \frac{\Delta}{1 + e} \gamma_n$
$e = \frac{\gamma_h}{\gamma_k} - 1 = \frac{\rho_h}{\rho_k} - 1$	$\gamma = \frac{\Delta + S_r \cdot e}{1 + e} \gamma_n$
$e = \frac{\Delta \gamma_n - \gamma_{bh}}{\gamma_{bh} - \gamma_n}$	$\gamma' = \gamma_{dn} = \frac{\Delta - 1}{1 + e} \gamma_n$
$S_r = \frac{\Delta \cdot 0.01W}{e}$	$\gamma' = \gamma_{dn} = \gamma_{bh} - \gamma_n$

VÍ DỤ MINH HOẠ

Chú ý có thể đổi các đơn vị tính như sau:

$$1 \text{ kg} = 9.81 \text{ N}$$

$$1 \text{ G/cm}^3 = 1 \text{ T/m}^3 = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

$$1 \text{ tấn} = 9.81 \text{ kN}$$

$$\rho_n = 1 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3} = 1 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} ; \gamma_n = 9.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

VÍ DỤ 1

Một mẫu đất được thí nghiệm trong phòng cho các số liệu sau:

Khối lượng mẫu đất ẩm: $m_1 = 148.6 \text{ g}$

Thể tích của mẫu đất ẩm: $V = 80 \text{ cm}^3$

Khối lượng mẫu đất khô: $m_2 = 125.6\text{g}$

Tỷ trọng hạt đất:

$\Delta = 2.68$

Hãy xác định: a) *Độ ẩm.*

b) *Trọng lượng thể tích và trọng lượng thể tích khô.*

c) *Hệ số rỗng và độ rỗng.*

d) *Độ bão hòa.*

Bài giải

a) Độ ẩm được xác định theo công thức:

$$W = \frac{m_n}{m_h} 100\% = \frac{m_1 - m_2}{m_2} 100\% = \frac{148.6 - 125.3}{125.3} 100\% = 18.6\%$$

b) Trọng lượng thể tích tự nhiên và trọng lượng thể tích khô:

$$\gamma = \frac{m_1 g}{V} = \frac{148.6}{80} * 9.81 = 18.22 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\gamma_k = \frac{\gamma}{1 + 0.01 * W} = \frac{18.22}{1 + 0.01 * 18.6} = 15.36 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

c) Hệ số rỗng và độ rỗng:

$$e = \frac{\gamma_h}{\gamma_k} - 1 = \frac{\Delta * \gamma_n}{\gamma_k} - 1 = \frac{2.68 * 9.81}{15.36} - 1 = 0.71$$

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.71}{1 + 0.71} = 0.4152 = 41.52\%$$

d) Độ bão hòa:

$$S_r = \frac{\Delta * 0.01 * W}{e} = \frac{2.68 * 0.01 * 18.6}{0.71} = 0.702$$

VÍ DỤ 2

Một mẫu đất sét rắn chắc có hình dạng bất kỳ được cắt ra từ một hố thăm dò và gửi đi thí nghiệm ở trong phòng. Để xác định trọng lượng thể tích, mẫu đất được bọc bằng sáp và xác định thể tích bằng cách chiếm chỗ trong nước. Các số liệu tập hợp được như sau:

Khối lượng đất khi nhận: $m_1 = 410.3\text{ g}$

Thể tích nước thay thế: $V = 246.8\text{ cm}^3$

Khối lượng đất sau khi bọc sáp: $m_2 = 440.1\text{ g}$

Tỷ trọng của sáp: $\Delta = 0.9$

Hãy xác định trọng lượng thể tích của đất.

Bài giải:

* Tính khối lượng của sáp:

$$m_{sap} = m_2 - m_1 = 440.1 - 410.3 = 29.8(g)$$

* **Tính thể tích của sáp:**

$$V_{sap} = \frac{m_{sap}}{\rho_{sap}} = \frac{m_{sap}}{\Delta_{sap} * \rho_n} = \frac{29.8}{0.9 * 1} = 33.1(cm^3)$$

* **Tính thể tích của đất:**

$$V_d = V - V_{sap} = 246.8 - 33.1 = 213.7(cm^3)$$

* **Trọng lượng thể tích tự nhiên của đất:**

$$\gamma = \frac{m \cdot g}{V} = \frac{m_1 \cdot g}{V_d} = \frac{410.3}{213.7} * 9.81 = 18.83(kN / m^3)$$

VÍ DỤ 3

Sau khi thí nghiệm nén trong phòng, một mẫu đất sét bão hòa nước hình trụ tròn khối lượng cân được 164.2g và chiều dày 19mm. Sau khi sấy khô, khối lượng cân được là 138.3g. Biết tỷ trọng của đất bằng 2.7. *Hãy xác định:*

- Độ ẩm và hệ số rỗng lúc kết thúc thí nghiệm.*
- Hệ số rỗng và độ ẩm khi bắt đầu thí nghiệm, nếu chiều dày ban đầu là 20mm và giả thiết rằng đường kính mẫu không đổi, mẫu vẫn luôn bão hòa.*

Bài giải:

a) **Tính độ ẩm và hệ số rỗng lúc kết thúc thí nghiệm**

$$W = \frac{m_n}{m_h} \cdot 100\% = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \cdot 100\% = \frac{164.2 - 132.3}{132.3} * 100\% = 24.11\%$$

Vì mẫu luôn bão hòa, nên tại mọi thời điểm thí nghiệm đều coi $S_r = 1$. Do đó, tính hệ số rỗng như sau:

$$S_r = \frac{\Delta * 0.01W}{e} \rightarrow e = \frac{\Delta * 0.01W}{S_r} = \frac{2.7 * 0.01 * 24.11}{1} = 0.651$$

b) **Tính độ ẩm (W_0) và hệ số rỗng (e_0) khi bắt đầu thí nghiệm**

Hệ số rỗng ban đầu liên hệ với hệ số rỗng ở cấp áp lực sau theo công thức: (với $S = \Delta h = h_0 - h$)

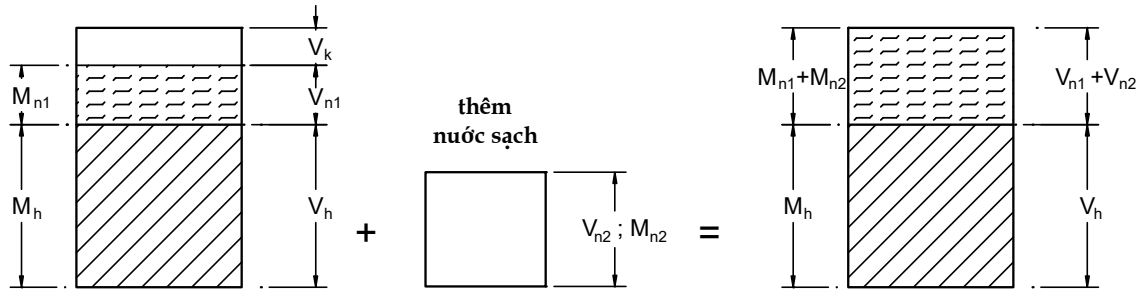
$$e = e_0 - (1 + e_0) \frac{S}{h_0} \rightarrow e_0 = \frac{e + S/h_0}{1 - S/h_0} = \frac{0.651 + (20 - 19)/20}{1 - (20 - 19)/20} = 0.738$$

$$S_r = \frac{\Delta * 0.01W_0}{e_0} = 1 \rightarrow W_0 = \frac{S_r \cdot e_0}{\Delta * 0.01} = \frac{1 * 0.738}{2.7 * 0.01} = 27.33\%$$

VÍ DỤ 4

(Olympic – 2005) Tính lượng nước sạch cần thiết để điều chế vữa sét bentonite từ 1 tấn bột sét có độ ẩm $W=10\%$, tỷ trọng $\Delta=2.75$. Giả thiết khối lượng thể tích của vữa sét cần hoà là $\rho = 1.15\text{T/m}^3$.

Bài giải: (mô hình bài toán thể hiện ở hình dưới đây)



Hình VD4

Giả thiết rằng không có không khí trong dung dịch vữa sét, và:

$$\rho = \frac{m_h + m_{n1} + m_{n2}}{V_h + V_{n1} + V_{n2}} = 1.15(\text{T} / \text{m}^3) \quad (1)$$

Trong đó:

$$\begin{cases} W = \frac{m_{n1}}{m_h} = 10\% \\ m_h + m_{n1} = 1(\text{T}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} m_h = \frac{10}{11}(\text{T}) \\ m_{n1} = \frac{1}{11}(\text{T}) \end{cases}$$

Do đó:

$$V_h = \frac{m_h}{\rho_h} = \frac{m_h}{\Delta \cdot \rho_n} = \frac{10}{11 \cdot 2.75 \cdot 1} = 0.33(\text{m}^3) \quad (2)$$

$$V_{n1} = \frac{m_{n1}}{\rho_n} = \frac{1}{11 \cdot 1} = 0.091(\text{m}^3) \quad (3)$$

Thể tích nước thêm vào được tính như sau:

$$V_{n2} = \frac{m_{n2}}{\rho_n} = m_{n2}(\text{m}^3) \quad (4)$$

Thay (2), (3), và (4) vào (1) ta có:

$$\rho = \frac{m_h + m_{n1} + m_{n2}}{V_h + V_{n1} + V_{n2}} = \frac{1 + m_{n2}}{0.33 + 0.091 + m_{n2}} = 1.15(\text{T} / \text{m}^3) \rightarrow m_{n2} = 3.8(\text{T})$$

Vậy lượng nước sạch cần thiết để điều chế là $V_{n2} = m_{n2} * \rho_n = 3.8 * 1 = 3.8(m^3)$

§ 4 CÁC CHỈ TIÊU TRẠNG THÁI CỦA ĐẤT

I. ĐỘ CHẶT CỦA ĐẤT RỜI (I_D)

1. Chỉ tiêu độ chặt và cách đánh giá trạng thái của đất rời

Công thức xác định:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (1-22)$$

Trong đó:

$e_{\max}$ - Hệ số rỗng ở trạng thái rời nhất.

$e_{\min}$ - Hệ số rỗng ở trạng thái chặt nhất.

e - Hệ số rỗng ở trạng thái tự nhiên.

Khoảng giá trị I_D

Cát rất xốp $0.0 - 0.15$

Cát xốp $0.16 - 0.35$

Cát chặt vừa $0.36 - 0.65$

Cát chặt $0.66 - 0.85$

Cát rất chặt $0.86 - 1.00$

Đánh giá độ chặt của đất rời theo độ chặt I_D như bảng 1-3 dưới đây:

Bảng 1-3: Phân loại đất theo độ chặt I_D

Loại đất	Độ chặt
Đất cát chặt	$1.00 \geq I_d > 0.67$
Đất cát chặt vừa	$0.67 \geq I_d > 0.33$
Đất cát rời rạc	$0.33 \geq I_d \geq 0$

Bảng 1-4: Phân loại độ chặt của cát theo kết quả xuyên tĩnh (CPT)

Loại cát	Trị số q_c (kG/cm ²), trạng thái và môđun E_0 (kG/cm ²)			
	Chặt	Chặt	Xốp	Theo loại đất

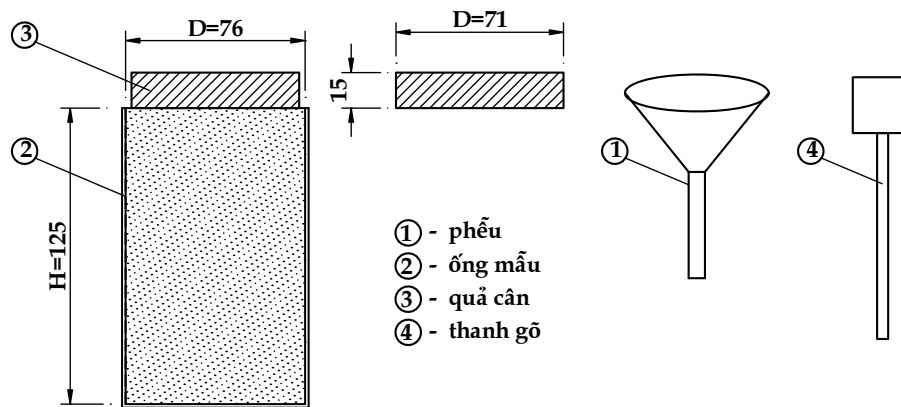
		<i>vừa</i>			
Cát thô, cát trung (không phụ thuộc vào độ ẩm)	150	150~50	50	Đất cát	$E_0 = 2.5q_c$
Cát nhỏ (không phụ thuộc vào độ ẩm)	120	120~40	40	Cát pha	$E_0 = 2.6q_c$
Cát bụi: - ít ẩm - No nước	100	100~30	30	Sét pha	$E_0 = 5.5q_c$
	70	70~20	20	Đất sét	$E_0 = 7.0q_c$

Bảng 1-5: Phân loại độ chặt của cát theo giá trị SPT

Trị số N	I_D	Trạng thái	Góc φ (độ)	q_c (kG/cm ²)
0 ÷ 4	0.2	Rất rời rạc	30	20
4 ÷ 10	0.2 ÷ 0.4	Rời rạc	30 ÷ 35	20 ÷ 40
10 ÷ 30	0.4 ÷ 0.6	Chặt vừa	35 ÷ 40	40 ÷ 120
30 ÷ 50	0.6 ÷ 0.8	Chặt	40 ÷ 45	120 ÷ 200
> 50	> 0.8	Rất chặt	> 45	> 200

2. Thí nghiệm xác định e_{max} và e_{min}

Ống thép có chiều cao 125mm, đường kính 76mm. Quả cân bằng gang có đường kính 71mm, chiều cao 15mm. Phễu rót cát và thanh gỗ.

Hình 1-10: Thiết bị xác định hệ số độ rỗng e_{max} ; e_{min}

* Trình tự thí nghiệm:

a) Xác định e_{max}

Cân khối lượng của ống (2) là m_1 , thể tích của ống là V . Lấy 1000 - 1200g đất cát sấy khô. Đổ đất đã sấy qua phễu vào ống (2). Khi đất đã đầy thì dùng dao gạt đất cho bằng và cân lại được m_2 .

Kết quả $e_{\max}$ tính như sau:

$$e_{\max} = \frac{\gamma_h}{\gamma_k^{\min}} - 1 = \frac{\Delta\rho_n}{\rho_k^{\min}} - 1 \quad \text{với} \quad \rho_k^{\min} = \frac{m_2 - m_1}{V}$$

b) Xác định $e_{\min}$

Tiếp theo đặt quả cân (3) lên trên và dùng thanh gỗ (4) đập vào thành ống trong 1 phút, lần lượt lên trên rồi lại xuống dưới, xung quanh ống (2). Sau đó, đo độ lún của mặt đất trong ống (2). Tiếp tục gõ ba lần nữa, mỗi lần 30 giây và đo độ lún của quả cân. Nếu thấy độ lún không tăng thêm tức là đất đã nén chặt và có độ rỗng nhỏ nhất.

Kết quả $e_{\min}$ tính như sau:

$$e_{\min} = \frac{\gamma_h}{\gamma_k^{\max}} - 1 = \frac{\Delta\rho_n}{\rho_k^{\max}} - 1 \quad \text{với} \quad \rho_k^{\max} = \frac{m_2 - m_1}{V - \Delta V}$$

Với: $\Delta V = \Delta h \cdot F$ (Δh – chiều cao đất trong ống bị lún do quả nặng; F – diện tích của ống).

II. ĐỘ SỆT CỦA ĐẤT DÍNH (I_L)

1. Sự thay đổi trạng thái của đất dính khi độ ẩm thay đổi

Sơ đồ trạng thái của đất khi độ ẩm thay đổi

Trạng thái cứng		Trạng thái dẻo				Trạng thái chảy
$W = 0$	Co và nở	nửa cứng	dẻo cứng	dẻo mềm	dẻo chảy	W
W_c		W_p				W_L

Giới hạn co (W_c): Độ ẩm tương ứng với trạng thái đất bắt đầu có thể tích nở hoặc co lại.

Giới hạn dẻo (W_p): hay **độ ẩm giới hạn dưới** của trạng thái dẻo, là độ ẩm tại đó đất dính kết cấu phá hoại chuyển từ trạng thái nửa cứng sang trạng thái dẻo (được xác định theo phương pháp vệt giun đất).

Giới hạn chảy (W_L): hay **độ ẩm giới hạn trên** của trạng thái dẻo, là độ ẩm tại đó đất chuyển từ trạng thái dẻo sang trạng thái chảy (được xác định theo phương pháp quả chùy thẳng bằng Vasiliev hoặc theo phương pháp Casagrande).

2. Chỉ số dẻo (I_p)

Đất dính chứa càng nhiều hạt sét thì thí nghiệm thu được chỉ số dẻo càng lớn, do đó chỉ số dẻo được dùng để phân loại đất dính trong hầu hết các hệ phân loại đất ở các nước. Công thức xác định chỉ số dẻo như sau:

$$I_p = W_L - W_P \quad (1-23)$$

Đơn giản nhất có thể gọi tên đất theo chỉ số dẻo như bảng 1-6.

Bảng 1-6: *Gọi tên đất theo chỉ số dẻo I_p*

Tên đất	Chỉ số dẻo - I_p
<i>Đất cát pha</i>	$1 < I_p < 7$ (%)
<i>Đất sét pha</i>	$I_p = 7 - 17$
<i>Đất sét</i>	$I_p > 17$

3. Chỉ số độ sệt (I_L)

Chỉ số độ sệt được tính theo công thức sau:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{I_p} \quad (1-25)$$

Căn cứ vào độ sệt I_L , theo tiêu chuẩn 22TCN 18-79, có thể xác định trạng thái của đất như bảng 1-7.

Bảng 1-7: *Phân loại đất theo độ sệt I_L*

Đất sét và sét pha		Đất cát pha	
Cứng	$I_L < 0$	Cứng	$I_L < 0$
Nửa cứng	$I_L = 0 \div 0.25$	Dẻo	$0 \leq I_L \leq 1$
Dẻo cứng	$I_L = 0.25 \div 0.50$	Chảy	$I_L > 1$
Dẻo mềm	$I_L = 0.5 \div 0.75$		
Dẻo chảy	$I_L = 0.75 \div 1.0$		
Chảy	$I_L > 1.0$		

4. Xác định các giới hạn Atterberg

Các độ ẩm giới hạn đã được nói đến ở trên được gọi là giới hạn Atterberg. Khi áp dụng cho công tác xây dựng thông thường, người ta xác định W_p và W_L của đất.

a) Xác định giới hạn dẻo (W_p)

Xác định độ ẩm giới hạn dẻo bằng phương pháp vê giun đất.

Dụng cụ thí nghiệm gồm rây có đường kính lỗ $d=1mm$, cối sứ và chày, tủ sấy, cân kỹ thuật, tấm kính nhám, giấy thấm (vải khô), chảo thép, hộp nhôm, nước cất, dao ...

* Trình tự thí nghiệm:

- (1). Chọn mẫu đất có tính đại diện cho lớp đất, dùng đất thiên nhiên, đất hong gió không được sấy khô $\geq 60^\circ$. Cho đất vào cối sứ nghiền nhỏ, rồi cho qua sàng $d=1mm$ (dùng phương pháp chia 4 để lấy khoảng 300g, Dùng hai phần chia khác nhau để thử giới hạn chảy và giới hạn dẻo). Cho phần đất lọt qua sàng vào trong bát trộn, vừa tưới nước cất vào vừa dùng dao trộn đều. (Khi dùng đất tự nhiên thì dùng tay nhặt bỏ các hạt và tàn tích thực vật có $d>1mm$). Sau đó đặt mẫu đất vào bình thủy tinh, đậy kín trong khoảng hơn 2 giờ trước khi đem thử.
- (2). Nếu hàm lượng hạt $d>1mm$ chiếm $>10\%$, trước khi xác định các giới hạn dẻo và giới hạn chảy cần phải lấy một phần của mẫu đất để phân tích thành phần hạt. Kết quả phân tích phải ghi kèm hàm lượng % tàn tích thực vật so với khối lượng khô của đất.
- (3). Lấy một ít đất và dùng mặt phẳng lòng bàn tay hoặc các ngón tay nhẹ nhàng vê trên kính nhám cho đến khi thành que đất có đường kính 3mm bắt đầu có vết nứt và đứt ra thành đoạn 3 - 10mm là được.
Nếu que đất 3mm không có vết nứt thì vê thành hòn (uớt quá thì phải lấy vải sạch thấm bớt nước) rồi lại vê thành que đất đạt trạng thái như trên là được. Mẫu đất (que đất) lúc này có thể coi ứng với độ ẩm giới hạn dẻo.
- (4). Tiếp tục xác định độ ẩm của một lượng 20 - 30g các đoạn que đất, độ ẩm thu được là giá trị W_p (giới hạn dẻo, độ ẩm giới hạn dẻo) của đất.

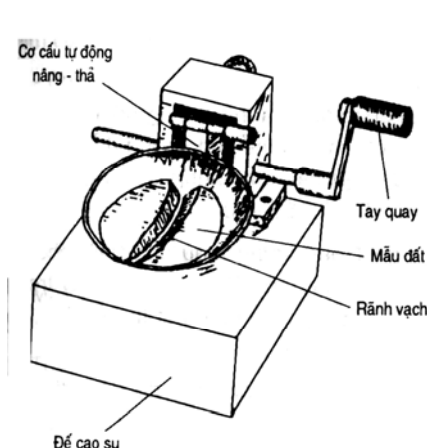
b) Xác định giới hạn chảy (W_L)

b.1) Phương pháp Casagrande

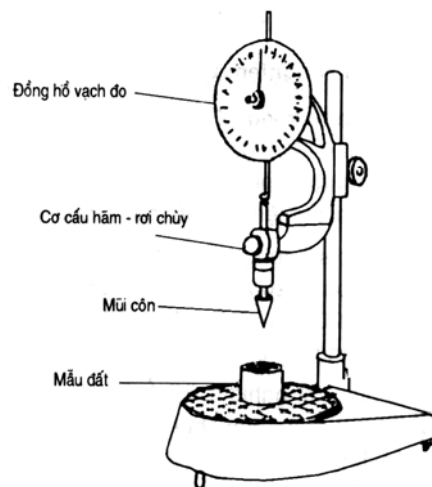
Đĩa thép (hoặc nhôm) được đặt lên một đế cứng (dụng cụ gậy va đập). Khi quay tay quay thì đĩa bị nâng lên rồi rơi xuống tự do ở độ cao khoảng 5mm (hình 1-11a).

** Trình tự thí nghiệm:*

- (1) Lấy một phần đất được chia sau khi sàng (hoặc được chuẩn bị như thí nghiệm xác định W_P), cho thêm nước cất rồi trộn đảo đều. Lấy đất này cho vào đĩa. Dùng thanh chuẩn của bộ thiết bị tạo rãnh tiết diện hình thang khoảng cách hai mép rãnh là 10mm chia đất thành hai nửa như nhau.



a) Thiết bị Casagrande



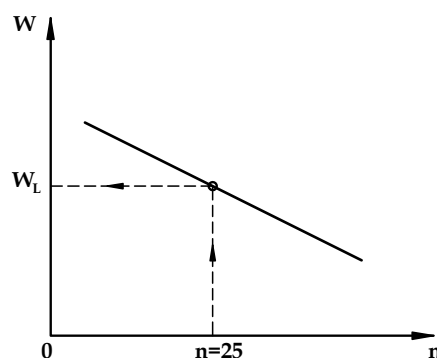
b) Thiết bị quả chùy Vasiliev

Hình 1-11: Thiết bị thí nghiệm xác định giới hạn chảy (W_L)

- (2) Sau khi quay 25 lần (đĩa va đập vào đáy 25 lần) nếu hai phần mép vạch của hai nửa mẫu đất chập vào nhau thì đất có thể coi là ở độ ẩm giới hạn chảy. Nếu cần nhiều lần hơn là đất khô quá, ít lần hơn là đất nhão quá.

- (3) Xác định độ ẩm của 20-30g đất sau khi thử đạt yêu cầu sẽ có W_L .

Thực tế, làm nhiều lần mẫu đất với các độ ẩm khác nhau, sau đó vẽ đồ thị quan hệ giữa độ ẩm - W và số lần đập - n . Xác định W_L trên biểu đồ tương ứng với $n=25$, hình 1-12.



Hình 1-12

Biểu đồ quan hệ $W \sim n$ để xác định W_L

b.2) Phương pháp quả chùy Vasiliev

Quả chùy *Vasiliev* có dạng hình nón với góc ở đỉnh 30° và chiều cao 25mm, có khối lượng $76 \pm 0.7\text{g}$ (hình 1-11b).

*** Trình tự thí nghiệm:**

- (a) Đất được chuẩn bị như trên. Lấy khoảng 150g đất này cho vào bát nhôm. Dùng tay nâng bát nhôm lên rồi gõ nhẹ đáy bát xuống mặt bàn cho đất trong bát bị lất và tạo thành khối đất có mặt phẳng trong bát.
- (b) Đặt bát nhôm lên giá, dùng chùy thẳng bằng có bôi Vadolin, tay đặt mũi chùy vừa chạm mặt mẫu đất trong bát rồi buông ra cho chùy rơi tự do. Tay còn lại bấm đồng hồ. Nếu sau 10 giây mũi chùy ngập sâu vào trong đất tới vạch (10mm) thì độ ẩm của mẫu đất có thể coi là độ ẩm giới hạn chảy.
Trường hợp mũi chùy ngập quá sâu hoặc chưa tới vạch phải dùng giấy thấm thấm bớt, hoặc cho thêm nước vào và làm như bước (a) để tiếp tục thử.
- (c) Khi đạt yêu cầu, lấy đất từ bát nhôm ra khoảng 20 - 30g đất để xác định độ ẩm, được W_L .
- (d) Phải làm song song ít nhất hai thí nghiệm cùng mẫu đất. Khi tính toán lấy chính xác đến 0.1%, và sai số giữa hai lần thí nghiệm song song không được lớn hơn 2%, lấy giá trị trung bình cộng làm kết quả cuối cùng

b.3) Công thức liên hệ giữa hai kết quả

Cùng một loại đất nếu thử xác định giới hạn chảy W_L theo hai phương pháp trên cho kết quả khác nhau. Một số tác giả đưa ra công thức thực nghiệm liên hệ giữa hai kết quả. Tuy nhiên, công thức thực nghiệm nào cũng chỉ đúng cho các loại đất gần giống với đất được thí nghiệm để tổng kết. Tốt nhất, sử dụng phương pháp nào được yêu cầu. Công thức do giáo sư Stephanov như sau:

$$W_L^{Va} = 0.69W_L^{Ca} + 5.1\% \quad (1-26)$$

Trong đó: W_L^{Va} - giới hạn chảy xác định theo phương pháp quả chùy Vasiliev.

W_L^{Ca} - giới hạn chảy xác định theo phương pháp Casagrande.

Trong tiêu chuẩn phân loại đất xây dựng TCVN 5747-1993 cũng đưa ra một công thức chuyển đổi, phương pháp được đề nghị sử dụng trong tiêu chuẩn này là Casagrande.

VÍ DỤ MINH HOẠ

VÍ DỤ 5

Một mẫu đất rời được mang về thí nghiệm trong phòng và xác định được hệ số rỗng ở trạng thái xốp nhất và chặt nhất tương ứng là 0.83 và 0.55. Tỷ trọng hạt là 2.67. Cũng loại đất đó xác định được độ ẩm là 20% và trọng lượng thể tích 18.4 kN/m³. *Hãy đánh giá trạng thái của đất.*

Bài giải:

Tính hệ số rỗng của đất ở trạng thái tự nhiên:

$$e = \frac{\gamma_h}{\gamma_k} - 1 = \frac{\Delta\gamma_n(1+0.01W)}{\gamma} - 1 = \frac{2.67 \cdot 9.81 \cdot (1+0.01 \cdot 20)}{18.4} - 1 = 0.708$$

Để đánh giá trạng thái của đất rời dùng chỉ số độ chặt I_D , công thức tính:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{0.83 - 0.708}{0.83 - 0.55} = 0.4357$$

Như vậy $0.33 < I_D = 0.4357 < 0.67 \rightarrow$ đất ở trạng thái chặt vừa.

VÍ DỤ 6

Thí nghiệm một mẫu đất: khối lượng đất trước khi sấy $m_1 = 148.8\text{g}$, khối lượng sau khi sấy $m_2 = 116.2\text{g}$, thể tích mẫu đất ẩm $V = 80.4\text{cm}^3$, giới hạn dẻo 32.7%, giới hạn chảy 39.9% và tỷ trọng 2.71.

Hãy xác định: Độ ẩm tự nhiên, khối lượng thể tích tự nhiên, khối lượng thể tích khô, hệ số rỗng, độ bão hoà, tên và trạng thái của đất?

Bài giải:

1. Độ ẩm của đất: $W = \frac{m_1 - m_2}{m_2} 100\% = \frac{148.8 - 116.2}{116.2} 100\% = 28.06\%$

2. Khối lượng thể tích tự nhiên: $\rho = \frac{m_1}{V} = \frac{148.8}{80.4} = 1.851(\text{g}/\text{cm}^3)$

3. Khối lượng thể tích khô: $\rho_k = \frac{\rho}{1+0.01W} = \frac{1.851}{1+0.01 \cdot 28.06} = 1.445(\text{g}/\text{cm}^3)$

4. Hệ số rỗng: $e = \frac{\Delta\rho_n}{\rho_k} - 1 = \frac{2.71 \cdot 1}{1.445} - 1 = 0.875$

5. Độ bão hoà: $S_r = \frac{\Delta \cdot 0.01W}{e} = \frac{2.71 \cdot 0.01 \cdot 28.06}{0.875} = 0.869$

6. Tên đất: $I_p = W_L - W_p = 39.9\% - 32.7\% = 7.2\% \rightarrow$ đất sét pha.

7. Trạng thái của đất: $I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{28.06 - 32.7}{7.2} = -0.64 \rightarrow$ đất ở trạng thái cứng.

VÍ DỤ 7

Một loại đất dính có trọng lượng thể tích 19.2 kN/m^3 , tỷ trọng 2.70 , độ ẩm 23% , giới hạn chảy 37% , giới hạn dẻo 19% . *Hãy xác định hệ số rỗng, tên và trạng thái của đất.*

Bài giải:

$$1. \text{ Hệ số rỗng: } \gamma_k = \frac{\gamma}{1 + 0.01 \cdot W} = \frac{19.2}{1 + 0.01 \cdot 23} = 15.61 (\text{kN} / \text{m}^3)$$

$$\text{Do đó: } e = \frac{\gamma_h}{\gamma_k} - 1 = \frac{\Delta \cdot \gamma_n}{\gamma_k} - 1 = \frac{2.7 \cdot 9.81}{15.61} - 1 = 0.697$$

$$2. \text{ Tên đất: } I_p = W_L - W_p = 37\% - 19\% = 18\% \rightarrow \text{đất sét.}$$

$$3. \text{ Trạng thái của đất: } I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{23 - 19}{18} = 0.222 \rightarrow \text{đất ở trạng thái nửa cứng.}$$

§ 5 ĐƯỜNG CONG CẤP PHỐI CỦA ĐẤT

Đường cong cấp phối là đồ thị biểu diễn hàm lượng các nhóm hạt có trong mẫu đất. Vì tính chất xây dựng của đất do kích thước các hạt đất quyết định, nên đường cong cấp phối có ý nghĩa rất quan trọng trong việc phân tích, phân loại và sử dụng đất trong xây dựng.

Như vậy, đường cong cấp phối được xác định từ phân tích thành phần hạt của đất.

I. THÍ NGHIỆM PHÂN TÍCH THÀNH PHẦN HẠT

Một loại đất là tổ hợp các hạt đất kích thước khác nhau. *Cỡ hạt* (nhóm hạt) được gọi tên và dùng để chỉ các hạt, thuộc một khoảng kích thước nhất định, có tính chất và ứng xử gần giống nhau trong xây dựng. Phân tích thành phần hạt của đất để tìm cỡ hạt chiếm ưu thế trong dải kích thước hạt của đất, xác định hàm lượng % khối lượng (đất sấy khô) của từng nhóm hạt. Tập hợp hàm lượng các cỡ hạt của một loại đất gọi là *cấp phối hạt* (thành phần hạt) của đất.

Phương pháp phân tích thành phần hạt: đối với đất phân tán thô (đất cát) dùng sàng tiêu chuẩn (TCVN 4198-95 hoặc BS 1377); đối với đất cát chứa hạt có đường kính $d < 0.1\text{mm}$ chiếm hơn 10% phải dùng thêm phương pháp phân tích bằng tỷ trọng kế.

1. Phân tích thành phần hạt của đất cát

Phân tích thành phần hạt của đất cát bằng bộ rây tiêu chuẩn, hình 1-13. Bộ rây tiêu chuẩn, tùy thuộc mỗi quốc gia, có kích thước lỗ khác nhau (xem bảng 1-8, bộ rây tiêu chuẩn của Việt Nam lỗ rây: 0.1- 0.25 - 0.5-1.0-2.0-5.0-10mm). Cân kỹ thuật có độ chính xác tới 0.01g, máy rung (lắc rây).

Bảng 1-8: Kích thước sàng sử dụng trên thế giới

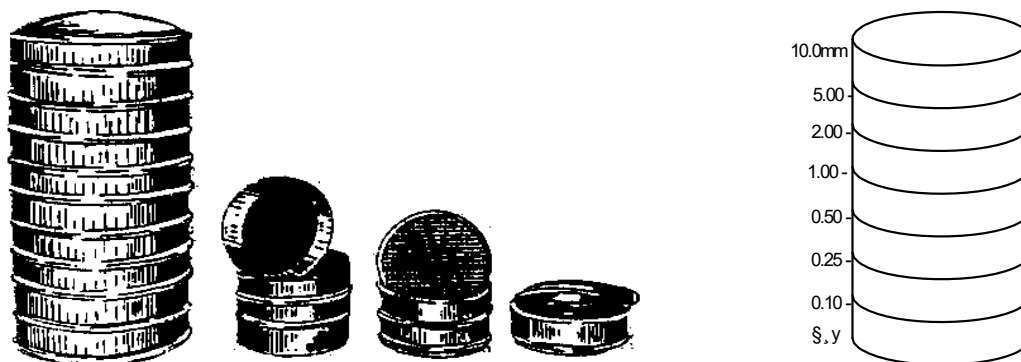
Mỹ (AASHTO)		Anh (BS)		Quốc tế (Metric)		Liên xô (cũ) và Việt Nam
No	D (mm)	No	D (mm)	No	D (mm)	No - D(mm)
4	4.76	5	3.36	5000	5.00	10.00
6	3.36	8	2.06	3000	3.00	5.00
10	2.00	12	1.41	2000	2.00	2.00
20	0.84	18	0.85	1500	1.50	1.00
40	0.42	25	0.60	1000	1.00	0.50
60	0.25	36	0.42	500	0.50	0.25
100	0.149	60	0.25	300	0.30	0.10
200	0.074	100	0.15	150	0.15	
		200	0.076	75	0.075	

* Trình tự thí nghiệm

- (1) Lắp các sàng thành chồng theo thứ tự tăng dần kích thước lỗ sàng kể từ đáy.
- (2) Trộn đều đất đã phơi khô gió, rải thành một lớp mỏng trên tờ giấy rồi dùng dao vạch thành những đường chéo chia bề mặt lớp đất thành bốn hình tam giác. Lấy đất ở hai hình tam giác đối xứng để thí nghiệm. Khối lượng đất để thử tùy theo loại đất:

- Đất có hạt $d < 2\text{mm}$: lấy 100 - 300g
- Đất có hạt $d \geq 2\text{mm}$ chiếm đến 10%: lấy 300 - 900g
- Đất có hạt $d \geq 2\text{mm}$ chiếm 10-30%: lấy 1 - 2kg
- Đất có hạt $d \geq 2\text{mm}$ chiếm > 30%: lấy 2 - 5kg

- (3) Mẫu đất được cân khối lượng (m)g, sau đó được đổ vào sàng trên cùng, chạy máy lắc cẩn thận trong thời gian 3~5 phút, các hạt đất qua rây sẽ phân thành nhóm có đường kính gần bằng nhau.
- (4) Trường hợp cát có lẫn hạt sét, hạt bụi, phải rửa sạch các hạt sét và bụi ở trạng thái lơ lửng ra khỏi mẫu đất phân tích. Cho đất vào cối sứ, thêm nước vào, khuấy và gạn nhiều lần cho tới khi hết các hạt sét, bụi lẫn trong cát. Sấy khô cát đã được rửa sạch, rồi tiến hành sàng thí nghiệm để xác định hàm lượng các hạt lớn.



Hình 1-13: Bộ sàng tiêu chuẩn xác định thành phần đất rời

- (5) Các hạt đất có $d < 0.1\text{mm}$ lọt qua lỗ rây $d = 0.1\text{mm}$ được giữ lại ở đáy húng của sàng. Khi cần phân tích tiếp phải dùng phương pháp tỷ trọng kế, nếu cỡ hạt có $d < 0.1\text{mm}$ lẫn trong mẫu đất chiếm hơn 10%.
- (6) Cân khối lượng của từng nhóm hạt giữ lại trên từng rây, kết quả lấy chính xác đến 0.01g. Kết quả thí nghiệm chỉ được công nhận nếu tổng khối lượng ở tất cả các rây và đáy húng không sai khác nhiều so với khối lượng mẫu cân ở bước (3).

*** Kết quả thí nghiệm:**

Lượng chứa phần trăm của từng nhóm hạt tính theo công thức:

$$P_i = \frac{m_i}{m} 100\% \quad (1-27)$$

Trong đó: m_i - Khối lượng của nhóm hạt (g).

m - Khối lượng của mẫu đất lấy để phân tích (g).

Kết quả phân tích được ghi vào bảng 1-9.

Bảng 1-9: Bảng kết quả phân tích thành phần hạt

Đại lượng xác định	Đường kính các nhóm hạt đất							
	> 10	10~5	5~2	2~1	1~0.5	0.5~0.25	0.25~0.1	< 0.1
Khối lượng nhóm hạt								

(g)								
Hàm lượng từng nhóm hạt (%)								
Hàm lượng cộng dồn (%)								

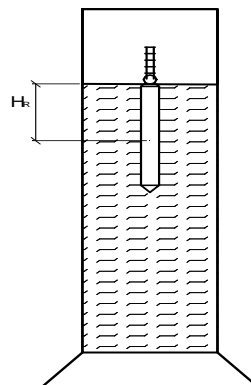
2. Phân tích thành phần hạt của đất dính

Thành phần cấp phối hạt của đất hạt mịn (bụi và sét) thường được xác định bằng phương pháp *tỷ trọng kế*. Để đơn giản, giả thiết các hạt đất có dạng hình cầu, tốc độ lắng chìm của các hạt đất cũng tuân theo định luật Stokes, phụ thuộc trọng lượng và kích thước hạt, trọng lượng thể tích và độ nhớt của nước (hình 1-14):

$$v = \frac{\gamma_h - \gamma_n}{18\eta} d^2 = \frac{H_R}{t} \quad (1-28)$$

Để xác định thành phần hạt của đất dính dùng tỷ trọng kế.

Dụng cụ thí nghiệm gồm ống nghiệm thủy tinh hình trụ thể tích 1000cm³ có vạch chia mm dọc theo chiều cao ống, tỷ trọng kế chia độ, rây có lỗ d=0.1mm, cân kỹ thuật, cối sứ và chày, tủ sấy,...



Hình 1-14

* Trình tự thí nghiệm:

- (1) Đất dính, sau khi sấy khô, cân được $m(g)$, đem nghiền bằng chày bọc cao su và cối sứ cho các hạt rời nhau. Đem rây qua rây có lỗ d=0.1mm. Phần trên sàng dùng nước rửa để đảm bảo lọt hết phần hạt nhỏ xuống để phân tích hạt. Sau đó sấy khô và cân được lượng nằm trên rây là $m_l(g)$.
- (2) Phần lọt qua sàng, cùng với nước rửa đất nói trên, cho vào ống, cho thêm nước vào và một ít chất ổn định cho đủ 1000cm³.
- (3) Khuấy đều dung dịch, rồi đặt tỷ trọng kế vào. Đọc chỉ số R (chỉ độ chìm của tỷ trọng kế) và xác định H_R (khoảng cách từ tâm bầu tỷ trọng đến mặt nước) ở các thời điểm: 30' – 1' – 2' – 5' – 15' – 30' – 1h – 2h – 4h ... Mỗi lần đọc xong lại lấy tỷ trọng kế ra, khi đo lại nhúng vào một cách nhẹ nhàng.

* Kết quả thí nghiệm:

- Đường kính các hạt đã lắng d_t ở thời điểm t , từ công thức (1-28) ta có:

$$d_t = \sqrt{\frac{18\eta H_R}{g(\rho_h - \rho_n)t}} \quad (1-29)$$

Trong đó: η - độ nhớt của dung dịch.

g - gia tốc trọng trường (9.81 m/s^2)

t - thời điểm đo.

ρ_h - khối lượng riêng của hạt ; ρ_n - khối lượng riêng của nước.

- Khối lượng thể tích của dung dịch ở thời điểm t

$$\rho_{dt} = \frac{R\rho_h}{(\rho_h - \rho_n)100} \quad (1-30)$$

- Thành phần hạt có đường kính $d \leq d_t$ sẽ là:

$$Z\%(d \leq d_t) = \frac{\rho_{dt}V}{m} 100\% \quad (1-31)$$

- Thành phần hạt có đường kính $d > d_t$ sẽ là:

$$Z\%(d > d_t) = \frac{(\rho_{do} - \rho_{dt})V}{m} 100\% \quad (1-32)$$

- Thành phần hạt có đường kính $d > 0.1\text{mm}$ sẽ là:

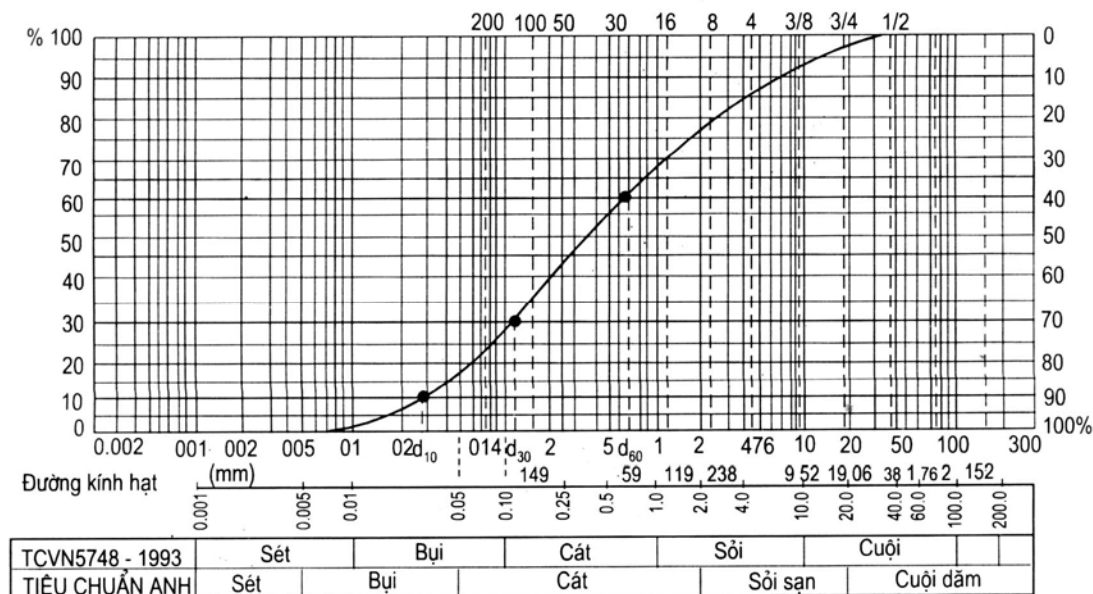
$$Z\%(d > 0.1\text{mm}) = \frac{m_1}{m} . 100\% \quad (1-33)$$

Trong đó: V - thể tích dung dịch

ρ_{do} - khối lượng thể tích ban đầu của dung dịch (đo ngay sau khi khuấy)

II. ĐƯỜNG CONG CẤP PHỐI

1. Xây dựng đường cong cấp phối



Hình 1-15: Đường cong cấp phối hạt

Từ kết quả thí nghiệm phân tích thành phần hạt, vẽ đồ thị quan hệ giữa trục tung là *hàm lượng % hạt tích lũy*, và trục hoành là *đường kính hạt d(mm)*, đồ thị này gọi là *đường cong cấp phối của đất*. Vì đất gồm các nhóm hạt kích thước khác xa nhau, trục hoành phải được chia vạch theo $\lg d$ mới thỏa mãn, nên đồ thị còn được gọi là đồ thị nửa logarit ($\lg d$).

Khi lập hệ trục tọa độ nên đổi đường kính hạt từ dạng thập phân ra số nguyên, rồi mới lấy $\lg d$. Mỗi khoảng đường kính: $0.01 \rightarrow 0.1$; $0.1 \rightarrow 1.0$ và $1.0 \rightarrow 10\text{mm}$, lấy độ dài bằng 4cm trên trục $\lg d$, xem bảng 1-10.

Lập đường cong cấp phối (*đường cong thành phần hạt*) bằng cách lần lượt cộng dồn hàm lượng% khối lượng các nhóm hạt, bắt đầu từ hàm lượng của nhóm hạt bé nhất và xác định điểm có giá trị tương ứng với từng tổng của các nhóm hạt được cộng dồn, rồi nối các điểm lại

Bảng 1-10: Các giá trị $\lg d \times 4\text{cm}$ trên trục $\lg d$

d (mm)	Lg(d)	Lg(d) $\times 4\text{cm}$
1	0	0
2	0.301	1.204
3	0.477	1.908
4	0.602	2.408
5	0.699	2.796
6	0.778	3.112
7	0.845	3.38

8	0.903	3.612
9	0.954	3.816
10	1.0	4.0

2. Các ứng dụng của đường cong cấp phối

a) Lựa chọn loại đất xây dựng

Để đánh giá về tính chất xây dựng của đất, người ta dựa vào *hệ số đồng nhất* và *hệ số cấp phối*, được xác định từ đường cong cấp phối

* *Hệ số đồng nhất:*

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1-34)$$

* *Hệ số cấp phối:*

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (1-35)$$

Trong đó: D_{60} , D_{30} , D_{10} - đường kính hạt lớn nhất ứng với lượng cộng dồn chiếm 60%, 30% và 10% thành phần lượng hạt.

Khi $C_u < 3$ biểu thị cỡ hạt đồng đều và $C_u > 5$ đất sét có cấp phối tốt, còn đất cát có cấp phối tốt khi $C_u > 3$. Đất có cấp phối tốt nhất có đường cong thành phần hạt chủ yếu ngang thoải hay lôm chút ít; cho giá trị $C_c = 0.5 - 2.0$. Đối với đất sỏi sạch có cấp phối tốt khi $C_u > 4$ và $C_c = 1 \sim 3$; Đối với cát sạch có cấp phối tốt khi $C_u > 6$ và $C_c = 1 \sim 3$.

b) Đánh giá sơ bộ tính thấm của đất

Theo Hazen, hệ số thấm của đất có thể tính gần đúng theo công thức sau:

$$K_H = C_H (D_{10})^2 (0.7 + 0.03t^0) \quad (m/ng.đ) \quad (1-36)$$

Trong đó: C_H - hệ số lấy theo bảng 1-11.

t^0 - nhiệt độ của nước (0C)

D_{10} - đường kính hạt lớn nhất ứng với lượng cộng dồn chiếm 10% thành phần lượng hạt (đường kính hiệu quả)

Công thức Hazen được dùng đối với cát có đường kính $d=0.1 \sim 3mm$ và hệ số **đồng nhất** $C_u < 5$.

Bảng 1-11: Chọn hệ số C_H theo lượng hạt và d (mm)

Đường kính hạt, d (mm)			C_H
0.05 ÷ 0.01	0.01 ÷ 0	0.05 ÷ 0	

Hàm lượng nhóm hạt, %			
0.2	0.2	0.5	1200
0.5	0.5	1.5	1100
1.0	1.0	3.0	1000
2.0	2.0	5.0	900
3.5	3.0	7.0	700
4.0	4.0	9.0	500

Công thức của Zamarin tính hệ số thấm của cát:

$$K_z = 5572 \frac{n^3}{(1-n)^2} a^2 (D_{10})^2 \quad (m/ng.đ) \quad (1-37)$$

Trong đó: n - độ rỗng của cát.

a - hệ số phụ thuộc vào độ rỗng; $a = 1.275 - 1.5n$

D_{10} - đường kính có hiệu theo công thức Zamarin (1-37):

$$D_{10} = \frac{100}{\frac{3g_1}{2d_1} + \sum_2^N \left(\frac{g_i}{d_i - d_{i-1}} \ln \frac{d_i}{d_{i-1}} \right)} \quad (mm) \quad (1-38)$$

g_1 - hàm lượng nhóm hạt có kích thước từ $d_1 \sim 0$.

g_i - hàm lượng nhóm hạt thứ i , %.

N - số nhóm hạt dùng để tính toán.

d_1 - đường kính nhóm hạt nhỏ nhất, (mm).

d_i, d_{i-1} - đường kính hạt lớn nhất, nhỏ nhất trong nhóm hạt thứ i , (mm).

VÍ DỤ MINH HOẠ

VÍ DỤ 8

Phân tích thành phần hạt của một loại cát bằng phương pháp sàng theo tiêu chuẩn BS 5930 được kết quả ghi trong bảng VD8a. *Hãy vẽ đường cong cấp phối hạt, xác định tên đất và giá trị D_{10} , D_{30} , D_{60} ; hệ số đồng nhất và hệ số cấp phối của đất này.*

Bảng VD8a: Thành phần hạt của đất

d (mm)	≤ 0.1	0.1~0.25	0.25~0.5	0.5 ~ 1	1 ~ 2	2 ~ 4	4 ~ 10	> 10
--------	------------	----------	----------	---------	-------	-------	--------	------

Khối lượng (g)	5	10	60	50	30	20	15	10
----------------	---	----	----	----	----	----	----	----

Bài giải:

Tổng khối lượng đất đem phân tích $m=200g$. Tính % khối lượng của từng nhóm hạt rồi ghi vào dòng 2 – bảng VD8b. Hàm lượng cộng dồn để vẽ đường cong cấp phối hạt bắt đầu từ kích cỡ hạt bé nhất được ghi vào dòng 3 – bảng VD8b.

Bảng VD8b: *Hàm lượng % từng nhóm hạt và hàm lượng % cộng dồn.*

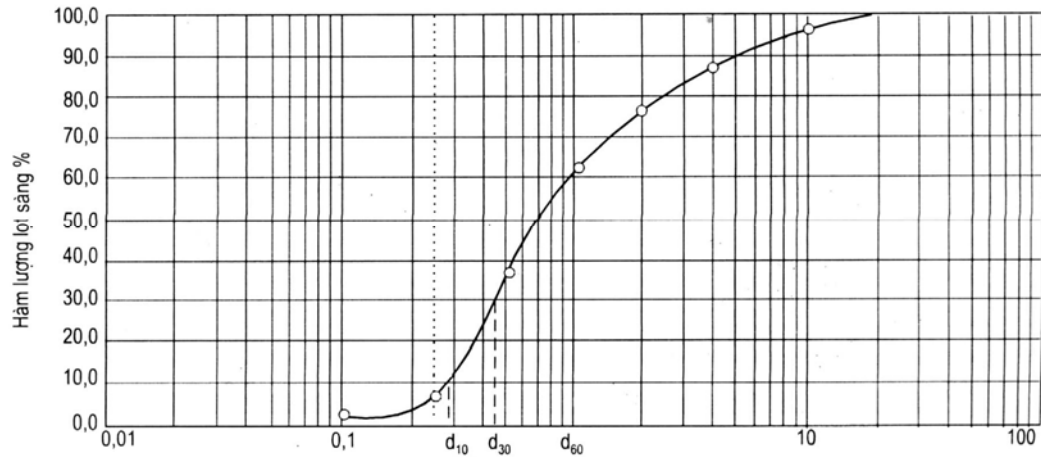
Nhóm hạt d (mm)	≤ 0.1	0.1~0.25	0.25~0.5	0.5 ~ 1	1 ~ 2	2 ~ 4	4 ~ 10	> 10
Hàm lượng % từng nhóm hạt	2.5	5.0	30	25	15	10	7.5	5.0
Hàm lượng % cộng dồn	2.5	7.5	37.5	62.5	77.5	87.5	95	100

Dựa vào bảng VD8b lập được đường cong cấp phối hình 1-16. Từ đường cong cấp phối xác định được:

- Đường kính hạt lớn nhất ứng với lượng cộng dồn chiếm 10% là: $D_{10} = 0.28mm$.
- Đường kính hạt lớn nhất ứng với lượng cộng dồn chiếm 30% là: $D_{30} = 0.37mm$.
- Đường kính hạt lớn nhất ứng với lượng cộng dồn chiếm 60% là: $D_{60} = 0.90mm$.

Nhận xét:

- Hạt có $d > 0.5mm$ ($= 62.5\%$) chiếm trên 50% $\rightarrow$ đất thuộc loại cát hạt thô
- Hệ số đồng nhất: $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.9}{0.28} = 3.2 \rightarrow$ đất cát cấp phối tốt.
- Hệ số cấp phối: $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{(0.37)^2}{0.28 \times 0.9} = 0.54 \rightarrow$ đất cát cấp phối kém.



Hình 1-16: Đồ thị đường cong cấp phối (Ví dụ 8)

§ 6 PHÂN LOẠI ĐẤT XÂY DỰNG

I. PHÂN LOẠI VÀ MÔ TẢ ĐẤT ĐÁ TRONG XÂY DỰNG

1. Mục đích phân loại đất trong xây dựng

Để áp dụng trong xây dựng mục đích cơ bản của phần lớn các hệ thống phân loại đất là định lượng tương đối tính chất của từng loại đất phục vụ xây dựng, để trên cơ sở đó lựa chọn các phương pháp khảo sát, mô tả hoặc những thí nghiệm đơn giản và phù hợp, đồng thời phát triển các phương pháp thiết kế và thi công đáp ứng.

Hệ phân loại được sử dụng kết hợp với phương pháp thiết kế kinh nghiệm tạo ra phương thức giúp cho các kỹ sư tiếp nhận được những kinh nghiệm thực tiễn đã tích lũy từ nhiều chuyên gia thông thạo, thay vì những kinh nghiệm mò mẫm của bản thân.

Có nhiều hệ thống phân loại đất được công bố trong các tiêu chuẩn, quy phạm quốc gia hoặc tài liệu Địa kỹ thuật. Giới thiệu sau đây là một số hệ phân loại đất được dùng phổ biến ở các nước.

2. Phân loại đất theo nguồn gốc địa chất

Theo nguồn gốc địa chất, đất có thể được phân loại tổng quát như thể hiện trong bảng 1-12.

Bảng 1-12: Phân loại đất theo nguồn gốc địa chất

Phân loại	Quá trình hình thành	Bản chất trầm tích
Đất tàn tích Residual Soil (Eluvial- eIQ)	Phong hoá hoá học của đá gốc với các phần tử hạt đá không dịch chuyển hoặc dịch chuyển ít	Sản phẩm phong hoá triệt để là loại sét, và phân loại phụ thuộc nhiều vào quá trình phong hoá. Sản phẩm phong hoá từng phần là đất chứa nhiều đá phong hoá với mức độ phụ thuộc đá gốc. Đất rời này thường chặt hơn, chứa nhiều đá hơn và độ phong hoá kém hơn theo chiều sâu.
Trầm tích Sông - Biển Alluvial- Marine (aQ - mQ)	Vật liệu được vận chuyển và trầm tích. Do tác động của nước vận chuyển.	Đất có hạt biến đổi từ hạt mịn nhất là sét đến hạt thô nhất của cuội sỏi tảng học. Đất có đặc điểm nổi bật là tính phân lớp. Cuội sỏi trầm tích sông thường tròn cạnh.
Sườn tích Colluvial (Delluvial-dlQ)	Vật liệu được vận chuyển và trầm tích do trọng trường.	Bao gồm đá lăn, tảng lăn, đất trượt, trượt sườn đồi, đất sập v.v... với thành phần hạt từ sét đến tảng. Vật liệu nhìn chung bất đồng nhất gọi là sườn tích.
Băng tích Glacial (glQ)	Vật liệu được vận chuyển và trầm tích do băng tuyết.	Là sản phẩm các loại trầm tích do băng trôi, tuyết lở kéo theo đất trên mặt. Thành phần biến đổi từ hạt sét đến tảng hòn. Phân bố kích cỡ hạt từ thô đến mịn tùy theo khoảng cách từ nguồn. Phân lớp trầm tích nhìn chung không đồng đều. Hạt đặc trưng sắc cạnh.
Phong tích (Eolian) (eoQ)	Vật liệu được vận chuyển và trầm tích do gió.	Mức độ đồng nhất của hạt rất cao, không phân lớp hoặc khó phân biệt. Cỡ hạt đặc trưng là bụi và cát mịn song đôi khi bề mặt phủ lớp sỏi nhỏ. Đất loại loess là cấu trúc thứ sinh của các nút nẻ, khe hổng và lỗ rãnh rễ cây.
Tích tụ hữu cơ (Organic)	Thành tạo tại chỗ của quá trình sinh trưởng và phân huỷ của thực vật.	Than bùn là sản phẩm thường có mẫu tối, cấu trúc sợi hoặc vô định hình, độ nén lún cao. Hỗn hợp vật liệu này với trầm tích mịn tạo thành sét hữu cơ hoặc bụi sét hữu cơ (bùn).
Tích tụ núi lửa	Tro bụi núi lửa được trầm tích quanh	Thành tạo dạng bụi lẫn mảnh đá. Hạt có đặc trưng sắc cạnh, dạng túi. Phong hoá tạo sản phẩm có độ dẻo dính

(Volcanic)	miệng núi lửa.	cao, thỉnh thoảng thành sét trương nở. Sản phẩm phong hoá rồi bị nén chặt thành loại đá xốp nhẹ.
Tích tụ do bay hơi (Evaporitic)	Vật liệu trầm đọng hoặc bay hơi từ dung dịch chứa lượng muối cao.	Thành tạo nên loại đất gắn kết hoặc đá trầm tích mềm, bao gồm cả trầm tích can-xi trong nước biển, lắng đọng: Gypse, Anhydrite, đá muối mỏ và Potash. Bay hơi còn tạo thành lớp vỏ trên bề mặt ở khu vực khô cạn.

3. Phân loại đất theo hệ U.S (Unified Classification for Soil)

a) Theo quan sát hiện trường

Phân loại đất theo hệ U.S., thông qua nhận biết và mô tả đất ngoài hiện trường, tuân theo các chỉ dẫn trong bảng 1-13 sau:

Bảng 1-13: Hệ phân loại đất US - Mô tả và nhận biết đất tại hiện trường

Nhóm đất (Soil Group)		Mô tả và phân loại (Description & Identification)	Phụ nhóm đất (Subgroup)	Ký hiệu (Symbol)
1		2	3	4
Đất hạt thô (Gran-ular Soil)	Cuội và Tầng (Couble & Boulder)	Đất bao gồm các tầng (>200 mm) hoặc cuội (75-200mm). Nhận biết qua kiểm tra bằng mắt thường.	Cuội sỏi lẫn đá tảng	
	Sạn sỏi và đất loại sạn sỏi(Gravel & gravelly Soil)	Đất với hàm lượng sạn sỏi đáng kể (2-75mm).	Hỗn hợp cát-sạn cấp phối tốt, chứa ít hoặc không chứa hạt mịn	GW
		Nhìn chung nhận biết dễ dàng bằng mắt thường.	Hỗn hợp cát-sạn cấp phối tốt, chứa nhiều hạt mịn	GC
		Có sức kháng vừa và cao khi khô, chứng tỏ hiện diện một ít sét. Khi khô có sức kháng chứng tỏ không chứa hạt sét.	Sạn sỏi đồng nhất chứa rất ít hoặc không chứa hạt mịn	GU
			Hỗn hợp cát-sạn cấp phối kém, chứa ít nhiều hạt mịn	GP
			Hỗn hợp cát-sạn với lượng quá lớn hạt mịn	GF
	Cát và đất loại cát (Sands & sandy Soil)	Đất với hàm lượng chủ yếu hạt cát (0.06-2mm).	Cát-sạn và cát-sạn cấp phối tốt, chứa rất ít hoặc không có hạt mịn	SW
		Phần lớn hạt có thể phân biệt bằng mắt thường.	Cát cấp phối tốt, chứa ít nhiều hạt mịn	SC
		Cảm thấy sạn nhám khi vê giữa hai ngón tay.	Cát đồng nhất chứa rất ít hoặc không hạt mịn	U
		Khi khô vẫn có sức kháng nào đó chứng tỏ có chứa hạt sét.	Cát cấp phối kém, chứa rất ít hoặc không hạt mịn	SP
			Cát với lượng quá lớn hạt mịn	SF
Đất h	Đất hạt mịn có độ dẻo	Đất ít dẻo: không thể vê thành sợi	Bụi (không hữu cơ), bột đá, cát mịn lẫn bụi, ít dẻo.	ML

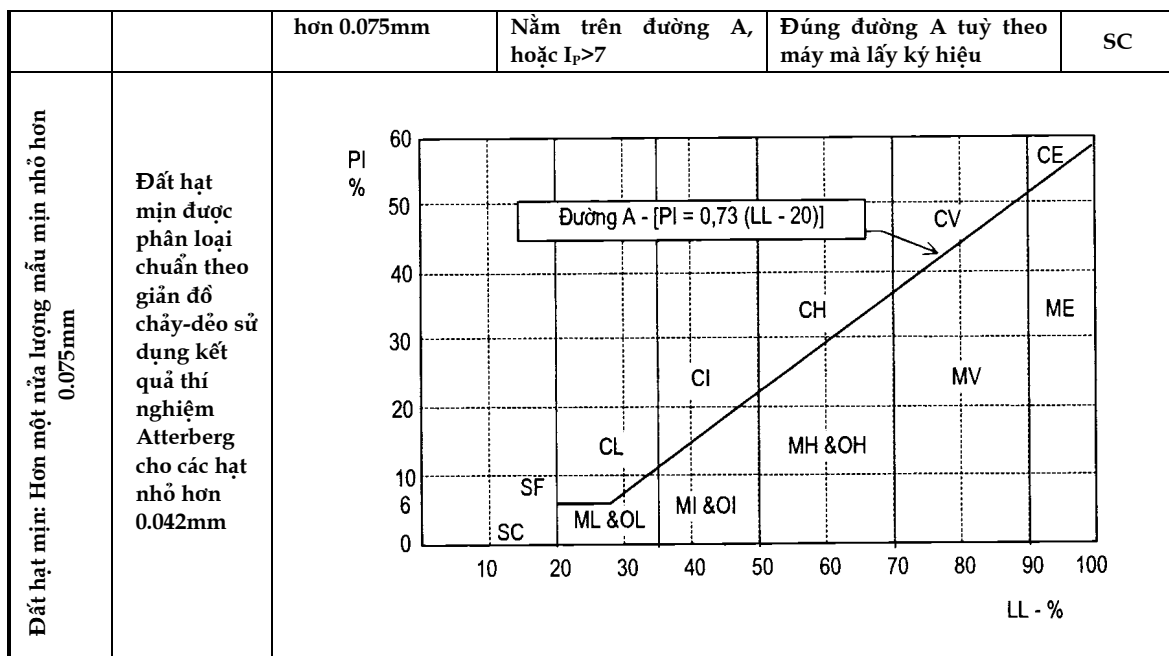
	thấp (bụi-bột)	khi ẩm. Không cảm thấy khô nhám Hiện tượng thu nhỏ nước	Bụi lẫn sét(không hữu cơ HC)	CL
			Bụi chứa hữu cơ, ít dẻo	OL
	Đất hạt mịn, có độ dẻo vừa	Có thể vẽ thành sợi khi ẩm Không thu nhỏ nước Có ngót ít nhiều khi khô	Sét pha bụi và sét pha cát (không HC)	MI
			Sét (không HC) dẻo vừa	CI
			Sét hữu cơ, dẻo vừa	OL
	Đất hạt mịn, có độ dẻo cao	Có thể vẽ thành sợi khi ẩm Sờ tay thấy như dính nhờn Có ngót đáng kể khi khô Độ nén lún cao	Đất loại mica hoặc diatomit có độ nén lún cao	MH
			Sét (không HC) với độ nén lún cao	CH
			Sét hữu cơ có độ nén lún cao	OH
	Đất hữu cơ dạng sợi, với độ nén lún rất cao	Màu sắc thường nâu đến xám đen. Nén lún rất cao. Để phân biệt bằng mắt	Than bùn và các loại đất than bùn đầm lầy	PI
Ghi chú: (*)Hiện tượng thu nhỏ nước (dilatancy) Là mẫu đất bụi ẩm ướt, khi lắc nhẹ trong tay thấy nước chảy ra ngoài, nếu bóp khê thì nước lại chui trở lại trong mẫu đất. Đây là đặc điểm để nhận biết đất loại bụi so với sét. Cát mịn cũng thể hiện thu nhỏ nước nhưng được phân biệt bằng cỡ hạt			Ký hiệu G=Sạn sỏi S=Cát M=Bụi C=Sét O=Hữu cơ (cả sét & bụi) Pt=Than bùn	W=Cấp phối tốt U=Độ đồng nhất P=Cấp phối kém C=Chứa sét F=Chứa hạt mịn L=ít dẻo dính I=Dẻo dính vừa H=Dẻo dính cao

b) Theo thí nghiệm trong phòng

Phân loại đất theo hệ US, sử dụng các chỉ số của thí nghiệm trong phòng, tuân theo các chỉ dẫn trong bảng 1-14 sau:

Bảng 1-14: Hệ phân loại đất US -Theo thí nghiệm trong phòng

Nhóm đất		Tiêu chí phân loại theo thí nghiệm trong phòng		Ký hiệu
Đất hạt thô: Hơn một nửa lượng mẫu thô to hơn 0.075mm	Sạn sỏi: Hơn một nửa hàm lượng hạt thô to hơn 0.075mm	Lượng hạt cuội & tảng nhiều; cỡ hạt lớn hơn 75mm		-
		ít hơn 5% lượng mẫu cỡ hạt nhỏ hơn 0.075mm.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ và $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = 1 \rightarrow 3$	GW
			Không gặp các yêu cầu trên	GU
		Nhiều hơn 12% lượng mẫu nhỏ hơn 0.075mm.	Chủ yếu có một cỡ hạt	GP
			Một cỡ hạt không thiếu	GF
		Nhiều hơn 12% lượng mẫu nhỏ hơn 0.075mm.	Nằm dưới đường thẳng A, hoặc $I_p > 4$	Bên trên đường A và $I_p = 4-7$
			Nằm trên đường A, hoặc $I_p > 7$	Đúng đường A tùy theo đất mà lấy ký hiệu
	Cát: Hơn một nửa hàm lượng hạt mịn	ít hơn 5% lượng mẫu cỡ hạt nhỏ hơn 0.075mm.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ và $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = 1 \rightarrow 3$	SW
			Không gặp các yêu cầu trên	SU SP
		Nhiều hơn 12% lượng mẫu nhỏ hơn 0.075mm.	Nằm dưới đường A, hoặc $I_p < 4$	Bên trên đường A và $I_p = 4-7$



Ghi chú:

- 1) Đường biên phân loại đất-Phân chia hai nhóm được kết hợp với ký hiệu đất như GW-GC được gọi là hỗn hợp cát-sạn cấp phối tốt chứa ít sét.
- 2) Phân loại trên đây áp dụng cho các vật liệu có kích cỡ hạt của sạn, cát, bụi và sét. Còn các kích cỡ hạt lớn hơn cần phân loại với tỷ lệ hạt ghi riêng.

4. Phân loại đất theo tiêu chuẩn BS (British Classification for Soil)

Phân loại đất theo hệ BS, sử dụng các chỉ số của thí nghiệm trong phòng tuân theo các chỉ dẫn trong bảng 1-15 sau:

Bảng 1-15: Hệ phân loại đất BS

Nhóm Đất			Phụ nhóm		Phân nhóm		LL (%)	Hạt mịn 0.06mm (%)
Sạn sỏi:	Sạn sỏi lẫn ít bụi hoặc sét.	G	Sạn sỏi cấp phối tốt	GW	-	-		0-5
			Sạn sỏi cấp phối kém	GP	Cấp phối đều	GP_u		
					Cấp phối	GP_g		
	Sạn sỏi chứa ít bụi hoặc sét.	G-F	Sạn sỏi lẫn bụi	G-M	Cấp phối tốt	GWM		5-15
					Cấp phối kém	GPM		
			Sạn sỏi lẫn sét	G-C	Cấp phối tốt	GWC		

Hơn 50% mẫu cỡ hạt sạn					Cấp phối kém	GPC		
	Sạn sỏi chứa nhiều bụi hoặc sét.	GF	Sạn lẫn nhiều bụi	GM	Tương tự như GC bên dưới			15-35
			Sạn sỏi lẫn nhiều bụi	GC	Dẻo thấp	GCL	<35	
					Dẻo vừa	GCI	35-50	
					Dẻo cao	GCH	50-70	
					Dẻo rất cao	GCV	70-90	
Dẻo cực cao	GCE	>90						
Cát hơn 50% mẫu cỡ hạt cát	Cát lẫn ít bụi hoặc sét	S	Cát cấp phối tốt	GW	-	-		0-5
			Cát cấp phối kém	GP	Cấp phối tốt	SPu		
		Cấp phối	SPg					
	Cát chứa bụi hoặc sét	S-F	Cát lẫn bụi	S-M	Cấp phối tốt	SWM		5-15
					Cấp phối kém	SPM		
			Cát lẫn sét	S-C	Cấp phối tốt	SWC		
					Cấp phối kém	SPC		
	Cát chứa nhiều bụi hoặc sét	SF	Cát lẫn nhiều bụi	SM	Như SC (từ SML đến SME)			15-35
			Cát lẫn nhiều sét	SC	Dẻo thấp	SCL		
					Dẻo vừa	SCI		
					Dẻo cao	SCH		
					Dẻo rất cao	SCV		
					Dẻo cực cao	SCE		
Sét hoặc bụi lẫn sạn, cát	Bụi lẫn sạn hoặc sét lẫn sạn (35-65% hạt mịn)	FG	Bụi lẫn sạn	MG	Như CG (từ MLG đến MEG)			
			Sét lẫn sạn	CG	Dẻo thấp	CLG		
					Dẻo vừa	CIG		
					Dẻo cao	CHG		
					Dẻo rất cao	CVG		
					Dẻo cực cao	CEG		
	Bụi lẫn cát, sét lẫn cát	FS	Bụi lẫn cát	MS	Như CG(từ MLS đến MES)			
			Sét lẫn cát	CS	Như CG(từ CLS đến CES)			

Sét hoặc bụi	Bụi hoặc sét	F	Bụi	M	Như C(từ CL đến CE)		
			Sét	C	Dẻo thấp	CL	<35
					Dẻo vừa	CI	35-50
					Dẻo cao	CH	50-70
					Dẻo rất cao	CV	70-90
					Dẻo cực cao	CE	>90
Đất hữu cơ: Thay chữ (O) vào từng nhóm chỉ hữu cơ (organic), ví dụ: MHO=Bụi hữu cơ độ dẻo cao							
Than bùn: Pt=Than bùn chỉ loại đất thành phần chủ yếu thực vật phân huỷ (dạng sợi, bất định hình)							

Ghi chú:

- 1) Bụi lẫn sạn nghĩa là đất loại bụi chứa >50% sạn.
- 2) Chỉ nên phân loại theo nhóm một cách rõ ràng khi dựa trên cơ sở kết quả thí nghiệm trong phòng, hoặc đã mô tả nhận biết đất.
- 3) Bụi (đất loại bụi), ký hiệu (M) là loại vật liệu luôn nằm dưới đường A trên giản đồ chảy-dẻo (trong bảng 1-14). Đất mịn loại này bao gồm cả đất loại mica và diatomit, đất loại tro bụi núi lửa v.v...

Trong mô tả đôi khi dùng từ bụi để chỉ loại đất trên và không nên lẫn với hạt có kích cỡ bụi.
- 4) Phân loại đất áp dụng cho loại sạn sỏi, cát, bụi và sét. Các hạt thô hơn cần loại ra trước và được phân loại riêng.

5. Phân loại đất theo tiêu chuẩn AASHTO/ASTM (USA)

Theo hệ phân loại đất AASHTO/ASTM của Mỹ, đất được chia thành 7 nhóm chính trên cơ sở kích cỡ hạt và chỉ số dẻo. Việc đánh giá đất trong từng nhóm dựa theo **chỉ số nhóm**, là giá trị dựa theo công thức kinh nghiệm. Việc phân loại đất theo nhóm rất thuận tiện cho việc xác định tương đối chất lượng đất; đặc biệt sử dụng cho các kết cấu bằng đất như: đất đắp đường (embankment), đất nền đường (subgrade), vật liệu lớp móng dưới (subbase) và lớp móng trên (base) cho công trình đường giao thông. Phân loại đất theo chỉ số nhóm được thành lập trên cơ sở kết quả thí nghiệm và được thể hiện dưới dạng bảng (bảng 1-16 và 1-17).

a). Chỉ số nhóm

Chỉ số nhóm có thể được tính toán theo công thức kinh nghiệm sau:

$$\text{Chỉ số nhóm} = (F - 35) * [0.2 + 0.005(W_L - 40)] + 0.01(F - 15)(I_P - 10)$$

Trong đó: F - phần trăm hạt mịn lọt qua rây 0.075mm (tròn số)

W_L - giới hạn dẻo.

I_p - chỉ số dẻo.

Ghi chú: (1) Khi chỉ số nhóm là âm thì tính bằng 0.

(2) Chỉ số nhóm được liên hệ toàn bộ số.

Bảng 1-16: Phân loại đất cho các nhóm chính

Phân loại tổng quát	Vật liệu rời (35% hoặc ít hơn lọt qua 75 μ m)			Vật liệu sét-bụi (hơn 35% lọt qua 75 μ m)			
Phân loại nhóm	A-1	A-3*	A-2	A-4	A-5	A-6	A-7
Phân tích bằng rây, % lọt:							
2.0mm	-	-	-	-	-	-	-
0.425mm	50 max	51 min	-	-	-	-	-
0.075mm	25 max	25 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Hạt lọt qua rây 0.425mm							
Giới hạn chảy	-	-	-	40 max	41 min	40 max	41 min
Chỉ số dẻo	6 max	N.P.	-	10 max	10 max	11 min	11 min
Đánh giá tổng quát làm đất nền đường (Subgrade)	Tuyệt vời đến tốt			Tạm dùng được đến kém			

Ghi chú: (*) Vị trí A-3 lại nằm trước A-2 cho đánh giá thuận theo quá trình, không có nghĩa là A-3 nằm trên A-2.

b). Cách thức phân loại

Với các số liệu đã chuẩn bị được, rà soát lần lượt từ trái sang phải theo các bảng 1-16 và 1-17, sẽ xác định được nhóm đất cần tìm. Nhóm đầu tiên tính từ trái mà các số liệu thí nghiệm là tương thích cho thấy việc phân loại là chính xác. Với mục đích phân loại đất, các giá trị thí nghiệm cần làm tròn số. Chỉ số nhóm được xác định bằng cách tổng các giá trị thu được từ các giản đồ, làm tròn số.

Bảng 1-17: Phân loại đất chi tiết cho nhóm và phụ nhóm

Phân loại tổng quát	Vật liệu hạt (35% hoặc ít hơn lọt qua 75 μ m)							Vật liệu bụi-sét (hơn 35% lọt qua 75 μ m)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Phân loại nhóm	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Phân loại rây, % lọt											
2mm	50 max	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.425mm	30 max	50 max	51 min	-	-	-	-	-	-	-	-
0.075mm	10 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min

Hạt lọt 0.425mm										
Giới hạn chảy	-	-	40	41	40	41	40	41	40	41
Chỉ số dẻo	6 max	N.P.	max	min	max	min	max	min	max	min
			10	10	11	11	10	10	11	11
			max	max	min	min	max	max	min	min
										(*)
Các loại đất thường gặp	Đá hạt, sạn sỏi, cát	Cát mịn	Sạn lẫn bụi, hoặc sạn lẫn sét và cát				Đất loại bụi		Đất loại sét	
Đánh giá tổng quát làm đất nền đường (Subgrade)	Tuyệt vời đến tốt						Tạm dùng được đến kém			

Chú ý : (*) I_p của phụ nhóm A-7-5 $\leq (W_L-30)$; I_p của A-7-6 $> (W_L-30)$

II. PHÂN LOẠI ĐẤT THEO QUY PHẠM CỦA LIÊN XÔ VÀ 22TCN 18-79

Hiện nay, ở Việt Nam cách phân loại đất theo các tiêu chuẩn của Liên Xô cũ vẫn còn được dùng. Ví dụ trong ngành xây dựng cầu đường từ quy trình xây dựng cầu đường sắt, đường bộ CH-200-62; trong ngành xây dựng công nghiệp và xây dựng dân dụng là quy trình SNiP-265-62; ... Sau đó, Liên Xô đã thay đổi, bổ xung nhiều lần các tiêu chuẩn, nhưng không phải tất cả đều được cập nhật vào Việt Nam. Đang dùng mới nhất có các quy trình xây dựng cầu cống SNiP 05.03.84, trong đó quy trình xây dựng đất đá cần theo Gost 25.100-82 và chỉ dẫn của SNiP2-02.01.83. Đi theo các quy trình là một hệ thống sách thiết kế và thi công xây dựng còn chưa được đổi mới tương ứng với các tiêu chuẩn khác, thậm chí chưa tương ứng với tiêu chuẩn đã được Việt Nam ban hành là TCVN. Do vậy, cũng nên đưa ra ở đây một số tiêu chuẩn Liên Xô cũ, hoặc nguồn gốc từ tiêu chuẩn Liên Xô cũ.

Dưới đây là cách phân loại theo Gost 25.100-82. Vỏ trái đất về mặt xây dựng chia làm 2 loại lớn là **đá** và **đất**.

1. Phân loại đá

Đá được phân loại theo cường độ chịu nén một trục, hệ số mềm hoá trong nước và mức độ tan trong nước như bảng 1-18.

Trong bảng 1-18, R_c là cường độ chịu nén một trục trong trạng thái bão hoà nước. K_{hm} là **hệ số hóa mềm** được tính bằng tỷ số giữa **cường độ chịu nén một trục** trong trạng thái bão hoà và trạng thái khô gió ($K_{hm} = \frac{\sigma_{n(nonuoct)}}{\sigma_{n(khogio)}}$).

Bảng 1-18. *Phân loại đá làm nền công trình xây dựng.*

Loại đá	Chỉ tiêu	
<i>* Theo giới hạn cường độ chịu ép một trục trong trạng thái bão hoà nước</i>		
	<i>Mpa</i>	<i>Kg/cm²</i>
Rất cứng	$R_c > 120$	$R_c > 1200$
Cứng	$120 \geq R_c > 50$	$1200 \geq R_c > 500$
Cứng vừa	$50 \geq R_c > 15$	$500 \geq R_c > 150$
Cứng ít	$15 \geq R_c > 5$	$150 \geq R_c > 50$
Cường độ bị giảm	$5 \geq R_c > 3$	$50 \geq R_c > 30$
Cường độ yếu	$3 \geq R_c \geq 1$	$30 \geq R_c \geq 10$
	$R_c < 1$	$R_c < 10$
<i>* Theo hệ số mềm hoá trong nước (giống TCXD 45-78)</i>		
Không bị mềm hoá	$K_{hm} \geq 0.75$	
Bị mềm hoá	$K_{hm} < 0.75$	
<i>* Theo mức độ tan trong nước (gam/l)</i>		
Không bị tan	Tan nhỏ hơn 0.01	
Khó tan	Tan từ 0.01÷1	
Tan vừa	Tan từ 1÷10	
Dễ tan	Lớn hơn 10	

2. Phân loại đất

Đất làm nền công trình xây dựng được chia ra đất hạt to, cát và đất dính.

Đối với các loại đất trên có thể phân chia theo độ bão hòa (xem mục §3). Phân chia các loại đất theo độ chặt kết cấu dựa vào hệ số độ rỗng e (bảng 1-19). Phân loại đất theo thành phần hạt (bảng 1-20).

Bảng 1-19: Quy định trạng thái chặt của đất theo e .

Loại đất	Độ chặt		
	Chặt	Chặt vừa	Xốp
Cát sỏi, cát thô, cát trung	$e < 0.50$	$0.55 \leq e \leq 0.70$	$e > 0.70$

Cát nhỏ	$e < 0.60$	$0.60 \leq e \leq 0.75$	$e > 0.75$
Cát bột	$e < 0.60$	$0.60 \leq e \leq 0.80$	$e > 0.80$

Bảng 1-20: Phân loại đất hạt to và cát theo thành phần hạt.

Loại đất	Kích thước hạt mm	Trọng lượng hạt (%)
<i>Đất hạt to:</i>		
Đá tảng	> 200	> 50
Đá cuội	> 10	
Đá sỏi	> 2	
<i>Cát:</i>		
Sỏi sạn	> 2	> 25
Cát to	> 0,50	> 50
Cát trung	> 0,25	> 50
Cát nhỏ	> 0,1	> 75
Cát bụi	> 0,1	< 75

Đối với đất dính, Gost 25.100-82 phân loại theo chỉ số dẻo I_p . Kết quả nghiên cứu thí nghiệm của nhiều nhà khoa học đã cho thấy rằng lượng hạt sét trong đất có ảnh hưởng nhiều đến giá trị giới hạn chảy và giới hạn dẻo. Khi lượng hạt sét càng nhiều thì giới hạn chảy càng có giá trị lớn hơn và tăng nhanh hơn so với giá trị dẻo. Phân loại đất dính theo chỉ số dẻo (bảng 1-21). Trạng thái của đất dính được gọi tên tùy thuộc vào giá trị độ sệt I_L (bảng 1-22). Cả hai bảng này đã được đề cập ở mục §4.

Bảng 1-21: Phân loại đất dính theo chỉ số dẻo.

Tên đất	Chỉ số I_p
Cát pha	$1 \leq I_p \leq 7$
Sét pha	$7 < I_p \leq 17$
Sét	$I_p > 17$

Bảng 1-22 : Phân loại đất dính theo độ sệt.

I_L	Trạng thái
$I_L \leq 0$	Cứng

$0 < I_L \leq 0.25$	Nửa cứng
$0.25 < I_L \leq 0.50$	Dẻo cứng
$0.50 < I_L \leq 0.75$	Dẻo mềm
$0.75 < I_L \leq 1$	Dẻo chảy
$1 < I_L$	Chảy

Khi đất dính có độ ẩm lớn và độ rỗng lớn thì trở thành đất bùn. Đất bùn được đặc trưng bởi độ ẩm lớn hơn giới hạn chảy và hệ số độ rỗng $e \geq 0.9$.

Bảng 1-23 dẫn ra các giá trị trung bình của khối lượng riêng ρ_s (g/cm³) của các loại đất dính.

Bảng 1-23: Giá trị trung bình trọng lượng riêng của các hạt đất

Tên đất	Giá trị ρ_s (g/cm ³)
Cát	2.66
Cát pha	2.70
Sét pha	2.71
Sét	2.74

Bảng 1-24 quy định hệ số rỗng của các loại đất bùn. Trong đất bùn thường có các tàn tích hữu cơ và chiếm không quá 10%.

Bảng 1-24: Hệ số độ rỗng của các loại đất bùn

Loại bùn	Hệ số rỗng
Bùn cát pha	$e \geq 0.9$
Bùn sét pha	$e \geq 1.0$
Bùn sét	$e \geq 1.5$

CHƯƠNG 2

CÁC TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA ĐẤT

§1 TÍNH CHIU NÉN CỦA ĐẤT

I. THÍ NGHIỆM NÉN ĐẤT TẠI HIỆN TRƯỜNG (PBT – PLATE BEARING TEST)

1. Giới thiệu khái quát

Trong nghiên cứu trạng thái làm việc của móng nông, xuất hiện ý tưởng là cần tiến hành thí nghiệm nén tại hiện trường trên một bàn nén tương tự như một móng nhưng có kích thước nhỏ hơn. Qua đó, có thể quan sát được trạng thái làm việc của bàn nén làm cơ sở suy diễn cho móng nông có kích thước thực. Đó chính là cơ sở xuất hiện loại thí nghiệm bàn nén tải trọng tĩnh sử dụng cho *kiểm tra và thiết kế móng nông* cũng như cho *thiết kế tầng phủ mặt đường giao thông*.

Không chỉ trong đất mà trong đá người ta cũng áp dụng các loại thí nghiệm bàn nén tải trọng tĩnh nhằm xác định môđun đàn hồi và sức kháng cắt của khối đá.

2. Mục đích và nguyên lý thí nghiệm

Mục đích là để kiểm tra sức chịu tải cho phép của đất dưới đáy móng và qua đó có thể đánh giá tính bền và tính biến dạng của đất nền.

Nguyên lý thí nghiệm là đặt một bàn nén, dạng hình tròn hoặc vuông, lên mặt lớp đất dự kiến đặt móng (thường là ở đáy một hố đào) rồi tiến hành chất tải lên bàn nén. Tải trọng được chất tăng dần theo từng cấp và ở mỗi cấp cần quan trắc độ chuyển vị của bàn nén cho đến khi chuyển vị xem là ổn định rồi mới tăng cấp tiếp theo. Lập biểu đồ đường cong áp lực độ lún và qua đó có thể xác định ngưỡng giới hạn dẻo của đất. Trong trạng thái giới hạn phá hỏng đất nền có thể xác định ở cấp tải trọng là khi ở đó bàn nén chuyển vị không ngừng. Môđun đàn hồi đất nền có thể xác định qua đường cong trong phạm vi pha đàn hồi.

3. Thiết bị thí nghiệm

a) Bàn nén

Bàn nén được chế tạo bằng thép bản cứng, dạng hình tròn hoặc vuông, đường kính hoặc cạnh không nhỏ hơn 20cm, có diện tích khoảng 0.5~1m². Bàn nén chuẩn, có đường kính 30cm là bàn nén được Terzaghi sử dụng nhiều trong các công trình nghiên cứu so sánh.

Tuy nhiên, để có kết quả phản ánh sát với thực tế bàn nén cần có kích thước càng lớn càng tốt, nếu khả năng đối tải cho phép.

Những kích thước quy định theo quy phạm các quốc gia, thể hiện trong bảng 2-1.

Bảng 2-1: Kích thước bàn nén theo quy định của các quốc gia

Quốc gia	Kích thước bàn nén (cm)					
Mỹ	35	47.5	61	76.2	91.5	106.8
Đức	30	60	-	-	-	-
Hà Lan	20	40	75	-	-	-
Bỉ	33	43	61	75	-	-

b) Bộ phận đối tải

- Đối tải bằng chất tải lên khung dầm, khi đó bộ phận đối tải bao gồm hệ khung chất tải và các vật chất tải (có thể bằng cục gang, khối bê tông hoặc bất kỳ vật tạo trọng lượng thích hợp)
- Đối tải neo ngầm khung dầm.
- Đối tải kết hợp hai phương pháp trên.

c) Bộ phận đo ghi

- Đo xác định tải trọng (hay áp lực) : thường sử dụng kích thủy lực có đồng hồ áp lực để xác định tải trọng của các cấp, cũng có thể đo trọng lượng khi chất tải.
- Đo chuyển vị bản nén: bao gồm hệ giá đỡ làm bằng các thanh gỗ hoặc bằng thép và đồng hồ đo chuyển vị (sử dụng ít nhất 3 thiên văn kế có độ chính xác 0.01mm).

4. Tiến hành thí nghiệm

a) Bố trí thí nghiệm

Việc xác định chiều rộng hố đào và khoảng cách điểm neo hoặc dõ tải đến tâm bàn nén, sao cho hạn chế ảnh hưởng đến số đo, được bố trí theo hình 2-1.

b) Xác định cấp áp lực nén

Khoảng cấp áp lực nén (Δp) tác dụng phụ thuộc trạng thái đất nền và tiêu chuẩn quy định. Thông thường người ta xác định cấp áp lực theo nguyên tắc:

$$\Delta p = \frac{P_{\max}}{8-10} \quad (2-1)$$

Trong đó: $P_{\max}$ - là cấp áp lực tối đa dự định thí nghiệm, được xác định như sau:

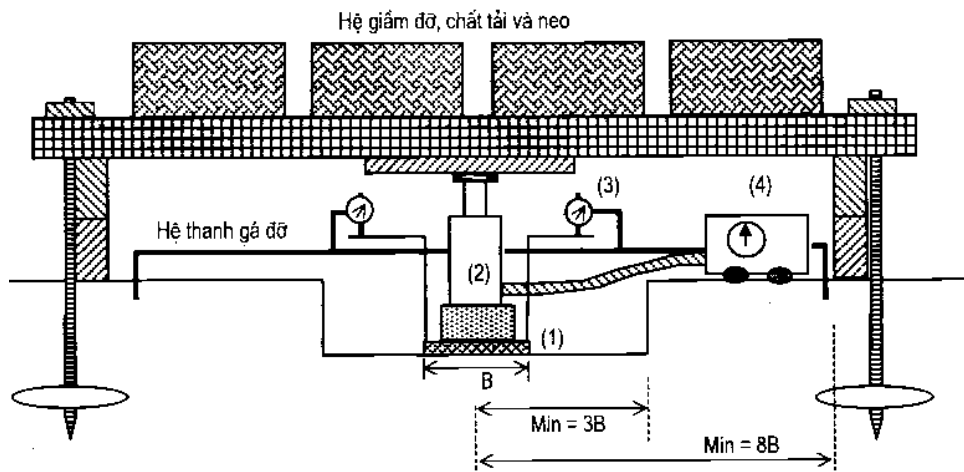
$$P_{\max} = (1.5 \div 2) \cdot q_a - \text{trong đó } q_a \text{ là sức chịu tải thiết kế cho móng nông.}$$

$$P_{\max} = q_u - \text{trong đó } q_u \text{ là sức kháng giới hạn móng nông theo tính toán.}$$

Khi không có tiêu chí lựa chọn thì sơ đồ cấp áp lực sau thường được kiến nghị:

$$\Delta = 0.4 - 0.8 - 1.2 - 1.6 - 2.0 - 2.4 - 2.8 - 3.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ (nếu cần, tiếp tục: 3.6, 4.0)}$$

Như vậy khoảng 8 đến 10 cấp áp lực là cần thiết để tiến hành cho một thí nghiệm và cấp áp lực sau bằng 2 lần cấp áp lực trước.



Hình 2-1: Sơ đồ bố trí thí nghiệm bàn nén (FBT)

c) Xác định khoảng thời gian đọc

Cứ khoảng thời gian đọc chuyển vị có thể theo sơ đồ ASTM kiến nghị như sau:

Giờ đầu tiên: cứ 10 phút đọc một lần

Giờ tiếp theo: cứ 15 phút đọc một lần

Các giờ sau đó: cứ 30 phút đọc một lần.

d) Xác định điều kiện ổn định lún

Quan trắc chuyển vị sẽ kết thúc khi đất nền được xem là ổn định. Độ ổn định được qui ước tùy theo loại đất và các tiêu chuẩn áp dụng. Các giá trị theo ASTM D1194-94, có thể tham khảo: *Với đất cát trong 1 giờ chuyển vị không vượt quá 0.2mm, còn với đất sét trong 2 giờ.*

e) Xác định sơ đồ quan trắc

Sơ đồ quan trắc được xác định tùy theo mục đích thí nghiệm để tìm hiểu trạng thái làm việc của đất. Có thể phân thành 2 loại:

- *Sơ đồ quan trắc một chu kỳ:* nghĩa là chỉ tiến hành chất tải và quan trắc lún đến khi kết thúc.
- *Sơ đồ quan trắc nhiều chu kỳ:* nghĩa là tiến hành hai hay nhiều chu kỳ chất và dỡ tải trong quá trình quan trắc lún. Mục đích là xác định trạng thái làm việc ở pha giả đàn hồi của đất.

Thông thường, thí nghiệm cho thiết kế đường người ta sử dụng sơ đồ nhiều chu kỳ. Còn trong thí nghiệm phục vụ móng nông người ta hay dùng sơ đồ chất tải một lần ở cấp áp lực thiết kế.

f) Thực hiện thí nghiệm

Sau khi chuẩn bị đầy đủ các khâu cho thí nghiệm, các bước tiến hành tiếp theo như sau:

- Làm bằng phẳng đáy hố thí nghiệm, rải một lớp cát thô dày khoảng 1cm.
- Đặt bàn nén và lắp đặt các dụng cụ, đồng hồ đo rồi hiệu chỉnh.
- Tác dụng cấp áp lực đầu tiên lên bàn nén, để khoảng 30 giây, rồi dỡ tải về không.
- Hiệu chỉnh các đồng hồ đo lún về không.
- Gia tải từng cấp, từ cấp đầu và tiến hành quan trắc lún theo sơ đồ quan trắc ấn định cho từng cấp.

5. Trình bày kết quả

Kết quả thí nghiệm được trình bày dưới dạng biểu đồ. Hai loại biểu đồ cần được thể hiện:

- *Biểu đồ mối quan hệ chuyển vị theo thời gian của từng cấp áp lực. Biểu đồ này có trục thời gian (có thể vẽ theo thang trực tiếp hoặc thang logarit hoặc thang căn bậc hai).*

- *Biểu đồ mối quan hệ áp lực và độ lún.*

6. Diễn dịch kết quả

Phân tích biểu đồ quan hệ của chuyển vị theo từng cấp áp lực cho phép ta xác định các đặc trưng sau:

a) Xác định ứng suất giới hạn của đất nền dưới bàn nén (q_u)

Thí nghiệm bàn nén tải trọng tĩnh là mô hình thí nghiệm nén tĩnh của một móng nông thu nhỏ, nên qua biểu đồ lún – cấp áp lực ta có thể hình dung trạng thái làm việc của đất nền dưới móng. Ứng suất giới hạn của đất nền dưới bàn nén có thể được xác định theo 3 cách:

- *Xác định ngưỡng mới (p_i) ở thời điểm giao nhau của hai nhánh đàn hồi và biến dạng dẻo của đường cong áp lực - độ lún.*
- *Xác định giới hạn phá hỏng của đất nền:* là điểm mà ở đó tải trọng không tăng nhưng độ lún vẫn chuyển vị không ngừng theo thời gian.
- *Xác định giới hạn qui ước:* là áp lực mà ở đó độ lún đạt giá trị qui ước bằng 1/10 đường kính bàn nén (hoặc cạnh bàn nén).

Giá trị ứng suất giới hạn của đất nền theo thí nghiệm chỉ dùng để đánh giá trạng thái làm việc của đất dưới bàn nén, mà không thể xác định trực tiếp sức chịu tải cho phép của móng nông, vì còn bị ảnh hưởng của yếu tố hình dạng và kích thước.

b) Xác định ứng suất cho phép của đất nền dưới bàn nén (p_a)

Ứng suất cho phép của đất nền dưới bàn nén có thể xác định bằng cách sau:

$$p_a = \frac{q_u}{F_s} \quad (2-2)$$

Trong đó: q_u - ứng suất giới hạn

F_s - hệ số an toàn.

Theo kiến nghị của Terzaghi (1948) ứng suất cho phép của bàn nén được lấy bằng nửa cấp áp lực, mà ở đó bàn nén có độ lún bằng 10mm.

c) Xác định sức chịu tải cho phép của móng nông (q_a)

Trong thực tế, móng nông có kích thước B và L, là khác xa so với kích thước bàn nén. Hiệu ứng về hình dạng và kích thước của móng thực so với bàn nén, được Terzaghi tính toán cho các loại đất, theo các biểu thức sau:

- Đối với đất loại cát: $q_a = p_a \left(1.6 + 0.7 \frac{B}{L} \right)$ (2-3a)

- Đối với đất loại sét: $q_a = p_a \left(0.77 + 0.23 \frac{B}{L} \right)$ (2-3b)

d) Xác định độ lún trực tiếp của móng nông (S_m)

Độ lún móng nông có thể xác định trực tiếp trên cơ sở độ lún của bàn nén, dưới tác dụng của sức chịu tải cho phép. Độ lún móng nông, có bề rộng B, được xác định qua độ lún của bàn nén theo các biểu thức sau:

➤ Đối với đất loại cát, có thể sử dụng công thức Kogler:

$$S_m = c_f s_b \left[\frac{2B}{2R + B} \right]^2 \quad (2-4)$$

➤ Đối với đất loại sét, có thể sử dụng công thức Terzaghi:

$$S_m = c_f s_b \left[\frac{B}{2R} \right] \quad (2-5)$$

Trong đó: S_m - độ lún móng thực tế, có bề rộng B.

S_b - độ lún bàn nén (ở áp lực thiết kế, lấy trên biểu đồ) có bán kính R.

c_f - hệ số hình dạng, phụ thuộc tỷ số B/L, lấy theo bảng sau:

Bảng 2-2: Hệ số hình dạng c_f

Tỷ số B/L	0.5	0.33	0.2	0.1
c_f	1.95	2.27	2.68	3.28

e) Xác định môđun biến dạng (E_o)

Nếu coi quan hệ P~S là tuyến tính, thì môđun biến dạng (E_o) được tính theo công thức của Lý thuyết đàn hồi như sau:

$$\Delta S = \frac{1 - \nu^2}{E_o} \frac{\Delta p F}{d} \quad (2-6)$$

Và do đó:

$$E_o = \frac{1 - \nu^2}{\Delta S} \frac{\Delta p F}{d} = 1.57 (1 - \nu^2) R \frac{\Delta p}{\Delta S} \quad (2-7)$$

Trong đó: E_o - môđun biến dạng của đất.

ν - hệ số Poisson hay hệ số nở ngang.

d - đường kính bản nén ; Nếu bản nén hình vuông thì $d = 2\sqrt{\frac{F}{\pi}}$.

R - bán kính bản nén.

Δp - biến thiên cấp áp lực trong pha đàn hồi.

ΔS - biến thiên độ lún, tương ứng với cả á lực nêu trên.

II. THÍ NGHIỆM NÉN ĐẤT TRONG PHÒNG

(OCT- ONE DIMENSIONAL COMPRESSION TEST)

1. Khái quát chung

Độ lún của đất hạt mịn bão hoà nước, dưới tác dụng của một tải trọng, xảy ra hiện tượng cố kết. Thí nghiệm mô phỏng hiện tượng cố kết đất gọi là thí nghiệm nén một trục (OCT: One – dimensional Compression Test), hoặc thí nghiệm nén cố kết, hoặc thí nghiệm nén lún.

Thí nghiệm nén cố kết nhằm mục đích nghiên cứu quá trình cố kết theo lý thuyết Terzaghi. Thí nghiệm xác định độ lún do quá trình thoát nước lỗ rỗng trong một mẫu đất dưới tải trọng thẳng đứng (tham khảo ASTM D2435).

Thí nghiệm OCT dùng cho các loại đất cát và đất loại sét có kết cấu nguyên dạng, chế bị hoặc mẫu ở trạng thái bão hoà nước. Xác định tính nén lún của đất (giảm thể tích lỗ rỗng) dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng lên mẫu theo từng cấp (áp lực).

Kết quả thí nghiệm thành lập được đồ thị quan hệ $e \sim p(\sigma')$ (đường cong nén lún), hoặc $e \sim \log(\sigma')$ (đường cong cố kết), $S \sim t$ ở mỗi cấp tải trọng, đồng thời xác định các đặc trưng biến dạng khác của đất như: hệ số nén lún (a), môđun biến dạng (E), hệ số cố kết C_v .

2. Thiết bị và phương thức tiến hành

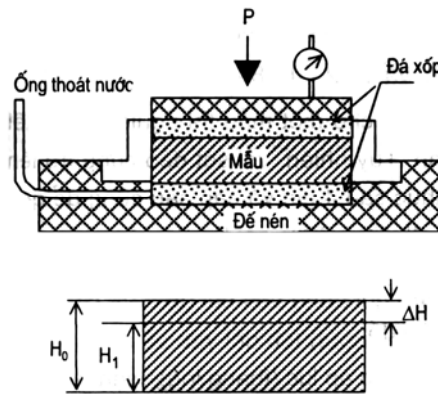
a) Thiết bị thí nghiệm

- (1) Máy nén đất trong hòng (oedometer) gồm bộ phận chủ yếu là hộp đựng mẫu bằng đồng, trong đựng mẫu đất, mẫu thường có dạng hình trụ, dụng cụ lấy mẫu nguyên dạng, dao cắt đất, đồng hồ bấm giây, tủ sấy, cân kỹ thuật, giấy thấm...
- (2) Chú ý những thao tác và yêu cầu của máy nén:
 - Tải trọng truyền vào tấm nén theo phương thẳng đứng và giữa tấm nén. Rửa sạch đá thấm để nước lưu thông dễ dàng. Phải kiểm tra độ khí, độ bằng phẳng bằng bàn máy, sự cân bằng của bộ phận truyền áp lực. Trong quá trình thử phải giữ

máy trong điều kiện tĩnh không bị rung hay va đập.

- Mỗi năm điều chỉnh máy 2 lần, có bản hiệu chỉnh biến dạng của máy, thông số của dao vòng.

(3) Đất loại sét và đất loại cát (không lẫn sỏi sạn) đường kính mẫu thử trong dao vòng $d \geq 50\text{mm}$, đất lẫn sỏi sạn phải dùng dao vòng có đường kính $d \geq 70\text{mm}$. Khi thí nghiệm lấy mẫu bão hoà nên dùng nước có đặc tính giống nước nơi lấy mẫu.



Hình 2-2: Sơ đồ bố trí và thiết bị thí nghiệm nén một trục (OCT)

(4) Cấp tải trọng ban đầu lấy bằng hoặc nhỏ hơn áp lực tự nhiên (mẫu đất nguyên dạng), như sau:

- Đất ở trên mực nước ngầm và đồng nhất:

$$p_1 = 0.1 * z\rho \quad (\text{kG/cm}^2) \quad (2-8a)$$

- Đất ở dưới mực nước ngầm lấy:

$$p_1 = [(z-h)(\rho_{bh} - \rho_n) + h\rho] \quad (\text{kG/cm}^2) \quad (2-8b)$$

Trong đó: z - chiều sâu lấy mẫu (m).

h - độ sâu mực nước ngầm tính từ mặt đất (m).

ρ - khối lượng thể tích đất trên mực nước ngầm (T/m^3).

ρ_{bh} - khối lượng thể tích đất dưới mực nước ngầm (T/m^3).

ρ_n - khối lượng riêng của nước (T/m^3).

- Đất chế bị thì căn cứ vào độ chặt và trạng thái ban đầu của mẫu chế bị để quy định.

- Đất sét yếu chọn cấp tải sao cho kết cấu của đất không bị phá hoại. Khi độ sâu lấy mẫu nguyên

dạng $\leq 5\text{m}$ thì $p_1 \leq 0.5 \text{ kG/cm}^2$ (sét dẻo), còn đất dẻo mềm thì lấy bé hơn.

- Cấp áp lực cuối cùng phải lớn hơn áp lực thiết kế của công trình và áp lực tự nhiên ở độ sâu lấy mẫu ít nhất 15%. Mẫu chế bị, cấp áp lực cuối phải lớn hơn áp lực thiết kế công trình $1\sim 2 \text{ kG/cm}^2$.
- Thông thường trị số cấp áp lực sau bằng 2 lần cấp áp lực trước đó:

Đất sét dẻo chảy và chảy: 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.75, 1.0, 2.0, 3.0 kG/cm²

Đất sét dẻo và dẻo mềm: 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0 và 4.0 kG/cm²

- (5) Mỗi mẫu thử số cấp áp lực không được ít hơn 5 cấp, mỗi cấp áp lực phải giữ đến ổn định qui ước về lún mới được chuyển sang cấp tiếp theo. Qui định ổn định qui ước về lún theo từng loại đất:

- Đối với đất cát, đạt độ lún $\leq 0.01\text{mm}$ trong 30';
- Đối với cát pha : sau 3 giờ ;
- Với sét pha và sét có $I_p < 30$: sau 12 giờ ;
- Các loại đất khác có $I_p > 30$ thời gian ổn định không ít hơn 24 giờ.

- (6) Tiến hành xác định độ ẩm ban đầu (W_0) và khối lượng thể tích (γ) của mẫu đất thử.

- (7) Cân chỉnh và xác định biến dạng của máy nén trước khi tiến hành thí nghiệm.

b) Chuẩn bị mẫu đất

- (1) Mẫu đất nguyên dạng: tiến hành lấy mẫu đất vào dao vòng như khi thử nghiệm xác định khối lượng thể tích tự nhiên bằng phương pháp dao vòng để xác định được (γ) và độ ẩm (W) trước khi thử.
- (2) Mẫu đất không nguyên dạng: thì lấy mẫu trung bình có khối lượng khoảng 200g từ đất đã được giã sơ bộ, loại bỏ sỏi sạn và tạp chất để chế bị mẫu. Lấy khoảng 10g để xác định độ ẩm ban đầu (W).

c) Trình tự thí nghiệm

- (1) Đặt dao vòng vào giữa hộp nén. Đặt viên đá thấm đã được bão hoà nước vào đáy hộp nén rồi đặt giấy thấm lên trên đá thấm. Đặt dao vòng có chứa mẫu đất lọt vào hộp nén (phía lưỡi dao vòng xuống dưới), sau đó đặt lại giấy thấm

và đá thấm đã được bão hoà nước lên mặt trên mẫu đất. Cuối cùng đặt tấm nén lên trên đá thấm.

- (2) Hộp nén được đặt vào chính giữa khung truyền lực và điều chỉnh sao cho viên bi truyền lực vào chính tâm tấm nén.
- (3) Cắm chốt truyền biến dạng của mẫu đất vào khung truyền lực qua lỗ giữa thanh ngang của khung. Lắp đồng hồ đo biến dạng về vị trí ban đầu hoặc số "0".
- (4) Tải trọng tác dụng lên mẫu ở cấp đo quả cân tác dụng lên khung truyền lực tính theo công thức:

$$m = \frac{PF - m_o}{f} \quad (\text{kg}) \quad (2-9)$$

Trong đó: m - khối lượng của các quả cân trên quang treo (kg).

P - cấp áp lực tác dụng lên mẫu đất (kG/cm²).

F - tiết diện mẫu đất (cm²).

f - hệ số truyền lực của khung truyền lực.

- (5) Tăng tải trọng theo từng cấp bằng cách thêm quả cân vào quang treo ở khung truyền lực (tính theo công thức trên) và theo dõi biến dạng lún của mẫu trên đồng hồ đo biến dạng ở mỗi cấp tải trọng ngay 15 giây sau khi gia tải vào các thời điểm 1', 2', 4', 8', 15', 30' và 60' cho tới khi đạt độ lún ổn định qui ước.

Khi không cần nghiên cứu tốc độ lún có thể theo dõi trị số biến dạng ở các thời điểm: 10', 20', 30', 1h, 2h, 23h, và 24h cho tới khi đạt độ ổn định qui ước về lún. Ở mỗi cấp tải trọng đều phải theo dõi theo qui định này.

- (6) Trong trường hợp nén nhanh (*công trình không quan trọng, không đòi hỏi tính chính xác cao trong việc xác định độ lún và được sự đồng ý của cơ quan thiết kế*), thì mỗi cấp tải trọng chỉ giữ trong thời gian 2 giờ, cấp cuối cùng tiếp tục giữ cho đến khi biến dạng nén của mẫu đất đạt đến ổn định qui ước. Sau đó phải có sự hiệu chỉnh kết quả thích hợp. Ghi kết quả thí nghiệm vào Bảng 2-3.

Bảng 2-3: Kết quả thí nghiệm

Cấ tải trọng P (kG/cm ²)	Thời gian đọc (hút)	Số đọc trên đồng hồ đo biến dạng (mm)	Trị số biến dạng của máy Y _m (mm)	Biến dạng của mẫu đất Y _p (mm)	Hệ số rỗng e _i	Hệ số nén lún a (cm ² /kG)	Môđun biến dạng E (kG/cm ²)	Hệ số biến dạng e _p (mm/m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)

- (7) Khi thí nghiệm mẫu đất ở trạng thái bão hoà nước thì cho nước vào hộp nén theo ống dẫn ở chân hộp nén để nước thấm dần từ dưới lên. Thời gian giữ đất ở trạng thái bão hoà tùy theo loại đất: 10' đối với đất cát; 6 giờ đối với cát pha và sét pha (có $I_p \leq 12$) và đất sét (có $I_p \leq 22$); 24 giờ đối với đất sét (có $I_p = 22-35$); và 24 giờ đối với đất sét (có $I_p > 35$). Trong thời gian bão hoà phải hãm mẫu không cho đất nở và theo dõi số đọc đồng hồ đo biến dạng, nếu thấy dịch chuyển thì phải chỉnh lại vít hãm để kim trở lại vị trí ban đầu trước khi làm bão hoà mẫu thử. Dùng bông ướt phủ lên mẫu đất để tránh mẫu bị khô. Nếu mẫu đất tự nhiên ở trạng thái bão hoà thì đổ thêm nước cho ngập mẫu đất.
- (8) Sau khi kết thúc cấp tải trọng cuối cùng, tiến hành dỡ tải theo từng cấp tải bằng cách lấy bớt quả cân trên quang treo, mỗi lần bằng 25% cấp tải trọng cuối cùng. Bấm đồng hồ biến dạng theo dõi độ phục hồi của mẫu đất tại thời điểm: 1', 2', 5', 10', 20', và 30' cho mỗi cấp dỡ tải. Ghi số liệu thu được vào Bảng 2-4.

Bảng 2-4: Bảng số liệu theo dõi lún

Các cấp dỡ tải (25, 50, 75 và 0% $P_{\max}$) (kG/cm ²)	Thời gian theo dõi (phút)	Số đọc trên đồng hồ đo biến dạng (mm)	Ghi chú

- (9) Thí nghiệm xong, lấy mẫu ra khỏi hộp nén, tiến hành xác định các giá trị độ ẩm (W_t) và (ρ_t) của mẫu đất sau khi nén.

d) Xử lý kết quả

- (1) Xác định khối lượng thể tích (ρ và ρ_t) và độ ẩm (W_o và W_t).
- (2) Xác định hệ số rỗng ban đầu:

$$e_o = \frac{\rho_h}{\rho} (1 + 0.01 W_o) - 1 \quad (2-10)$$

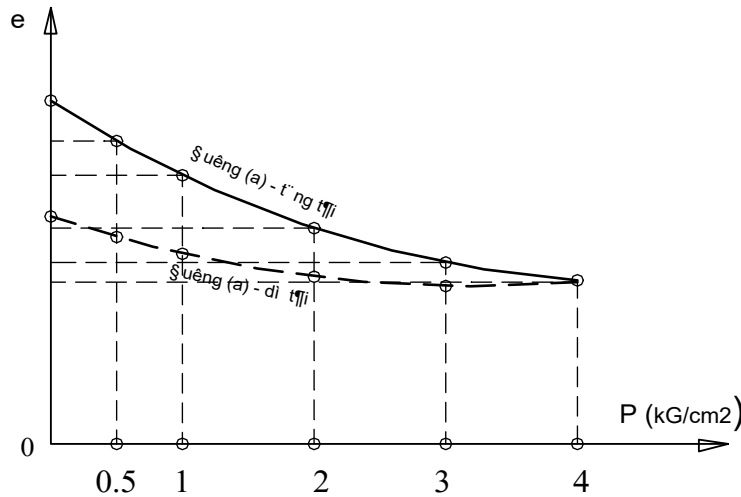
- (3) Tính độ lún của mẫu ở từng cấp áp lực:

$$Y_n = Y_{n-1} - (Y_1 - Y_m) \quad (2-11)$$

Trong đó: Y_{n-1} - số đọc ở đồng hồ đo biến dạng ứng với cấp áp lực thứ (n-1), sau khi mẫu đã ổn định lún (mm).

Y_1 - số đọc ban đầu (trước khi thí nghiệm) của đồng hồ đo biến dạng (mm).

Y_n - biến dạng của máy ứng với cấp áp lực đang xét (mm).



Hình 2-3: Biểu đồ đường cong nén lún $e \sim \sigma$

(4) Tính độ giảm hệ số rỗng ở từng cấp áp lực sau ổn định lún:

$$e_n = e_o - (1 + e_o) \frac{Y_n}{h_o} \quad (2-12)$$

Trong đó: h_o - chiều cao ban đầu của mẫu đất trong dao vòng (mm).

e_o - hệ số rỗng ban đầu của đất.

e_n - hệ số rỗng tương ứng với cấp tải trọng thứ (n) đang xét.

(5) Xác định các giá trị của (e) tương ứng với từng cấp tải trọng và vẽ đồ thị quan hệ $e \sim p(\sigma)$ trong quá trình gia tải (đường a) và dỡ tải (đường b) của hình (2-3).

- Đường cong gia tải:

$$e_i = e_o - (1 + e_o) \frac{\Delta S_i}{h_o} \quad (2-13a)$$

- Đường cong giảm tải:

$$e_i = e_o + (1 + e_o) \frac{\Delta h_i}{h_o} \quad (2-13b)$$

Trong đó: e_i - hệ số rỗng tương ứng với cấp tải trọng (p_i), hoặc dỡ tải (q_i).

e_o - hệ số rỗng ứng với cấp tải trọng cuối cùng (p_n).

ΔS_i - độ lún của mẫu đất do cấp tải trọng (p_i) gây ra (mm).

Δh_i - độ phục hồi mẫu đất do dỡ tải cấp (q_i) gây ra (mm).

3. Các kết quả xác định từ thí nghiệm

a) Xác định hệ số nén lún (a)

Thông thường chọn hệ số nén lún a_{1-2} ứng với cấp tải trọng $p_{i-1}=1$ và $p_i=2$ kG/cm² (đoạn đồ thị $e=f(p)$ được coi là có quan hệ tuyến tính) để đánh giá tính nén lún của đất. Việc xác định hệ số nén lún (a) tính theo công thức:

$$a_{i-1,i} = \frac{e_{i-1} - e_i}{p_i - p_{i-1}} \quad (\text{cm}^2/\text{kG}) \quad (2-14)$$

Trong đó: e_i, p_i - hệ số rỗng và cấp áp lực tương ứng thứ (i).

e_{i-1}, p_{i-1} - hệ số rỗng và cấp áp lực tương ứng thứ (i-1).

Đánh giá tính nén lún của đất thông qua hệ số (a) như trong bảng 2-5.

Bảng 2-5: Đánh giá tính nén lún của đất theo (a)

Hệ số nén lún a , (cm ² /kG)	Đánh giá
$a < 0.001$	Đất không có tính nén lún.
$0.001 \leq a \leq 0.01$	Đất có tính nén lún yếu.
$0.01 \leq a \leq 0.05$	Đất có tính nén lún trung bình.
$0.05 \leq a \leq 0.1$	Đất có tính nén lún lớn.
$0.10 \leq a$	Đất có tính nén lún rất lớn.

b) Tính độ lún của mẫu đất trong phòng thí nghiệm (theo đường cong nén lún $e \sim \sigma$)

Tại thời điểm $t_1 \rightarrow$ tương ứng với cấp áp lực $p_1 \rightarrow$ chiều cao mẫu đất là $h_1 \rightarrow$ hệ số rỗng của mẫu là e_1 .

Tại thời điểm $t_2 \rightarrow$ tương ứng với cấp áp lực $p_2 \rightarrow$ chiều cao mẫu đất là $h_2 \rightarrow$ hệ số rỗng của mẫu là e_2 .

Vậy độ lún của mẫu đất sẽ là:

$$S = h_1 - h_2 \quad (2-15)$$

Độ lún của mẫu đất là sự giảm thể tích lỗ rỗng, còn các hạt đất coi như không biến dạng. Vì vậy, thể tích hạt ở mọi thời điểm coi như không thay đổi, nên ta có:

$$V_h = \frac{1}{1+e_1} Fh_1 = \frac{1}{1+e_2} Fh_2 \quad (2-16)$$

$$h_2 = \frac{1+e_2}{1+e_1} h_1 \quad (2-17)$$

Thay biểu thức (2-17) vào (2-15) ta được:

$$S = h_1 - h_2 = h_1 - \frac{1+e_2}{1+e_1} h_1 = h_1 \left[1 - \frac{1+e_2}{1+e_1} \right] \quad (2-18)$$

$$S = \frac{e_1 - e_2}{1+e_1} h_1 \quad (2-19)$$

Theo biểu thức xác định hệ số nén lún (2-14), ta có thể viết:

$$e_1 - e_2 = a(p_2 - p_1) = a\Delta p \quad (2-20)$$

Thay biểu thức (2-21) vào biểu thức (2-20), được kết quả:

$$S = \frac{a}{1+e_1} \Delta p h_1 \quad (2-21a)$$

$$S = a_o \Delta p h_1 \quad (2-21b)$$

Và chú ý đến quan hệ nếu lấy $h_1 = h$ thì $p_1 = 0$ (khi chưa gia tải) và $p_2 = p$ (cấp tải trọng cuối cùng). Kết quả công thức tính độ lún cuối cùng sẽ là:

$$S = \frac{a}{1+e_1} p h \quad (2-22a)$$

$$S = a_o p h \quad (2-22b)$$

Hay:
$$S = \frac{e_1 - e_2}{1+e_1} h \quad (2-23)$$

c) Xác định mô đun tổng biến dạng (E_0)

$$E_0 = \frac{1+e_o}{a_{1-2}} \beta \quad \text{và} \quad \beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \quad (2-24)$$

Ở đây ν - là hệ số nở ngang (hệ số Poisson), được tra theo bảng 2-6.

Bảng 2-6: Hệ số Poisson của một số loại đất.

Loại đất	Hệ số Poisson, ν
Đất vụn thô	0.27
Đất cát và cát pha	0.30

Đất sét pha	0.35
Đất sét	0.42

d) *Xác định các thông số tính toán độ lún cố kết (theo đường cong cố kết $e \sim \log(\sigma')$)*

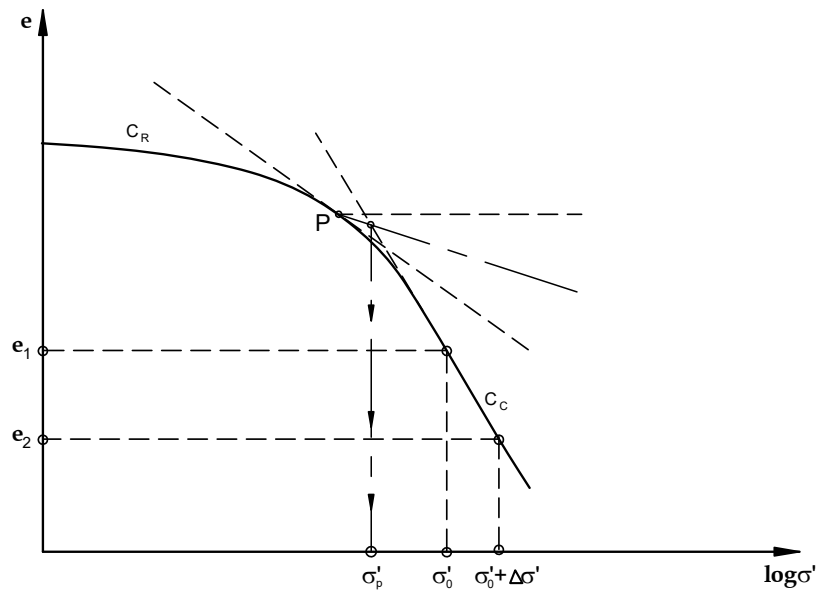
Thông thường người ta thể hiện kết quả dưới dạng biến thiên hệ số rỗng Δe phụ thuộc $\log(\sigma')$. Biểu thức liên quan trực tiếp tính lún như sau:

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{S}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \rightarrow S = \Delta h = \frac{\Delta e}{1 + e_0} h \quad (2-25)$$

Trong đó: $S = \Delta h$ - độ lún của phân lớp (tương ứng với chuyển vị mẫu)

h - chiều dày lớp đất (tương ứng với mẫu thí nghiệm).

e_0 - hệ số rỗng ban đầu.



Hình 2-4: Đường cong cố kết $e \sim \log(\sigma')$

Khi tính lún theo công thức (2-25) cần sử dụng trực tiếp biểu đồ đường cong cố kết hình (2-4) của thí nghiệm, sử dụng biến thiên áp lực giữa (σ'_0) và $(\Delta\sigma' + \sigma'_0)$ để xác định Δe .

d.1) Áp lực tiền cố kết (σ'_p)

Áp lực tiền cố kết là áp lực tối đa mà lớp đất đã chịu nén cố kết trong quá trình lịch sử hình thành. Thông thường, kết quả thí nghiệm thể hiện trên đường cong cố kết

$e \sim \log(\sigma')$ được phân thành hai nhánh riêng biệt. Áp lực tiền cố kết được xác định trên biểu đồ đường cong hình 2-4.

Giá trị áp lực tiền cố kết σ'_p có thể đánh giá mức độ cố kết của đất nền, ở độ sâu đang xét, thông qua việc so sánh với áp lực cột đất tại đó σ'_0 , bằng tỷ số cố kết như sau:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \quad (2-26)$$

$\sigma'_p > \sigma'_0 \rightarrow OCR > 1$: Đất quá cố kết.

$\sigma'_p = \sigma'_0 \rightarrow OCR = 1$: Đất cố kết bình thường.

$\sigma'_p < \sigma'_0 \rightarrow OCR < 1$: Đất dưới cố kết.

Ta được biết, áp lực tiền cố kết là mẫu đất ở độ sâu nào đó đã chịu một áp lực cố kết σ'_p ở thời gian địa chất trước khi xây dựng. Lý do có thể đất đã bị nén ép dưới áp lực lớn của chuyển động địa chất, hoặc đã bị cố kết dưới bề dày đất lớn hơn nhiều lần so với chiều sâu hiện tại, rồi bị bào mòn tạo nên điều kiện hiện tại. Khi lấy mẫu lên mặt đất là trả về áp lực nén $\sigma = 0$. Khi thí nghiệm, các cấp áp lực từ 0 đến σ'_0 (áp lực cột đất) mới là trả lại áp lực nén đến điều kiện tự nhiên hiện tại. Nén đến σ'_p (áp lực tiền cố kết) mới chỉ là trả lại áp lực nén đến áp lực xảy ra trước đây. Do đó:

- Với đất dưới cố kết ($\sigma'_p < \sigma'_0$) ta thấy dù không có phụ tải thì đất cũng sẽ tự lún.
- Đất cố kết bình thường ($\sigma'_p = \sigma'_0$) độ lún xảy ra khi có thêm phụ tải vì $(\Delta\sigma' + \sigma'_0) > \sigma'_p$.
- Khi $(\Delta\sigma' + \sigma'_0) < \sigma'_p$ về nguyên tắc là không gây ra lún thêm. Nếu có, ở đây chỉ tính độ lún ở cấp áp lực từ $(\Delta\sigma' + \sigma'_0) \rightarrow \sigma'_p$. Khi đó, tính lún không lấy chỉ số C_c mà lấy chỉ số C_R .

d.2) Chỉ số nén lún (C_c)

Chỉ số nén lún C_c là góc nghiêng của đường cong cố kết (hình 2-4). Nó cho phép xác định độ nhạy cảm của đất với lún dọc theo đường cong cố kết dùng để xác định độ lún. Qua hai điểm trên đường cong (hình 2-4), ta có:

$$e_1 - e_2 = C_c (\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1) = C_c \log \left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right) \quad (2-27)$$

$$C_c = \frac{e_2 - e_1}{(\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1)} \quad (2-28)$$

Từ công thức (2-25) ta có thể rút ra biểu thức tính lún:

$$S = \Delta h = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \quad (2-29)$$

Có nghĩa là, tính độ lún S của lớp đất có bề dày h khi ứng suất phụ thêm pháp tuyến tác dụng từ cấp σ'_1 đến σ'_2 . Biểu thức 2-29 chỉ có giá trị khi $\sigma'_1 > \sigma'_p$.

Với đất cổ kết bình thường thì độ lún càng tăng khi chỉ số C_c càng lớn. Các khoảng giá trị của C_c được đánh giá mức độ nén lún của đất có thể tham khảo ở bảng 2-7.

Bảng 2-7: Đánh giá tính nén lún của đất theo C_c

Chỉ số nén, C_c	Đánh giá
$C_c < 0.020$	Đất hầu như không nén lún
$0.020 < C_c < 0.050$	Đất nén lún rất ít
$0.050 < C_c < 0.100$	Đất nén lún ít
$0.100 < C_c < 0.200$	Đất nén lún trung bình
$0.200 < C_c < 0.300$	Đất nén lún khá mạnh
$0.300 < C_c < 0.500$	Đất nén lún mạnh
$0.500 < C_c$	Đất nén lún rất mạnh

e) Xác định thời gian cố kết

Xác định thời gian cố kết, được tiến hành trên một loại đường cong cố kết theo thời gian dưới từng cấp áp lực không đổi (hình 2-5), phù hợp theo lý thuyết cố kết thấm của Terzaghi. Thời gian cố kết được đặc trưng bởi hệ số cố kết C_v và được xác định theo hai cấu trúc: Cấu trúc Casagrande theo đường cong chuyển vị $\sim$ thời gian ($S \sim \log(t)$); Cấu trúc Taylor theo đường cong chuyển vị $\sim$ thời gian ($S \sim \sqrt{t}$).

e.1) Cấu trúc casagrande (quan hệ $S \sim \log(t)$)

Cấu trúc Casagrande khá thông dụng và việc xác định C_v như sau:

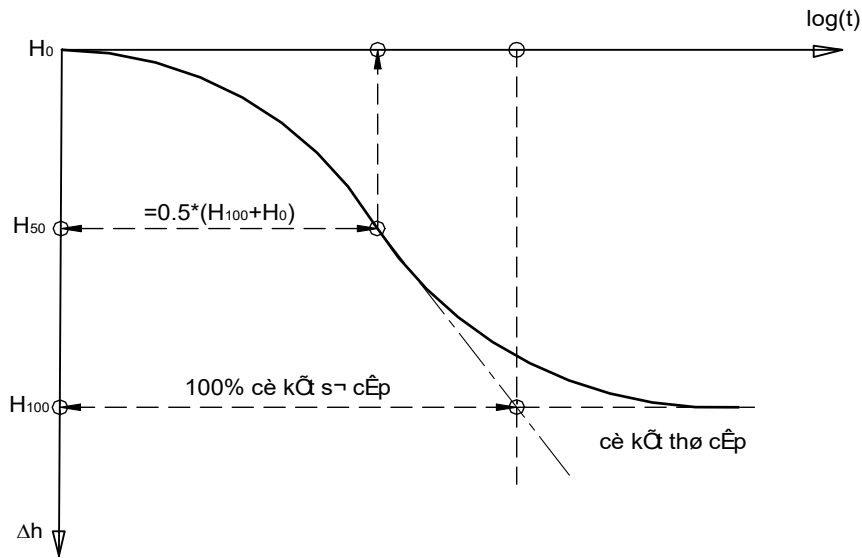
- Xác định 100% độ cố kết sơ cấp là giao điểm của hai đường (hình 2-5). Qua đó xác định được độ chuyển vị H_{100} và qua H_0 và H_{100} ta xác định được H_{50} và qua H_{50} chiếu lên trục hoành xác định được t_{50} .
- Hệ số cố kết C_v được tính theo biểu thức sau:

$$C_v = \frac{0.197 \left(\frac{h^2}{4} \right)}{t_{50}} \quad (2-30)$$

Trong đó: h - chiều dày mẫu đất (dao vòng), tính bằng (cm).

t_{50} - thời gian tương ứng cố kết 50%, tính bằng (s).

C_v - hệ số cố kết, tính bằng (cm^2/s).



Hình 2-5: Các dạng đường cong cố kết theo thời gian $S \sim \log(t)$

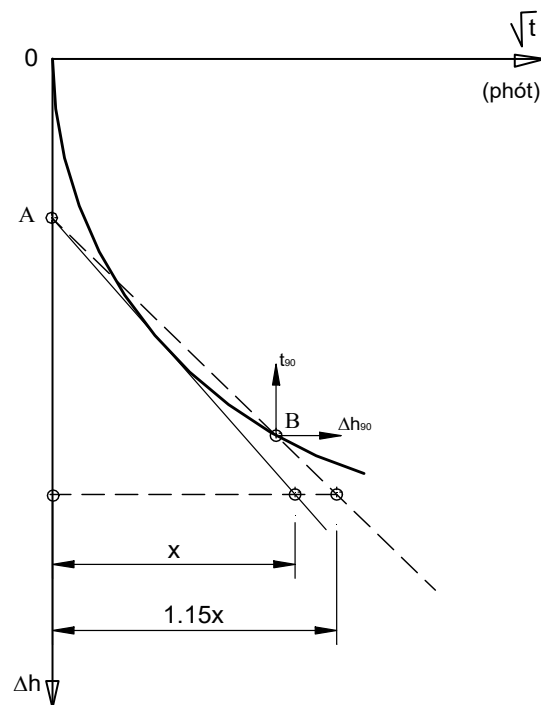
Từ công thức trên ta có thể xác định được thời gian cố kết (t).

e.2) Cấu trúc Taylor (quan hệ $S \sim \sqrt{t}$)

Cấu trúc Taylor xác định C_v như sau:

- Vẽ biểu đồ quan hệ $\Delta h = f(\sqrt{t})$; trong đó h tính bằng mm; t tính bằng phút.
- Vẽ đường tiếp tuyến trùng với đoạn thẳng ban đầu của đường cong nén cố kết. Kéo dài đường tiếp tuyến sẽ cắt trục tung tại A.
- Từ A vẽ đường thẳng thứ hai có hoành độ bằng 1.15 hoành độ của đường tiếp tuyến đầu.

Giao điểm B của tiếp tuyến thứ hai với đường cong cố kết là điểm ứng với 90% độ cố kết sơ cấp (hình 2-6).



Hình 2-6: Các dạng đường cong cố kết theo thời gian $S \sim \sqrt{t}$

Hệ số cố kết C_v được tính theo công thức:

$$C_v = \frac{0.848 \left(\frac{h^2}{2} \right)}{60t_{90}} \quad (2-31)$$

Trong đó: h - chiều dày mẫu đất (dao vòng), tính bằng (cm).

t_{90} - thời gian tương ứng cố kết 90%, tính bằng (phút).

C_v - hệ số cố kết, tính bằng (cm²/s).

Hệ số thấm K của đất ứng với từng cấp áp lực:

$$k_v = \frac{C_v \rho_n a}{1 + e_{tb}} \quad (2-32)$$

Trong đó: C_v - hệ số cố kết, tính bằng (cm²/s).

ρ_n - khối lượng riêng của nước = 0.001 (kg/cm³).

a - hệ số nén lún của đất trong khoảng áp lực thí nghiệm (cm²/kG).

$e_{tb} = \frac{e_{i-1} + e_i}{2}$ hệ số rỗng trung bình ứng với cấp áp lực p_{i-1} và p_i .

Một số loại đất có cấu trúc đặc biệt (như nứt nẻ) thì cần phân tích hệ số C_v ở hiện trường theo biểu thức:

$$C_v = \frac{k}{\rho_n a_0} = \frac{kE}{\rho_n} \quad (2-33)$$

Trong đó: a_0 (m_v): hệ số nén lún tương đối (hay hệ số biến đổi thể tích).

$$a_0 = m_v = \frac{1}{E} = \frac{a}{1 + e_0}$$

E - môđun nén một trục.

k - hệ số thấm, lấy theo thí nghiệm thấm hiện trường.

VÍ DỤ MINH HOẠ

VÍ DỤ 9

Thí nghiệm nén bằng máy nén một trục không nở ngang trong phòng thí nghiệm một mẫu đất có diện tích 50cm², chiều cao 20mm. Số đọc trên đồng hồ đo độ lún ghi lại như sau:

Cấp áp lực nén (kG/cm ²)	0	0.50	1.0	2.0	3.0	4.0
--------------------------------------	---	------	-----	-----	-----	-----

Độ lún đo được (mm)	0	0.25	0.40	0.58	0.65	0.73
---------------------	---	------	------	------	------	------

Sau khi nén, đem mẫu sấy khô và cân được 158g. Biết tỷ trọng hạt đất là 2.7 và hệ số $\beta = 0.63$.

Hãy vẽ đường cong nén lún và xác định hệ số nén lún và môđun biến dạng của đất ứng với khoảng áp lực nén từ 1 kG/cm^2 đến 2 kG/cm^2 .

Bài giải:

* Thể tích của mẫu: $V = F \cdot h = 50 \cdot 2 = 100 \text{ (cm}^3\text{)}$

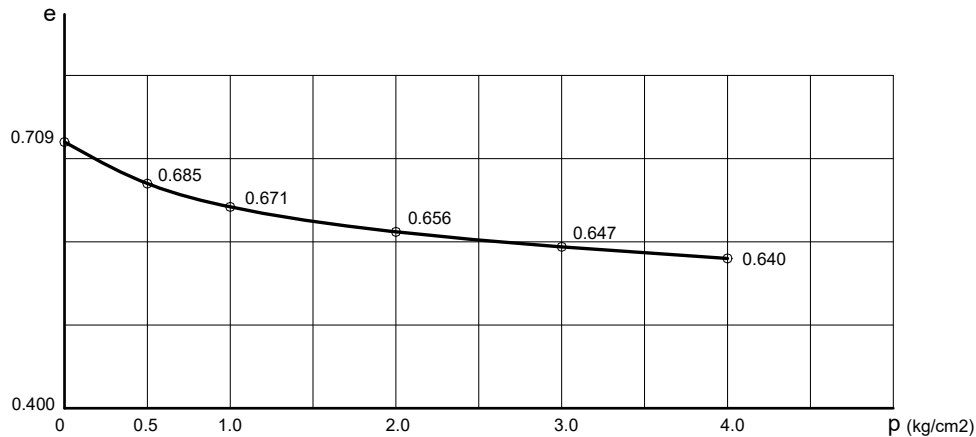
* Khối lượng thể tích khô của đất: $\rho_K = \frac{m_h}{V} = \frac{158}{100} = 1.58 \text{ (g/cm}^3\text{)}$

* Hệ số rỗng ban đầu của đất: $e_0 = \frac{\Delta \cdot \rho_n}{\rho_K} - 1 = \frac{2.7 \cdot 1}{1.58} - 1 = 0.709$

* Hệ số rỗng ở các cấp áp lực được tính theo công thức: $e_i = e_0 - (1 + e_0) \cdot \frac{S_i}{h}$ (trong đó $S_i = h - h_i$ là độ lún của mẫu đất sau cấp áp lực (i), kết quả được ghi trong bảng sau:

Cấp áp lực nén (kG/cm^2)	0	0.50	1.0	2.0	3.0	4.0
Hệ số rỗng (e_i)	0.709	0.685	0.671	0.656	0.647	0.640

* Đường cong nén lún được thể hiện trên hình VD9.



Hình VD9: Đồ thị đường cong nén lún $e \sim p$

* Hệ số nén lún a_{1-2} được tính như sau:

$$a_{1-2} = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{0.671 - 0.656}{2 - 1} = 0.015 \text{ (cm}^2/\text{kG)} \rightarrow \text{Đất có tính nén lún trung bình}$$

* Môđun biến dạng E_0 :

$$E_0 = \frac{\beta(1 + e_1)}{a_{1-2}} = \frac{0.63 \cdot (1 + 0.671)}{0.015} = 70.182 \text{ (kG/cm}^2\text{)} = 701.82 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

VÍ DỤ 10

Một mẫu đất có độ ẩm tự nhiên $W = 25\%$, khối lượng thể tích ban đầu $\rho = 1.85 \text{ G/cm}^3$ và tỷ trọng hạt $\Delta = 2.7$. Dưới tải trọng nén bên ngoài $p_1 = 1 \text{ kG/cm}^2$ nền bị lún $S_1 = 60 \text{ mm}$, dưới tải trọng $p_2 = 2 \text{ kG/cm}^2$ cho $S_2 = 90 \text{ mm}$ và dưới tải trọng $p_3 = 3 \text{ kG/cm}^2$ cho $S_3 = 120 \text{ mm}$. Cho biết $v = 0.35$ và chiều dày tầng đất chịu nén dày 3 m .

Hãy xác định hệ số nén lún ở cấp tải trọng $p_2 \div p_3$ (a_{2-3}) và mô đun biến dạng $E_{0(2-3)}$?

Bài giải:

* Tính hệ số rỗng ban đầu:
$$e_0 = \frac{\Delta \cdot \rho_n (1 + 0.01W)}{\rho} - 1 = \frac{2.7 \cdot 1 \cdot (1 + 0.01 \cdot 25)}{1.85} - 1 = 0.82$$

* Xác định hệ số rỗng dưới các cấp áp lực nén bên ngoài:

$$e_1 = e_0 - (1 + e_0) \cdot \frac{S_1}{h} = 0.82 - (1 + 0.82) \cdot \frac{60}{3000} = 0.784$$

$$e_2 = e_0 - (1 + e_0) \cdot \frac{S_2}{h} = 0.82 - (1 + 0.82) \cdot \frac{90}{3000} = 0.765$$

$$e_3 = e_0 - (1 + e_0) \cdot \frac{S_3}{h} = 0.82 - (1 + 0.82) \cdot \frac{120}{3000} = 0.747$$

* Xác định hệ số nén lún a_{2-3} :

$$a_{2-3} = \frac{e_2 - e_3}{p_3 - p_2} = \frac{0.765 - 0.747}{3 - 2} = 0.018 \text{ (cm}^2/\text{kG)} \rightarrow \text{Đất có tính nén lún trung bình}$$

* Mô đun tổng biến dạng của đất nền $E_{0(2-3)}$:

$$E_0 = \frac{\beta(1 + e_1)}{a_{1-2}} = \left[1 - \frac{2\nu^2}{(1 - \nu)} \right] \frac{(1 + e_1)}{a_{1-2}} = \left[1 - \frac{2 \cdot (0.35)^2}{(1 - 0.35)} \right] \cdot \frac{(1 + 0.765)}{0.018} = 61.1 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$$

§ 2 TÍNH THẨM CỦA ĐẤT

I. ĐIỀU KIỆN XUẤT HIỆN DÒNG THẨM, VẬN TỐC THẨM VÀ ÁP LỰC THẨM, ẢNH HƯỞNG CỦA DÒNG THẨM TỚI ỨNG SUẤT CÓ HIỆU (σ')

1. Điều kiện xuất hiện dòng thấm, vận tốc thấm, áp lực thấm

a) Điều kiện xuất hiện dòng thấm

Dòng thấm xuất hiện khi nước trong đất di chuyển từ vùng có áp lực cao tới vùng có áp lực thấp, áp lực được biểu thị bằng cột nước. Theo Bernoulli:

$$H = h_z + \frac{u}{\gamma_n} + \frac{v^2}{2g} \quad (2-34)$$

Trong đó: h_z - vị trí hay cao trình cột nước.

$\frac{u}{\gamma_n}$ - cột nước áp lực do áp lực nước lỗ rỗng (u).

$\frac{v^2}{2g}$ - cột nước vận tốc khi vận tốc dòng thấm là (v).

Do đất có kết cấu hạt, dòng thấm chịu sức cản lớn nên v thường quá nhỏ, vì vậy thường bỏ qua cột nước vận tốc trong các bài toán thấm. Vì vậy cột nước gây ra dòng thấm qua khối đất sẽ chỉ gồm hai thành phần cột nước đầu mà thôi:

$$H = h_z + \frac{u}{\gamma_n} \quad (2-35)$$

b) Vận tốc thấm (v)

Trong điều kiện bão hoà, lỗ rỗng trong đất là bé và rất bé, dòng một hướng tuân theo định luật Darcy và là dòng chảy tầng thì vận tốc thấm tỉ lệ với gradien thuỷ lực.

$$v = ki \quad (2-36)$$

Trong đó: k - hệ số thấm của đất

i - gradien thuỷ lực; $i = \frac{\Delta H}{\Delta L}$ (tổn thất cột nước trên chiều dài đường thấm).

Thực tế nước chỉ thấm trong đất thông qua lỗ rỗng của đất, vì vậy vận tốc thấm thực lớn hơn nhiều. Vận tốc thấm trong đất thực tế có thể tính như sau:

$$v_s = v \frac{A}{A_v} = \frac{1}{n} v = \frac{1+e}{e} v \quad (2-37)$$

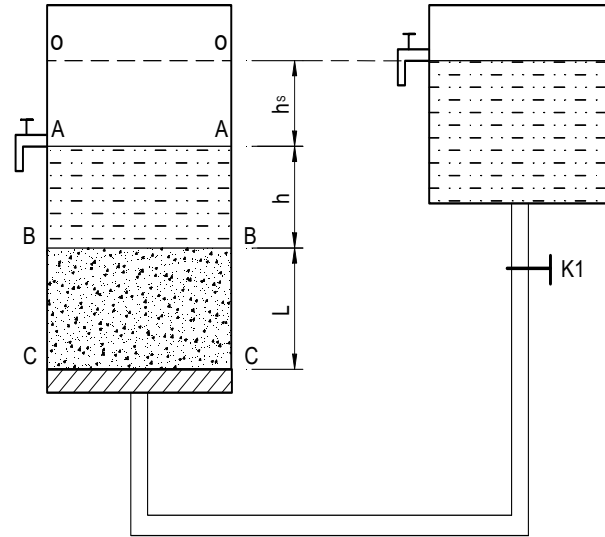
Trong đó: e - hệ số rỗng của đất.

v - vận tốc trung bình của đất

A - diện tích mặt cắt của đất

A_v - diện tích mặt cắt của lỗ rỗng.

Nếu mở van K_2 ở vị trí mức A-A thì dòng thấm chảy qua mẫu đất dưới sự chênh lệch cột nước h_s . Lực thấm lúc này hướng từ dưới lên trên. Nếu đóng van K_2 thì mực nước ổn định ở vị trí O-O, dòng thấm dừng lại, có nghĩa là lực thấm sẽ cân bằng với lượng nước dâng thêm.



Hình 2-8: Thí nghiệm về dòng thấm

c) Hệ số thấm (k)

Hệ số thấm k có thể định nghĩa là vận tốc thấm khi gradient thủy lực bằng đơn vị ($i=1$).

Giá trị k được dùng để đo sức cản của đất với dòng thấm và chịu ảnh hưởng của một số yếu tố sau:

- Độ rỗng của đất
- Sự phân bố thành phần hạt
- Hình dạng và định hướng của hạt
- Độ bão hoà/có mặt không khí.
- Loại cation và bề dày lớp hấp phụ hút bám với khoáng vật sét (nếu có mặt).
- Độ nhớt của nước trong đất, nó biến đổi theo nhiệt độ.

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

Hệ số thấm k có thể xác định bằng thí nghiệm trong phòng hay ở hiện trường.

d) Lực thấm - (J)

Lực thấm J sinh ra do công của dòng nước tác động lên các hạt đất.

$$J = \gamma_n \cdot h_s \cdot F \quad (2-38)$$

Trong đó: F - diện tích bình chứa nước bên trái

Do vận tốc dòng thấm không đổi nên lực thấm tác động lên đất ở các mức khác nhau là như nhau.

e) Áp lực thấm - (j)

Áp lực thấm j là lực thấm đơn vị (N/1 đơn vị thể tích) thì:

$$j = \frac{J}{V} = \frac{\gamma_n h_s F}{LF} = \frac{\gamma_n h_s}{L} = i \gamma_n \quad (2-39)$$

Trong đó: i - gradient thủy lực.

γ_n - trọng lượng thể tích của nước.

2. Ảnh hưởng của dòng thấm tới ứng suất có hiệu

Dòng thấm có hướng đi lên tác động tới các hạt đất làm giảm ứng suất có hiệu giữa các hạt đất.

$$\sigma' = \sigma - u - i \gamma_n \quad (2-40)$$

Ngược lại khi dòng thấm đi xuống sẽ làm tăng thành phần ứng suất có hiệu.

$$\sigma' = \sigma - u + i \gamma_n \quad (2-41)$$

3. Điều kiện chảy và độ dốc thủy lực tới hạn

Điều kiện chảy xảy ra nếu vận tốc thấm đủ lớn để áp lực thấm triệt tiêu hoàn toàn thành phần ứng suất có hiệu.

Với thí nghiệm hai bình nước hình (2-8) ở trên, ở điều kiện chảy thì tại C-C dòng thấm sẽ tạo lực thấm bằng và ngược chiều với ứng suất hiệu quả do trọng lượng đất gây ra. Tại C-C, cân bằng các lực (lực thấm cân bằng với ứng suất có hiệu của đất) ta được:

$$\gamma_n (L + h + h_s) F = (\gamma_{bh} + \gamma_n) F$$

$$\rightarrow \gamma_n h_s = (\gamma_{bh} - \gamma_n) L$$

Hay $\gamma_n i_C = \gamma_{dn}$

Vì vậy:
$$i_c = \frac{\gamma_{dn}}{\gamma_n} = \frac{\gamma_{bh} - \gamma_n}{\gamma_n} = \frac{\frac{(\Delta + e)\gamma_n}{1 + e} - \gamma_n}{\gamma_n} = \frac{\Delta - 1}{1 + e} \quad (2-42)$$

Trong đó: i_c - gradient thủy lực tới hạn của đất.

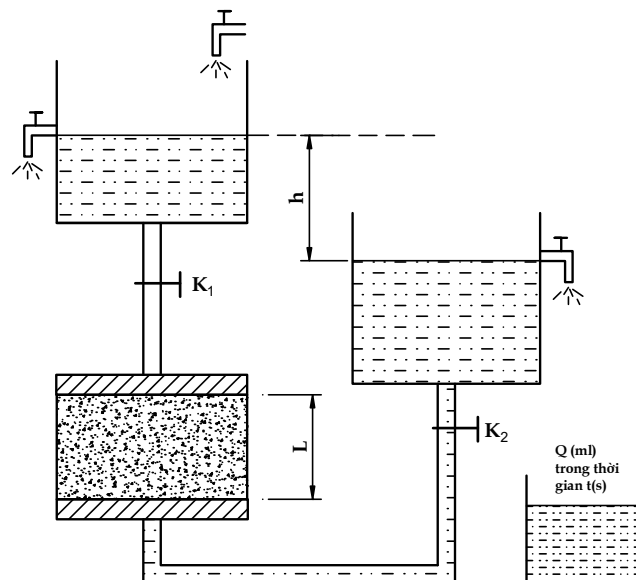
II. XÁC ĐỊNH HỆ SỐ THẨM TRONG PHÒNG VÀ NGOÀI TRỜI

1. Xác định hệ số thấm (k) trong phòng thí nghiệm

a) Thí nghiệm thấm với cột nước không đổi

Thí nghiệm cột nước cố định được dùng để xác định hệ số thấm (k) của đất hạt thô như cuội và cát có giá trị trên 10^{-4} m/s.

* **Bố trí thí nghiệm:** Thiết bị được dùng gọi là thấm kế với cột nước cố định có sơ đồ như ở hình 2-9. Mẫu đất được đặt trong một ống trụ, có lưới thép sợi và lớp cuội lọc ở phía trên và dưới. Một số áp kế tại các điểm nối tiếp gắn ở thành bên của ống trụ cho số đọc của từng cặp cột nước áp lực thu được (trong sơ đồ chỉ có một cặp áp kế). Nước thấm qua mẫu đất được cấp từ thùng hay bể nước với thiết kế duy trì được cột nước cố định, còn lưu lượng đo theo lượng nước ở chậu hứng.



Hình 2-9: Thí nghiệm thấm với cột nước không đổi

* **Tiến hành thí nghiệm:** Mở van K_1 và K_2 . Dùng van K_2 để khống chế vận tốc thấm. Dòng thấm diễn ra liên tục cho đến khi đạt trạng thái ổn định khi các mực nước ở

trong các ống áp kế không thay đổi. Lúc này, đo lưu lượng dòng thấm trong khoảng thời gian đã cho và ghi lại mức của hai áp kế. Sau đó, vận tốc sẽ thay đổi và lặp lại trình tự thí nghiệm. Phải tiến hành thí nghiệm với các vận tốc thấm và cột nước khác nhau để tính giá trị k trung bình

** Kết quả thí nghiệm:*

Theo công thức của định luật Darcy:

$$Q = kiFt \quad (\text{cm}^3) \quad (2-43)$$

Do vậy: $k = \frac{LQ}{hFt} \quad (\text{cm/s}) \quad (2-44)$

Trong đó: k - hệ số thấm của đất (cm/s).

i - gradient thủy lực.

F - diện tích mặt cắt ngang của mẫu đất (cm²).

L (hoặc ΔL) - là chiều dài mẫu đất (cm).

Q - là lưu lượng thấm (cm³).

h (hoặc Δh) - là độ chênh cột nước (cm).

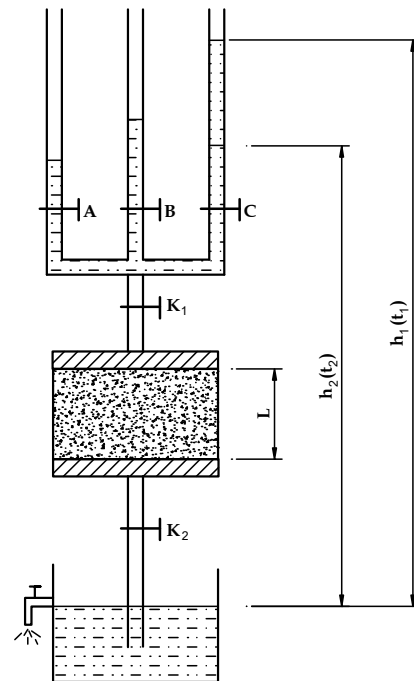
t - là thời gian làm thí nghiệm (s).

b). Thí nghiệm thấm với cột nước thay đổi

Thí nghiệm thấm với cột nước giảm dần dùng để xác định hệ số thấm của đất hạt mịn như: cát mịn, bụi và đất sét. Với các loại đất này, vận tốc của dòng thấm qua chúng quá nhỏ, không có khả năng đo chính xác được bằng thấm kế với cột nước cố định. Sơ đồ thí nghiệm như hình 2-10.

** Bố trí thí nghiệm:* Mẫu đất nguyên dạng được đặt trong ống trụ, thường có đường kính 100mm. Mẫu có thể chuẩn bị bằng cách đầm chặt trong một khuôn đúc tiêu chuẩn. Lưới thép sợi và lớp cuội lọc được đặt ở đỉnh và đáy của mẫu. Đỉnh ống trụ nối tiếp với một ống đo áp bằng thủy tinh đã biết đường kính.

** Tiến hành thí nghiệm:* Thí nghiệm tiến hành với việc làm đầy các ống đo áp bằng nước không chứa không khí và cho thấm qua mẫu



Hình 2-10: Thí nghiệm thấm với cột nước thay đổi

đất. Trong lúc thí nghiệm, sau các khoảng thời gian, ghi lại chiều cao của nước trong ống đo áp. Thí nghiệm lặp lại với các ống đo áp có đường kính khác nhau. Theo kết quả thí nghiệm, tính toán xác định giá trị (k) trung bình.

** Kết quả thí nghiệm:*

Xuất phát từ định luật Darcy, ta có:

$$q = kiF = kF \frac{h}{L} \quad (2-45)$$

Gọi chiều cao ban đầu là h_1 (thời điểm t_1), thời điểm t_2 mực nước hạ xuống vị trí h_2 . Nếu trong khoảng thời gian dt mà lượng nước trong ống đo áp giảm đi khoảng dh thì lưu lượng nước là:

$$q = -a \frac{dh}{dt} \quad (2-46)$$

Cân bằng (2-45) và (2-46) ta được:

$$-a \frac{dh}{dt} = kF \frac{h}{L} \quad (2-47)$$

Viết lại và tích phân được:

$$\begin{aligned} -\int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} &= \frac{kF}{aL} \int_{t_1}^{t_2} dt \rightarrow \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) = \frac{kF(t_2 - t_1)}{aL} \\ k &= \frac{aL}{F} \frac{\ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)}{(t_2 - t_1)} \rightarrow k = \frac{2.3aL}{F} \frac{\lg\left(\frac{h_1}{h_2}\right)}{(t_2 - t_1)} \end{aligned} \quad (2-48)$$

Trong đó: a - diện tích mặt cắt ngang ống đo áp (cm²).

F - diện tích mặt cắt ngang của mẫu đất (cm²).

L - là chiều dài mẫu đất (cm).

h_1, h_2 - lần lượt là chiều cao cột nước tại thời điểm t_1, t_2 .

2. Xác định hệ số thấm (k) ở hiện trường

a). Thí nghiệm bơm hút nước ở trạng thái ổn định

Thí nghiệm bơm hút nước gồm có việc đo lưu lượng bơm từ một giếng cùng với việc quan sát độ hạ thấp mực nước ngầm ở các giếng khác. ứng với lưu lượng bơm không đổi, trạng thái ổn định đạt được khi mực nước trong các giếng quan sát cũng không thay đổi. Ghi chép lại lưu lượng bơm và mức nước trong hai hay nhiều giếng quan sát.

(1) Thí nghiệm bơm hút nước trong tầng có áp

Xét một thí nghiệm sử dụng giếng khoan hút nước như hình (2-11) để xác định hệ số thấm của đất trong tầng chứa nước có áp. Xét một phân tố đất hình trụ có bán kính (r), bề dày (dr) và chiều cao (D).

Gradient thủy lực (hướng từ ngoài vào trong): $i = \frac{dh}{dr}$

Diện tích dòng thấm: $F = (2\pi r) \cdot D$

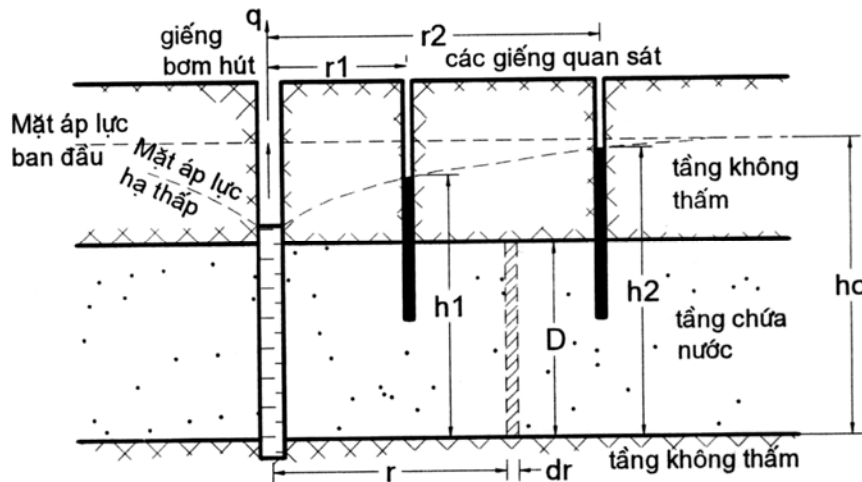
Sử dụng phương trình Darcy, ta có:

$$q = kiF = k \frac{dh}{dr} 2\pi r D$$

$$\frac{dr}{r} = \frac{2\pi}{q} D k dh \quad (2-49)$$

Tích phân 2 vế, sau đó rút k từ tích phân, ta được:

$$k = \frac{q}{2\pi D} \frac{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{(h_2 - h_1)} \quad (2-50)$$



Hình 2-11: Thí nghiệm bơm hút nước trong tầng chứa nước có áp

* Nếu chỉ bố trí 1 giếng quan sát

Lúc này giếng bơm hút được coi là giếng quan sát thứ 2. Lúc đó người ta dùng bán kính hiệu quả gấp 1.2 lần bán kính giếng thực vì xung quanh giếng đất bị phá hoại.

Phải điều chỉnh độ hạ thấp mực nước tại giếng trong khi bơm hút cao hơn mực nước thật trong giếng. Mức tổn thất khi bơm hút được đánh giá theo thí nghiệm hạ thấp mực nước trong từng cấp hoặc dựa theo kinh nghiệm (khoảng 20%).

Trong phương trình (2-50) cần hiệu chỉnh như sau: $r_1 = 1.2r_w$ và $h_1 = h_0 - d_w$

Trong đó: r_w - bán kính thực của giếng bơm hút.

d_w - là độ hạ thấp mực nước đã hiệu chỉnh của giếng bơm lấy bằng 80% độ hạ thấp quan sát được ($d_w = 0.8d$).

Một cách khác, có thể cho kết quả gần đúng là xét bán kính ảnh hưởng r_0 khi bơm hút. Khi $r = r_0$ tức là ngoài phạm vi bán kính ảnh hưởng cột nước áp lực được giả định là không bị hạ thấp. Do đó, có thể sử dụng phương trình (2-50) với các thay thế sau: $r_2 = r_0$ và $h_2 = h_0$.

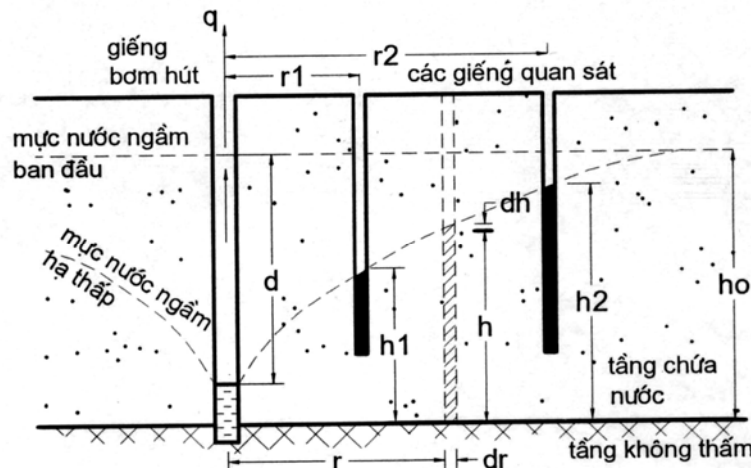
Khi không quan sát, có thể lấy: $r_0 = 10 \cdot h_0$; $r_0 = 10 \cdot D$ hay $r_0 = 10r_1$. Vì thế, hệ số thẩm k gần đúng khi chỉ dùng một giếng quan sát là:

$$k = \frac{1.25q}{D(h_0 - d_w)} \quad (2-51)$$

(2) Thí nghiệm bơm hút nước trong tầng không áp

Tầng chứa nước không áp là tầng có đáy không thấm nước, bề mặt thoát nước tự do. Trong môi trường đồng nhất, khi bơm hút đạt trạng thái ổn định thì gradient thủy lực tại bán kính đã cho là hằng số. Hình 2-12 cho thấy sự bố trí giếng bơm hút và hai giếng quan sát.

Xem xét dòng thấm vào qua hình trụ phân tố có bán kính r , bề dày dr và chiều cao h .



Hình 2-12: Thí nghiệm bơm hút nước trong tầng chứa nước không áp

Gradient thủy lực (hướng từ ngoài vào trong): $i = \frac{dh}{dr}$

Tiết diện dòng thấm:

$$F = 2\pi rh$$

Tương tự trường hợp trên:

$$q = kiF = k \frac{dh}{dr} 2\pi rh$$

$$\frac{dr}{r} = \frac{2\pi}{q} kh dh \quad (2-52)$$

Tích phân 2 vế, sau đó rút k từ tích phân, ta được:

$$k = \frac{q}{\pi} \frac{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{(h_2^2 - h_1^2)} \quad (2-53)$$

Khi độ hạ thấp mực nước ngầm là đáng kể so với bề dày tầng bão hoà thì vận tốc thấm cao hơn và tổn thất do ma sát tăng lên. Độ hạ thấp mực nước được hiệu chỉnh d_c như sau:

$$d_c = d - \frac{d^2}{2h_0} \quad (2-54)$$

Trong đó: d - độ hạ thấp mực nước quan sát được.

h_0 - chiều cao bão hoà ban đầu của tầng chứa nước.

*** Nếu chỉ bố trí 1 giếng quan sát**

Khi chỉ bố trí một giếng quan sát thì ta áp dụng công thức (2-53) với sự thay thế bởi r_0 và h_0 hoặc r_w và h_w như đã giải thích cho trường hợp thí nghiệm bơm hút nước trong tầng chứa nước có áp, ta được:

$$k = \frac{2.5q}{h_w(2 - h_w)} \quad (2-55)$$

b). Các thí nghiệm xác định hệ số thấm trong lỗ khoan

Người ta tiến hành khoan một lỗ khoan sau đó tiến hành thí nghiệm bằng một trong hai cách sau: thí nghiệm thấm với cột nước không đổi và thay đổi.

Thí nghiệm với cột nước thay đổi thì tiến hành quan trắc vận tốc sụt của mực nước, trong khi *thí nghiệm cột nước cố định* thì duy trì cột nước tại một mức đã cho bằng cách điều chỉnh và đo lưu lượng thấm ở các khoảng thời gian kể từ khi bắt đầu thí nghiệm.

Nói chung, thí nghiệm cột nước cố định cho kết quả chính xác hơn, áp lực thấp hơn giá trị có thể làm đất bị nứt vỡ hay xáo động. Ở dạng thí nghiệm đơn giản nhất, lỗ

khoan được chuẩn bị bằng cách làm sạch đất rời hay các mảnh vỡ. Để kết quả được chính xác hơn, đặt một ống có đục lỗ hay ống đo áp trong bộ lọc bằng cuội lọc. Một số công thức được đề nghị để tính hệ số thấm k (được đưa vào BS 5930 – 1981), như sau:

(1) Thí nghiệm với cột nước không đổi trong lỗ khoan

Phân tích thời gian trễ của Havorslev:

$$k = \frac{q}{Fh_c} \quad (2-56)$$

Phương pháp căn thời gian của Gibson:

$$k = \frac{q_\infty}{Fh_c} \quad (2-57)$$

(2) Thí nghiệm thấm với cột nước thay đổi trong lỗ khoan:

$$k = \frac{F}{AT} = \frac{F}{A(t_2 - t_1)} \ln(h_1 - h_2) \quad (2-58)$$

Trong đó: F - diện tích mặt cắt ngang của ống đo áp hay ống lỗ khoan

A - hệ số dẫn nước vào, phụ thuộc điều kiện tại đáy lỗ khoan.

T - thời gian trễ.

h_1, h_2 - cột nước thay đổi đo tại các khoảng thời gian trôi qua tương ứng là t_1 và t_2 .

h_c - cột nước cố định.

q - lưu lượng dòng thấm vào.

q_∞ - lưu lượng ổn định dòng thấm vào, xác định theo đồ thị của q thay đổi theo $\frac{1}{\sqrt{t}}$ tại $\frac{1}{\sqrt{t}} = 0$.

Chú ý: đối với các loại đất rời, giá trị hệ số thấm hầu như phụ thuộc rất nhiều vào hệ số rỗng. Ở đây chúng ta sử dụng một số dạng công thức để xác định hệ số thấm thay đổi theo hệ số rỗng:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{e_1^2}{e_2^2} \text{ hay } \frac{k_1}{k_2} = \frac{\frac{e_1^2}{1+e_1}}{\frac{e_2^2}{1+e_2}} \text{ và } \frac{k_1}{k_2} = \frac{\frac{e_1^3}{1+e_1}}{\frac{e_2^3}{1+e_2}} \quad (2-59a, b, c)$$

Đối với các loại đất sét ở hiện trường, hệ số thấm có thể xác định theo công thức thực nghiệm:

$$\log k = \log k_0 - \frac{e_0 - e}{c_k} \quad (2-60)$$

Trong đó: k - là hệ số thấm tương ứng với hệ số rỗng e .

k_0 - là hệ số thấm hiện trường tương ứng với hệ số rỗng e_0 .

c_k - là chỉ số thay đổi tính thấm lấy xấp xỉ bằng $0.5e_0$.

3. Hệ số thấm trong đất không đồng nhất nhiều lớp

Giả sử có hai lớp đất với mỗi lớp đất được coi là đồng nhất có chiều dày h_1, h_2 , hệ số thấm tương ứng là k_1, k_2 . Mặt phân lớp nằm ngang.

Hai lớp đất nói trên có thể được coi như là một lớp đất đồng nhất nhưng không đẳng hướng có chiều dày (h_1+h_2) với các hệ số thấm tương đương theo hướng song song và vuông góc với mặt phân lớp được ký hiệu là $\overline{k_x}$ và $\overline{k_z}$.

a) Dòng thấm ngang (tiếp tuyến với mặt phân lớp)

Với mỗi lớp, tổn thất cột nước giữa mặt vào và mặt ra là như nhau nên $h_1 = h_2 = h$. Vì vậy có cùng gradient thủy lực $i_1 = i_2 = i_x$. Lưu lượng dòng thấm trong một đơn vị thời gian:

$$q_{x1} + q_{x2} = \overline{q_x} = (h_1 + h_2) \overline{k_x} i_x = (h_1 K_1 + h_2 K_2) i_x$$

$$\text{Do vậy: } \overline{k_x} = \frac{h_1 K_1 + h_2 K_2}{h_1 + h_2} = \frac{\sum h_i K_i}{\sum h_i} \quad (2-61)$$

b) Dòng thấm thẳng đứng (pháp tuyến với mặt phân lớp):

Vận tốc chảy trong mỗi lớp đất và trong lớp đất tương đương là như nhau. Nếu như chấp nhận điều kiện dòng chảy ổn định ta được:

$$v_z = \overline{k_z} i_z = k_1 i_1 = k_2 i_2 ;$$

Với $\overline{i_z}$: là gradient thủy lực trung bình của dòng chảy trên chiều dài h_1, h_2 .

$$\text{Do vậy: } i_1 = \frac{\overline{k_z}}{k_1} \overline{i_z} \quad \vee \mu \quad i_2 = \frac{\overline{k_z}}{k_2} \overline{i_z} .$$

Tổn thất cột nước tổng quát trên chiều dài (h_1+h_2) bằng tổng tổn thất cột nước ở mỗi lớp đất. Vì vậy ta có thể viết:

$$\overline{i_z}(h_1 + h_2) = i_1 h_1 + i_2 h_2 = \overline{k_z i_z} \left(\frac{h_1}{K_1} \right) + \overline{k_z i_z} \left(\frac{h_2}{K_2} \right)$$

Do đó:
$$\overline{k_z} = \frac{h_1 + h_2}{\frac{h_1}{K_1} + \frac{h_2}{K_2}} \quad (2-62a)$$

Tổng quát:
$$\overline{k_z} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{K_i}} \quad (2-62b)$$

III. CÁC NHÂN TỐ ẢNH HƯỞNG ĐẾN TÍNH THẨM CỦA ĐẤT

1. Gradient thủy lực ban đầu trong đất dính

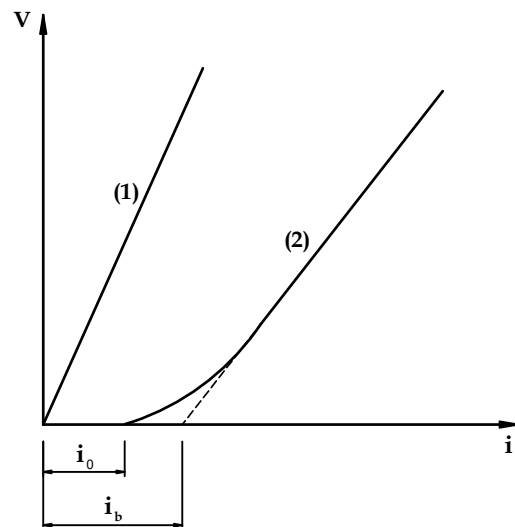
Vì trong đất sét có nước kết hợp, nên qui luật thấm ở đất sét diễn ra phức tạp hơn so với đất cát. Hình 2-13 thể hiện biểu đồ $v \sim i$ cho hai loại đất: đất cát - tương ứng với đường (1), còn đất dính tương ứng với đường (2).

Đối với đất cát hiện tượng thấm xảy ra ngay khi xuất hiện gradient thủy lực.

Đối với đất sét, hiện tượng thấm chỉ xảy ra khi gradient thủy lực đã đạt đến một giá trị ban đầu nào đó - i_0 (tương ứng i_0 - gọi là gradient thủy lực ban đầu của đất dính), và sau khi xuất hiện thấm, đầu tiên quan hệ $v \sim i$ là đường cong, sau đó mới là đường thẳng.

Sở dĩ có hiện tượng cản trở thấm trong đất dính là do có nước kết hợp và do đó đất có tính nhớt. Các dịch thể nhớt chỉ bắt đầu chảy sau khi ứng suất cắt tăng lên lớn hơn một giới hạn nhất định, muốn cho hiện tượng thấm xảy ra trong đất sét, trước hết phải khắc phục sức chống cắt của lớp nước nhớt trong các lỗ rỗng của đất.

Sẽ có ví dụ sau đây:
 $v_{th} = k_{th}(i - i_0)$. Thúc tố sau đây
 cong $v \sim i$ là giai đoạn đầu
 lưi khắ x, c bnh. Vx vEy,
 trong thúc tố tynh to, n,
 00 b-n giyn ng-êi ta kĐo



Hình 2-13: Biểu đồ quan hệ $v \sim i$ của

đặt i_b trong phía trên
cho cát trục i và coi
đặt i_b là gradien ban
đầu của đất sét.

đất cát (1) và đất sét (2).

Cần chú ý rằng, việc xét qui luật $v_{th} = k_{th}(i - i_b)$ để dự đoán độ lún nén chặt của đất dính dưới tác dụng của tải trọng ngoài do công trình xây dựng có ảnh hưởng rất đáng kể đến giá trị độ lún dự tính và cho phép tiệm cận chính xác hơn trong việc đánh giá độ lún.

2. Các nhân tố ảnh hưởng đến tính thấm

Các nhân tố ảnh hưởng đến tính thấm có thể kể đến: điều kiện hình thành và tồn tại của đất, kết cấu và kiến trúc của đất, kích thước và hình dạng các hạt, thành phần dung dịch nước lỗ rỗng và lượng chứa các khí kín.

- *Điều kiện hình thành và tồn tại của đất* trong quá trình tồn tại, các lớp đất ngày càng được nén chặt dưới trọng lượng của các lớp đất thành tạo sau, lắng đọng ngày càng dày ở bên trên, do đó độ rỗng của chúng ngày càng giảm đi và tính thấm cũng bé đi. Trong điều kiện thế nằm thiên nhiên của đất, tính thấm của nó theo chiều song song với các lớp đất thường lớn hơn so với chiều thẳng góc với các lớp ấy.
- *Kích thước và hình dạng của các hạt, cũng như cấp phối của đất* có liên quan với kích thước và số lượng các lỗ rỗng, tức là nước kết hợp, do đó ảnh hưởng quan trọng tới tính thấm của đất. Đất cát có kích thước lỗ rỗng lớn, hơn nữa trong đất cát không có nước kết hợp cản trở, nên tính thấm của đất cát lớn hơn nhiều so với đất sét. Trong đất sét, do các lỗ hổng có kích thước rất bé, mặt khác xung quanh các hạt có màng nước kết hợp bao bọc, nên hệ số thấm có giá trị rất bé.
- *Thành phần dung dịch nước lỗ rỗng* ảnh hưởng đến tính thấm của đất thông qua việc trao đổi ion. Nếu trên các hạt đất phân tán cao có hấp thụ các ion Na^+ thì màng nước xung quanh các hạt dày lên, làm cho tính thấm của đất giảm đi.

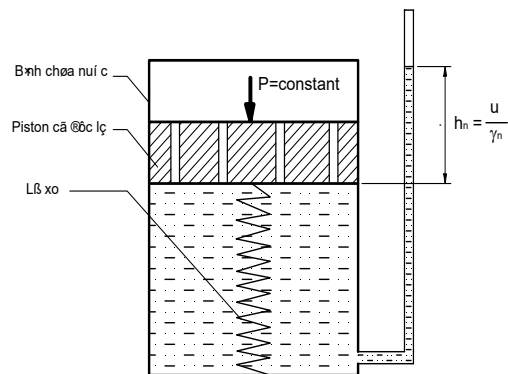
- Ảnh hưởng của bọt khí kín ở chỗ chúng làm tắc đường thấm. Nếu trong đất có chứa nhiều khí kín thì tính thấm của đất giảm đi.

IV. LÝ THUYẾT CỐ KẾT THẨM CỦA TERZAGHI

1. Mô hình cố kết thẩm của Terzaghi cho đất dính bão hoà

Mô hình cố kết thẩm của *Terzaghi*, hình 2-14, gồm: bình thủy tinh chứa nước (đặc trưng cho nước lỗ rỗng); Một Piston có đục lỗ để nước có thể thoát ra ngoài; Một lò xo (đặc trưng cho cốt đất), một đầu được gắn với đáy bình, một đầu được gắn với đáy piston.

- Đầu tiên tác động một lực P và giữ không thay đổi (áp lực dưới piston là $p = \frac{P}{F} = \text{const}$). Và gọi σ' - ứng suất có hiệu; u - ứng suất nước trung tính (ứng suất nước lỗ rỗng).
- Ngay khi tác dụng lực P , lò xo chưa biến dạng, nước chưa thoát ra, do đó, chỉ có nước chịu lực P . Như vậy có thể viết:



Hình 2-14

Mô hình cố kết thẩm của Terzaghi

$$\begin{aligned} * \text{ Khi } t = 0 \rightarrow \sigma = p = \sigma' + u_0 \\ \text{ với } \sigma' = 0 \text{ và } u_0 = p \end{aligned}$$

- Sau đó tại thời điểm (t), nước đã thoát ra và lò xo đã bắt đầu biến dạng. Như vậy, tại thời điểm này cả lò xo và nước đều chịu tải trọng P .

$$* \text{ Khi } 0 < t < \infty \rightarrow \sigma = p = \sigma'_t + u_t$$

- Cuối cùng, khi nước không còn thoát ra nữa, lò xo biến dạng tối đa. Như vậy, lúc này chỉ có lò xo chịu lực P , ta có:

$$* \text{ Khi } t = \infty \rightarrow \sigma = p = \sigma'_\infty + u_\infty \text{ với } \sigma'_\infty = p \text{ và } u_\infty = 0$$

Như vậy, ta thấy khi nước thoát ra, có sự chuyển dịch độ lớn từ u sang σ' .

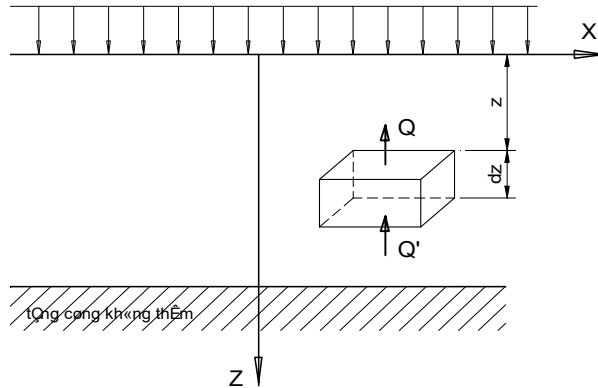
Kết luận về bản chất của quá trình cố kết của đất là quá trình biến dạng của nền đất do nước trong lỗ rỗng thoát ra tương ứng với sự chuyển từ ứng suất nước trung tính (u) sang ứng suất có hiệu (σ').

2. Phương trình vi phân cổ kết thấm của Terzaghi cho đất dính no nước

Xét một nền đất đồng nhất có chiều dày (h). Bên dưới lớp đất này là một tầng cứng không thấm, còn phía trên mặt đất có tải trọng phân bố đều kín khắp (p).

Xét một phân tố đất có $dx=1$, chiều dày phân tố là (dz) và ở độ sâu (z), hình 2-15.

Bài toán cổ kết được thiết lập với một số giả thiết sau:



Hình 2-15: Bài toán cổ kết của Terzaghi.

- Đất xem như bão hoà, trong đất không có khí kín, hoặc nếu có thì xem như có thể bỏ qua.
- Biến dạng của đất cũng như quá trình thoát nước lỗ rỗng chỉ tiến hành theo chiều thẳng đứng (một chiều), và dòng thấm trong đất tuân theo định luật thấm của Darcy.
- Nền đất được coi là biến dạng trong điều kiện không nở ngang, cho nên khi dự tính lún có thể áp dụng kết quả bài toán nén đất một chiều và tốc độ nén lún của đất hoàn toàn phụ thuộc vào tốc độ thoát nước lỗ rỗng.
- Hệ số thấm (k) và hệ số nén lún (a) của đất không đổi trong quá trình cổ kết.
- Nước và các hạt đất coi như không thay đổi thể tích khi chịu nén.

Như vậy, biến dạng của nền đất hoàn toàn phụ thuộc vào tốc độ thoát nước lỗ rỗng. Do đất xem như bão hoà, nên có thể thấy rằng phần thể tích lỗ rỗng giảm cũng chính bằng khối lượng nước thoát ra, ta có thể viết:

$$\Delta Q_n = \Delta V_r \quad (2-63)$$

Trong đó: ΔQ_n - lượng nước thoát ra khỏi phân tố trong thời gian dt .

ΔV_r - phần thể tích lỗ rỗng của đất giảm trong thời gian dt .

(1) Tính ΔQ_n

Có thể thấy rằng, ở trong một thời điểm, gọi lượng nước thoát ra khỏi mặt trên phân tố là Q , còn lượng nước đi vào mặt dưới của phân tố là Q' .

Do đó, lượng nước thoát ra khỏi phân tố có thể tính theo công thức:

$$\Delta Q_n = Q - Q' \quad (2-64)$$

Ta có: $Q = ki \cdot dFdt = ki dt$ và $Q' = ki' \cdot dFdt = ki' dt$

Và biết: $i' = i + di$

Thay các giá trị trên vào (2-64) và rút gọn ta được:

$$\begin{aligned} \Delta Q_n &= ki \cdot dt - ki' \cdot dt = ki \cdot dt - k(i + di)dt \\ \Delta Q_n &= -kdi \cdot dt \end{aligned} \quad (2-65)$$

Như đã biết: $i = \frac{\partial h}{\partial z}$ mà $h = \frac{u}{\gamma_n}$ nên $i = \frac{1}{\gamma_n} \frac{\partial u}{\partial z}$; Cuối cùng, ta có:

$$di = \frac{1}{\gamma_n} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz \quad (2-66)$$

Thay (2-66) vào (2-65), rút gọn ta được:

$$\Delta Q_n = -\frac{k}{\gamma_n} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dzdt \quad (2-67)$$

(2) Tính ΔV_r

Ở thời điểm (t) thể tích lỗ rỗng của đất là (V_r) và hệ số rỗng là (e); và thời điểm ($t+dt$) thể tích lỗ rỗng của đất là (V'_r) và hệ số rỗng là (e'). Như vậy, thể tích lỗ rỗng giảm, có thể được tính như sau:

$$\Delta V_r = V'_r - V_r = \frac{e'}{1+e'} V' - \frac{e}{1+e} V \quad (2-68)$$

Do khi chịu nén thể tích hạt đất coi không đổi nên ta có:

$$V_h = \frac{1}{1+e} V = \frac{1}{1+e'} V' \rightarrow V' = \frac{1+e'}{1+e} V \quad (2-69)$$

Và với: $e' = e - de = e - \frac{\partial e}{\partial t} dt$

Thay các thừa số trên vào (2-68) và chú ý $dF=1$ ta được:

$$\Delta V_r = \frac{e'}{1+e'} V' - \frac{e}{1+e} V = \frac{e'}{1+e'} \frac{1+e'}{1+e} V - \frac{e}{1+e} V$$

$$\Delta V_r = \left(\frac{e'}{1+e} - \frac{e}{1+e} \right) dF dz = \left(\frac{e - \frac{\partial e}{\partial t} dt}{1+e} - \frac{e}{1+e} \right) dz$$

$$\Delta V_r = - \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} dt dz \quad (2-70)$$

Như đã biết, từ công thức tính hệ số nén lún (a), ta có:

$$a = - \frac{\partial e}{\partial \sigma'} \rightarrow - \partial e = a \partial \sigma' \quad (2-71)$$

Theo mô hình thấm của Terzaghi, thì ta có:

$$u + \sigma' = p = \text{const} \rightarrow - \partial \sigma' = \partial u \quad (2-72)$$

Thay (2-72) vào (2-71) ta được:

$$\partial e = a \cdot \partial u \quad (2-73)$$

Thay (2-73) vào (2-70) ta được:

$$\Delta V_r = - \frac{\frac{\partial e}{\partial t}}{1+e} dz dt = - \frac{a}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} dz dt \quad (2-74)$$

(3) Cân bằng $\Delta Q_n = \Delta V_r$

Cân bằng phương trình (2-67) với (2-74) và biến đổi, ta có:

$$\Delta Q_n = - \frac{k}{\gamma_n} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz dt = \Delta V_r = - \frac{a}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} dz dt$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k(1+e)}{a \gamma_n} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2-75)$$

Đặt: $C_v = \frac{k(1+e)}{a \gamma_n} = \frac{k}{a_0 \gamma_n} = \frac{k}{m_v \gamma_n}$: hệ số cố kết

Kết quả cuối cùng ta được *phương trình vi phân cố kết một chiều* (thẳng đứng) của Terzaghi như sau:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2-76)$$

• *Phương trình vi phân cố kết phẳng:*

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v' \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (2-77)$$

Với: $C'_v = \frac{1+\nu}{2} C_v = \frac{k(1+e)}{2a\gamma_n} (1+\nu)$ và ν : hệ số nở hông của đất

- **Phương trình cổ kết thấm không gian của Rendulic:**

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + C_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2-78)$$

Với: $C_v = \frac{k_r(1+e)}{a\gamma_n}$ và $C_z = \frac{k_z(1+e)}{a\gamma_n}$

Trong đó: r - khoảng cách đến trục z .

C_r - hệ số cổ kết theo chiều xuyên tâm.

C_z - hệ số cổ kết theo chiều thẳng đứng.

k_r, k_z - hệ số thấm của đất theo chiều xuyên tâm và theo chiều thẳng đứng.

VÍ DỤ MINH HOẠ

VÍ DỤ 11

Thí nghiệm thấm với cột nước không đổi một mẫu đất có đường kính tiết diện ngang là 75mm, tổn thất cột nước trên chiều dài mẫu 180mm là 247mm. Lượng nước thu được trong 1 phút là 626ml. **Hãy tính hệ số thấm của đất.**

Bài giải:

* Diện tích tiết diện ngang của mẫu: $F = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3.14 \cdot 7.5^2}{4} = 44.16 \text{ cm}^2$

* Tính hệ số thấm từ công thức, biết: $i = \frac{h}{L} = \frac{247}{180} = 1.372$

$$K = \frac{Q}{iFt} = \frac{626}{1.372 \cdot 44.16 \cdot 1} = 10.332 \text{ cm/phút} = 0.172 \text{ cm/s}$$

VÍ DỤ 12

Thí nghiệm thấm với cột nước giảm dần thu được số liệu: đường kính tiết diện ngang của mẫu 75mm, chiều dài mẫu 150mm; đường kính trong của ống đo áp là 5.2mm, mức nước ban đầu trong ống đo áp là 750mm, mức nước sau 10 phút trong ống đo áp là 250mm. **Hãy tính hệ số thấm.**

Bài giải:

* Diện tích tiết diện ngang của mẫu: $F = \frac{\pi.D^2}{4} = \frac{3.14*7.5^2}{4} = 44.16 \text{ cm}^2$

* Diện tích của ống đo áp: $a = \frac{\pi.d^2}{4} = \frac{3.14*0.52^2}{4} = 0.2122 \text{ cm}^2$

* Tính hệ số thấm từ công thức:

$$K = \frac{a.L}{F(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) = \frac{0.2122*15}{44.16*10} \ln\left(\frac{750}{250}\right) = 7.919*10^{-3} \text{ cm/phút} = 1.32*10^{-4} \text{ cm/s}$$

VÍ DỤ 13

Tiến hành thí nghiệm bằng thấm kế với cột nước không đổi cho một loại đất rời thu được các số liệu như bảng sau:

Lưu lượng nước thu được trong 10 phút (cm ³)	590	574	550	545
Độ chênh mực nước của hai áp kế (mm)	58	56	55	54

Biết rằng đường kính của mẫu là 80mm, khoảng cách giữa các điểm gắn áp kế là 200mm.

Hãy xác định hệ số thấm trung bình của đất.

Bài giải:

* Diện tích tiết diện ngang của mẫu: $F = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.14*8^2}{4} = 50.24 \text{ cm}^2$

* Tính hệ số thấm từ công thức $K_i = \frac{Q_i L}{h_i F t}$ và ghi vào dòng thứ 3 trong bảng số liệu:

Lưu lượng nước thu được trong 10 phút (cm ³)	590	574	550	545
Độ chênh mực nước của hai áp kế (mm)	58	56	55	54
Hệ số thấm (cm/phút)	4.05	4.08	3.98	4.02

* Hệ số thấm trung bình:

$$K = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{4} = \frac{4.05 + 4.08 + 3.98 + 4.02}{4} = 4.03 \text{ cm/phút}$$

VÍ DỤ 14

Một hố móng được đào trong cát hạt trung, cao độ đáy hố móng -3.0m, cao trình mực nước mặt +2.0m. Dùng cọc cừ đóng sâu xuống dưới mặt cát -7.0m để làm tường vây (hình VD14). Khi thi công hố móng cần bơm nước sao cho mực nước trong hố móng luôn bằng cốt đáy hố móng. Biết khối lượng riêng của cát là 2.68 g/cm³, hệ số rỗng e=0.6, hệ số an toàn cho phép [Fs]=2.

Bài giải:

Hệ số an toàn (xói ngầm cơ học) được tính bằng công thức: $F_s = \frac{\gamma_{dn}}{i\gamma_n} = \frac{\rho_{dn}}{i\rho_n}$

* Khối lượng thể tích đẩy nổi:

$$\rho_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \rho_n}{1 + e} = \frac{(\rho_h - 1) \cdot \rho_n}{1 + e}$$

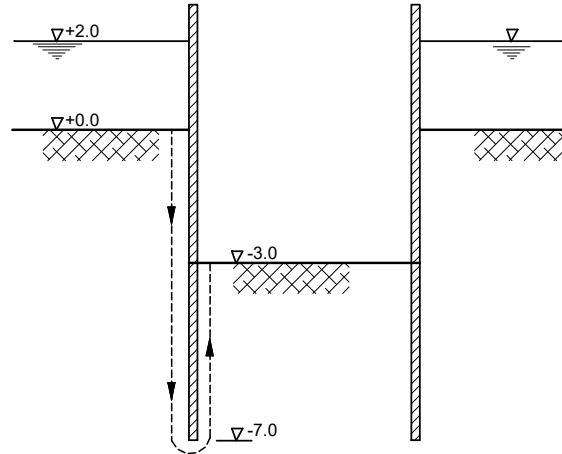
$$\rho_{dn} = \frac{(2.68 - 1) \cdot 1}{1 + 0.6} = 1.05 \text{ g/cm}^3$$

* Gradient thủy lực: $i = \frac{H}{L} = \frac{5}{3 + 4 + 4} = 0.45$

* Hồ sẽ an toàn:

$$F_s = \frac{\rho_{dn}}{i\rho_n} = \frac{1.05}{0.45 \cdot 1} = 2.33$$

Vậy $F = 2.33 > [F_s] = 2 \rightarrow$ Vậy móng an toàn về xói ngầm.



Hình VD14: Sơ đồ hố móng

VÍ DỤ 15

Một hố móng được đào vào nền có hai lớp: lớp trên là sét pha có chiều dày $h_1 = 3\text{m}$, hệ số thấm $k_1 = 4.5 \cdot 10^{-2} \text{ mm/s}$. Lớp dưới là cát hạt trung có hệ số thấm $k_2 = 2.0 \text{ mm/s}$, hệ số rỗng là 0.6 và khối lượng riêng của cát là 2.68 g/cm^3 . Chiều sâu hố móng $h = 4\text{m}$, mực nước mặt +2.0. Tường cọc cứ đóng sâu vào đất 8m. Để thi công hố móng tiến hành bơm hút nước sao cho mực nước trong hố móng luôn giữ ở cao trình cốt mặt đáy móng. Hãy kiểm tra ổn định đối với xói ngầm cơ học ở đáy hố móng do thấm, biết hệ số an toàn $F_s = 2$.

Bài giải:

Trên hình VD15, đường thấm ngắn nhất có tổng độ chênh mực nước là:

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = 6.0\text{m}$$

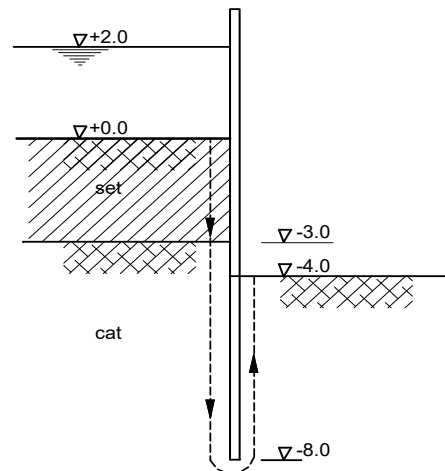
Vận tốc thấm của lớp 1 và lớp 2 như nhau, tức là:

$$v_1 = v_2 \Leftrightarrow K_1 i_1 = K_2 i_2$$

Từ đây ta có:

$$K_1 \frac{\Delta H_1}{L_1} = K_2 \frac{\Delta H_2}{L_2} \Rightarrow \Delta H_1 = \Delta H_2 \frac{K_2 L_1}{K_1 L_2}$$

Chú ý, trong đó: $L_1 = 3.0\text{m}$ và $L_2 = 9.0\text{m}$, vậy ta có:



Hình VD15: Sơ đồ hố móng

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \Delta H_2 \cdot \frac{K_2 L_1}{K_1 L_2} + \Delta H_2 = \Delta H_2 \left(\frac{K_2 L_1}{K_1 L_2} + 1 \right) = \Delta H_2 \left(\frac{2.0 \cdot 3}{4.5 \cdot 10^{-2} \cdot 9} + 1 \right) = 6.0m$$

Suy ra: $\Delta H_2 = 0.38m$

* Khối lượng thể tích đẩy nổi: $\rho_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \rho_n}{1 + e} = \frac{(\rho_h - 1) \cdot \rho_n}{1 + e} = \frac{(2.68 - 1) \cdot 1}{1 + 0.6} = 1.05 \text{ g/cm}^3$

* Hệ số an toàn:

$$F_s = \frac{\gamma_{dn2}}{i_2 \gamma_n} = \frac{\rho_{dn2}}{i_2 \rho_n} = \frac{1.05}{\frac{0.38}{9} \cdot 1} = 24.87 > [F_s] = 2 \rightarrow \text{Vây móng an toàn về xói ngầm.}$$

VÍ DỤ 16

(Olympic – 2003) Hình VD16 là mặt cắt ngang một hố móng sâu, được đào trong nền đất cát có trọng lượng đơn vị thể tích trên mực nước là $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$; còn khi bão hoà $\gamma_{bh} = 19 \text{ kN/m}^3$. Hố móng được bảo vệ bằng tường cừ cách nước hoàn toàn. Nước trong hố móng luôn ổn định ở mức đáy hố do liên tục bơm hút.

- Xác định chiều sâu H (so với mặt đất) của tường cừ để đảm bảo cho đáy hố đào được ổn định (không bị đẩy bùng) với hệ số an toàn $[F_s] = 1.5$.
- Với chiều sâu tường như vậy (đã xác định theo câu a), hãy xác định ứng suất hữu hiệu theo phương đứng trong đất tại các điểm B và D. (lấy gần đúng $\gamma_n = 10 \text{ kN/m}^3$)

Bài giải:

a) Điều kiện ổn định (không đẩy bùng) là ứng suất hiệu quả (do trọng lượng bản thân của đất) phải lớn hơn áp lực nước động (do dòng thấm).

Xét điểm D là điểm nguy hiểm nhất vì:

- Đường thấm ABCD là ngắn nhất, i lớn nhất.

- Ứng suất hiệu quả lấy với $z=1$ đơn vị là nhỏ nhất.

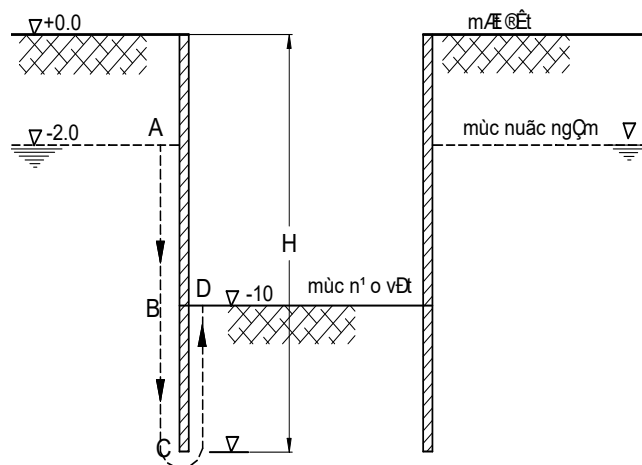
Tại điểm D ta có:

$$\sigma' = (\gamma_{bh} - \gamma_n) \cdot z = (19 - 10) \cdot 1 = 9 \text{ kN/m}^2$$

Độ chênh cột nước áp lực là:

$$\Delta H = 10 - 2 = 8m.$$

Gọi đoạn $BC = x$, thì chiều dài đường thấm là: $8 + 2x$



Hình VD16

Vây gradient thủy lực sẽ là: $i = \frac{8}{8 + 2x}$

Với yêu cầu hệ số an toàn $F_s=1.5$, ta phải có:

$$F_s = \frac{\sigma'}{i\gamma_n} = \frac{9}{\left(\frac{8}{8+2x}\right) * 10} = 1.5 \rightarrow x=2.66m, \text{ lấy tròn là } 3m.$$

Do đó chiều sâu tường cừ cần thiết là: $H = 10 + 3 = 13m$

b) Với chiều sâu tường cừ như vậy, chiều dài đường thấm ABCD sẽ là: $8+3+3=14m$

và gradient thủy lực sẽ là: $i = \frac{8}{14} = 0.57$

Áp lực dòng thấm gây ra là: $j = i\gamma_n z = 0.57 * 10 * 1 = 5.7kN/m^2$

* Ứng suất hiệu quả tại B là: $\sigma_B = 17 * 2 + (19 - 10) * 8 + 5.7 = 111.7kN/m^2$

* Ứng suất hiệu quả tại D là: $\sigma_B = (19 - 10) * 1 - 5.7 = 3.3kN/m^2$

§3 SỨC CHỐNG CẮT CỦA NỀN ĐẤT

I. ĐỊNH LUẬT A.COULOMB VỀ SỨC CHỐNG CẮT

Khi nền đất không chịu nổi tác dụng của tải trọng công trình truyền xuống sẽ xảy ra hiện tượng phá hoại mặt đất bên cạnh công trình bị nứt nẻ, một phần bị đẩy trôi lên, và một khối đất đã bị trượt. Sự trượt của khối đất chính là do các ứng suất cắt τ gây ra. Vì vậy muốn đảm bảo cho nền đất an toàn, khi thiết kế sao cho ứng suất cắt của mọi điểm trong nền đất luôn nhỏ hơn cường độ chống cắt của nền đất.

$$\tau < \tau_f \quad (2-79)$$

Trong đó: τ - ứng suất cắt của nền đất.

τ_f - sức chống cắt của nền đất.

Độ bền chống cắt của đất là giá trị ứng suất chống cắt tối đa hay giới hạn mà đất có thể tạo ra bên trong khối đất trước khi nó bị phá hoại, trong điều kiện xác định sẽ dẫn tới sự hình thành mặt trượt cắt, trên đó có thể xảy ra sự di chuyển trượt tương đối lớn như trượt đất, mái dốc trượt xoay và phá hoại móng.

- *Lý thuyết Coulomb về độ bền chống cắt của đất*

Với một loại đất đã cho, lực dính kháng cắt được giả thiết là hằng số và không phụ thuộc vào ứng suất tác dụng, trong khi sức cản ma sát biến đổi trực tiếp với độ lớn

của ứng suất tác dụng, trong khi sức cản ma sát biến đổi trực tiếp với độ lớn của ứng suất biểu lộ trên bề mặt trượt cắt.

Vào năm 1776, nhà bác học A. Coulomb đã đưa ra phương trình đánh giá độ bền vật liệu như sau:

$$\tau_f = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \quad (2-80)$$

Trong đó: c - lực dính đơn vị.

σ - ứng suất pháp trên mặt trượt.

φ - góc ma sát trong.

Trong thực tế thừa nhận rằng, trong đất bão hoà nước, ứng suất do các hạt đất tiếp nhận là ứng suất hiệu quả (σ'), còn do nước tiếp nhận là áp lực nước lỗ rỗng (u). Độ bền chống cắt liên hệ với ứng suất hiệu quả, vì vậy biểu thức trên được viết lại là:

$$\tau_f = \sigma' \operatorname{tg} \varphi + c' = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi + c' \quad (2-81)$$

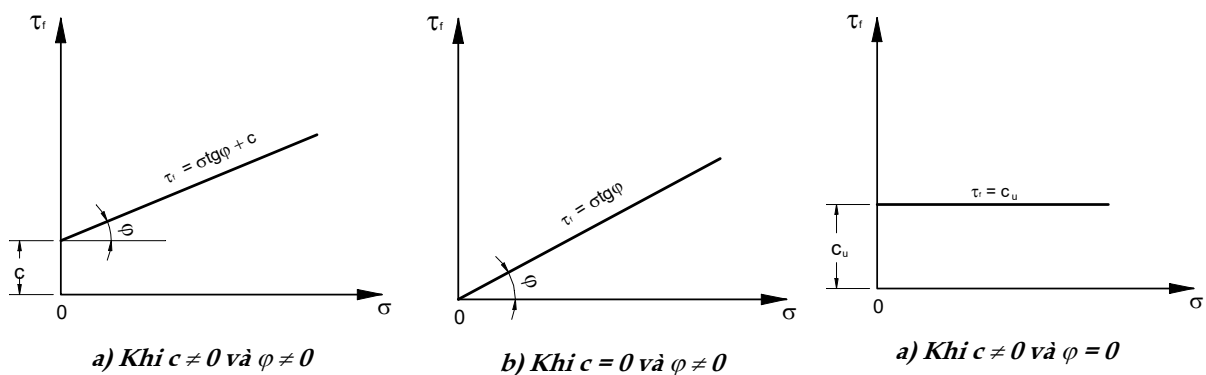
Trong đó: c' - lực dính đơn vị tạo bởi ứng suất hiệu quả.

σ' - ứng suất pháp hiệu quả trên mặt trượt.

u - áp lực nước lỗ rỗng tác động lên mặt trượt.

φ' - góc ma sát trong tạo bởi ứng suất hiệu quả.

Với một loại đất đã cho, các thông số độ bền chống cắt c' và φ' có giá trị là hằng số. Đối với đất cát, bụi vô cơ và các loại sét cổ kết bình thường có $c' \approx 0$. Đối với các loại sét quá cổ kết, trị số $c' > 0$. Các dạng đường sức chống cắt thường gặp cho các loại đất khác nhau thể hiện trên hình 2-16.



Hình 2-16: Các dạng đường sức chống cắt

II. THÍ NGHIỆM CẮT TRỰC TIẾP (DST – DIRECT SHEAR TEST)

1. Giới thiệu chung

Thí nghiệm cắt trực tiếp (*Direct Shear test – DST*), có thể xem như phương pháp dự phòng của thí nghiệm nén ba trục, để xác định sức kháng cắt của đất. Nguyên lý thí nghiệm đơn giản hơn nén ba trục, tuy nhiên, thí nghiệm DST có một số hạn chế khó khắc phục:

- Khó kiểm soát được quá trình thoát nước trong khi thí nghiệm, dẫn đến khó kiểm soát được các thông số sức kháng cắt hoạt động đúng với trạng thái làm việc của đất nền.
- Không xác định được áp lực nước lỗ rỗng.
- Mặt trượt cắt được ấn định mà không cắt theo trạng thái tự nhiên của đất. Hơn nữa ứng suất phân bố trong đất không đồng đều như trạng thái tự nhiên.

Do một số hạn chế nêu trên, nhất là vấn đề thoát nước, nên có một số tranh luận về độ chính xác của kết quả.

Tuy nhiên cắt trực tiếp có một số ưu điểm sau:

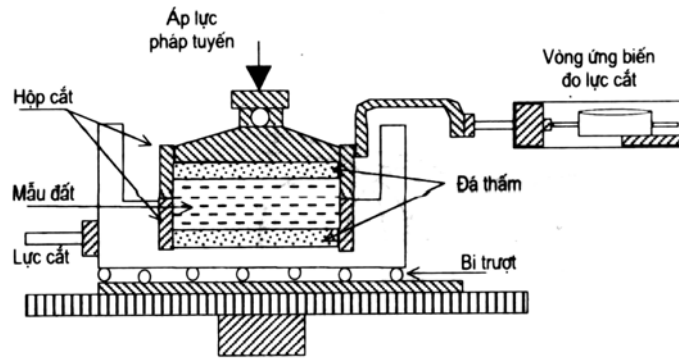
- *Chuẩn bị mẫu và thí nghiệm đơn giản, nhất là đối với đất rời, ở trạng thái ứng suất hữu hiệu.*
- *Có thể thí nghiệm cắt trực tiếp với đất sạn sỏi, khi đó có thể sử dụng dao vòng cắt hình vuông kích thước lớn ($> 150\text{mm}$), mà thí nghiệm nén ba trục khó có thể thực hiện.*
- *Có thể cắt trực tiếp ở một khoảng chuyển vị ngang rất rộng để xác định được sức kháng cắt ở trạng thái xáo động (đất đã phá hỏng).*

Vì lý do nêu trên, mặc dù nén ba trục là thí nghiệm cắt chủ đạo, được áp dụng rộng rãi, song cắt trực tiếp vẫn được sử dụng cho các công trình thông thường với các loại đất cần thông số ở trạng thái ứng suất kiểm soát được. (*Chi tiết qui định và các bước tiến hành của thí nghiệm cắt trực tiếp có thể tham khảo Tiêu chuẩn ASTM D 3080*).

2. Thiết bị thí nghiệm

Sơ đồ nguyên lý, cho thiết bị thí nghiệm cắt trực tiếp hoặc thí nghiệm Casagrande, được thể hiện trong hình (2-17).

Hộp cắt bao gồm hai thớt trên và dưới, hình vuông hoặc tròn, có đường kính chuẩn trong khoảng $60 \div 80\text{mm}$ và chiều cao khoảng 20mm .



Hình 2-17: Sơ đồ thiết bị cắt trực tiếp

Hộp cắt được đặt trên khung đỡ có thể chuyển động tự do trên bi trượt, đồng thời gắn chặt với thớt cắt dưới. Khung được tác động bởi lực cắt chuyển động theo vận tốc không chế được.

Thớt cắt bên trên gắn với hệ đo lực cắt (T) bằng vòng ứng biến có đồng hồ đo ứng suất cắt (τ).

Mẫu được đặt vào hộp cắt (giữa hai thớt cắt) với hai bản đá thấm xốp đệm trên và dưới.

Thiết bị tăng tải (N), tạo thành áp lực pháp tuyến (σ), hoạt động qua hệ thống Piston hoặc chất tải bằng quả cân.

3. Chuẩn bị mẫu

a) Với mẫu nguyên dạng

Với hộp cắt chuẩn ta cần có các dao vòng dùng để cắt đất. Mẫu đất nguyên dạng lấy từ hiện trường thường có đường kính từ $80 \div 100\text{mm}$. Cắt một khoang đất có chiều cao khoảng 25mm và lưu ý cần loại bỏ phần xáo động ở hai đầu hộp mẫu. Ấn dao vòng cắt vào khoang đất đó, sao cho đất phải nhô khỏi lưỡi cắt. Dùng một con dao con cắt và gạt phẳng hai mặt mẫu trong dao vòng.

Cần chuẩn bị ít nhất 3 mẫu thí nghiệm vào 3 dao vòng cắt như cách thức nêu trên. Các dao vòng đất cần đem cân để xác định trọng lượng mẫu để xác định dung trọng và độ ẩm trước rồi sau đó được lắp vào hộp cắt có hai bản đá xốp đệm hai đầu.

b) Với mẫu xáo động

Đất xáo động được đầm chặt trong cối đầm tiêu chuẩn, sử dụng phương pháp đầm tĩnh hoặc động. Dùng dao vòng cắt đất từ mẫu đầm chặt theo phương thức tương

tự như trên. Một cách thức khác cũng được sử dụng là mẫu được đầm chặt trực tiếp trong hộp cắt. Cần xác định chính xác dung trọng đất chế bị. Cũng có thể sử dụng chày đầm hoặc đầm rung để chế bị mẫu đến mật độ cần thiết.

4. Tiến hành thí nghiệm

a) Thí nghiệm sơ đồ cắt nhanh, không thoát nước

(UU – Unconsolidate-Undrain)

Sau khi mẫu thí nghiệm đặt vào hộp cắt, cho tác dụng lực thẳng đứng (N) để xác định cấp áp lực pháp tuyến đầu tiên (σ_1). Cho hộp cắt ngập nước và kiểm tra các thiết bị đo.

Tác động lực cắt ngang (T) chuyển động với vận tốc cắt khoảng 1.25mm/phút và cho chuyển vị liên tục trong khoảng 9mm. Số đo ứng suất cắt được đọc ở đồng hồ gắn với vòng ứng biến theo từng khoảng chuyển vị bằng nhau.

Phương pháp tiến hành tương tự như trên cho 3 mẫu đất thí nghiệm với các cấp áp lực pháp tuyến khác nhau.

Việc lựa chọn các cấp áp lực pháp tuyến (σ) tùy thuộc vấn đề cần giải quyết. Thông thường người ta lựa chọn: $\sigma_1 = \sigma_0$ (áp lực cột đất), $\sigma_2 = 2.\sigma_0$ và $\sigma_3 = 3.\sigma_0$. Nếu gọi tiết diện mẫu thí nghiệm là (F), lực nén thẳng đứng là (N) và lực cắt là (T), ta xác định được các ứng suất:

$$\tau = \frac{T}{F} \quad \text{và} \quad \sigma = \frac{N}{F} \quad (2-82)$$

Cần lưu ý hiệu chỉnh tiết diện (F) khi có sự chuyển vị ngang tương đối (ε), giữa hai thớt cắt trong quá trình cắt, để xác định các ứng suất nêu trên.

Nếu muốn xác định ứng suất cắt dư (*residual stress*), để giải quyết vấn đề trượt đất, sau khi đất đã bị cắt với độ chuyển vị lớn, ta cho hộp cắt về vị trí ban đầu rồi tiến hành chuyển động cắt. Để tương tự hoá một mặt cắt phẳng nhẵn, người ta có thể dùng dao cắt đôi mẫu thành hai nửa trùng với 2 thớt của hộp cắt.

Sơ đồ này được xem như cắt đất ở trạng thái không cố kết, không thoát nước – UU, để cung cấp thông số sức kháng cắt ở ứng suất tổng.

b) Thí nghiệm sơ đồ cắt nhanh, cố kết, không thoát nước

(CU – Consolidate-Undrain)

Toàn bộ quá trình từ chuẩn bị đến thí nghiệm cắt làm tương tự như trên, ngoại trừ các dao vòng mẫu thí nghiệm cho cố kết theo từng cấp áp lực pháp tuyến dự kiến trước khi tiến hành thí nghiệm cắt. Trong quá trình cố kết có thể tiến hành đo độ biến đổi chiều cao mẫu đất theo từng khoảng thời gian, như là thí nghiệm nén cố kết.

Sơ đồ này được xem như cắt ở trạng thái cố kết nhưng không thoát nước – CU, tuy rằng không thể đo được áp lực nước lỗ rỗng.

c) Thí nghiệm sơ đồ cắt chậm, thoát nước

(CD – Consolidate-drain)

Thí nghiệm được tiến hành cho các bước chuẩn bị như thí nghiệm cố kết, cắt nhanh. Riêng trong quá trình thao tác cắt đất cần tiến hành đủ chậm để nước có thể thoát ra. Tùy theo loại đất và khả năng của thiết bị mà chọn vận tốc cắt cho phù hợp. Sơ đồ thí nghiệm này có thể được xem như cắt đất ở trạng thái cố kết, thoát nước – CD, cung cấp thông số ứng suất hữu hiệu.

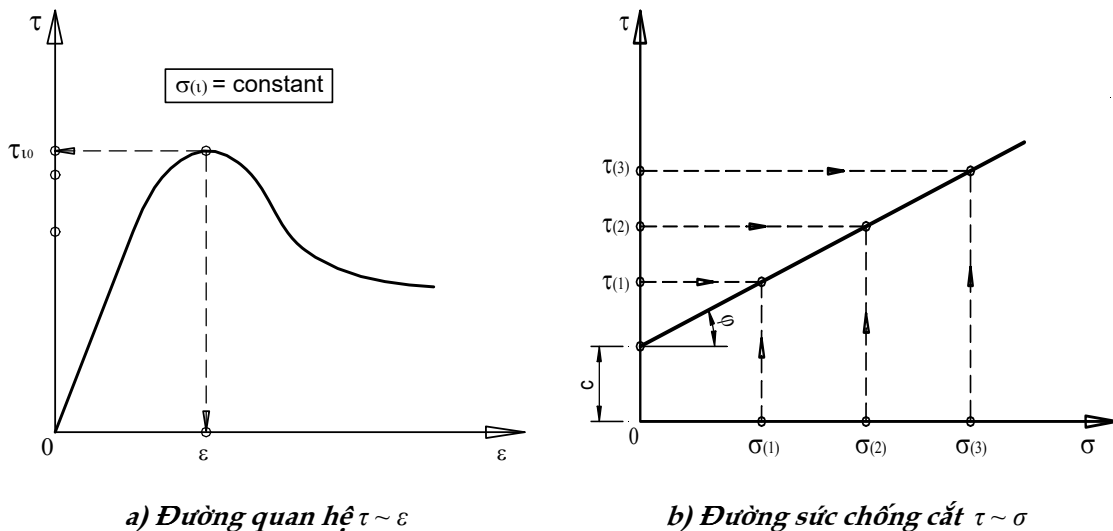
Với các loại đất rời, có khả năng thoát nước tốt như cát, thì cắt trực tiếp luôn theo sơ đồ thoát nước.

5. Trình bày kết quả thí nghiệm

Kết quả thí nghiệm cắt trực tiếp được thể hiện dưới dạng hai biểu đồ (hình 2-18).

Biểu đồ biến thiên sức kháng cắt (τ) theo chuyển vị (ε) ở từng cấp áp lực pháp tuyến (σ) không đổi. Giá trị sức kháng cắt cực đại trên đường cong là giá trị (τ) tương ứng với cấp áp lực pháp tuyến đó. Ít nhất ba mẫu đất cần tiến hành cho một thí nghiệm và khi đó ta có ba cặp tương ứng $\tau_1 \sim \sigma_1$; $\tau_2 \sim \sigma_2$; $\tau_3 \sim \sigma_3$.

Biểu đồ sức chống cắt (Coulomb) thể hiện mối quan hệ của các cặp ứng suất nêu trên, hình (2-18).



Hình 2-18: Biểu đồ từ kết quả thí nghiệm cắt trực tiếp

Qua đường sức chống cắt $\tau \sim \sigma$ ta dễ dàng xác định được các thông số φ ; c . Với:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau_2 - \tau_1}{\sigma_2 - \sigma_1} \quad (2-83a)$$

$$c = \tau_1 - \sigma_1 \operatorname{tg} \varphi \quad (2-83b)$$

Trong trường hợp các điểm tạo ra từ các cặp (σ, τ) không cùng nằm trên một đường thẳng thì khi đó các đặc trưng chống cắt được tính theo công thức sau:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{n \sum_1^n \tau_i \sigma_i - \sum_1^n \tau_i \sum_1^n \sigma_i}{n \sum_1^n \sigma_i^2 - \left(\sum_1^n \sigma_i \right)^2} \quad (2-84a)$$

$$c = \frac{\sum_1^n \tau_i \sum_1^n \sigma_i^2 - \sum_1^n \sigma_i \sum_1^n \tau_i \sigma_i}{n \sum_1^n \sigma_i^2 - \left(\sum_1^n \sigma_i \right)^2} \quad (2-84b)$$

Tuỳ theo các điều kiện thí nghiệm của các sơ đồ cắt nêu trên mà ta có thể xác định được các thông số sức kháng cắt ở trạng thái ứng suất tổng hay hữu hiệu:

- Với sơ đồ cắt nhanh (UU): thí nghiệm dùng để xác định độ bền không thoát nước c_u và chỉ thích hợp đối với đất sét bão hoà nước (khi $\varphi_u = 0$).
- Với sơ đồ cắt nhanh, cố kết (CU): thí nghiệm theo sơ đồ này xác định được các thông số ứng suất có hiệu c' và φ' , các thông số ứng với điều kiện không thoát nước φ_{cu} và c_{cu} .
- Với sơ đồ cắt chậm (CD): thí nghiệm theo sơ đồ này xác định được các thông số độ bền cắt thoát nước φ' và c' .

III. THÍ NGHIỆM NÉN BA TRỤC (TCT – TRIAXIAL COMPRESSION TEST)

1. Giới thiệu chung

Thí nghiệm nén ba trục (*Triaxial Compression Test* – TCT), được tiến hành để xác định sức kháng cắt của đất loại sét trên mẫu đất nguyên dạng. Thí nghiệm có thể thực hiện cho nhiều sơ đồ khác nhau, phù hợp với các điều kiện làm việc thực tế của nền đất dưới tải trọng. Việc lựa chọn sơ đồ thí nghiệm phụ thuộc vào các điều kiện chất tải, thoát nước và phương pháp phân tích nền móng.

Chi tiết qui định và các bước tiến hành thí nghiệm TCT có thể tham khảo tiêu chuẩn ASTM D 2850.

2. Chuẩn bị mẫu

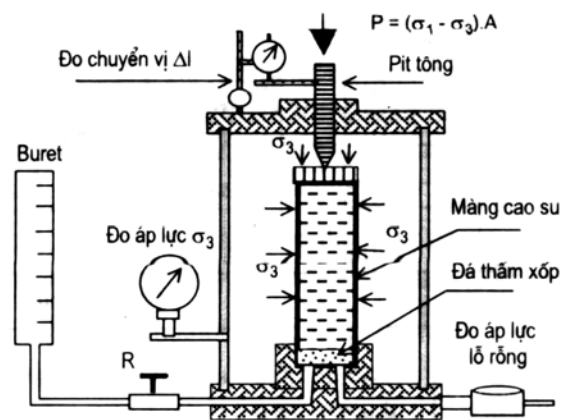
Thỏi mẫu được chế bị mẫu đất nguyên dạng đựng trong hộp mẫu, thường có đường kính 100mm. Thông thường cần 3 đến 4 thỏi mẫu, có chiều cao bằng 2 lần đường kính, sử dụng cho một thí nghiệm. Với phương thức nén nhiều giai đoạn (*multistage procedure*) chỉ cần một thỏi chế bị. Khi thỏi mẫu được chế bị xong cần bọc ngay bằng màng cao su, đặt các tấm kính vào hai đầu và để vào một chậu thuỷ tinh đầy kín nắp. Với đất hạt mịn (sét) đường kính thỏi mẫu từ 35 ~ 40mm. Với đất có hạt trung, đất đắp chế bị trước có thể dùng một thỏi mẫu đường kính 100mm (hoặc dùng cả mẫu nguyên dạng) để thí nghiệm.

3. Thiết bị và vận hành thí nghiệm

Mẫu đất thí nghiệm được bọc kín bằng màng cao su mỏng đàn hồi và một (hoặc cả hai đầu) có các đệm đá thấm, rồi lắp đặt vào trong một hộp gọi là hộp nén ba trục. Hộp nén ba trục được bơm đầy nước và có thiết bị điều chỉnh để tạo ra một áp lực nước σ_3 ($\sigma_2 = \sigma_3$) tác động vào thành lõi. Áp lực σ_3 được đo bằng đồng hồ áp lực.

Mặt khác, thỏi đất còn được tác dụng một áp lực thẳng đứng thông qua thiết bị piston để tạo ra tải trọng tác dụng P . Thiết bị đo lực là vòng ứng biến với thiên văn kế. (Hình 2-19).

Chuyển vị thẳng đứng của thỏi mẫu ΔL được đo bằng thiên văn kế gắn với piston nén. Một khoá R, cho phép đóng hoặc mở đường thoát nước lỗ rỗng từ trong thỏi mẫu qua đá thấm, tùy theo sơ đồ thí nghiệm. Cũng qua khoá R cho phép đo áp lực nước lỗ rỗng của đất bão hoà nước, khi lắp đồng hồ đo. Khi khoá R mở có thể đo được lượng nước thoát ra. Khi cần đo áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình thí nghiệm thì các thiết bị phải cho bão hoà nước.



Hình 2-19: Thiết bị thí nghiệm nén ba trục

Phương thức thí nghiệm: ấn định một áp lực σ_3 ở buồng nén, rồi vận hành để tăng lực thẳng P lên thỏi mẫu, đồng thời đo chuyển vị thẳng đứng của thỏi mẫu theo từng cấp độ lực tăng dần đều đến khi thỏi mẫu bị phá hỏng. Các ứng suất chính có

thể xác định là σ_1 và σ_3 . Ứng suất σ_3 tác động lên cả đỉnh thỏi mẫu. Gọi P là lực piston tác động lên mẫu, và F là tiết diện của thỏi mẫu, ta có:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{P}{F} \quad (2-85)$$

4. Các sơ đồ thí nghiệm nén ba trục

a) Thí nghiệm không cố kết, không thoát nước

(UU – Unconsolidate-Undrain)

Đây là sơ đồ thí nghiệm đơn giản, vận hành nhanh, giá thành rẻ và thông dụng nhất của thí nghiệm nén ba trục. Kết quả sức kháng cắt xác định được là ở trạng thái ứng suất tổng. Sau khi gia tải buông áp lực, tiến hành thí nghiệm bằng cách gia tải đột ngột, tăng nhanh (trong khoảng 10~15 phút) độ chênh lệch ứng suất làm cho nước không kịp thoát ra và không đo áp lực nước lỗ rỗng.

(1) Vận hành thí nghiệm

- Thỏi mẫu được bọc kín bằng màng cao su, đặt vào bộ nén trong hộp nén, đẩy lên cho tiếp xúc trực tiếp tạo lực. Bơm đầy nước vào hộp nén đến một áp lực dự kiến (σ_3) bằng máy nén khí hoặc cột thủy ngân. Tác động lực thẳng đứng P để đẩy piston xuống đến khi chạm mặt trên thỏi mẫu bằng quay tay hoặc động cơ.
- Vận tốc tác dụng đúng khoảng 2% của biến dạng tương đối (ε) trên một phút. Đo lực bằng đồng hồ biến dạng của vòng ứng biến bằng tần suất đo ban đầu khoảng 0.5% đến 3% của biến dạng tương đối (ε) đọc một lần. Sau đó cứ 1% biến dạng tương đối (ε) đọc một lần cho tới khi lõi đất bị phá hỏng, hoặc qui ước tổng biến dạng tương đối (ε) đạt tới 20%.
- Biến dạng tương đối ($\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$) trong đó ΔL : là độ chuyển vị thỏi đất khi nén; và L : là chiều cao ban đầu của thỏi đất.

(2) Tính toán thông số

- Tiết diện thỏi mẫu cần được tính toán ở từng khoảng biến dạng tương đối ghi được theo biểu thức:

$$F_i = \frac{F_0}{1 - \varepsilon} \quad (2-86)$$

Trong đó: F_i - tiết diện biến đổi theo từng khoảng biến dạng.

F_0 - tiết diện thử mẫu ban đầu.

ε - biến dạng tương đối $\varepsilon = \Delta L / L$.

- Ứng suất chính thẳng đứng σ_1 được tính toán theo biểu thức:

$$\sigma_{1i} = \frac{P_i}{F_i} + \sigma_{3i} \quad (2-87)$$

Trong đó: P_i - lực dính đơn vị tạo bởi ứng suất hiệu quả.

F_i - tiết diện biến đổi theo từng khoảng biến dạng tương đối.

σ_{3i} - áp lực buồng nén.

- Ứng suất chính nằm ngang σ_{3i} được xác định bằng đồng hồ áp lực ở buồng nén.

Việc lựa chọn áp lực buồng nén σ_3 phụ thuộc vào loại đất, đặc biệt là chủ đề phân tích. Giá trị đại diện thường được chọn là một giá trị $\sigma_{3(1)} = \sigma_0$; $\sigma_{3(2)} = \sigma_0 + 100$ (kN/m²) và $\sigma_{3(3)} = \sigma_0 + 200$ (kN/m²), (trong đó σ_3 là áp lực cột đất ở chiều sâu lấy mẫu).

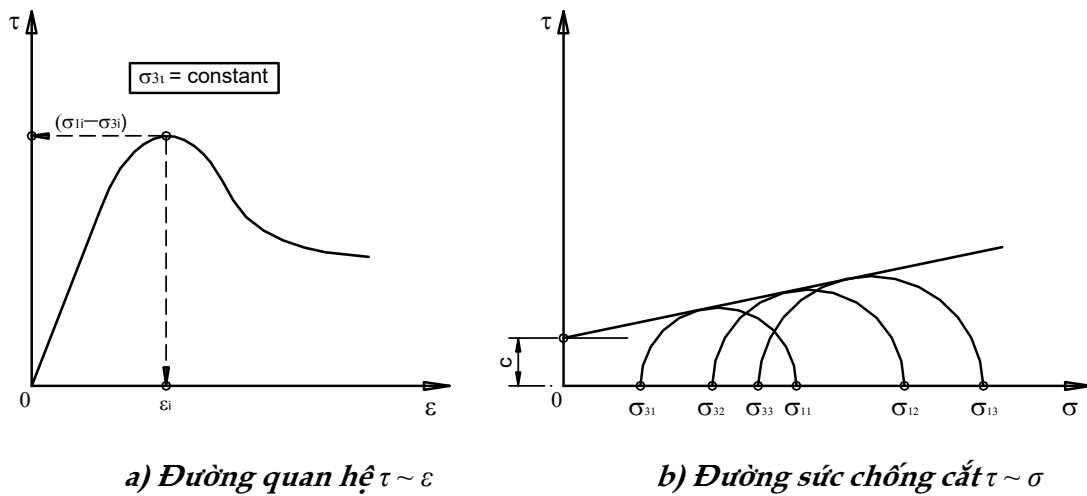
(3) Trình bày kết quả

Kết quả thí nghiệm được thể hiện dưới hai dạng đường: Biểu đồ đường ứng suất, biến dạng $\tau \sim \varepsilon$ của các thử mẫu. Biểu đồ sức chống cắt thể hiện mối quan hệ $\tau \sim \varepsilon$ qua vòng tròn Mohr, hình 2-20.

b) Thí nghiệm cố kết, không thoát nước, đo áp lực nước lỗ rỗng

(CU – Consolidate-undrain)

Các quá trình từ chuẩn bị mẫu, lắp đặt và thí nghiệm về nguyên tắc tương tự như sơ đồ trên. Trước tiên gia tải cho buồng áp lực tới một giá trị xác định để cho mẫu được cố kết với sự thoát nước hoàn toàn. Khi áp lực nước lỗ rỗng bị tiêu tan hoàn toàn trở lại giá trị ban đầu thì đóng van thoát nước đồng thời tăng ứng suất chính σ_1 . Bây giờ có thể đo áp lực nước lỗ rỗng qua ống nối ở đáy buồng áp lực. Các thao tác cụ thể như sau:



Hình 2-20: Biểu đồ từ kết quả thí nghiệm nén ba trục

- Khi thổi mẫu lắp đặt vào buồng nén, tác dụng áp lực buồng nén σ_3 và để cho mẫu cố kết và mở van R để nước thoát ra. Trong quá trình đợi thổi mẫu cố kết cần tiến hành đo mức độ cố kết theo thời gian tương tự như nén một trục.
- Khi độ cố kết ở cấp áp lực buồng nén σ_3 đạt được thì lắp thiết bị đo áp lực lỗ rỗng vào vị trí van khoá R, khi nước lỗ rỗng trong thổi mẫu thí nghiệm thoát ra được đo ở đây. Thí nghiệm được tiến hành bình thường như sơ đồ trên và có đo thêm áp lực nước lỗ rỗng.
- Ngoài hai biểu đồ thể hiện hai loại đường cong như nêu trên, còn vẽ thêm đường cong áp lực nước lỗ rỗng theo biến dạng tương đối.
- Kết quả nhận được theo sơ đồ này là sức kháng cắt theo hai trạng thái:
 - *Đặc trưng sức kháng cắt cố kết không thoát nước: c_{cu} và φ_{cu} sử dụng cho thiết kế đắp đất theo giai đoạn trên nền đất yếu.*
 - *Đặc trưng sức kháng cắt cố kết, thoát nước: c' và φ' phân tích ổn định dài hạn.*

c) Thí nghiệm cố kết, thoát nước
(CD – Consolidate-drain)

Mẫu đất được chuẩn bị tương tự như sơ đồ thí nghiệm CU. Tiến hành gia tải cho buồng áp lực tới một giá trị nào đó, tăng trị số ứng suất chính thẳng đứng σ_1 để nước trong lỗ rỗng thoát ra hoàn toàn, trong điều kiện giữ sao cho áp lực nước lỗ rỗng luôn không đổi. Cụ thể một số điểm khác biệt so với sơ đồ CU như sau:

- Khi cố kết xong, trước khi thí nghiệm, van R được mở để nước thoát ra trong quá trình thí nghiệm.
- Vận tốc cắt phải đủ chậm để nước lỗ rỗng có thể thoát ra trong quá trình cắt. Vận tốc này lấy vận tốc biến dạng tương đối theo kinh nghiệm tùy thuộc loại đất.
- Đặc trưng sức kháng cắt nhận được, theo sơ đồ thí nghiệm này, ở trạng thái ứng suất hữu hiệu với các thông số: c' và φ' .

Trước khi tăng ứng suất chính dọc trục σ_1 và sau khi cố kết, diện tích tiết diện ngang của mẫu xác định theo công thức:

$$F = F_0 \frac{1 - \varepsilon_V}{1 - \varepsilon_L}; \quad (2-88)$$

Khi thí nghiệm không thoát nước thì $\Delta V = 0$, nên ta có:

$$F = \frac{F_0}{1 - \varepsilon_L} \quad (2-89)$$

Trong đó: $\varepsilon_V = \frac{\Delta V}{V_0}$ và $\varepsilon_L = \frac{\Delta L}{L_0}$

F_0 - diện tích tiết diện ban đầu của mẫu.

V_0, L_0 - thể tích và chiều cao ban đầu của mẫu.

$\Delta V, \Delta L$ - độ giảm thể tích và chiều cao của mẫu.

Sử dụng vòng tròn Mohr ứng suất để biểu diễn ba trạng thái ứng suất trên đồ thị. Đường sức chống cắt là đường thẳng tiếp xúc với cả ba vòng tròn Mohr ứng suất.

Trong thực tế ít có ba vòng tròn có đường thẳng tiếp tuyến chung. Do vậy sử dụng phương pháp bình phương nhỏ nhất để xác định:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{A-1}{2\sqrt{A}} \quad \text{và} \quad c = \frac{\sigma_0}{2\sqrt{A}} \quad (2-90)$$

Với:

$$A = \frac{n \sum_{i=1}^n \sigma_{1i} \sigma_{3i} - \sum_{i=1}^n \sigma_{1i} \sum_{i=1}^n \sigma_{3i}}{n \sum_{i=1}^n \sigma_{3i}^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{3i} \right)^2} \quad (2-91a)$$

$$\sigma_0 = \frac{n \sum_{i=1}^n \sigma_{3i}^2 \sigma_{1i} - \sum_{i=1}^n \sigma_{3i} \sum_{i=1}^n \sigma_{1i} \sigma_{3i}}{n \sum_{i=1}^n \sigma_{3i}^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{3i} \right)^2} \quad (2-91b)$$

IV. ĐIỀU KIỆN CÂN BẰNG MORH-RANKINE

Như đã biết từ môn Sức bền vật liệu, khi ứng suất cắt theo tất cả các phương còn nhỏ $\tau < \tau_f$ thì đất ở đó ở trạng thái an toàn. Vòng tròn Mohr ứng suất ở điểm đó nằm dưới đường sức chống cắt. Nếu có một điểm trong nền, ứng suất cắt đã gây ra trượt theo một phương nào đó, có nghĩa $\tau = \tau_f$ thì vòng tròn Mohr ứng suất sẽ tiếp xúc với đường sức chống cắt tại một điểm – gọi là điều kiện cân bằng giới hạn (hình 2-21).

1. Điều kiện cân bằng Mohr-Rankine

Theo lý thuyết về vòng tròn Mohr ứng suất. Nếu đã biết giá trị của hai ứng suất chính lớn nhất σ_1 và σ_3 ở một điểm trong nền đất, dùng hai ứng suất này vẽ được vòng tròn Mohr như hình 2-21. Ở trạng thái cân bằng giới hạn, tại một điểm đang xét sẽ có $\tau = \tau_f$. Rankine đặt vấn đề tìm xem một điểm ở trạng thái cân bằng giới hạn sắp xảy ra sự trượt thì biểu hiện quan hệ giữa các ứng suất ở điểm đó như thế nào?

Xét một điểm M trong nền đất. Giả sử ở đây có hiện tượng trượt tức $\tau = \tau_f$, và ở đó có các ứng suất chính σ_1 và σ_3 nên có thể vẽ được vòng tròn Mohr ứng suất. Vòng tròn Mohr sẽ tiếp xúc với đường $\tau_f = \sigma \cdot \tan \varphi + c$ tại điểm D.

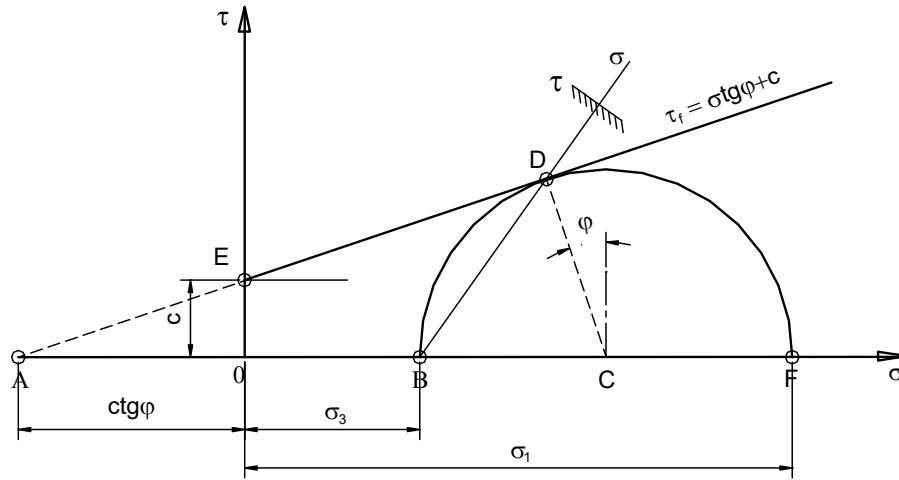
Ta có thể viết đẳng thức sau:

$$\begin{aligned} \sin \varphi &= \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC} = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + c \cdot \cot \varphi} \\ \sin \varphi &= \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \cot \varphi} \end{aligned} \quad (2-92)$$

Khi $c = 0$ (đất cát) thì công thức (2-92) viết lại thành:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (2-93)$$

Biểu thức (2-92) là “Điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Rankine” của một điểm biểu hiện qua những ứng suất chính tác dụng tại điểm đó trong đất. Có nghĩa là, nếu các ứng suất chính tại một điểm nào đó thỏa mãn điều kiện (2-92) thì ở điểm đó có hiện tượng đất bắt đầu bị trượt.



Hình 2-21: Vòng tròn Mohr-Rankine ở trạng thái cân bằng giới hạn

Công thức (2-92) có thể viết thành:

$$\sigma_1(1 - \sin \varphi) = \sigma_3(1 + \sin \varphi) + 2c \cdot \cos \varphi$$

Chia cả hai vế cho $(1 - \sin \varphi)$, ta được:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} + 2c \frac{\cos \varphi}{(1 - \sin \varphi)}$$

Biến đổi lượng giác, biết rằng:

$$\frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} = \frac{\sin 90^\circ + \sin \varphi}{\sin 90^\circ - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\frac{\cos \varphi}{(1 - \sin \varphi)} = \frac{\sin(90^\circ - \varphi)}{\sin 90^\circ - \sin \varphi} = \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Vậy:
$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2-94)$$

Điều kiện cân bằng giới hạn còn được biểu diễn qua quan hệ giữa các ứng suất thành phần theo một trục tọa độ (XOY). Như đã biết, các ứng suất chính được tính theo ứng suất trục như sau:

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_Z + \sigma_X}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_Z - \sigma_X}{2} \right)^2 + \tau_{ZX}^2} \quad (2-95)$$

Thay (2-95) vào (2-92) ta được:

$$\sin^2 \varphi = \frac{(\sigma_Z - \sigma_X)^2 + 4\tau_{ZX}^2}{(\sigma_Z + \sigma_X + 2c \cdot \cot g \varphi)^2} \quad (2-96)$$

2. Xác định phương của mặt trượt

Nếu ta nối điểm B với D thì theo phương pháp của Morh đây là phương của ứng suất pháp σ tác dụng thẳng góc với mặt trượt và làm với phương của ứng suất chính lớn nhất σ_3 một góc $= 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$. Do đó ứng suất tiếp nằm trên mặt trượt hợp với phương của ứng suất chính σ_1 một góc $= 90 - \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$. Do đối xứng nên có hai mặt trượt hợp với phương ứng suất chính lớn nhất các góc: $\pm \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$.

V. CÁC NHÂN TỐ ẢNH HƯỞNG ĐẾN SỨC CHỐNG CẮT

1. Thành phần khoáng, hình dạng cấp phối hạt

Đối với đất cát thì vai trò của hình dạng và cấp phối hạt rất đáng kể, hạt càng to, hình dạng càng gồ ghề thì cường độ chống cắt càng lớn.

Đối với đất sét, yếu tố thành phần khoáng có ảnh hưởng lớn hơn cả, chính thành phần khoáng quyết định chiều dày và độ nhớt của lớp nước màng mỏng xung quanh hạt, do đó ảnh hưởng đến lực dính và cường độ chống cắt của đất.

2. Áp lực có hiệu theo chiều pháp tuyến

Ở đất cát, yếu tố chính tạo thành cường độ chống cắt là lực ma sát, mà ma sát tỉ lệ với áp lực, tức là ứng suất pháp có hiệu.

Ở đất sét, cường độ chống cắt chủ yếu do lực dính tạo thành, áp lực có hiệu tác dụng làm tăng liên kết dính giữa các hạt đất sét, do đó cường độ chống cắt của đất tăng lên.

3. Độ chặt ban đầu (đối với đất cát)

Đối với đất cát chặt thì lực ma sát và lực hút giữa các hạt đều lớn, do đó cường độ chống cắt của các đất này cũng lớn. Ở các đất cát rời, thì trái lại, các lực ma sát và lực hút giữa các hạt đều bé và do đó cường độ chống cắt của các đất này bé hơn.

4. Độ ẩm (đối với đất sét)

Đối với đất cát, các thí nghiệm chỉ ra rằng, góc ma sát trong giữa các hạt đất khi khô và khi ướt khác nhau rất ít (chỉ khoảng $1 \sim 2^\circ$), nên ảnh hưởng của độ ẩm đến cường độ chống cắt là rất nhỏ.

Đối với đất sét, 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 xuống và cường độ chống cắt sẽ bé đi. Độ ẩm của đất sét gắn liền với tình hình tăng tải, tình hình thoát nước và quá trình cố kết, nên những nhân tố này đều có ảnh hưởng đến cường độ chống cắt của các đất này.

VÍ DỤ MINH HOẠ

VÍ DỤ 17

Trong một thí nghiệm ba trục cố kết - không thoát nước cho một mẫu đất sét cố kết bình thường tại áp lực buồng 150 kN/m^2 , độ lệch ứng suất cực hạn là 260 kN/m^2 và áp lực nước lỗ rỗng cực hạn là 50 kN/m^2 .

Hãy vẽ đường bao độ bền chống cắt thích đáng và xác định các thông số tương ứng khác khi:

a) $\varphi_u = 0$

b) $c' = 0$

Bài giải:

a) Trường hợp $\varphi_u = 0$: theo đầu bài, ta có: $\sigma_3 = 150 \text{ kN/m}^2$; và $\Delta\sigma = 260 \text{ kN/m}^2$

Vậy: $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma = 410 \text{ kN/m}^2$

Đường sức chống cắt trong trường hợp $\varphi_u = 0$ là một đường nằm ngang, do đó có thể tính

được c_u :
$$c_u = \frac{\Delta\sigma}{2} = 130 \text{ kN/m}^2$$

b) Trường hợp $c' = 0$, theo kết quả từ phần trên, có thể tính các ứng suất hiệu quả:

$$\sigma_3' = \sigma_3 - u = 150 - 50 = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1' = \sigma_1 - u = 410 - 50 = 360 \text{ kN/m}^2$$

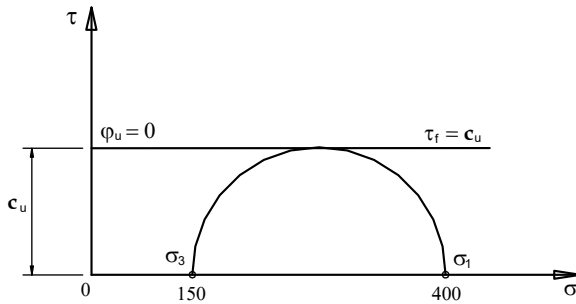
* Cách 1: Theo điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Rankine:

$$\sigma_1' = \sigma_3' \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) + 2c' \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

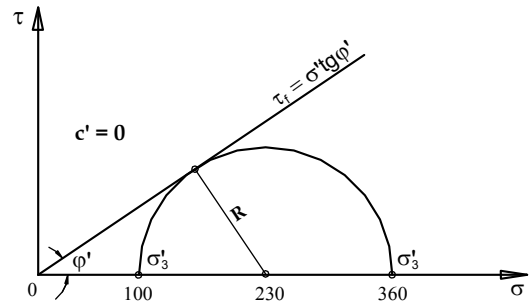
$$360 = 100 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \rightarrow \text{rút ra được } \varphi' = 34^\circ$$

*** Cách 2:** Từ hình b – VD16, ta thấy do $c' = 0$, nên đường sức chống cắt đi qua gốc toạ độ, nên ta có:

$$\sin \varphi' = \frac{R}{T} = \frac{\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}}{\sigma_3' + \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}} = \frac{360 - 100}{100 + \frac{360 - 100}{2}} = 0.5652 \rightarrow \text{kết quả } \varphi' = 34^\circ$$



a) Trường hợp $\varphi_u = 0$



b) Trường hợp $c' = 0$

Hình VD17: Đường sức chống cắt của đất

VÍ DỤ 18

Các thông số độ bền chống cắt của một đất sét cổ kết bình thường tìm được là $c' = 0$ và $\varphi' = 26^\circ$. Thí nghiệm ba trục tiến hành cho 3 mẫu đất cho kết quả như sau:

- Thí nghiệm 1: Mẫu đất được cố kết dưới một ứng suất đẳng hướng là 200 kN/m^2 và giai đoạn đặt tải trọng dọc trục thì không thoát nước. *Hãy xác định độ lệch ứng suất cực hạn nếu áp lực nước lỗ rỗng cuối cùng đo được là 50 kN/m^2 .*
- Thí nghiệm 2: Mẫu được cố kết dưới một ứng suất đẳng hướng là 200 kN/m^2 và giai đoạn đặt tải trọng dọc trục thì cho thoát nước với áp lực lùn lại giữ bằng không. *Hãy tính độ lệch ứng suất cực hạn.*
- Thí nghiệm 3: Cả hai giai đoạn đều thoát nước. *Hãy xác định áp lực nước lỗ rỗng khi mẫu đạt độ lệch ứng suất giới hạn là 148 kN/m^2 .* Giả thiết mẫu luôn bão hoà.

Bài giải:

- a) Trường hợp thí nghiệm 1: biết $\sigma_3 = 200 \text{ kN/m}^2$; $u = 50 \text{ kN/m}^2$

Vậy: $\sigma_3' = \sigma_3 - u = 200 - 50 = 150 \text{ kN/m}^2$

Theo điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Rankine và chú ý điều kiện $c' = 0$:

$$\sigma_1' = \sigma_3' \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) \rightarrow \sigma_1' = 150 \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{26^\circ}{2}) = 384 \text{ kN/m}^2$$

Độ lệch ứng suất cực hạn: $\Delta\sigma = \sigma_1' - \sigma_3' = 384 - 150 = 234 \text{ kN/m}^2$

- b) Trường hợp thí nghiệm 2: biết $\sigma_3 = 200 \text{ kN/m}^2$; $u = 0 \text{ kN/m}^2$

Vậy: $\sigma_3' = \sigma_3 = 200 \text{ kN/m}^2$

Theo điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Rankine:

$$\sigma_1' = \sigma_3' \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) \rightarrow \sigma_1' = 200 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{26^\circ}{2}) = 512 \text{ kN/m}^2$$

Độ lệch ứng suất cực hạn: $\Delta\sigma = \sigma_1' - \sigma_3' = 512 - 200 = 312 \text{ kN/m}^2$

c) Trường hợp thí nghiệm 3: biết $\Delta\sigma = 148 \text{ kN/m}^2$

Theo điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Rankine:

$$\sigma_1' = \sigma_3' \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) \rightarrow \sigma_1' = \sigma_3' \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{26^\circ}{2}) = \sigma_3' \operatorname{tg}^2 58^\circ \quad (1)$$

Mặt khác: $\sigma_1' = \sigma_3' + \Delta\sigma = \sigma_3' + 148 \quad (2)$

Từ (1) và (2) giải ra được: $\sigma_3' + 148 = \sigma_3' \operatorname{tg}^2 58^\circ \rightarrow \sigma_3' \approx 95 \text{ kN/m}^2$

Vậy áp lực nước lỗ rỗng là: $u = \sigma_3 - \sigma_3' = 200 - 95 = 105 \text{ kN/m}^2$

VÍ DỤ 19

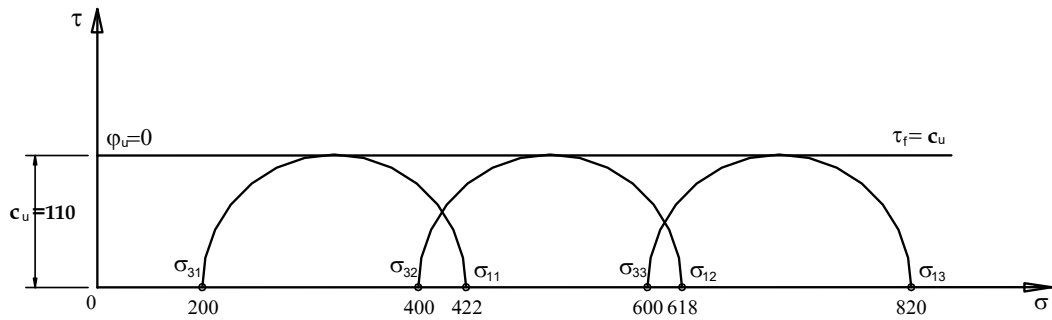
Một số thí nghiệm nén ba trục không cố kết- không thoát nước trên đất sét bão hoà nước cho kết quả khi mẫu bị phá hoại ở bảng sau. *Hãy xác định đặc trưng cường độ chống cắt của đất.*

MẪU SỐ	1	2	3
Áp lực buồng σ_3 (kN/m ²)	200	400	600
Độ lệch ứng suất $\Delta\sigma$ (kN/m ²)	222	218	220

Bài giải:

Có thể tính ứng suất chính σ_1 theo công thức: $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma$ và được ghi vào bảng sau:

MẪU SỐ	1	2	3
Ứng suất σ_1 (kN/m ²)	422	618	820



Hình VD19: Đường sức chống cắt của đất

Đường sức chống cắt được vẽ như hình VD19. Nhận thấy giá trị $\Delta\sigma$ của 3 mẫu đất gần như bằng nhau nên tiếp tuyến chung của 3 đường tròn song song với đường σ . Do đó:

$$\varphi_u = 0^\circ$$

$$\text{và: } c_u = \frac{\Delta\sigma}{2} = 110 \text{ kN/m}^2$$

VÍ DỤ 20

Thí nghiệm nén ba trục của mẫu đất sét bão hoà nước có đường kính ban đầu là 38 mm và chiều cao ban đầu là 76 mm. Kết quả thí nghiệm cho ở bảng sau.

Hãy xác định các chỉ tiêu chống cắt c' , φ' .

Áp suất nén của nước σ_3 (kN/m ²)	200	400	600
Biến dạng dọc trục ΔL (mm)	7.22	8.36	9.41
Tải trọng dọc trục giới hạn P (N)	480	895	1300
Biến dạng thể tích ΔV (ml)	5.25	7.40	9.30

Bài giải:

$$\text{Diện tích mặt cắt ngang của mẫu khi bị phá hoại: } F = F_0 \cdot \frac{1 - \varepsilon_V}{1 - \varepsilon_L}$$

$$\text{Trong đó: } F_0 = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{3.14 \cdot 38^2}{4} = 1133.54 \text{ (mm}^2\text{)} \text{ là diện tích mặt cắt ngang ban đầu của}$$

$$\text{mẫu đất. } \varepsilon_V = \frac{\Delta V}{V_0} \text{ là biến dạng thể tích tương đối; } \varepsilon_L = \frac{\Delta L}{L_0} \text{ là biến dạng dài tương đối}$$

$$\text{Thể tích ban đầu của mẫu đất: } V_0 = F_0 \cdot L_0 = 1133.54 \cdot 76 = 86149 \text{ (mm}^3\text{)}. \text{ Lập bảng kết quả:}$$

σ_3' (kN/m ²)	ε_L	ε_V	F (mm ²)	$\Delta\sigma = \frac{P}{A}$ (kN/m ²)	σ_1' (kN/m ²)
200	0.095	0.061	1176	408	608
400	0.110	0.086	1164	769	1169
600	0.124	0.108	1154	1127	1727

$$\sin \varphi' = \frac{R}{T} = \frac{\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}}{\sigma_3' + \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}}$$

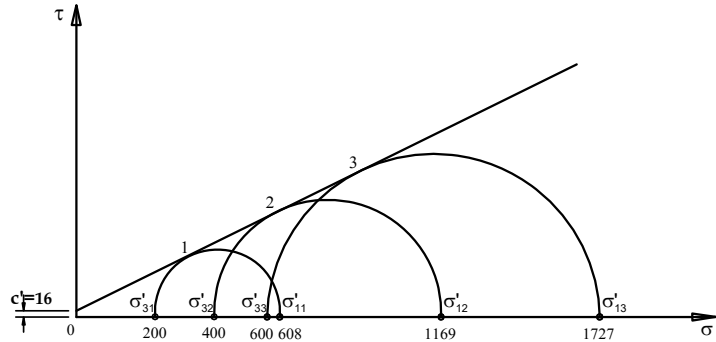
$$\sin \varphi_{12}' = 0.474$$

$$\sin \varphi_{13}' = 0.473$$

$$\sin \varphi_{23}' = 0.472$$

$$\text{Chọn } \varphi' = \sin^{-1} 0.473 = 28^\circ$$

Theo điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Rankine:



Hình VD20: Đường sức chống cắt của đất

$$\sigma_1' = \sigma_3' \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) + 2c' \tan(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) \rightarrow c' = 16 \text{ kN/m}^2$$

VÍ DỤ 21

(Olympic 2003) Xác định đặc trưng kháng cắt của một lớp đất sét bão hoà bằng cách thí nghiệm nén 3 trục cho mẫu đất lấy từ lớp đất đó. Các mẫu đất được cho cố kết từ áp lực buồng 200 và 400 kPa sau đó chịu tải trọng dọc trục gia tăng cho tới khi phá hoại trong điều kiện thể tích không đổi có đo áp lực nước lỗ rỗng. Kết quả thí nghiệm cho ở bảng.

Mẫu	σ_3 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	Δu (kPa)
1	200	150	140
2	400	300	280

Hãy tìm các đặc trưng chống cắt của đất và nhận xét đất này thuộc loại quá cố kết hay cố kết thông thường.

Bài giải:

Với thí nghiệm này (có đo áp lực nước lỗ rỗng u) ta có thể xác định đặc trưng kháng cắt của đất trong điều kiện ứng suất tổng (c_{cu} , φ_{cu}) và trong điều kiện ứng suất hữu hiệu (c' , φ')

Các thông số khác được tính theo công thức:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma ; \sigma_1' = \sigma_3' + \Delta\sigma ; \text{ và } \sigma_3' = \sigma_3 - \Delta u$$

Kết quả được ghi trong bảng sau:

Mẫu	σ_3 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	Δu (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1' (kPa)
1	200	150	140	350	60	210
2	400	300	280	700	120	420

a) Với ứng suất tổng:

Theo điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Rankine:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_{cu}}{2}) + 2c_{cu} \tan(45^\circ + \frac{\varphi_{cu}}{2})$$

$$\text{- Từ thí nghiệm 1: } 350 = 200 \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_{cu}}{2}) + 2c_{cu} \tan(45^\circ + \frac{\varphi_{cu}}{2}) \quad (1)$$

$$\text{- Từ thí nghiệm 2: } 700 = 400 \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_{cu}}{2}) + 2c_{cu} \tan(45^\circ + \frac{\varphi_{cu}}{2}) \quad (2)$$

Từ hai phương trình (1) và (2) với 2 ẩn số là c_{cu} và φ_{cu} giải hệ phương trình và nhận được kết quả:

→ Góc ma sát trong $\varphi_{cu} = 15^\circ 42'$; và cường độ lực dính không thoát nước: $c_{cu} \approx 0$

b) Với ứng suất có hiệu:

Theo điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Rankine:

$$\sigma_1' = \sigma_3' \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) + 2c' \cdot \tan(45^\circ + \frac{\varphi'}{2})$$

$$\text{- Từ thí nghiệm 1: } 210 = 60 \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) + 2c' \cdot \tan(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) \quad (3)$$

$$\text{- Từ thí nghiệm 2: } 420 = 120 \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) + 2c' \cdot \tan(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) \quad (4)$$

Từ hai phương trình (3) và (4) với 2 ẩn số là c' và φ' , giải hệ phương trình và nhận được kết quả:

→ Góc ma sát trong $\varphi' = 33^\circ 45'$; và cường độ lực dính không thoát nước: $c' = 0$.

Hai thí nghiệm đều thấy $c \approx 0$ và $\varphi' > \varphi_{cu}$ nên đất này thuộc loại *cố kết bình thường*.

(Có thể dựa vào phương pháp vẽ vòng tròn Mohr ứng suất để xác định đường sức chống cắt cũng tìm được kết quả như trên)

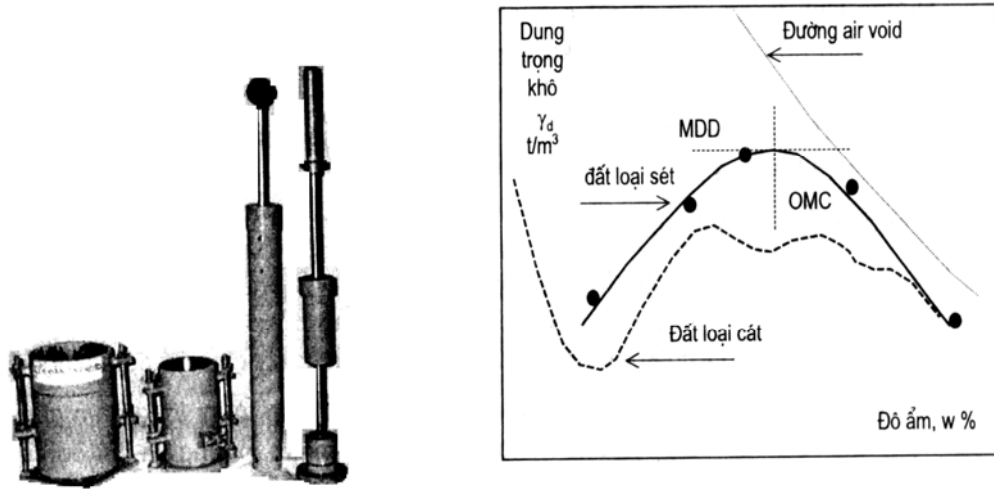
§4 THÍ NGHIỆM ĐẦM CHẶT ĐẤT

I. THÍ NGHIỆM ĐẦM CHẶT ĐẤT (SCT – SOIL COMPACTION TEST)

Thí nghiệm đầm chặt đất (SCT – *Soil Compaction Test*) được sử dụng để xác định dung trọng khô cực đại của đất dưới một năng lượng đầm nhất định và độ ẩm tương ứng năng lượng đó. Thí nghiệm cung cấp một dung trọng chuẩn làm cơ sở đánh giá dung trọng đạt được và độ ẩm tối ưu trong khi thi công lu đầm tại hiện trường. Chi tiết và các bước tiến hành thí nghiệm đầm chặt đất có thể tham khảo “Tiêu chuẩn ASTM D 698”.

1. Thiết bị thí nghiệm

Một cối đầm tiêu chuẩn gồm các thành phần chính sau: cối, đế có khoá hãm và trọng lượng được xác định trước; Chày đầm có kính thước, trọng lượng và hành trình đầm tùy theo tiêu chuẩn qui định. Đi kèm theo còn có vòng bao là thành phần lắp phụ thêm sử dụng khi đầm. Hình 2-22a là thiết bị đầm chặt thủ công. Chi tiết về kích thước và năng lượng đầm sử dụng theo các tiêu chuẩn khác nhau được thể hiện trong bảng 2-8.



a) Sơ đồ thiết bị đầm thủ công

b) Biểu đồ thí nghiệm đầm chặt

Hình 2-22: Thiết bị và biểu đồ kết quả thí nghiệm đầm chặt

2. Phương thức thí nghiệm

Mẫu đất, sau khi được hong khô gió, sàng qua cỡ rây 20mm (0.75") rồi trộn đều với một lượng nước nhất định. Lượng nước cần thiết trộn với đất được ước lượng dựa theo kinh nghiệm. Đất chế bị đó được cho vào cối đầm với số lớp và số búa đầm trong một lớp tuân theo tiêu chuẩn ấn định trước. Sử dụng một chày đầm tiêu chuẩn và phương thức đầm có thể dùng thủ công, có thể cơ giới. Về kính thước cối đầm, chày đầm và số búa đầm cho một lớp phụ thuộc vào yêu cầu kỹ thuật và tiêu chuẩn.

Lượng đất sử dụng để đầm chặt cần phải đủ để đầy cối và cao lên không quá 6mm khi tháo thành cối phụ ra. Sau khi đầm xong, bỏ thành chắn ra, dùng dao sắc cạo phẳng bề mặt, đem cân cả cối và đất. Sau đó, lấy đất trong cối ra, lấy một phần làm mẫu đất để thí nghiệm độ ẩm. Cứ như thế tiến hành ít nhất 5 lần riêng biệt để xác định giá trị độ ẩm. Biết được trọng lượng đất trong từng lần đầm và độ ẩm tương ứng cho phép ta xác định được dung trọng khô.

Hình (2-22b) thể hiện mối quan hệ giữa dung trọng khô và độ ẩm của 5 lần đầm, có thể xác định được giá trị dung trọng khô cực đại (Maximum Dry Density – MDD) và độ ẩm tối ưu (Optimum Moisture Content – OMC).

Bảng 2-8: Kích thước và trọng lượng các cối đầm theo các tiêu chuẩn

Tiêu chuẩn thí nghiệm	Đặc trưng cối			Đặc trưng chày		Số lớp đất	Số lần đầm
	Thể	Đường	Chiều	Trọng	Hành		

		tích V (cm ³)	kính D (mm)	cao H (mm)	lượng (kg)	trình F (mm)		cho 1 lớp
BS	Test 12	1.000	105	115.5	2.5	300	3	27
1377	Test 12 (hiệu chỉnh)	2.320	152	127.0	2.5	300	3	62
	Test 13	1.000	105	115.5	4.5	450	5	27
1975	Test 13 (hiệu chỉnh)	2.320	152	127.0	4.5	450	5	62
AASHTO	T 145	940	101.5	116.4	2.50	304.8	3	25
	T 180	940	101.5	116.4	4.54	457.2	5	25
	T 180 (hiệu chỉnh)	2.320	152	127.0	4.54	457.2	5	56
TCVN 4201 - 1995	A	1.000	100	127	2.5	300	3	Xem ghi chú 55
	B	1.000	100	127	2.5	300	3	
	Cải tiến	2.243	125	127	4.5	450	3	

Ghi chú: * Số lần đầm theo TCVN (cho cối loại A, B) như sau:

- Cát, cát pha: $n = 25$
- Sét, sét pha với $I_p < 30$ $n = 40$
- Đất sét với $I_p > 30$ $n = 50$

* Đường kính của đế đầm của cối A: 100mm, cối B: 50mm ; cối cải tiến: 50mm.

3. Một số lưu ý

Mô tả về phương thức thí nghiệm trên đây chủ yếu thích hợp cho đất loại sét, với hàm lượng nhỏ vật liệu có kích cỡ lớn hơn 20mm. Việc lựa chọn thích hợp cối đầm còn phụ thuộc vào mức độ thô của các hạt đất.

Với đất rời (cát – sạn) khi đầm thường làm các hạt đổi chỗ thay vì có thể làm chặt chúng lại và kết quả là dung trọng thu được lại nhỏ hơn so với lúc ở hiện trường. Để khắc phục tình trạng này người ta sử dụng phương pháp đầm rung thay cho đầm tiêu chuẩn. Đầm rung được tiến hành trong vòng 60 giây cho một lớp đất với lực đầm 30 ~ 40kg.

Đối với đất sạn sỏi thì ta không có thể làm phẳng đất ở mặt cối đầm. Thay vào đó là xác định giá trị trung bình các chiều cao của đất trong cối và vành bao.

Đối với cát thì kết quả để vẽ đường cong quan hệ dung trọng khô độ ẩm thường là rất thấp và không thể xác định được điểm cực đại hoặc có thể tồn tại hai điểm cực

đại. Đôi khi ở điểm độ ẩm bằng không giá trị dung trọng khô lại cao hơn. Với tính chất này đôi khi người ta đầm chặt cát ở trạng thái khô tại vùng hoang mạc.

Với đất dễ mềm tươi (đất tàn tích), có xu hướng tươi ra trong quá trình đầm, nên các vật liệu sạch thay thế cần được sử dụng cho mỗi lần xác định độ ẩm.

II. HỆ SỐ ĐẦM CHẶT ĐẤT (K)

Độ chặt của nền đất thường được thi công bằng các loại máy lu lèn với số lần đi lại thích hợp để đạt được độ chặt nhất định. Độ lu lèn của máy thi công ở hiện trường khó lèn chặt bằng kết quả thí nghiệm trong phòng. Để đánh giá độ đầm chặt của đất ngoài hiện trường, thường sử dụng hệ số đầm chặt:

$$K = \frac{\gamma_k^{ht}}{\gamma_k^P} = \frac{\rho_k^{ht}}{\rho_k^P} \quad (2-97)$$

Trong đó: K - hệ số đầm chặt.

$\gamma_k^{ht} (\rho_k^{ht})$ - trọng lượng thể tích (hay khối lượng thể tích) khô xác định sau khi đầm lèn ở hiện trường.

$\gamma_k^P (\rho_k^P)$ - trọng lượng thể tích (hay khối lượng thể tích) khô xác định trong phòng thí nghiệm bằng cối đầm.

Với nền đường đắp thường giá trị K yêu cầu từ 0.95 ~ 0.98.

VÍ DỤ MINH HOẠ

VÍ DỤ 22

Trong một thí nghiệm đầm chặt cho một loại đất dùng để đắp nền đường, các số liệu thí nghiệm cho trong bảng sau và biết thể tích của khuôn là 1000cm³.

Mẫu số	1	2	3	4	5	6
Khối lượng đất (kg)	1.80	1.95	2.04	2.10	2.02	1.93
Độ ẩm (%)	19	20	21	22	23	24

Hãy vẽ đường cong quan hệ khối lượng thể tích khô-độ ẩm, từ đó xác định trọng lượng thể tích khô và độ ẩm tốt nhất cho loại đất nói trên. Nếu cho biết khối lượng thể tích khô của đất ngoài hiện trường $\rho_k^{ht} = 1.65 \text{ g/cm}^3$, hãy tính hệ số đầm chặt của loại đất này.

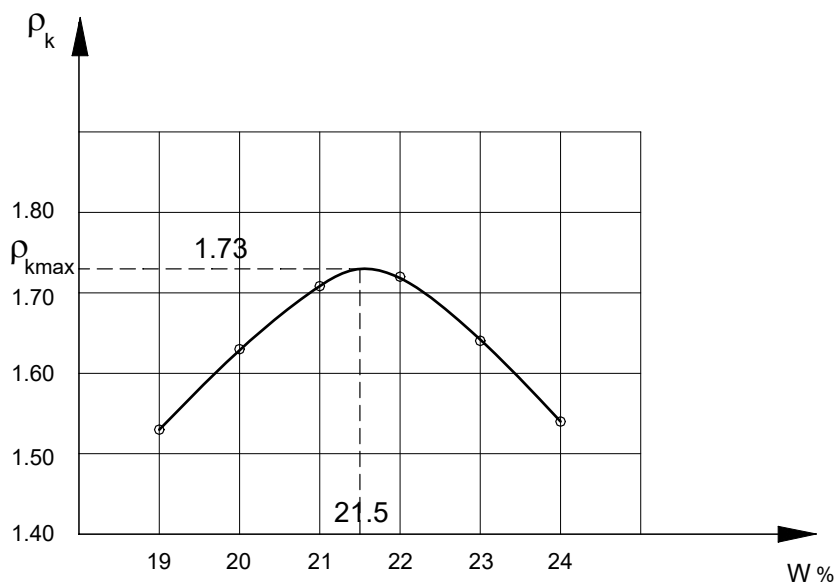
Bài giải:

* Vẽ biểu đồ quan hệ $W \sim \rho_k$

Để vẽ được đồ thị giữa ρ_k (γ_k) với W thì cần phải tính khối lượng thể tích khô, kết quả được ghi vào dòng thứ 3 của bảng. (chú ý khối lượng nên đổi thành (g)).

Công thức tính: $\rho_k = \frac{\rho}{(1+0.01W)} = \frac{m}{V(1+0.01W)}$; Biết: $V = 1000 \text{ cm}^3$. Biểu đồ quan hệ thể hiện trên hình VD21.

Mẫu số	1	2	3	4	5	6
Khối lượng đất (g)	1820	1950	2060	2100	2020	1910
Độ ẩm W (%)	19	20	21	22	23	24
ρ_k (g/cm ³)	1.53	1.63	1.70	1.72	1.64	1.54



Hình VD22: Biểu đồ quan hệ $\rho_k \sim W$

Trên biểu đồ ta thấy khi $W = 21.55$ thì khối lượng thể tích khô đạt giá trị lớn nhất $\rho_{kmax} = 1.73 \text{ g/cm}^3$.

* Hệ số đầm chặt được tính theo công thức:

$$K = \frac{\rho_k^{ht}}{\rho_k^p} = \frac{1.65}{1.73} = 0.954$$

CHƯƠNG 3

PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT

§ 1 PHÂN BỐ ỨNG SUẤT DO TRỌNG LƯỢNG BẢN THÂN

I. ÁP LỰC NƯỚC LỖ RỒNG VÀ ỨNG SUẤT HIỆU QUẢ

Khi ứng suất bên ngoài truyền lên khối đất bão hoà, áp lực nước lỗ rỗng sẽ tăng tức thời. Điều đó làm cho nước lỗ rỗng có xu hướng chảy thoát khỏi hệ lỗ rỗng, áp lực nước lỗ rỗng sẽ giảm đi và ứng suất tác dụng truyền cho kết cấu hạt của đất. Tại một thời điểm sau khi đặt tải, ứng suất tổng tác dụng sẽ cân bằng bởi hai thành phần nội ứng suất là *ứng suất có hiệu* và *áp lực nước lỗ rỗng*.

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

Ứng suất hiệu quả (σ'): là ứng suất truyền cho kết cấu đất qua chỗ tiếp xúc giữa các hạt. Chính thành phần ứng suất này đã điều khiển cả biến dạng thay đổi thể tích và sức chống cắt của đất vì ứng suất pháp và ứng suất tiếp truyền qua được chỗ tiếp xúc hạt với hạt. Terzaghi (1943) chỉ ra rằng, với đất bão hoà, ứng suất hiệu quả có thể xác định theo sự chênh lệch giữa ứng suất tổng và áp lực nước lỗ rỗng:

$$\sigma'_z = \sigma_z - u_z \quad (3-1)$$

Giả sử xác định ứng suất tại một điểm A như hình (3-1) và xem như ứng suất thẳng đứng tại điểm A nằm ở độ sâu ($h_1 \neq h_2$) là ứng suất tổng: $\sigma = h_1\gamma + h_2\gamma_{bh}$; ứng suất σ ở điểm A gồm cả áp lực nước lỗ rỗng u và ứng suất có hiệu σ' tại điểm tiếp xúc giữa các hạt đất.

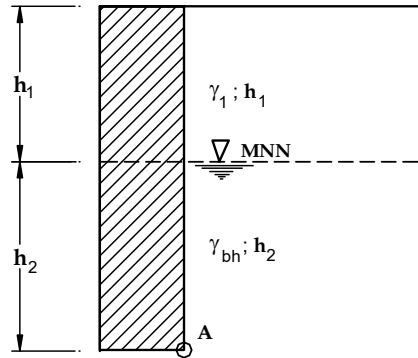
Nếu ta coi mặt AB được vẽ qua điểm A là mặt tiếp xúc giữa các hạt đất và mặt cắt ngang có kích thước XY (các điểm tam giác nhỏ trên mặt XY mô tả cho diện tích tiếp xúc giữa các hạt đất - hình 3-2). Gọi diện tích tiếp xúc giữa các hạt đất là A' .

Vì vậy diện tích nước là: $S_n = XY - A'$

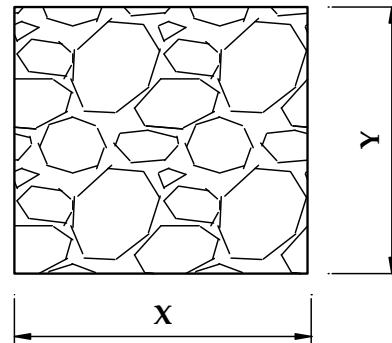
Áp lực chống đỡ bởi nước lỗ rỗng trên diện tích là: $F_n = (XY - A')u$ và $u = \gamma_n h_2$. Gọi $F_1, F_2, \dots, F_n$ là các lực biểu kiến tại điểm tiếp xúc giữa các hạt đất, thì tổng các thành phần lực theo phương thẳng đứng trên mặt cắt XY là:

$$F_S = \sum_{i=1}^n F_{iv} \quad (3-2)$$

Trong đó: $F_{1v}, F_{2v}, \dots, F_{iv}$: là thành phần lực thẳng đứng.



Hình 3-1



Hình 3-2

Dựa trên nguyên tắc cân bằng tĩnh học, ta có:

$$\sigma(XY) = F_n + F_s$$

$$\sigma(XY) = (XY - A')u + F_s$$

$$\sigma = (1 - a)u + \sigma'$$

$$a = \frac{A'}{XY}$$

$$\sigma' = \frac{F_s}{XY}$$

$$\sigma = u + \sigma'$$

Trong đó:

a : là phân số $\ll 1$: có thể bỏ qua

σ' : là thành phần thẳng đứng của các lực tại điểm tiếp xúc giữa các hạt đất trên 1 đơn vị diện tích mặt cắt ngang. Thành phần này được gọi chung là ứng suất có hiệu thẳng đứng.

Ghi nhớ rằng σ' chỉ là giá trị dẫn xuất. Hơn nữa, σ' còn liên quan đến điểm tiếp xúc giữa các hạt đất, cho nên những sự thay đổi về ứng suất có hiệu sẽ liên quan đến sự thay đổi thể tích của đất, đồng thời σ' còn liên quan tới sức kháng ma sát của đất. Vì vậy sự thay đổi thành phần ứng suất có hiệu là nguyên nhân gây ra hiện tượng biến dạng, làm thay đổi khả năng sức chống cắt của đất ($c; \varphi$).

Trong điều kiện hiện trường tự nhiên không có dòng thấm, áp lực nước lỗ rỗng thuỷ tĩnh được đặc trưng bởi mặt nước ngầm hay mức nước ngầm. Nếu mặt nước ngầm nằm sâu dưới mặt đất d_n thì tại độ sâu z , áp lực nước lỗ rỗng thuỷ tĩnh tính theo công thức:

$$u_z = \gamma_n(z - d_n) \quad (3-3)$$

- Khi $z > d_n$, u_z có giá trị dương;
- Khi $z < d_n$ và nước mao dẫn duy trì trên mặt nước ngầm thì u_z có giá trị âm (vì hút ẩm).

Trong nhiều bài toán, ứng suất hiệu quả tĩnh của lớp phủ cần tính tại một độ sâu đã cho, theo phương trình (3-1).

II. ÁP LỰC NƯỚC LỖ RỒNG TRONG ĐẤT BẢO HOÀ MỘT PHẦN

Trong trường hợp đất bảo hoà một phần, dung dịch lỗ rỗng sẽ gồm nước lỏng thực tế không ép co và không khí/hơi nước ép co mạnh. Hai thành phần của áp lực nước lỗ rỗng là: áp lực nước lỗ rỗng u_n và áp lực khí lỗ rỗng u_a . Do sức căng bề mặt, sự có mặt của không khí làm giảm áp lực nước lỗ rỗng; Bishop (1955) đề nghị quan hệ sau:

$$u = u_a - \chi(u_a - u_n) \quad (3-4)$$

ở đây: χ - thông số phụ thuộc chủ yếu vào độ bão hoà và ở chừng mực thấp hơn, vào kết cấu đất. Có thể xác định χ bằng thực nghiệm và nó dường như biến đổi tuyến tính từ 0 (với $S_r=0$) tới 1 (với $S_r=1$). Tuy nhiên, với đất ẩm ướt hơn độ ẩm tốt nhất ($W > W_{op}$), S_r có xu hướng bằng 0.9 hay lớn hơn vì thế χ sẽ rất gần 1. Trong các trường hợp này, lượng nhỏ không khí có mặt sẽ ở dạng bọt kín ảnh hưởng đến tính ép co của dung dịch lỗ rỗng, mà không làm giảm nhiều áp lực nước lỗ rỗng. Vì thế khi $W > W_{op}$ phương trình (3-1) không gây ra sai số không chấp nhận được.

III. ẢNH HƯỞNG CỦA DÒNG THẨM TỚI ỨNG SUẤT CÓ HIỆU

Khi không có dòng thấm thì ứng suất có hiệu tại A được xác định như sau:

$$\sigma' = \sigma - u = (\gamma h_1 + \gamma_{bh} h_2) - \gamma_n h_2 = \gamma h_1 + (\gamma_{bh} - \gamma_n) h_2 = \gamma h_1 + \gamma_{dn} h_2$$

Khi có dòng thấm, giả sử từ dưới lên trên, thì ứng suất tại A xác định như sau:

$$\sigma = \gamma_{bh} h_1 + \gamma_{bh} h_2$$

$$u = \gamma_n (h_1 + h_2 + h)$$

Do đó:

$$\sigma' = \sigma - u$$

$$\sigma' = (\gamma_{bh} h_1 + \gamma_{bh} h_2) - \gamma_n (h_1 + h_2 + h)$$

$$\sigma' = (h_1 + h_2) \left(\gamma_{dn} - \frac{h}{h_1 + h_2} \gamma_n \right) = (h_1 + h_2) (\gamma_{dn} - i \gamma_n)$$

Nếu Gradient thuỷ lực rất cao thì $\left(\gamma_{dn} - \frac{h}{h_1 + h_2} \gamma_n \right) = (\gamma_{dn} - i \gamma_n)$ sẽ bằng 0. Điều này

có nghĩa là sẽ không có ứng suất tiếp xúc giữa các hạt đất và kết cấu của đất sẽ bị phá hoại. Như vậy, ảnh hưởng của dòng thấm tới ứng suất có hiệu là:

- Nếu dòng thấm có hướng đi lên tác động tới các hạt đất, lúc này áp lực thấm J sẽ làm giảm ứng suất giữa các hạt đất dẫn tới làm giảm ứng suất có hiệu:

$$\sigma' = \sigma'_{\text{dat}} - (i \gamma_n) h \quad (3-5)$$

- Ngược lại, nếu dòng thấm hướng xuống dưới, sẽ làm tăng ứng suất có hiệu:

$$\sigma' = \sigma'_{\text{dat}} + (i \gamma_n) h \quad (3-6)$$

VÍ DỤ MINH HOẠ

VÍ DỤ 23

Các lớp đất tại một công trường gồm có:

0÷4m cát chứa cuội ($\gamma_{bh} = 20\text{kN/m}^3$; $\gamma = 19.2\text{kN/m}^3$)

4÷9m đất sét ($\gamma = 18.0\text{kN/m}^3$)

Vẽ sơ đồ ứng suất hiệu quả; ứng suất tổng từ 0÷9m, khi mặt nước ngầm ở trên đỉnh lớp sét 1m.

Bài giải:

Lớp cát chứa cuội ở dưới mực nước ngầm là bão hoà và có trọng lượng đơn vị tự nhiên là 20kN/m^3 , cho nên độ tăng ứng suất tổng theo độ sâu là:

$$\Delta\sigma_z = \gamma_{bh}\Delta Z = 20 \cdot \Delta Z \quad (\text{kN/m}^2)$$

Trên mặt nước ngầm, đất không bão hoà có trọng lượng đơn vị là 19.2kN/m^3 và

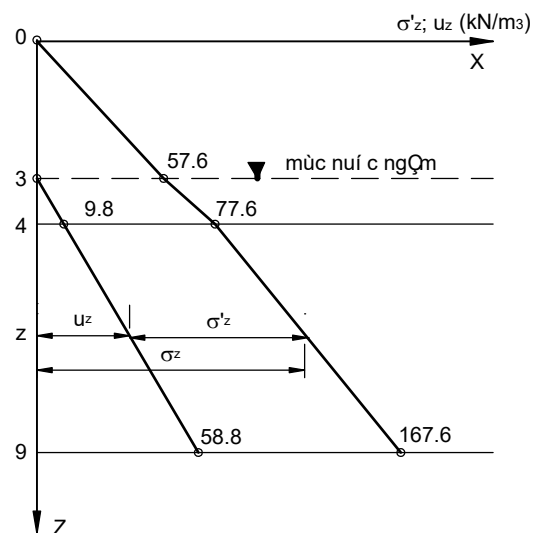
$$\Delta\sigma_z = \gamma\Delta Z = 19.2 \cdot \Delta Z \quad (\text{kN/m}^2)$$

Trong lớp sét, vì có tính thấm nhỏ kết hợp với độ hút ẩm cao nên luôn tạo ra sự bão hoà ở trên mặt nước ngầm.

Ứng suất hiệu quả tại độ sâu đã cho:

$$\sigma'_z = \sigma_z - u_z$$

Biểu đồ ứng suất tổng, ứng suất có hiệu và áp lực nước lỗ rỗng thể hiện trên hình VD23.



Hình VD23

Các tính toán được xếp vào trong bảng dưới đây:

Độ sâu (m)	ứng suất (kN/m ²)			
	ứng suất tổng		ứng suất nước lỗ rỗng	ứng suất hiệu quả
	$\Delta\sigma_z$	σ_z	u_z	$\sigma'_z = \sigma_z - u_z$
0	0	0	0	0
3	$19.2 \times 3 = 57.6$	57.6	0	57.6
4	$20.0 \times 1 = 20.0$	77.6	$9.81 \times 1 = 9.8$	67.8
9	$18.0 \times 5 = 90.0$	167.6	$9.81 \times 6 = 58.8$	108.8

VÍ DỤ 24

(*Tính ứng suất trong nền đất có bão hoà bằng nước mao dẫn*) Tại một công trường, lớp cát bụi trên mặt dày 5m nằm trên lớp bùn sét dày 4m, phía dưới là đá không thấm. Hãy vẽ sơ đồ ứng suất hiệu quả, ứng suất tổng cho các điều kiện sau đây, biết trọng lượng đơn vị của cát bụi là 18.5kN/m³; của sét là 17.7kN/m³;

a) Mực nước ngầm bằng mặt đất.

b) Mực nước ngầm ở độ sâu 2.5m, lớp cát bụi ở trên nước ngầm được bão hoà bằng nước mao dẫn.

Bài giải:

a) *Khi mặt nước ngầm bằng mặt đất*

Toàn bộ đất bị ngập nước, khi đó trọng lượng đơn vị = γ_{bh} và áp lực nước lỗ rỗng $u = \gamma_n \cdot z$

Kết quả tính toán được xếp thành bảng dưới đây:

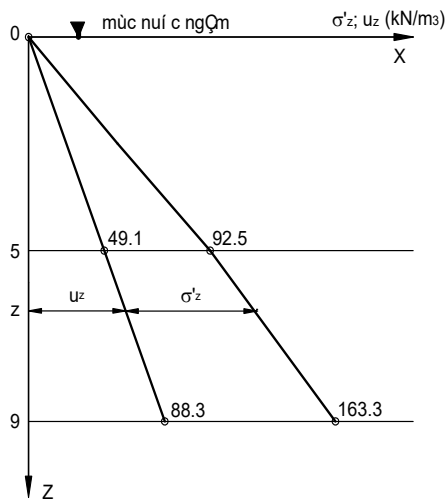
Độ sâu (m)	ứng suất (kN/m ²)			
	ứng suất tổng		ứng suất nước lỗ rỗng	ứng suất hiệu quả
	$\Delta\sigma_z$	σ_z	u_z	$\sigma'_z = \sigma_z - u_z$
0	0	0	0	0
5	$18.5 \times 5 =$	92.5	$9.81 \times 5 = 49.1$	43.4
9	92.5	163.3	$9.81 \times 9 = 88.3$	75.0
	$17.7 \times 4 =$			
	70.8			

b) *Khi mặt nước ngầm ở độ sâu 2.5m*

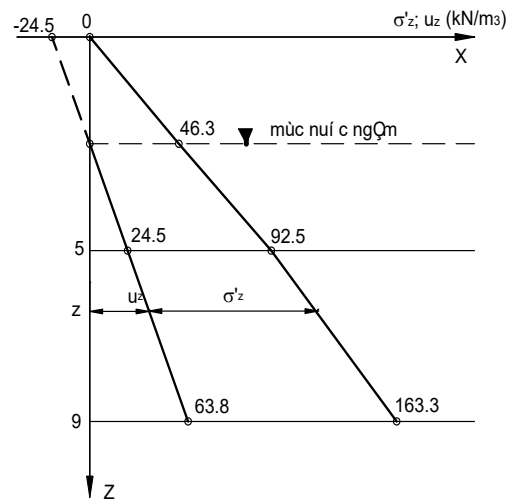
Lớp đất nằm trên mực nước ngầm đã bão hoà và áp lực nước lỗ rỗng sẽ âm. Dưới mực nước ngầm, áp lực nước lỗ rỗng sẽ dương: $u_z = \gamma_n \cdot (z - 2.5)$. Các tính toán được xếp trong bảng dưới đây:

Độ sâu (m)	ứng suất (kN/m^2)			
	ứng suất tổng		ứng suất nước lỗ rỗng	ứng suất hiệu quả
	$\Delta\sigma_z$	σ_z	u_z	$\sigma'_z = \sigma_z - u_z$
0	0	0	$-9.81 \times 2.5 = -24.5$	-24.5
2.5	$18.5 \times 2.5 =$	46.25	0	46.25
5	46.25	92.5	$9.81 \times 2.5 = 24.5$	68.0
9	$18.5 \times 2.5 =$ 46.25 $17.7 \times 4 = 70.8$	163.3	$9.81 \times 6.5 = 63.7$	99.6

Đồ thị biểu diễn các ứng suất được thể hiện trên hình VD24.



a) Khi MNN ngang mặt đất



b) Khi MNN nằm sâu 2.5m

Hình VD24

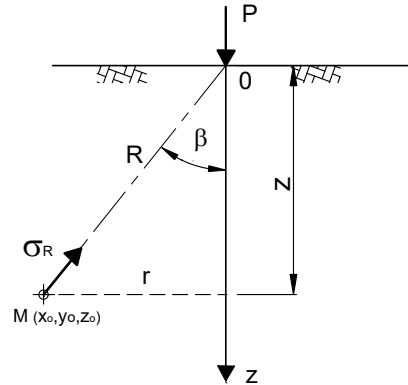
§ 2 PHÂN BỐ ỨNG SUẤT DO TẢI TRỌNG NGOÀI GÂY NÊN TRONG NỀN ĐỒNG NHẤT

I. TÁC DỤNG CỦA LỰC TẬP TRUNG THẲNG ĐỨNG (BOUSSINESQ -1885)

Xét tác dụng của lực tập trung P , đặt vuông góc với mặt đất là mặt phẳng nằm ngang.

Tại một điểm M nằm trong đất có tọa độ $M(x_0, y_0, z_0)$ sẽ có các ứng suất thành phần gây ra bởi lực P là $\sigma_z, \sigma_x, \sigma_y, \tau_{zy}, \tau_{zx}, \tau_{xy}$, cũng như các chuyển vị $\omega_z, \omega_x, \omega_y$.

Ở đây chỉ giới hạn các ứng suất đối với các mặt phẳng song song với mặt phẳng giới hạn thường được dùng nhiều nhất trong thực tế tính toán là $\sigma_z, \tau_{zy}, \tau_{zx}$.



Hình 3-3

Sơ đồ tác dụng của lực tập trung

- Lực tập trung tác dụng thẳng góc với mặt đất, và mặt đất xem như là mặt phẳng nằm ngang.
- Nền đất được coi như là một môi trường đồng nhất, đẳng hướng.
- Nền đất là bán không gian vô hạn tuyến tính, quan hệ giữa ứng suất và biến dạng là tuyến tính.

Bài toán đã cho đối với nửa không gian đàn hồi lần đầu tiên đã được giáo sư G. Boussinesq (1885) giải trọn vẹn, còn việc xác định ứng suất đối với các mặt phẳng song song với mặt phẳng giới hạn của nửa không gian đã được giáo sư V. Kirpichep giải (1923-1924).

Chúng ta lấy một điểm M (hình 3-3) có tọa độ cực ban đầu gồm hai yếu tố là bán kính cực R và góc quay của R so với phương thẳng đứng là β . Xác định ứng suất pháp hướng tâm theo phương R tại điểm M là σ_R . Sau đó chiếu ứng suất này về trục tọa độ $OXYZ$ để xác định các ứng suất thành phần đi qua M song song với các mặt phẳng giới hạn $\sigma_z, \tau_{zy}, \tau_{zx}$.

Ứng suất hướng tâm σ_R qua M được tính theo công thức của định luật Hook:

$$\sigma_R = B \varepsilon_M \quad (3-7)$$

Trong đó: B - hệ số tỷ lệ và ε_M - biến dạng tương đối.

Để đơn giản, chúng ta thừa nhận rằng, chuyển vị tại điểm M do lực P gây ra sẽ giảm khi R tăng và ngược lại. Cũng tương tự như vậy, chuyển vị tại M sẽ giảm khi

β tăng, và chuyển vị tại M sẽ đạt giá trị lớn nhất khi $\beta=0$. Từ nhận xét trên đưa ra công thức tính chuyển vị tại M như sau:

$$S_M = A \frac{\cos \beta}{R} \quad (3-8)$$

Trong đó: A - hệ số tỷ lệ

Cho R biến thiên một đại lượng vô cùng nhỏ là dR theo phương bán kính. Điểm M sẽ dịch chuyển đến điểm M'. Tương tự như trên ta cũng xác định được chuyển vị tại M' theo công thức sau:

$$S_{M'} = A \frac{\cos \beta}{R + dR} \quad (3-9)$$

Biến dạng tương đối tại điểm M được xác định như sau:

$$\varepsilon_M = \frac{S_M - S_{M'}}{dR} = \frac{A \cos \beta \left[\frac{1}{R} - \frac{1}{R + dR} \right]}{dR} = A \frac{\cos \beta}{R^2 + R \cdot dR} \quad (3-10)$$

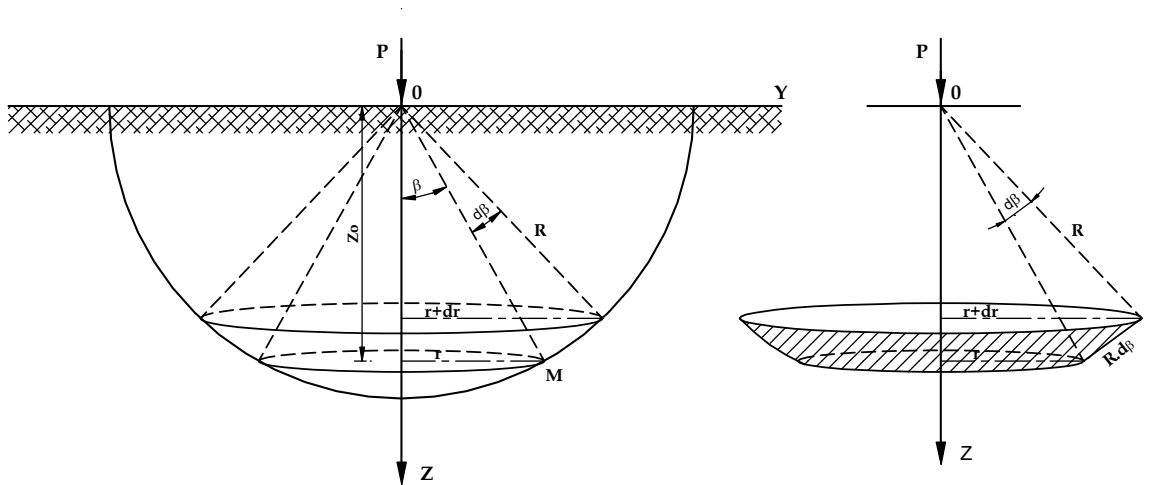
Bỏ qua vô cùng nhỏ RdR ở mẫu số, công thức (3-10) viết thành:

$$\varepsilon_M = A \frac{\cos \beta}{R^2} \quad (3-11)$$

Và cuối cùng, thay (3-11) vào (3-7), ứng suất hướng tâm σ_R tại M được tính:

$$\sigma_R = B \varepsilon_M = AB \frac{\cos \beta}{R^2} \quad (3-12)$$

Trong đó: AB - là hệ số tỷ lệ.



Hình 3-4: Sơ đồ ứng suất xuyên tâm khi có tác dụng của lực tập trung

Để xác định hệ số (A.B) cho β một số giả $d\beta$ và thiết lập phương trình cân bằng ngoại lực là (P) và nội lực là một nửa hình cầu phân bố ứng suất σ_R có bán kính là R.

Phương trình cân bằng như sau:

$$P = \iint_F \sigma_R \cos \beta dF \quad (3-13)$$

Tính tích phân hai lớp $\iint_F dF$ chính là diện tích nửa hình cầu bán kính R.

Chú ý rằng, khi cho β thay đổi mỗi đại lượng $d\beta$, thì giá trị $d\beta$ sẽ quét nửa hình cầu thành một hình vành khăn có bán kính (r) (bỏ qua vô cùng bé dr), có chiều cao ($Rd\beta$). và khi $d\beta$ thay đổi từ $0 \rightarrow 90^\circ$ thì hình vành khăn này sẽ quét hết diện tích nửa hình cầu bán kính R. Do đó diện tích nửa hình cầu được tính là:

$$\iint_F dF = \int_0^{90^\circ} 2\pi R d\beta = 2\pi \int_0^{90^\circ} R^2 \sin \beta d\beta \quad (3-14)$$

Thay (3-14) vào (3-13) ta được kết quả cuối cùng như sau:

$$P = \iint_F \sigma_R \cos \beta dF = 2\pi \int_0^{90^\circ} \left[AB \frac{\cos \beta}{R^2} \right] \cos \beta R^2 \sin \beta d\beta \quad (3-15)$$

Kết quả rút gọn, ta được:

$$P = 2\pi AB \int_0^{90^\circ} (\cos \beta)^2 \sin \beta d\beta \quad (3-16)$$

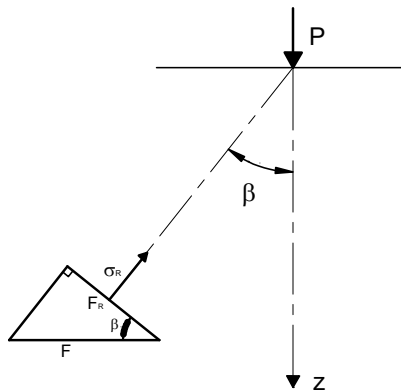
Giải tích phân trên, ta được kết quả là:

$$AB = \frac{3P}{2\pi} \quad (3-17)$$

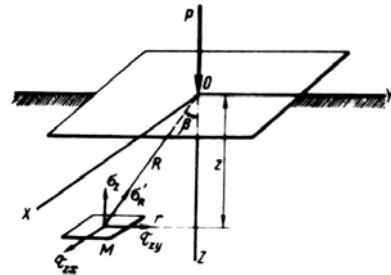
Và do đó thay (3-17) vào (3-12), ứng suất σ_R sẽ là:

$$\sigma_R = \frac{3P}{2\pi} \frac{\cos \beta}{R^2} \quad (3-18)$$

Chiếu σ_R lên mặt phẳng song song với mặt đất đi qua điểm M được σ'_R (hình 3-5). Từ liên hệ hình học có:



Hình 3-5: Chiếu σ_R lên mặt phẳng song song với mặt đất.



Hình 3-6: Các ứng suất thành phần

$$\sigma'_R = \sigma_R \frac{F_R}{F} = \sigma_R \cos \beta = \frac{3P \cos^2 \beta}{2\pi R^2} = \frac{3P z^2}{2\pi R^4} \quad (3-17)$$

Sau đó, không thay đổi phương của mặt, phân σ'_R theo ba phương của hệ toạ độ OXYZ (hình 3-6), ta có:

$$\sigma_z = \sigma'_R \cos(\sigma'_R; Z) = \frac{3P z^3}{2\pi R^5} \quad (3-18)$$

$$\tau_{zy} = \sigma'_R \cos(\sigma'_R; Y) = \frac{3P y z^2}{2\pi R^5} \quad (3-19)$$

$$\tau_{zx} = \sigma'_R \cos(\sigma'_R; X) = \frac{3P x z^2}{2\pi R^5} \quad (3-20)$$

Tương tự như vậy, các thành phần ứng suất còn lại sẽ là:

$$\sigma_x = \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{zx^2}{R^5} + \frac{1-2\nu}{3} \left[\frac{R^2 - Rz - z^2}{R^3(R+z)} - \frac{x^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \right\} \quad (3-21)$$

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{zy^2}{R^5} + \frac{1-2\nu}{3} \left[\frac{R^2 - Rz - z^2}{R^3(R+z)} - \frac{y^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \right\} \quad (3-22)$$

$$\tau_{xy} = \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{xyz}{R^5} - \frac{1-2\nu}{3} \frac{xy(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \quad (3-24)$$

Tổng các ứng suất pháp θ tại một điểm bất kỳ :

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \frac{P}{\pi} (1+\nu) \frac{z}{R^3} \quad (3-25)$$

Chuyển vị theo các trục (ω : theo trục OZ ; u theo trục OX ; và v theo trục OY):

$$\omega_z = \omega = \frac{P(1+\nu)}{2\pi E} \left[\frac{z^2}{R^3} + 2(1-\nu) \frac{1}{R} \right] \quad (3-26)$$

$$\omega_x = u = \frac{P(1+\nu)}{2\pi E} \left[\frac{xz}{R^3} - (1-2\nu) \frac{x}{R(R+z)} \right] \quad (3-27)$$

$$\omega_y = v = \frac{P(1+\nu)}{2\pi E} \left[\frac{yz}{R^3} - (1-2\nu) \frac{y}{R(R+z)} \right] \quad (3-28)$$

Trong thực tế tính toán có thể làm cho biểu thức tính giá trị ứng suất σ_z có dạng đơn giản hơn bằng cách chia cả tử số và mẫu số cho z^5 và viết lại ta được:

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \frac{P}{z^2} \cos^5 = \frac{P}{z^2} \left\{ \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}} \right\} \quad (3-29)$$

Đặt: $K = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$ và chú ý nếu đã biết tỷ lệ r/z thì K là một số đã biết, vì vậy

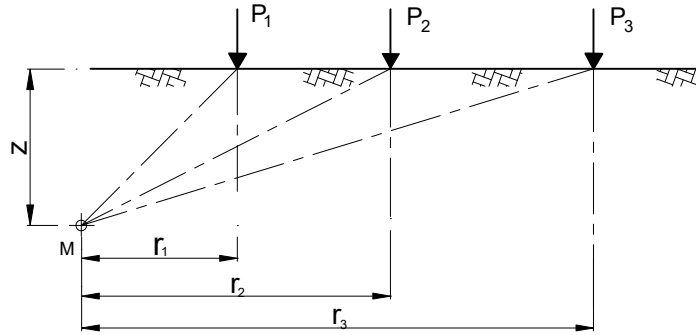
ứng suất σ_z sẽ được tính theo hệ số K như sau:

$$\sigma_z = K \frac{P}{z^2} \quad (3-30)$$

Trong đó: K là hệ số tra bảng (3-1) phụ thuộc vào tỷ lệ (r/z) .

Nếu trên mặt đất có đặt một số lực tập trung $P_1, P_2, P_3 \dots$ (hình 3-7) thì ứng suất nén tại bất kỳ điểm nào trong đất có thể tìm được bằng phép cộng ứng suất, theo công thức sau:

$$\sigma_z = K_{p1} \frac{P_1}{z^2} + K_{p2} \frac{P_2}{z^2} + K_{p3} \frac{P_3}{z^2} + \dots = \sum \frac{K_{pi} P_i}{z^2}. \quad (3-31)$$



Hình 3-7: Sơ đồ tác dụng khi có nhiều lực tập trung

Tác dụng của lực tập trung nằm ngang

Khi có tải trọng tập trung nằm ngang Q tác dụng trên mặt đất, ứng suất tại một điểm bất kỳ tính theo công thức sau:

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{xz^2}{R^5} \quad (3-32)$$

Trong đó: x - toạ độ, song song với lực Q .

R - khoảng cách đến một điểm bất kỳ ($R^2 = x^2 + y^2 + z^2$).

Tổng các ứng suất chính được tính theo công thức:

$$\theta = \frac{Q}{\pi} (1 + \nu) \cdot \frac{x}{R^3} \quad (3-33)$$

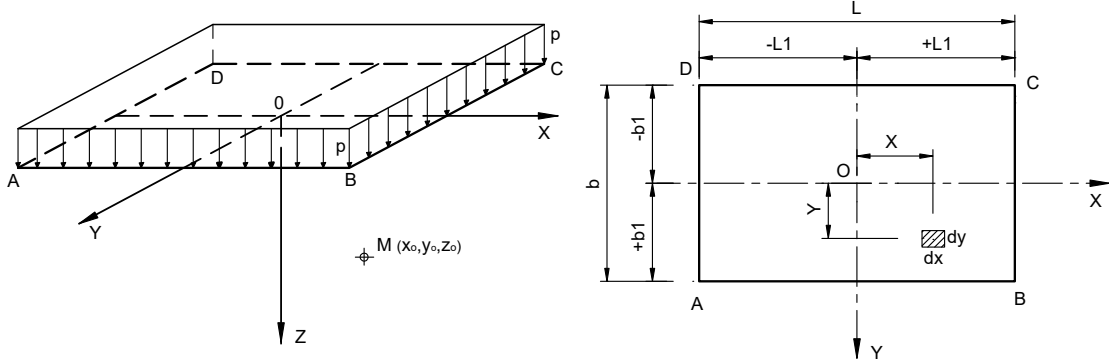
Bảng 3-1: Hệ số K tính ứng suất do tải trọng tập trung

r/z	K	r/z	K	r/z	K	r/z	K	r/z	K
0.00	0.47755	0.40	0.32952	0.80	0.13865	1.20	0.05135	1.60	0.01997
0.01	0.47744	0.41	0.32383	0.81	0.13530	1.21	0.05010	1.61	0.01953
0.02	0.47708	0.42	0.31815	0.82	0.13203	1.22	0.04889	1.62	0.01910
0.03	0.47648	0.43	0.31248	0.83	0.12883	1.23	0.04771	1.63	0.01867
0.04	0.47565	0.44	0.30681	0.84	0.12570	1.24	0.04655	1.64	0.01826
0.05	0.47458	0.45	0.30117	0.85	0.12264	1.25	0.04543	1.65	0.01786
0.06	0.47328	0.46	0.29555	0.86	0.11965	1.26	0.04434	1.66	0.01747
0.07	0.47175	0.47	0.28995	0.87	0.11672	1.27	0.04327	1.67	0.01709
0.08	0.47000	0.48	0.28439	0.88	0.11387	1.28	0.04223	1.68	0.01672
0.09	0.46802	0.49	0.27886	0.89	0.11108	1.29	0.04122	1.69	0.01636
0.10	0.46582	0.50	0.27337	0.90	0.10835	1.30	0.04024	1.70	0.01600
0.11	0.46341	0.51	0.26792	0.91	0.10569	1.31	0.03928	1.72	0.01532
0.12	0.46079	0.52	0.26253	0.92	0.10309	1.32	0.03834	1.74	0.01467
0.13	0.45796	0.53	0.25718	0.93	0.10055	1.33	0.03743	1.76	0.01405
0.14	0.45493	0.54	0.25189	0.94	0.09807	1.34	0.03655	1.78	0.01346
0.15	0.45172	0.55	0.24665	0.95	0.09566	1.35	0.03568	1.80	0.01290
0.16	0.44831	0.56	0.24147	0.96	0.09330	1.36	0.03484	1.82	0.01237
0.17	0.44472	0.57	0.23636	0.97	0.09099	1.37	0.03402	1.84	0.01186
0.18	0.44096	0.58	0.23130	0.98	0.08875	1.38	0.03322	1.86	0.01137
0.19	0.43704	0.59	0.22632	0.99	0.08656	1.39	0.03244	1.88	0.01091
0.20	0.43295	0.60	0.22140	1.00	0.08442	1.40	0.03168	1.90	0.01047
0.21	0.42871	0.61	0.21655	1.01	0.08234	1.41	0.03094	1.92	0.01004
0.22	0.42433	0.62	0.21177	1.02	0.08030	1.42	0.03022	1.94	0.00964
0.23	0.41981	0.63	0.20707	1.03	0.07832	1.43	0.02952	1.96	0.00926
0.24	0.41516	0.64	0.20243	1.04	0.07639	1.44	0.02883	1.98	0.00889
0.25	0.41039	0.65	0.19788	1.05	0.07450	1.45	0.02817	2.00	0.00854
0.26	0.40551	0.66	0.19339	1.06	0.07267	1.46	0.02752	2.02	0.00821
0.27	0.40052	0.67	0.18898	1.07	0.07088	1.47	0.02688	2.04	0.00789
0.28	0.39543	0.68	0.18465	1.08	0.06913	1.48	0.02627	2.06	0.00758
0.29	0.39026	0.69	0.18040	1.09	0.06743	1.49	0.02567	2.08	0.00729
0.30	0.38500	0.70	0.17622	1.10	0.06577	1.50	0.02508	2.10	0.00702
0.31	0.37966	0.71	0.17212	1.11	0.06416	1.51	0.02451	2.40	0.00402
0.32	0.37426	0.72	0.16810	1.12	0.06258	1.52	0.02395	2.70	0.00241
0.33	0.36880	0.73	0.16415	1.13	0.06105	1.53	0.02341	3.00	0.00151
0.34	0.36329	0.74	0.16028	1.14	0.05955	1.54	0.02288	3.30	0.00098
0.35	0.35773	0.75	0.15649	1.15	0.05809	1.55	0.02236	3.60	0.00066
0.36	0.35214	0.76	0.15277	1.16	0.05667	1.56	0.02186	4.00	0.00040
0.37	0.34651	0.77	0.14913	1.17	0.05529	1.57	0.02137	4.50	0.00023
0.38	0.34086	0.78	0.14556	1.18	0.05394	1.58	0.02089	5.00	0.00014
0.39	0.33520	0.79	0.14207	1.19	0.05263	1.59	0.02043	10.00	0.00000

II. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG TRƯỜNG HỢP BÀI TOÁN KHÔNG GIAN

1 Tải trọng phân bố đều trên diện tích hình chữ nhật

Có một diện tải trọng phân bố đều trên mặt đất theo hình chữ nhật $ABCD$. Một điểm M nằm trong đất có tọa độ $M(x_o, y_o, z_o)$ sẽ có ứng suất nén do tải trọng dải đều trên gây ra là σ_z



Hình 3-8: Sơ đồ tải trọng phân bố đều trên diện tích hình chữ nhật

Có thể giải trên cơ sở bài toán Boussinesq. Lấy một vi phân diện tích tải trọng vô cùng nhỏ là $dF=dx.dy$, vi phân dF có tọa độ là (x, y) . Vì diện tích vi phân dF là vô cùng nhỏ, nên có thể coi tải trọng phân bố trên dF là một lực tập trung có giá trị là $dP = p.dF$. Áp dụng kết quả bài toán Boussinesq, tính được ứng suất nén như sau:

$$d\sigma_z = \frac{3.dP}{2\pi} \frac{z_o^3}{R^5} = \frac{3p}{2\pi} \frac{z_o^3}{R^5} dx dy \quad (3-34)$$

Chú ý rằng: $R^5 = \sqrt{[(x_o - x)^2 + (y_o - y)^2 + z_o^2]^5}$

$$\sigma_z = \frac{3p}{2\pi} \int_{-l_1}^{l_1} \int_{-b_1}^{b_1} \frac{z_o^3}{\sqrt{[(x_o - x)^2 + (y_o - y)^2 + z_o^2]^5}} dx dy \quad (3-35)$$

Kết quả giải ra được các ứng suất sau:

* Đối với các điểm nằm trên đường thẳng đứng đi qua tâm:

$$\sigma_{z_o} = \frac{2p}{\pi} \left[\arctg \frac{b_1 l_1}{z \sqrt{b_1^2 + l_1^2 + z^2}} + \frac{b_1 l_1 z (b_1^2 + l_1^2 + 2z^2)}{(b_1^2 + z^2)(l_1^2 + z^2) \sqrt{b_1^2 + l_1^2 + z^2}} \right] \quad (3-36)$$

* Đối với các điểm nằm trên đường thẳng đứng đi qua các góc:

$$\sigma_{zg} = \frac{p}{2\pi} \left[\arctg \frac{4.b_1 l_1}{z \sqrt{4b_1^2 + 4l_1^2 + z^2}} + \frac{4b_1 l_1 z (4b_1^2 + 4l_1^2 + 2z^2)}{(4b_1^2 + z^2)(4l_1^2 + z^2) \sqrt{4b_1^2 + 4l_1^2 + z^2}} \right] \quad (3-37)$$

* Tổng ứng suất các điểm nằm trên đường thẳng đi qua các góc:

$$\theta_g = \frac{p}{\pi}(1+\nu) \arctg \frac{\alpha}{\beta \sqrt{1+\alpha^2+\beta^2}} \quad (3-38)$$

Trong đó: $\alpha = \frac{l}{b}$ và $\beta = \frac{z}{b}$

Trong thực tế, người ta sẵn lập bảng tra và có thể tính giá trị ứng suất σ_z theo công thức sau:

- Đối với các điểm nằm dưới trục tâm:

$$\sigma_o = k_o p \quad (3-39)$$

- Đối với các điểm nằm dưới các trục góc:

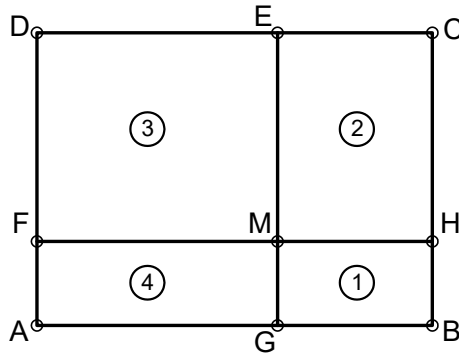
$$\sigma_g = k_g p \quad (3-40)$$

Trong đó: k_o và k_g là các hệ số tính ứng suất, tra bảng (3-2) và (3-3) phụ thuộc vào tỷ lệ (l/b và z/b).

Bảng tra chỉ áp dụng để tính ứng suất khi điểm M nằm trên đường thẳng qua trục tâm hoặc trục góc của hình chữ nhật. Còn khi điểm M không thuộc các trục trên thì không tra được hệ số, lúc này phải sử dụng phương pháp điểm góc để tính.

Phương pháp điểm góc là sử dụng các đường thẳng song song với các cạnh của hình chữ nhật để đưa điểm M về các góc của các hình chữ nhật nhỏ thành phần, sau đó sử dụng bảng tra và phương pháp cộng ứng suất để tính ứng suất tại điểm M. Lưu ý rằng, nếu M thuộc điểm góc của hình chữ nhật có tải trọng ảo thì giá trị cộng ứng suất sẽ mang dấu âm.

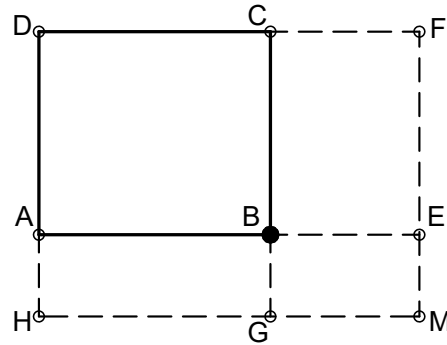
Các trường hợp khi M không thuộc trục góc:



$$\sigma_z = \sigma_{z1} + \sigma_{z2} + \sigma_{z3} + \sigma_{z4}$$

$$\sigma_z = (k_g^{MGBH} + k_g^{MHCE} + k_g^{MEDF} + k_g^{MFAG})p$$

(a) Khi M nằm trong diện tải trọng HCN



$$\sigma_z = \sigma_z^{MFDH} - \sigma_z^{MFCG} - \sigma_z^{MEAH} + \sigma_z^{MEBG}$$

$$\sigma_z = (k_g^{MFDH} - k_g^{MFCG} - k_g^{MEAH} + k_g^{MEBG})p$$

(b) Khi M nằm ngoài diện tải trọng HCN

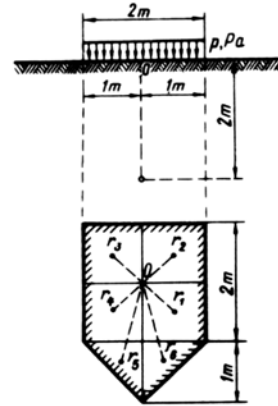
Hình 3-9: Phương pháp điểm góc để tính ứng suất

Đối với mặt chịu tải có hình dạng phức tạp, không thể chia thành những hình chữ nhật (ví dụ có đường biên cong hoặc được hợp thành từ những hình tam giác và những hình phức tạp hơn – hình 3-10) phương pháp điểm góc không thể áp dụng được.

Trong trường hợp này, người ta dùng phương pháp cộng phân tố, nội dung như sau: *chia mặt chịu tải thành những mặt có kích thước sao cho có thể xem tải trọng đặt trên chúng là tập trung tại trọng tâm.*

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n K_i \frac{P_i}{z^2}$$

Hình 3-10: Ví dụ xác định ứng suất theo phương pháp cộng phân tố.



Song, cần lưu ý là phương pháp này không thích hợp đối với việc xác định các ứng suất chính.

Bảng 3-2: Bảng tra giá trị hệ số \$k_0\$ (trục tâm - tải trọng phân bố hình chữ nhật)

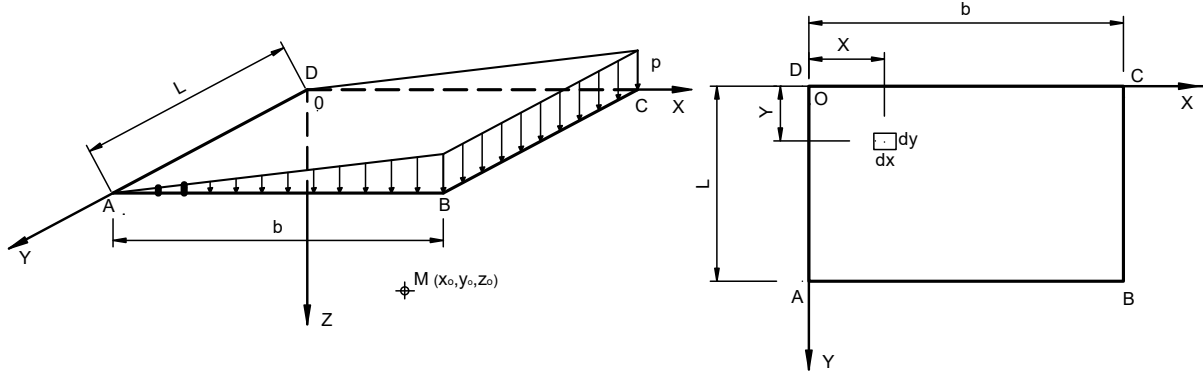
$\frac{z}{b}$	$\frac{l}{b}$							Bài toán phẳng
	1	1.5	2	3	6	10	20	
0.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.00
0.25	0.898	0.904	0.908	0.912	0.934	0.940	0.960	0.96
0.5	0.696	0.716	0.734	0.762	0.789	0.792	0.820	0.82
1	0.386	0.428	0.470	0.500	0.518	0.522	0.549	0.55
1.5	0.194	0.257	0.288	0.348	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	0.129	0.13

Bảng 3-3: Hệ số \$K_g\$ để tính ứng suất tại điểm góc

Z/B	L/B													
	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.4	2.8	3.2	3.6	4	5	6	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	0.2491	0.2491	0.2491	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492
0.4	0.2401	0.2420	0.2423	0.2434	0.2437	0.2439	0.2441	0.2442	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443
0.6	0.2229	0.2275	0.2300	0.2315	0.2324	0.2476	0.2628	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	0.2329	0.2493	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	0.2017	0.2034	0.2037	0.2040	0.0202	0.2041	0.2045	0.2046
1.2	0.1516	0.1626	0.1705	0.1758	0.1793	0.1818	0.1843	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	0.1675	0.1705	0.1748	0.1725	0.1730	0.1735	0.1738	0.1710
1.6	0.1123	0.1211	0.1329	0.1396	0.1445	0.1482	0.1519	0.1557	0.1574	0.1584	0.1590	0.1598	0.1601	0.1604
1.8	0.0969	0.1083	0.1172	0.1244	0.1294	0.1334	0.1374	0.1423	0.1443	0.1455	0.1463	0.1471	0.1478	0.1482
2.0	0.0840	0.0947	0.1034	0.1103	0.1158	0.1202	0.1246	0.1300	0.1324	0.1339	0.1350	0.1366	0.1368	0.1371
2.2	0.0732	0.0832	0.0947	0.0984	0.1039	0.1084	0.1129	0.1191	0.1218	0.1235	0.1248	0.1261	0.1271	0.1277
2.4	0.0642	0.0734	0.0843	0.0879	0.0934	0.0979	0.1024	0.1092	0.1122	0.1142	0.1156	0.1175	0.1181	0.1192
2.6	0.0566	0.0651	0.0725	0.0788	0.0812	0.0887	0.0962	0.1003	0.1035	0.1058	0.1073	0.1095	0.1106	0.1148
2.8	0.0502	0.0580	0.0649	0.0709	0.0761	0.0805	0.0849	0.0923	0.0957	0.0982	0.0999	0.1021	0.1036	0.1018
3.0	0.0447	0.0519	0.0583	0.0640	0.0690	0.0732	0.0774	0.0851	0.0887	0.0943	0.0934	0.0959	0.0973	0.0987
3.2	0.0401	0.0467	0.0526	0.0580	0.0627	0.0688	0.0749	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	0.0644	0.0717	0.0727	0.0737	0.0793	0.0844	0.0817	0.0861	0.0882
3.6	0.0326	0.0382	0.0433	0.0480	0.0523	0.0561	0.0599	0.0674	0.0741	0.0741	0.0763	0.0799	0.0816	0.0837
3.8	0.0296	0.0348	0.0395	0.0439	0.0479	0.0516	0.0553	0.0626	0.0694	0.0694	0.0747	0.0753	0.0773	0.0796
4.0	0.0270	0.0318	0.0362	0.0403	0.0441	0.0474	0.0507	0.0588	0.0650	0.0650	0.0671	0.0712	0.0733	0.0758
4.2	0.0247	0.0291	0.0333	0.0371	0.0407	0.0439	0.0471	0.0543	0.0610	0.0610	0.0631	0.0674	0.0696	0.0721
4.4	0.0227	0.0268	0.0306	0.0343	0.0376	0.0407	0.0438	0.0507	0.0571	0.0571	0.0597	0.0639	0.0662	0.0692
4.6	0.0209	0.0229	0.0283	0.0317	0.0348	0.0378	0.0408	0.0474	0.0540	0.0540	0.0561	0.0606	0.0630	0.0663
4.8	0.0193	0.0217	0.0262	0.0294	0.0324	0.0352	0.0380	0.0444	0.0509	0.0509	0.0533	0.0576	0.0601	0.0635
5.0	0.0179	0.0212	0.0213	0.0274	0.0302	0.0328	0.0354	0.0417	0.0480	0.0480	0.0501	0.0547	0.0573	0.0610
6.0	0.0127	0.0151	0.0174	0.0196	0.0218	0.0238	0.0258	0.0340	0.0366	0.0366	0.0388	0.0313	0.0460	0.0506
7.0	0.0094	0.0112	0.0130	0.0147	0.0164	0.0180	0.0196	0.0238	0.0286	0.0286	0.0306	0.0316	0.0376	0.0428
8.0	0.0073	0.0087	0.0101	0.0114	0.0127	0.0140	0.0153	0.0187	0.0228	0.0228	0.0216	0.0283	0.0344	0.0367
9.0	0.0058	0.0069	0.0080	0.0091	0.0102	0.0112	0.0122	0.0152	0.0186	0.0186	0.0202	0.0235	0.0262	0.0319
10.0	0.0047	0.0056	0.0065	0.0074	0.0083	0.0092	0.0101	0.0125	0.0154	0.0154	0.0167	0.0198	0.0222	0.0280

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

Có một diện tải trọng phân bố tam giác trên mặt đất theo hình chữ nhật $ABCD$, có cường độ lớn nhất là (p) . Tính ứng suất tại điểm M nằm trong đất có toạ độ $M(x_0, y_0, z_0)$ sẽ có ứng suất nén σ_z do tải trọng trên gây ra là bao nhiêu (hình 3-10).



Hình 3-11: Sơ đồ tải trọng phân bố tam giác trên diện tích hình chữ nhật

Giả sử tính ứng suất nén theo phương OZ , có tìm ứng suất tại M trên cơ sở bài toán Boussinesq. Lấy một vi phân diện tích tải trọng vô cùng nhỏ là $dF=dx.dy$, vi phân dF có toạ độ là (x, y) . Vì diện tích vi phân dF là vô cùng nhỏ, nên có thể coi tải trọng phân bố trên dF là một lực tập trung có giá trị là :

$$dP = p \frac{x}{b} dF \quad (3-41)$$

Áp dụng kết quả bài toán Boussinesq, tính được ứng suất nén như sau:

$$\begin{aligned} d\sigma_z &= \frac{3dP}{2\pi} \frac{z_0^3}{R^5} = \frac{3p}{2\pi} \frac{x}{b} \frac{z_0^3}{R^5} dx dy \\ \sigma_z &= \frac{3p}{2\pi} \int_0^l \int_0^b \frac{x}{b} \frac{z_0^3}{\sqrt{[(x_0-x)^2 + (y_0-y)^2 + z_0^2]^5}} dx dy \end{aligned} \quad (3-42)$$

Trong thực tế tính toán có thể tính giá trị ứng suất σ_z theo công thức sau

- Đối với các điểm nằm dưới trục có $p=p_{max}$:

$$\sigma_z = k_T p \quad (3-43)$$

- Đối với các điểm nằm dưới các trục có $p=0$:

$$\sigma_z = k_{T'} p \quad (3-44)$$

Trong đó: k_T và $k_{T'}$ - là các hệ số tính ứng suất, tra bảng (3-4a) và (3-4b)

phụ thuộc vào tỷ lệ $(l/b$ và $z/b)$.

Bảng 3-4a: Bảng tra giá trị hệ số k_T

$\frac{l}{b}$ $\frac{z}{b}$	0.00	0.25	0.50	1.00	1.50	2.0	3.0	5.0
0.15	0.250	0.136	0.101	0.025	0.012	0.008	0.005	0.001
0.30	0.250	0.186	0.146	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 3-4b: Bảng tra giá trị hệ số k_T

$\frac{l}{b}$ $\frac{z}{b}$	0.00	0.25	0.50	1.00	1.50	2.0	3.0	5.0
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

VÍ DỤ MINH HOẠ

VÍ DỤ 23

Tính ứng suất σ_z tại M, N do tải trọng tập trung thẳng đứng đứng trên bề mặt đất (Hình vẽ VD23). Có thể dùng bảng tra hoặc công thức trực tiếp.

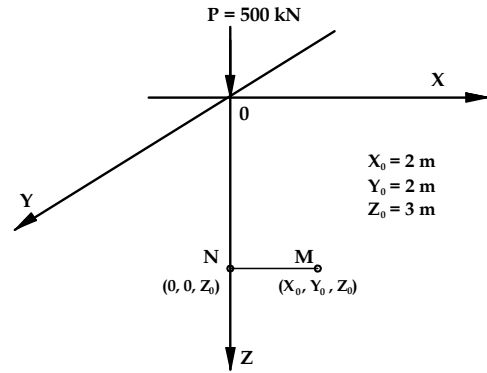
Bài giải:

1. Tính trực tiếp theo công thức

* Tại điểm M:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{\sqrt{[x^2 + y^2 + z^2]^5}}$$

$$\sigma_{zM} = \frac{3 \cdot 500}{2 \cdot 3.14} \cdot \frac{3^3}{\sqrt{[2^2 + 2^2 + 3^2]^5}} = 5.41 \text{ kN/m}^2$$



Hình VD23

* Tại điểm N:

$$\sigma_{zN} = \frac{3 \cdot 500}{2 \cdot 3.14} \cdot \frac{3^3}{\sqrt{[0^2 + 0^2 + 3^2]^5}} = 24.875 \text{ kN/m}^2$$

2. Tính theo bảng tra

* Tại điểm M:

$$\sigma_{zM} = \frac{K_M P}{Z_M^2} = \frac{0.09735 \cdot 500}{3^2} = 5.1 \text{ kN/m}^2$$

Tra từ bảng 3-1 được $K_M = 0.09735$ với tỷ lệ $\frac{r}{z} = \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{z} = \frac{\sqrt{2^2 + 2^2}}{3} = 0.943$

* Tại điểm N:

$$\sigma_{zN} = \frac{K_N P}{Z_N^2} = \frac{0.47755 \cdot 500}{3^2} = 21.875 \text{ kN/m}^2$$

Tra từ bảng 3-1 được $K_N = 0.47755$ với tỷ lệ $\frac{r}{z} = \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{z} = \frac{\sqrt{0^2 + 0^2}}{3} = 0$

VÍ DỤ 24

Xác định ứng suất σ_z tại điểm M nằm dưới trọng tâm của tam giác đều ABC do các lực tập trung thẳng đứng tác dụng tại các đỉnh của tam giác (hình VD24). Điểm M nằm ở độ sâu $z_M = 2\text{m}$.

Bài giải:

Ta nhận thấy rằng khoảng cách từ trọng tâm của tam giác đều đến 3 đỉnh của nó là bằng nhau, điều này có nghĩa là khoảng cách từ trục đi qua các lực đến điểm M đều bằng nhau ($r_1 = r_2 = r_3$), do đó ứng suất tại M có thể được tính như sau:

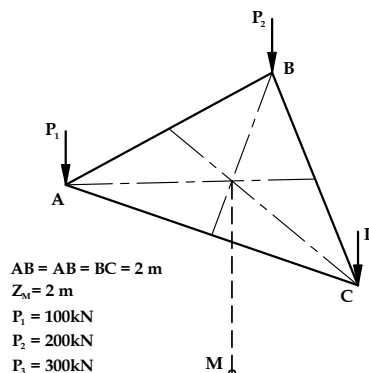
$$\sigma_{zM} = \frac{K(P_1 + P_2 + P_3)}{Z^2}$$

$$\sigma_{zM} = \frac{0.11789 \cdot (100 + 200 + 500)}{2^2}$$

$$\sigma_{zM} = 23.578 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Tra từ bảng 3-1 được $K=0.11789$, với tỷ lệ

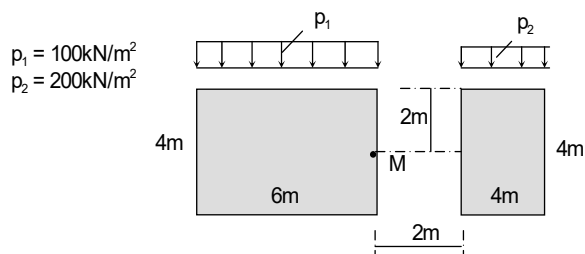
$$\frac{r}{z} = \frac{a/\sqrt{3}}{2} = \frac{3/\sqrt{3}}{2} = 0.866$$



Hình VD24

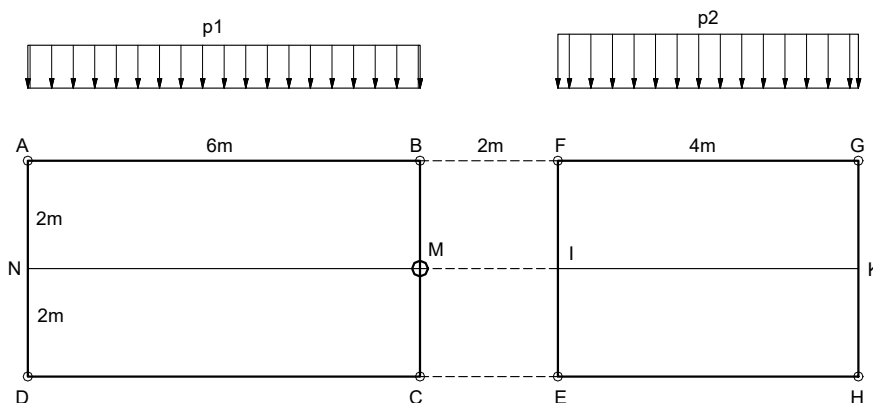
VÍ DỤ 25

Dùng phương pháp điểm góc xác định ứng suất σ_z tại điểm M (với chiều sâu của điểm M là $Z_M = 2$ m) do tải trọng phân bố đều trên hai móng hình chữ nhật gây ra (Hình vẽ VD25).



Bài giải:

Nhận xét thấy rằng, điểm M đã cho nằm tại trung điểm cách BC. Sử dụng phương pháp điểm góc để tính ứng suất tại M do tải trọng phân bố đều trên 2 hình chữ nhật gây nên, ứng suất tổng cộng tại điểm M sẽ là tổng ứng suất các hình chữ nhật thành phần gây nên. Để tiện tính toán, đặt tên các điểm như hình vẽ (hình VD25).



Hình VD25

1. Ứng suất tại M do hình chữ nhật ABCD

Do M nằm trên cạnh BC nên qua M kẻ đường thẳng // AB cắt AD tại N. Lúc này M nằm tại góc của hai hình chữ nhật thành phần ABMN và CDNМ, chú ý tới tính chất đối xứng của tải trọng có thể tính ứng suất tại M như sau:

$$\sigma_{M(ABCD)} = \sigma_{M(ABMN)} + \sigma_{M(CDNM)} = 2 * Kg_{(ABMN)} * p_1$$

Để tra $Kg_{(ABMN)}$ phải dựa vào các tỷ lệ của hình ABMN như sau: $\frac{L}{B} = \frac{6}{2} = 3$ và $\frac{Z_M}{B} = \frac{2}{2} = 1$.

Tra bảng 3-3 với các tỷ lệ trên được $K_{M(ABMN)} = 0.20355$. Vậy ứng suất tại M do hình ABCD sẽ là:

$$\sigma_{M(ABCD)} = 2 * Kg_{(ABMN)} * p_1 = 2 * 0.20355 * 100 = 40.71 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2. Ứng suất tại M do hình chữ nhật EFGH

Do M nằm ngoài hình EFGH nên tưởng tượng tải trọng hình này kéo dài tới M (chú ý tải trọng ảo thể hiện bằng nét đứt). Bây giờ M sẽ nằm trên cạnh BC nên qua M kẻ đường thẳng // FG cắt EF tại I và GH tại K. Lúc này M nằm tại góc của hai hình chữ nhật thành phần MBGK và MCHK. Nhưng do có phần tải trọng ảo nên phải trừ đi ứng suất của hai hình MBFI và MCEI, chú ý tới tính chất đối xứng của tải trọng có thể tính ứng suất tại M như sau:

$$\sigma_{M(EFGH)} = \sigma_{M(MBGK)} + \sigma_{M(MCHK)} - \sigma_{M(MBFI)} - \sigma_{M(MCEI)} = 2 * (Kg_{(MBGK)} - Kg_{(MBFI)}) p_2$$

Để tra $Kg_{(MBGK)}$ phải dựa vào các tỷ lệ của hình MBGK như sau: $\frac{L}{B} = \frac{6}{2} = 3$ và $\frac{Z_M}{B} = \frac{2}{2} = 1$.

Tra bảng 3-3 với các tỷ lệ trên được $Kg_{(MBGK)} = 0.20355$.

Để tra $Kg_{(MBFI)}$ phải dựa vào các tỷ lệ của hình MBFI như sau: $\frac{L}{B} = \frac{2}{2} = 1$ và $\frac{Z_M}{B} = \frac{2}{2} = 1$.

Tra bảng 3-3 với các tỷ lệ trên được $Kg_{(MBFI)} = 0.1752$.

Vậy ứng suất tại M do hình EFGH sẽ là:

$$\sigma_{M(EFGH)} = 2 * (Kg_{(MBGK)} - Kg_{(MBFI)}) p_2 = 2 * (0.20355 - 0.1752) * 200 = 11.34 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

3. Tổng ứng suất tại M do 2 hình chữ nhật ABCD và EFGH sẽ là

$$\sigma_{ZM} = \sigma_{M(ABCD)} + \sigma_{M(EFGH)} = 40.71 + 11.34 = 52.05 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Hãy tính ứng suất σ_z tại điểm M (với chiều sâu của điểm M là $Z_M = 1\text{m}$) do tải trọng phân bố đều trên hình đa giác ABFCD gây ra (Hình vẽ). Biết cường độ tải trọng $p = 25 \text{ kN/m}^2$.

Bài giải:

Để tiện tính toán, đặt tên các điểm như hình VD26.

Chia tải trọng phân bố trên hình đa giác ABFCD thành hai hình: hình chữ nhật ABCD và hình tam giác BFC.

* Với hình chữ nhật ABCD

Nhận thấy điểm M nằm tại trung điểm cách BC. Từ M kẻ đường thẳng // AB cắt AD tại G. Lúc này M nằm tại góc của hai hình chữ nhật nhỏ là ABMG và CMGD. Bằng phương pháp điểm góc và chú ý đến tính chất đối xứng của tải trọng có thể tính ứng suất tại M như sau:

$$\sigma_{M(ABCD)} = \sigma_{M(ABMG)} + \sigma_{M(CMGD)} = 2Kg_{(ABMG)}p$$

Để tra $Kg_{(ABMG)}$ phải dựa vào các tỷ lệ của hình ABMG như sau: $\frac{L}{B} = \frac{5}{2.5} = 2$ và $\frac{Z_M}{B} = \frac{1}{2.5} = 0.4$.

Tra bảng 3-3 với các tỷ lệ trên được $Kg_{(ABMG)} = 0.0979$.

Vậy ứng suất tại M do hình ABCD sẽ là:

$$\sigma_{M(ABCD)} = 2Kg_{(ABMG)}p = 2 * 0.0979 * 25 = 4.9 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

* Với hình tam giác BFC

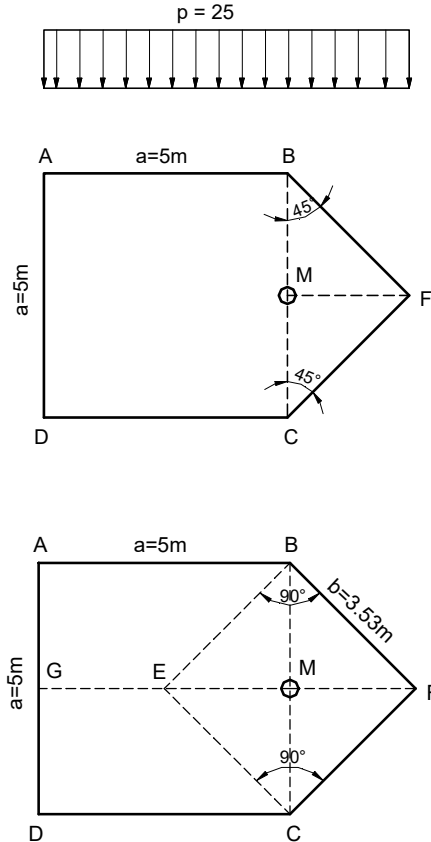
Nếu tưởng tượng có một hình tam giác BEC đối xứng qua BC thì lúc này ta nhận thấy điểm M sẽ nằm tại tâm của hình vuông BECF. Như vậy có thể tính ứng suất tại M khi M nằm tại trục tâm của hình vuông này, chú ý tải trọng BEC là ảo còn BFC là thật, và do tính chất đối xứng của tải trọng thì ứng suất tại M có thể tính như sau:

$$\sigma_{M(BFC)} = \frac{1}{2} * Ko_{(BECF)} * p$$

Để tra $Ko_{(BECF)}$ phải dựa vào các tỷ lệ của hình BECF với cạnh $b = \frac{a}{2} \cdot \sqrt{2} = 3.53\text{m}$ như sau:

$\frac{L}{B} = 1$ và $\frac{Z_M}{B} = \frac{1}{3.53} = 0.2833$. Tra bảng 3-2 với các tỷ lệ trên và nội suy tuyến tính được $Ko_{(BECF)} = 0.8711$.

Vậy ứng suất tại M do hình BFC sẽ là:



Hình VD26

$$\sigma_{M(BFC)} = \frac{1}{2} * K_{o(BECF)} * p = \frac{1}{2} * 0.8711 * 25 = 10.9 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

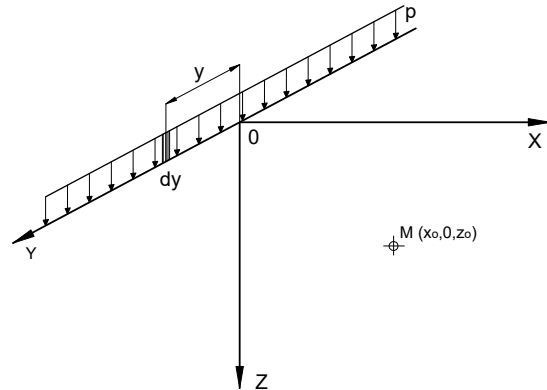
* Tổng ứng suất tại M do hình chữ nhật ABCD và hình tam giác BFC sẽ là

$$\sigma_{ZM} = \sigma_{M(ABCD)} + \sigma_{M(BFC)} = 4.9 + 10.9 = 15.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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

1. Tải trọng đường thẳng

Bài toán đặt ra là có một diện tải trọng phân bố đều trên đường thẳng (OY) từ $-\infty \rightarrow +\infty$. Một điểm M nằm trong đất sẽ có ứng suất do tải trọng dải đều trên gây ra. Nhận xét rằng, bất kỳ mặt phẳng nào vuông góc với trục OY đều là mặt phẳng đối xứng (mặt phẳng toạ độ OXZ). Từ điều này có thể lấy mặt phẳng đi qua điểm M vuông góc với trục OY làm mặt phẳng toạ độ, do đó toạ độ điểm M sẽ là $(x_o, 0, z_o)$, xem hình 3-12.



Hình 3-12: Tải trọng đường thẳng

Năm 1892, Plamant đã giải bài toán trên cơ sở kết quả của bài toán Boussinesq. Lấy một vi phân tải trọng vô cùng nhỏ là dy trên trục OY, vi phân dy cách tâm O một đoạn là y . Vì vi phân dy là vô cùng nhỏ, nên có thể coi tải trọng phân bố đều trên dy là một lực tập trung có giá trị là $dP = p dy$. Áp dụng kết quả bài toán Boussinesq, tính được ứng suất σ_z tại M như sau:

$$d\sigma_z = \frac{3dP}{2\pi} \frac{z_o^3}{R^5} = \frac{3p}{2\pi} \frac{z_o^3}{R^5} dy \quad (3-45)$$

Chú ý rằng: $R^5 = \sqrt{[x_o^2 + y^2 + z_o^2]^5}$

$$\sigma_z = \frac{3p}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{z_o^3}{\sqrt{[x_o^2 + y^2 + z_o^2]^5}} dy \quad (3-46)$$

Kết quả tính được như sau:

$$\sigma_z = \frac{2p}{\pi} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2} \quad (3-47)$$

Tương tự như vậy cho các thành phần ứng suất còn lại, được kết quả:

$$\sigma_x = \frac{2p}{\pi} \frac{x^2 z}{(x^2 + z^2)^2} \quad (3-48)$$

$$\tau_{zx} = \frac{2p}{\pi} \frac{xz^2}{(x^2 + z^2)^2} \quad (3-49)$$

Có thể nhận xét rằng, trên mặt phẳng thẳng góc với chiều dài phân bố tải trọng, các ứng suất không phụ thuộc vào các đặc trưng của đất như môđun biến dạng, hệ số nở hông ... Đây là một đặc điểm quan trọng của bài toán phẳng.

Trong thực tế tính toán có thể tính giá trị các ứng suất theo công thức sau:

$$\sigma_z = \frac{p}{z} \cdot k_L \quad (3-50)$$

$$\sigma_x = \frac{p}{z} \cdot \left(\frac{x}{z} \right)^2 \cdot k_L \quad (3-51)$$

$$\tau_{zx} = \frac{p}{z} \cdot \left(\frac{x}{z} \right) \cdot k_L \quad (3-52)$$

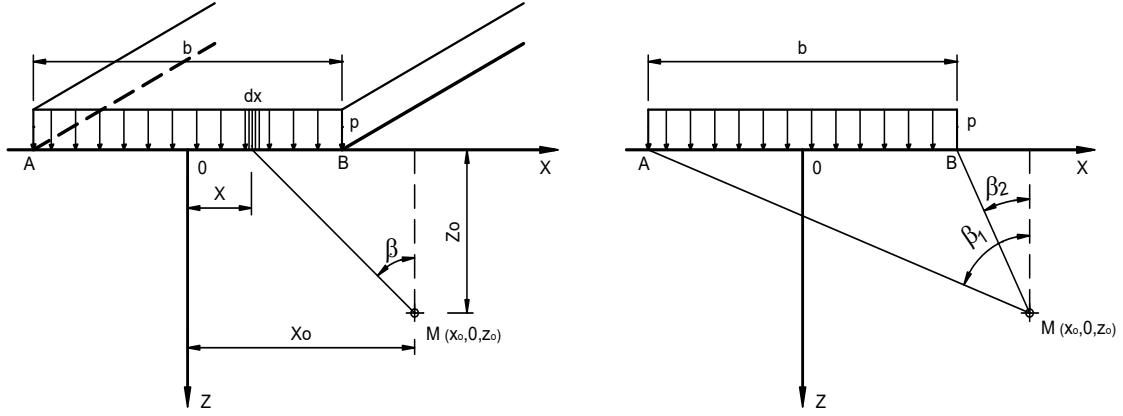
Trong đó: $k_L = \frac{2}{\pi} \cdot \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{x}{z} \right)^2} \right]^2$ - hệ số tính ứng suất, tra bảng (3-5) phụ thuộc tỷ lệ $\frac{x}{z}$.

2. Tải trọng hình băng phân bố đều

Có một diện tải trọng hình băng phân bố đều trên bề rộng b . Xác định ứng suất điểm M nằm trong đất có tọa độ là (x_o, θ, z_o) – hình 3-13. Có thể tìm các ứng suất của điểm M trên cơ sở bài toán Plamant. Lấy một vi phân tải trọng vô cùng nhỏ là dx , cách tâm O một đoạn là x . Vì vi phân dx là vô cùng nhỏ, nên tải trọng phân bố đều trên dx sẽ được coi như một tải trọng đường có cường độ là $dp = p dx$. Áp dụng kết quả bài toán Plamant, tính được ứng suất σ_z như sau:

$$d\sigma_z = \frac{2p}{\pi} \frac{z_o^3}{[(x_o - x)^2 + z_o^2]^{\frac{3}{2}}} dx \quad (3-53)$$

Chú ý rằng: $(x_o - x) = z_o \tan \beta \Rightarrow -dx = \frac{1}{\cos^2 \beta} z_o d\beta$



Hình 3-13: Sơ đồ tác dụng của tải trọng phân bố đều trên băng

Thay các giá trị trên vào công thức (3-53), ta được:

$$\begin{aligned} d\sigma_z &= \frac{2p}{\pi} \frac{z_o^3}{[(x_o - x)^2 + z_o^2]^{\frac{3}{2}}} dx \\ d\sigma_z &= -\frac{2p}{\pi} \frac{z_o^3}{[(z_o \tan \beta)^2 + z_o^2]^{\frac{3}{2}}} \frac{1}{\cos^2 \beta} z_o \end{aligned} \quad (3-54)$$

Rút gọn ta được:

$$d\sigma_z = -\frac{2p}{\pi} \cos^2 \beta d\beta \quad (3-55)$$

Chú ý rằng khi dx chạy từ mép này đến mép kia của tải trọng thì giá trị góc β sẽ thay đổi từ β_1 về β_2 . Vậy ứng suất σ_z tại M sẽ được tính như sau:

$$\sigma_z = -\frac{2p}{\pi} \int_{\beta_1}^{\beta_2} \cos^2 \beta d\beta = -\frac{p}{\pi} \int_{\beta_1}^{\beta_2} (1 + \cos 2\beta) d\beta \quad (3-56)$$

Giả tích phân trên và làm tương tự với σ_x và τ_{zx} ta có các công thức sau:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[(\beta_1 - \beta_2) + \frac{1}{2} (\sin 2\beta_1 - \sin 2\beta_2) \right] \quad (3-57)$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[(\beta_1 - \beta_2) - \frac{1}{2} (\sin 2\beta_1 - \sin 2\beta_2) \right] \quad (3-58)$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = \tau = \frac{p}{2\pi} (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1) \quad (3-59)$$

Trị số β_2 lấy dấu dương khi điểm M nằm ngoài phạm vi hai đường thẳng đứng đi qua hai mép của tải trọng.

Trong thực tế tính toán có thể tính giá trị các ứng suất theo công thức sau:

$$\sigma_z = k_1 p ; \quad \sigma_x = k_2 p \quad \text{và} \quad \tau = k_3 p \quad (3-60)$$

Trong đó: k_1, k_2, k_3 - là các hệ số tính ứng suất, tra bảng (3-6) phụ

thuộc vào tỷ lệ (x/b và z/b).

Người ta đã chứng minh rằng, phương của các ứng suất chính tại mỗi điểm trùng hoặc thẳng góc với phân giác của góc nhìn 2β , có thể thấy góc $2\beta = \beta_1 - (\pm)\beta_2$.

Trường hợp đơn giản nhất là đối với các điểm nằm trên đường thẳng đứng OZ đi qua tâm của tải trọng, vì tính chất đối xứng nên $\beta_1 = \beta_2 = \beta$, do đó:

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

Như vậy các điểm nằm trên OZ , ứng suất cắt $\tau = 0$ và các ứng suất σ_z ; σ_x tác dụng như các ứng suất chính:

$$\sigma_z = \sigma_1 = \frac{p}{\pi}[(2\beta) + (\sin 2\beta)] \quad (3-61)$$

$$\sigma_x = \sigma_3 = \frac{p}{\pi}[(2\beta) - (\sin 2\beta)] \quad (3-62)$$

Từ đây cũng có thể thấy rằng:

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_3 = \frac{2p}{\pi} \cdot (2\beta) \quad (3-63)$$

Bảng 3-5: Bảng tra hệ số K_L , tải trọng phân bố trên đường thẳng.

$\frac{x}{z}$	K_L	$\frac{x}{z}$	K_L	$\frac{x}{z}$	K_L
0.00	0.637	0.75	0.261	2.00	0.025
0.05	0.633	0.80	0.237	2.10	0.022
0.10	0.624	0.85	0.215	2.20	0.019
0.15	0.609	0.90	0.194	2.30	0.016
0.20	0.589	0.95	0.176	2.40	0.014
0.25	0.564	1.00	0.159	2.50	0.012
0.30	0.536	1.10	0.130	2.60	0.011
0.35	0.505	1.20	0.107	2.70	0.009
0.40	0.473	1.30	0.088	2.80	0.008
0.45	0.440	1.40	0.073	2.90	0.007
0.50	0.407	1.50	0.060	3.00	0.006
0.55	0.375	1.60	0.050	3.50	0.004
0.60	0.344	1.70	0.042	4.00	0.002
0.65	0.315	1.80	0.035	5.00	0.001
0.70	0.287	1.90	0.030	6.00	0.000

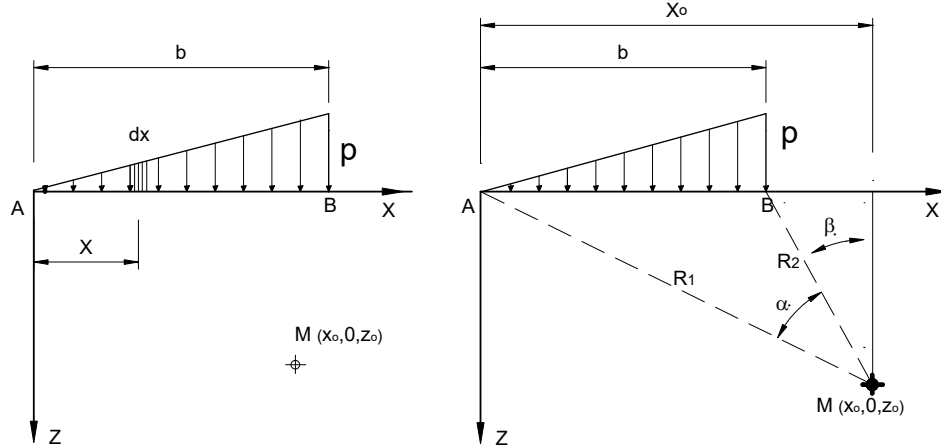
Bảng 3-6: Bảng tra giá trị hệ số k_1, k_2, k_3 , tải trọng hình băng phân bố đều.

$\frac{z}{b}$	$\frac{x}{b}$		
	0	0.25	0.5

	K_1	K_2	K_3	K_1	K_2	K_3	K_1	K_2	K_3
0	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.5	0.50	0.32
0.25	0.96	0.45	0.00	0.90	0.39	0.13	0.5	0.35	0.30
0.50	0.82	0.18	0.00	0.71	0.19	0.16	0.48	0.23	0.26
0.75	0.67	0.08	0.00	0.61	0.10	0.13	0.45	0.14	0.20
1.00	0.55	0.04	0.00	0.51	0.05	0.10	0.41	0.09	0.16
1.25	0.46	0.02	0.00	0.44	0.03	0.07	0.37	0.06	0.12
1.50	0.40	0.01	0.00	0.38	0.02	0.06	0.33	0.04	0.10
1.75	0.35	-	0.00	0.34	0.01	0.04	0.30	0.03	0.08
2.00	0.31	-	0.00	0.31	-	0.03	0.28	0.02	0.06
3.00	0.21	-	0.00	0.21	-	0.02	0.20	0.01	0.03
4.00	0.16	-	0.00	0.16	-	0.01	0.15	-	0.02
5.00	0.13	-	0.00	0.13	-	-	0.12	-	-
6.00	0.11	-	0.00	0.10	-	-	0.10	-	-
$\frac{z}{b}$	$\frac{x}{b}$								
	1.0			1.5			2		
	K_1	K_2	K_3	K_1	K_2	K_3	K_1	K_2	K_3
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	0.02	0.17	0.05	0.00	0.07	0.01	0.00	0.04	0.00
0.50	0.08	0.21	0.13	0.02	0.12	0.04	0.00	0.07	0.02
0.75	0.15	0.22	0.16	0.04	0.14	0.07	0.02	0.10	0.04
1.00	0.19	0.15	0.15	0.07	0.13	0.10	0.03	0.13	0.05
1.25	0.20	0.11	0.14	0.10	0.12	0.10	0.04	0.11	0.07
1.50	0.21	0.06	0.11	0.13	0.09	0.10	0.07	0.09	0.08
1.75	0.20	0.05	0.10	0.14	0.07	0.10	0.08	0.08	0.08
2.00	0.17	0.02	0.06	0.13	0.03	0.07	0.10	0.04	0.07
3.00	0.14	0.01	0.03	0.12	0.02	0.05	0.10	0.03	0.05
4.00	0.12	-	-	0.11	-	-	0.09	-	-
5.00	0.10	-	-	0.10	-	-	-	-	-
6.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-

3. Tải trọng hình băng phân bố tam giác

Có một diện tải trọng hình băng phân bố theo qui luật tam giác trên bề rộng b . Xác định ứng suất của điểm M nằm trong đất có tọa độ là (x_o, θ, z_o) , hình 3-14.



Hình 3-14: Sơ đồ tác dụng của tải trọng phân bố hình tam giác

Cách giải bài toán cũng tương tự như trường hợp tải trọng hình băng phân bố đều, Áp dụng kết quả bài toán *Plamant*, tính được ứng suất như sau:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\frac{x}{b} \alpha - \frac{1}{2} \sin 2\beta \right] \quad (3-64)$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[\frac{x}{b} \alpha - \frac{z}{b} \ln \frac{R_1^2}{R_2^2} + \frac{1}{2} \sin 2\beta \right] \quad (3-65)$$

$$\tau_{xz} = \frac{p}{2\pi} \left(1 + \cos 2\beta - 2 \frac{z}{b} \alpha \right) \quad (3-66)$$

Trong thực tế tính toán có thể tính giá trị ứng suất theo công thức sau:

$$\sigma_z = k_{1t} \cdot p ; \quad \sigma_x = k_{2t} \cdot p \quad \text{và} \quad \tau = k_{3t} \cdot p \quad (3-67)$$

Trong đó: k_{1t} , k_{2t} , k_{3t} - là các hệ số tính ứng suất, tra bảng (3-7) và bảng (3-8) phụ thuộc vào tỷ lệ (x/b và z/b).

IV. TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG BẤT KỲ, CÓ HÌNH GÃY KHÚC

Tải trọng biến thiên theo hình tam giác vuông và tam giác đều, hình thang, là những trường hợp quan trọng của tác dụng tải trọng dải. Các công thức tính ứng suất đối với những trường hợp tải trọng này được nêu trong một số tài liệu hướng dẫn và sổ tay về cơ học đất. Có thể sử dụng phương pháp cộng tác dụng về ứng suất để tính ứng suất cho một điểm bằng cách chia tải trọng tác dụng về các dạng tải trọng cơ bản như đã nêu ở các phần trên. Ở đây chỉ nêu ứng dụng tổng hợp đồ thị Osterberg, đã được trình bày trong tuyển tập công trình Hội nghị quốc tế cơ học đất lần thứ IV cho các dạng tải trọng đang xét.

Bảng 3-7: Bảng giá trị hệ số k_{1t} dùng cho tải trọng hình băng phân bố tam giác

$\frac{l}{b}$ $\frac{z}{b}$	-1.5	-1.0	-0.5	0	0.25	0.50	0.75	1.0	1.5	2.0	2.5
0	0	0	0	0	0.250	0.500	0.075	0.500	0	0	0
0.25	-	-	0.001	0.075	0.256	0.480	0.643	0.424	0.015	0.003	0
0.50	0.002	0.003	0.023	0.127	0.263	0.410	0.477	0.353	0.056	0.017	0.003
0.75	0.006	0.016	0.042	0.153	0.248	0.335	0.361	0.293	0.108	0.024	0.009
1.00	0.014	0.025	0.061	0.159	0.223	0.275	0.279	0.241	0.129	0.045	0.013
1.5	0.020	0.048	0.096	0.145	0.178	0.200	0.202	0.185	0.124	0.062	0.014
2	0.032	0.061	0.092	0.127	0.146	0.155	0.163	0.153	0.108	0.069	0.050
3	0.050	0.064	0.080	0.096	0.103	0.104	0.108	0.104	0.090	0.071	0.050
4	0.051	0.060	0.067	0.075	0.078	0.085	0.082	0.075	0.073	0.060	0.049
5	0.047	0.052	0.057	0.059	0.062	0.063	0.063	0.065	0.061	0.051	0.047
6	0.041	0.041	0.050	0.051	0.052	0.053	0.053	0.053	0.050	0.050	0.045

Bảng 3-8: Bảng tra giá trị hệ số k_{2t} và k_{3t} dùng cho tải trọng hình băng phân bố tam giác

$\frac{x}{b}$ $\frac{z}{b}$		-1.00	-0.75	-0.50	-0.25	0.00	0.25	0.50	0.75
0.00	K_{2t}	0.006	0.015	0.467	0.718	0.487	0.249	0.026	0.005
	K_{3t}	0.000	-0.001	-0.313	0.009	0.010	0.010	0.005	0.000
0.1	K_{2t}	0.054	0.132	0.321	0.452	0.37	0.233	0.116	0.049
	K_{3t}	-0.008	-0.034	-0.272	0.040	0.075	0.078	0.014	0.008
0.2	K_{2t}	0.097	0.0186	0.230	0.259	0.0269	0.219	0.146	0.084
	K_{3t}	-0.028	-0.091	-0.231	0.016	0.108	0.129	0.075	0.025
0.4	K_{2t}	0.128	0.160	0.127	0.099	0.130	0.148	0.142	0.114
	K_{3t}	-0.071	-0.139	-0.167	-0.020	0.104	0.138	0.108	0.060
0.6	K_{2t}	0.116	0.0112	0.074	0.046	0.065	0.096	0.114	0.108
	K_{3t}	-0.093	-0.132	-0.122	-0.025	0.077	0.123	0.112	0.080

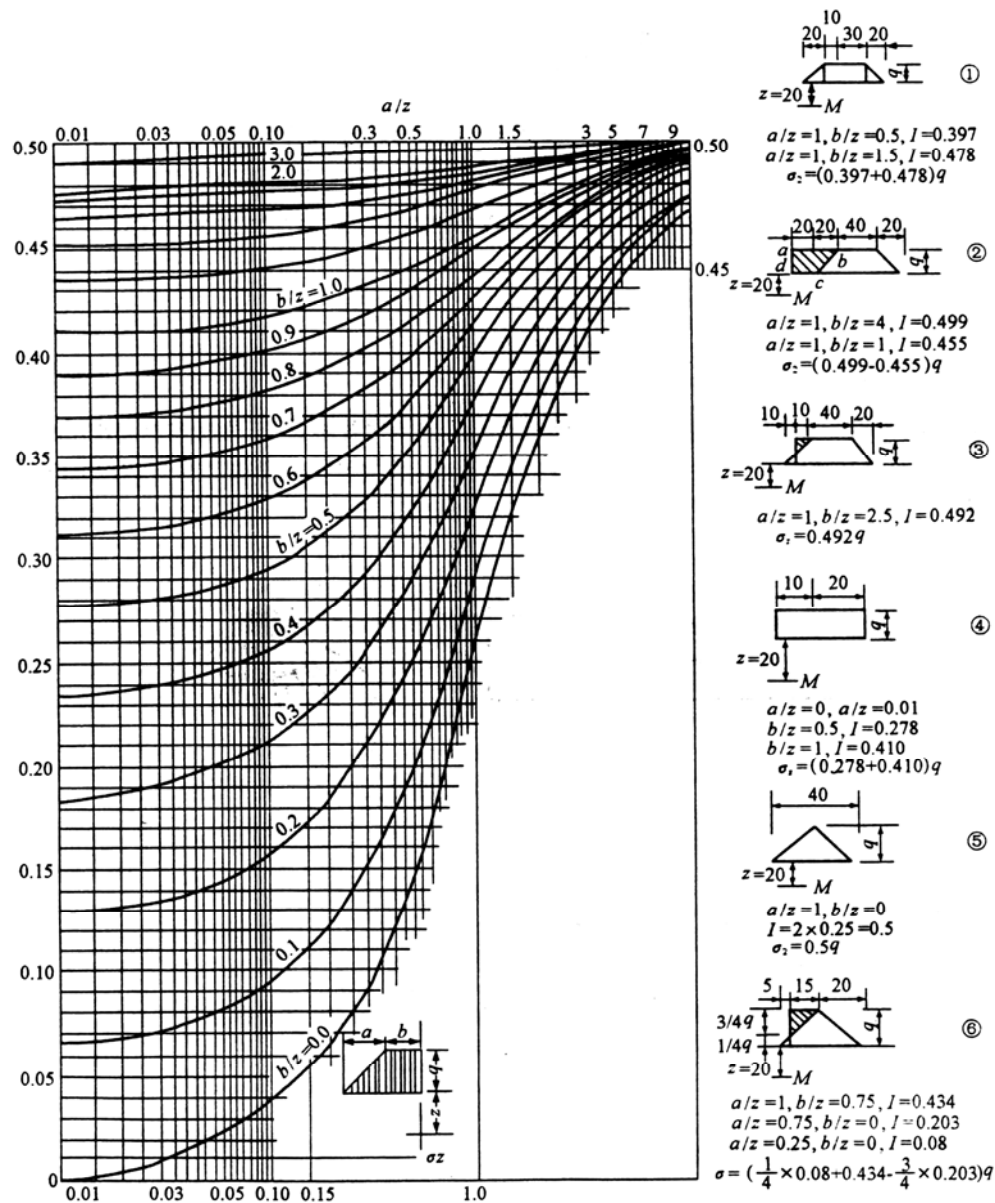
Ứng suất trong đất khi tải trọng biến đổi theo qui luật đường thẳng được tính theo công thức:

$$\sigma_z = I_z \cdot p \quad (3-68)$$

Trong đó: $I_z = f(\frac{a}{z}; \frac{b}{z})$ – hàm của các giá trị tương đối $(\frac{a}{z}; \frac{b}{z})$, được xác định theo toán đồ hình 3-15.

a, b - chiều dài ứng với biểu đồ tải trọng tam giác và chữ nhật.

z - chiều sâu điểm đang xét.



Hình 3-15: Toán đồ xác định ứng suất khi tải trọng phân bố dạng gậy khúc

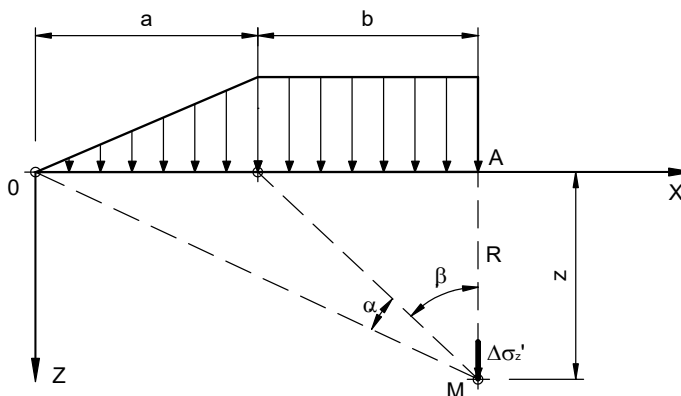
Giá trị (I_z) được xác định bằng tổng đại số các hệ số ứng với tải trọng của phía trái (I_t) và phải (I_p) của đường thẳng đứng đi qua điểm cần xét, tức là:

$$\sigma_z = (I_t + I_p) p \quad (3-69)$$

Trong đó: I_t - là hệ số tương ứng với phần tải trọng phía bên trái.

I_p - là hệ số tương ứng với phần tải trọng phía bên phải.

Hệ số truyền tải trọng I_z cũng có thể được tính trực tiếp theo công thức tổng quát sau (hình 3-16):



Hình 3-16 : Sơ đồ tính hệ số truyền tải trọng I_z

$$I_z = \frac{1}{\pi} \left[\beta + \frac{x \cdot \alpha}{a} - \frac{z}{R^2} (x - a - b) \right] \quad (3-70)$$

Trong đó: x - toạ độ phương ngang.

z - toạ độ chiều sâu của điểm đang xét.

α - góc hợp thành phần mái dốc đến điểm đang xét.

β - góc hợp thành phần thân đất đắp đến điểm đang xét.

R - khoảng cách từ điểm đang xét đến tâm đường.

Khi M nằm thẳng tâm đường, ta có: $x = a + b$; $R = z$ và $\beta = \arctg\left(\frac{b}{z}\right)$,

cũng như có $\alpha = \arctg\left(\frac{a+b}{z}\right) - \arctg\left(\frac{b}{z}\right)$.

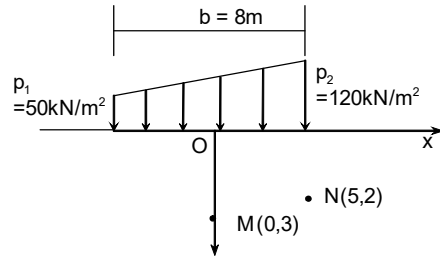
Lúc này hệ số I_z sẽ là:

$$I_z = \frac{1}{\pi} \left\{ \arctg\left(\frac{b}{z}\right) + \frac{a+b}{a} \left[\arctg\frac{a+b}{z} - \arctg\frac{b}{z} \right] \right\} \quad (3-71)$$

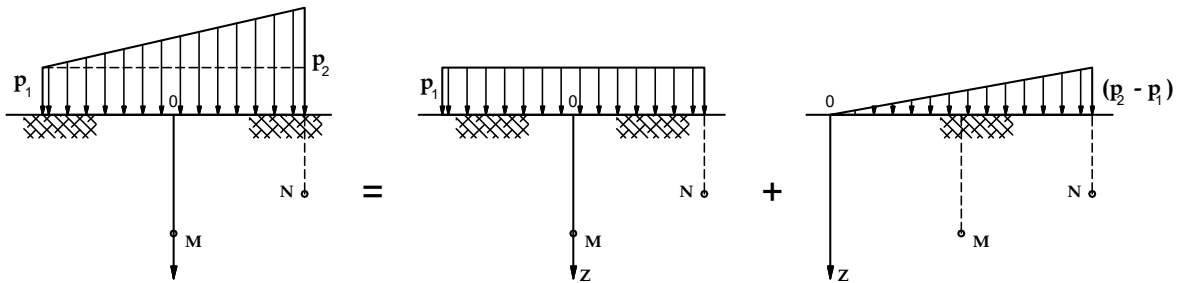
VÍ DỤ MINH HOẠ

VÍ DỤ 27

Xác định ứng suất σ_z tại M, N do tải trọng phân bố hình thang như hình vẽ bên.

**Bài giải:**

Trước hết chia tải trọng thành hai bài toán cơ bản: tải trọng hình băng phân bố đều và hình băng phân bố tam giác (hình VD27). Sau đó tính ứng suất tại M và N do riêng từng tải trọng sinh ra, cuối cùng sử dụng phương pháp cộng ứng suất để tính tổng ứng suất tại M và N.



Hình VD27

1. Tính ứng suất tại điểm M

Ứng suất tại M do hai loại tải trọng gây ra (hình VD27), ta có công thức tính như sau:

$$\sigma_{zM} = k_{1(M)} \cdot p_1 + k_{1t(M)} \cdot (p_2 - p_1)$$

Để tra $K_{1(M)}$ phải dựa vào các tỷ lệ của hình băng rải đều như sau: $\frac{x}{b} = \frac{0}{8} = 0$ và

$\frac{z_M}{b} = \frac{3}{8} = 0.375$. Tra bảng 3-5 với các tỷ lệ trên được $K_{1(M)} = 0.92$.

Để tra $K_{1t(M)}$ phải dựa vào các tỷ lệ của hình băng tam giác như sau: $\frac{x}{b} = \frac{4}{8} = 0.5$ và

$\frac{z_M}{b} = \frac{3}{8} = 0.375$. Tra bảng 3-6 với các tỷ lệ trên được $K_{1t(M)} = 0.445$.

Vậy ứng suất tại M sẽ là:

$$\sigma_{zM} = 0.92 \cdot 50 + 0.445 \cdot (120 - 50) = 76.8 \text{ kN/m}^2$$

2. Tính ứng suất tại điểm N

Tương tự như tính ứng suất điểm M, ta có công thức tính ứng suất cho điểm N như sau:

$$\sigma_{zN} = k_{1(N)} \cdot p_1 + k_{1t(N)} \cdot (p_2 - p_1)$$

Để tra $K_{1(N)}$ phải dựa vào các tỷ lệ của hình băng rải đều như sau: $\frac{x}{b} = \frac{4}{8} = 0.5$ và $\frac{z_N}{b} = \frac{2}{8} = 0.25$. Tra bảng 3-5 với các tỷ lệ trên được $K_{1(N)} = 0.5$.

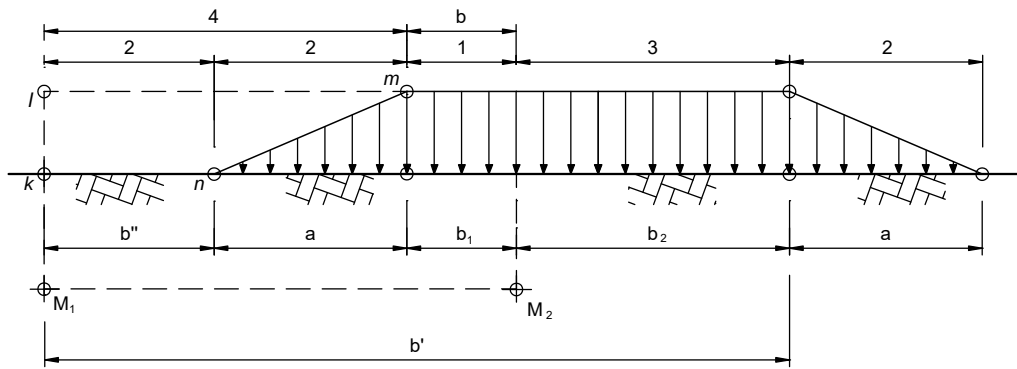
Để tra $K_{1t(N)}$ phải dựa vào các tỷ lệ của hình băng tam giác như sau: $\frac{x}{b} = \frac{8}{8} = 1$ và $\frac{z_N}{b} = \frac{2}{8} = 0.25$. Tra bảng 3-6 với các tỷ lệ trên được $K_{1(N)} = 0.223$.

Vậy ứng suất tại M sẽ là:

$$\sigma_{zM} = 0.5 * 50 + 0.223 * (120 - 50) = 40.61 \text{ kN/m}^2$$

VÍ DỤ 28

Xác định ứng suất σ_z đối với điểm M_1 và M_2 (hình VD28) do tải trọng hình thang gây nên.



Hình VD28: Ví dụ tính toán với tải trọng phân bố dạng hình thang

Bài giải

(a) Tính ứng suất tại điểm M_1 (σ_{z1})

- Khi tải trọng tác dụng từ phía trái:

$$\frac{a_t}{z} = \frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1 \quad \text{và} \quad \frac{b_t}{z} = \frac{b_1}{z} = \frac{1}{2} = 0.5 \Rightarrow I_t = 0.397$$

- Khi tải trọng tác dụng từ phía phải:

$$\frac{a_p}{z} = \frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1 \quad \text{và} \quad \frac{b_p}{z} = \frac{b_2}{z} = \frac{3}{2} = 1.5 \Rightarrow I_p = 0.478$$

- Như vậy:

$$\sigma_{z1} = (I_t + I_p) \cdot p = (0.397 + 0.478) \cdot p = 0.875 \cdot p$$

(b) Tính ứng suất tại điểm M_2 (σ_{z2})

Để xác định ứng suất nén σ_{z2} (hình 3-27), chúng ta đặt vào tải trọng ảo ($klmn$).

- Tính với tải trọng toàn phần (kể cả phần ảo $klmn$)

$$\frac{a_p}{z} = \frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1 \quad \text{và} \quad \frac{b_p}{z} = \frac{b'}{z} = \frac{8}{2} = 4 \Rightarrow I_p = 0.499$$

- Tính phần tải trọng ảo:

$$\frac{a_p}{z} = \frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1 \quad \text{và} \quad \frac{b_p}{z} = \frac{b''}{z} = \frac{2}{2} = 1 \Rightarrow I'_p = 0.455$$

- Thay các giá trị và xét đến tính ảo của tải trọng ta được:

$$\sigma_{z2} = (I_p + I'_p) \cdot p = (0.499 - 0.455) \cdot p = 0.044 \cdot p$$

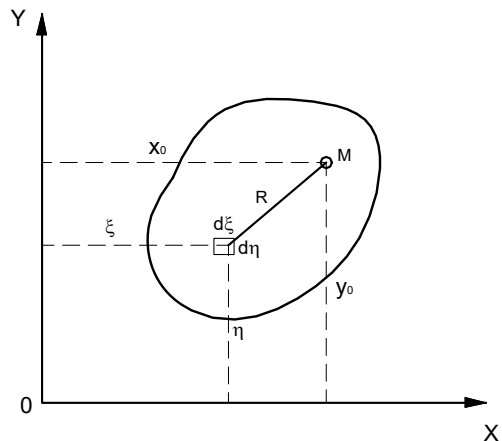
§ 3 PHÂN BỐ ỨNG SUẤT DƯỚI ĐÁY MÓNG

I. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT DƯỚI ĐÁY MÓNG CỨNG

Xét một đáy móng với hình dạng đáy móng là bất kỳ. Gọi biểu đồ phân bố áp lực đáy móng là $p(\xi, \eta)$ (hình 3-17). Bây giờ chúng ta sẽ xem xét qui luật phân bố ứng suất dưới đáy móng này như thế nào.

Để thiết lập công thức cần dựa vào một số giả thiết sau:

- *Nền là một bán không gian đàn hồi.*
- *Phản lực của nền và tải trọng ngoài là cân bằng.* Phản lực của đất nền có độ lớn bằng áp lực đáy móng nhưng ngược chiều.



Hình 3-17: Mặt tải trọng dạng bất kỳ

- *Móng luôn tiếp xúc với mặt nền, do đó chuyển vị theo chiều thẳng đứng của mọi điểm trên mặt (trong phạm vi đáy móng) đều bằng độ lún của điểm tương ứng tại đáy móng.*
- *Sau khi lún móng coi như vẫn phẳng.* Như vậy biểu đồ chuyển vị W_0 của các điểm ở đáy móng sẽ có dạng hình nhật hoặc hình thang với phương trình

$W_{o(x)} = Ax + B$ (bài toán phẳng), hoặc giới hạn bởi một độ nghiêng nhất định,
 $W_{o(x,y)} = Ax + By + D$ (bài toán không gian).

1. Trường hợp bài toán không gian

Xét một điểm $M(x_o, y_o, 0)$ bất kỳ trên mặt nền, trong phạm vi đáy móng. Tính chuyển vị của điểm M theo công thức của Boussinesq ở mục §2:

$$\omega_z = \frac{P(1+\nu)}{2\pi E} \left[\frac{z^2}{R^3} + 2(1-\nu) \frac{1}{R} \right]$$

Với $z=0$ thì $\omega_z = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi E R} = \frac{P}{\pi C R}$ (3-72)

Trong đó: $C = \frac{E}{1-\nu^2}$

Lấy một vi phân diện tích tải trọng $dF = d\xi d\eta$. Trên vi phân này xem lực phân bố như một lực tập trung và áp dụng kết quả của bài toán Boussinesq (công thức 3-72) thì chuyển vị thẳng đứng tại điểm M với $z=0$ sẽ là:

$$d\omega_z = \frac{P(\xi, \eta)}{\pi C R} d\xi d\eta \quad (3-73)$$

Dưới tác dụng của toàn bộ đáy móng trên diện tích F , chuyển vị của điểm M sẽ là:

$$\omega_z = \frac{1}{\pi C} \iint_F \frac{P(\xi, \eta)}{R} d\xi d\eta = \frac{1}{\pi C} \iint_F \frac{P(\xi, \eta)}{\sqrt{(x_o - \xi)^2 + (y_o - \eta)^2}} d\xi d\eta \quad (3-74)$$

Vì sau khi lún móng vẫn phẳng, ta sẽ có phương trình:

$$\omega_z = \frac{1}{\pi C} \iint_F \frac{P(\xi, \eta)}{\sqrt{(x_o - \xi)^2 + (y_o - \eta)^2}} d\xi d\eta = Ax + By + D \quad (3-75)$$

Ngoài ra, từ các điều kiện cân bằng tĩnh học (theo giả thiết 2), có các phương trình sau:

$$\begin{cases} \iint_F p(\xi, \eta) d\xi d\eta = P \\ \iint_F p(\xi, \eta) \xi d\xi d\eta = M_y \\ \iint_F p(\xi, \eta) \eta d\xi d\eta = M_x \end{cases} \quad (3-76)$$

Trong đó: A, B, D - các hệ số của phương trình chuyển vị (khi móng chịu tải trọng đúng tâm thì chuyển vị tại mọi điểm đều như nhau, tức là không phụ thuộc vào x, y và $A=D=0$).

P, M_y, M_x - Ngoại lực và các mô men ngoại lực đối với các trục OX và OY .

Như vậy, dựa vào phương trình (3-75) và hệ phương trình (3-76) ta sẽ giải ra được phân bố ứng suất tại bất cứ điểm nào trên mặt nền trong phạm vi đáy móng.

Các phương trình trên đây giải rất phức tạp, hiện nay người ta mới chỉ rút được nghiệm chính xác cho trường hợp móng hình elip và hình tròn, còn đối với móng hình chữ nhật các phương trình trên phải giải bằng phương pháp gần đúng

(1) Với móng tròn chịu tải trọng đúng tâm:

$$p_{(x,y)} = \frac{1}{2} \frac{p_m}{\sqrt{1 - \left(\frac{\rho}{r}\right)^2}} \quad \text{với} \quad \rho = \sqrt{x^2 + y^2} \quad (3-77)$$

Trong đó: p_m - áp lực trung bình tác dụng lên đáy móng = P/F .

ρ - khoảng cách từ điểm đang xét tới tâm đáy móng tròn.

r - bán kính đáy móng.

(2) Với móng tròn chịu tải trọng lệch tâm:

$$p_{(x,y)} = \frac{1}{2\pi r} \frac{\frac{2e}{r}x + 1}{\sqrt{r^2 - x^2 - y^2}} P \quad (3-78)$$

Góc nghiêng của đáy móng so với mặt phẳng nằm ngang:

$$\tan \delta = \frac{3(1-\nu^2)}{4E} \cdot \frac{Pe}{r^3} \quad (3-79)$$

Trong đó: e - độ lệch tâm của tải trọng.

x, y - tọa độ điểm đang xét.

E, ν - Môđun biến dạng và hệ số nở hông của đất nền.

- **Trạng thái ứng suất dưới móng cứng chịu tải trọng lệch tâm:**

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi r^2} \cdot \frac{(z/\rho)^3}{(AB)^3} \left[\frac{3e\rho \cos \beta}{r^2} (A+4B)^2 + 4B^2(B^2+1) - A(B^2-1) \right] \quad (3-80)$$

- **Khi $e = 0$; ta có công thức tính σ_z trường hợp lực đúng tâm:**

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi r^2} \frac{(z/\rho)^3}{(AB)^3} [4B^2(B^2+1) - A(B^2-1)] \quad (3-81)$$

$$\text{Trong đó: } \begin{cases} A^2 = \left[\left(\frac{z}{r}\right)^2 + \left(\frac{\rho}{r}\right)^2 - 1 \right]^2 + 4\left(\frac{z}{r}\right)^2 \\ 2B^2 = \left(\frac{z}{r}\right)^2 + \left(\frac{\rho}{r}\right)^2 - 1 + A \end{cases} \quad (3-82)$$

(3) Với móng hình chữ nhật chịu tải trọng đúng tâm, hệ phương trình trên có thể giải một cách gần đúng như sau:

Chia diện tích tải trọng ra thành n mảnh nhỏ và thay tích phân trong phương trình (32-64) bằng tổng số:

$$\frac{1}{\pi C} \sum_{i=1}^n \frac{p_i F_i}{\rho_{i(x,y)}} = D = W_0 \quad (3-83)$$

Trong đó: p_i - áp lực trung bình trong phạm vi mỗi mảnh.

F_i - diện tích của mảnh.

$\rho_{i(x,y)}$ - khoảng cách từ trọng tâm mảnh đến điểm đang xét chuyển vị.

W_0 - Chuyển vị thẳng đứng của các điểm trên mặt đất nền trong phạm vi đáy móng.

Ngoài ra ta còn có phương trình cân bằng tĩnh học:

$$P = \sum_{i=1}^n p_i F_i \quad (3-84)$$

Khi điểm xét trùng tâm với một mảnh nào đó, thì không thể tính theo công thức (3-83) mà phải tính theo công thức sau:

$$W_i = \frac{p_i \sqrt{F_i}}{\pi \cdot C} \omega \quad (3-85)$$

Trong đó: ω - hệ số phụ thuộc hình dạng đáy móng. Với hình vuông $\omega = 2.97$; hình chữ nhật ($L/b = 1.5$ thì $\omega = 2.95$; $L/b = 2$ thì $\omega = 2.89$)

2. Trường hợp bài toán phẳng

Lập luận tương tự như đối với bài toán không gian, ta có thể viết được các phương trình về chuyển vị và cân bằng, áp dụng công thức chuyển vị của một điểm có tọa độ x có tác dụng của tải trọng đường thẳng $p_{(\xi)} d\xi$, ta có:

$$\frac{2(1-\nu)}{\pi E} \int_{-b/2}^{+b/2} p_{(\xi)} \ln|x-\xi| d\xi = Ax + B \quad (3-86)$$

Các phương trình cân bằng tĩnh học có thể viết như sau:

$$\begin{cases} \int_{-b/2}^{+b/2} p(\xi) d\xi = P \\ \int_{-b/2}^{+b/2} p(\xi) \xi d\xi = M_0 \end{cases} \quad (3-87)$$

Trong đó: b - chiều rộng đáy móng.

A, B - các hệ số của phương trình chuyển vị.

P - tổng hợp các tải trọng bên ngoài tác dụng lên móng.

M₀ - tổng hợp các mômen các lực tác dụng đối với gốc tọa độ O

(1) Với móng cứng hình băng chịu tải trọng đúng tâm:

$$p(x) = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{P_m}{\sqrt{1 - \left(2 \frac{x}{b}\right)^2}} \quad (3-88)$$

Trong đó: p_m - áp lực trung bình ở đáy móng.

x - khoảng cách từ tâm móng đến điểm tính áp lực.

Tại tâm đáy móng, áp lực p có giá trị p₀ = 0.673p_m (với móng tròn p₀ = 0.5p_m)

(2) Với móng cứng hình băng chịu tải trọng lệch tâm, ứng suất đáy móng tính theo công thức I êgorov:

$$p(x) = \frac{\left(1 + 2 \frac{e}{b_1^2} x\right)}{\pi} \frac{P}{\sqrt{b_1^2 - x^2}} \quad (3-89)$$

Gaxchiev đưa ra công thức tính ứng suất đáy móng cứng hình băng, chịu tải trọng lệch tâm khi có cả tải trọng bên q:

$$p(x) = \frac{\left(1 + 2 \frac{e}{b_1^2} x - \frac{2q}{P} b_1\right)}{\pi} \frac{P}{\sqrt{b_1^2 - x^2}} + q \quad (3-90)$$

Góc nghiêng của móng so với mặt phẳng nằm ngang:

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{4(1 - \nu^2)}{\pi E} \frac{Pe}{b_1^3} \quad (3-91)$$

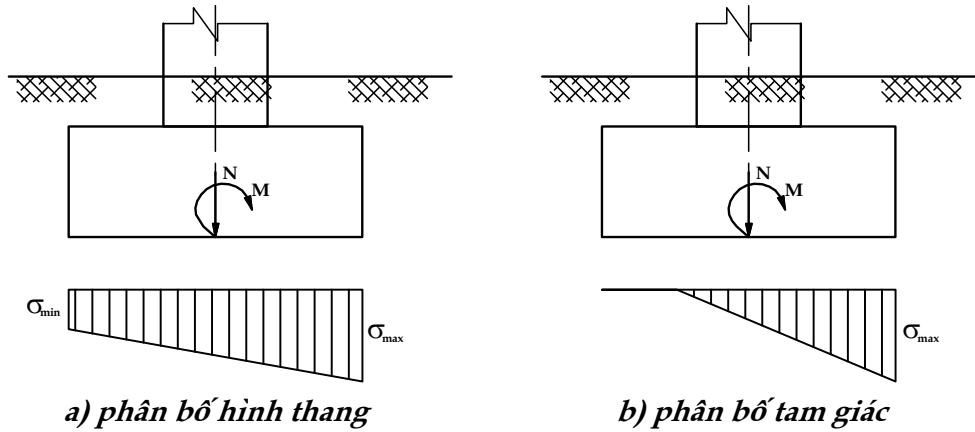
Trong đó: e - độ lệch tâm của tải trọng.

b₁ = b/2 (b - chiều rộng đáy móng)

q - tải trọng bên

II. PHƯƠNG PHÁP ĐƠN GIẢN TÍNH ỨNG SUẤT DƯỚI ĐÁY MÓNG CỨNG

Có thể sử dụng phương pháp đơn giản hơn để tính ứng suất dưới đáy móng cứng theo lý thuyết của sức bền vật liệu với một số giả thiết như xem ứng suất tiếp xúc đáy móng theo qui luật đường thẳng, móng có chiều dày tương đối lớn. Sau khi đưa tải trọng về trọng tâm tiết diện đáy móng, thì ứng suất dưới đáy móng được tính như sau:



Hình 3-18: Phân bố ứng suất dưới đáy móng

(1) Khi điểm tác dụng của tải trọng nằm trong bán kính lõi móng (phân bố hình thang $e < B/6$):

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{N}{DB} \left(1 + \frac{6e_x}{B} \right) \quad (3-92)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{F} - \frac{M_y}{W_y} = \frac{N}{DB} \left(1 - \frac{6e_x}{B} \right) \quad (3-93)$$

Diện tích phân bố ứng suất trong các trường hợp được thể hiện như hình 3-18.

Khi độ lệch tâm của tải trọng $e > B/6$ thì sẽ có sự phân bố lại ứng suất dưới đáy móng với diện tích phân bố được tính như hình 3-19.

(2) Khi điểm tác dụng của tải trọng nằm ngoài bán kính lõi móng (phân bố hình thang $e \geq B/6$):

$$\sigma_{\max} = \frac{2}{3} \frac{N}{D \left(\frac{B}{2} - e_x \right)} \quad (3-94)$$

Trong đó:

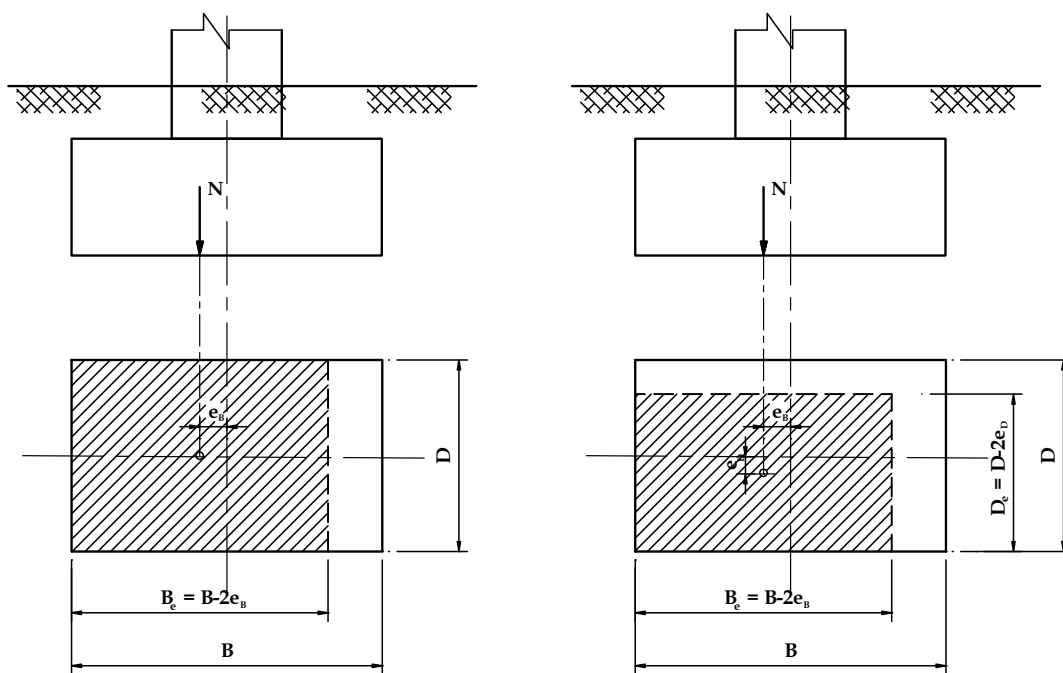
- N tổng tải trọng thẳng đứng tác dụng tại trọng tâm của đáy móng.
- M_y tổng mômen do tải trọng ngoài lấy với trục trọng tâm (x; y) của mặt cắt đáy móng.

W_y mômen kháng uốn theo các trục (x; y) của mặt cắt đáy móng.

F diện tích tiết diện đáy móng. ($F=D*B$)

D, B chiều dài và chiều rộng của móng.

e_x , e_y Độ lệch tâm của tải trọng theo phương trục x và trục y..



a) Trường hợp lệch tâm một trục

b) Trường hợp lệch tâm hai trục

Hình 3-19: Diện tích tải trọng có hiệu

VÍ DỤ MINH HOẠ

VÍ DỤ 29

Hãy tính và vẽ biểu đồ phân bố ứng suất dưới đáy móng nông sau. Biết $N_0 = 3000\text{kN}$; $H_{x0} = 50\text{kN}$; $M_{y0} = 200\text{kN.m}$; $e_x = 0.3\text{m}$.

Bài giải:

* Xác định trục trọng tâm của móng như trên hình VD29.

* Chuyển tải trọng về trọng tâm:

$$N = 3000kN$$

$$H_x = H_{x0} = 50kN$$

$$M_y = N.e_x - M_{y0} - H_x(L_0 + h) = 3000 * 0.3 - 200 - 50 * (0.5 + 2.5) = 550kN.m$$

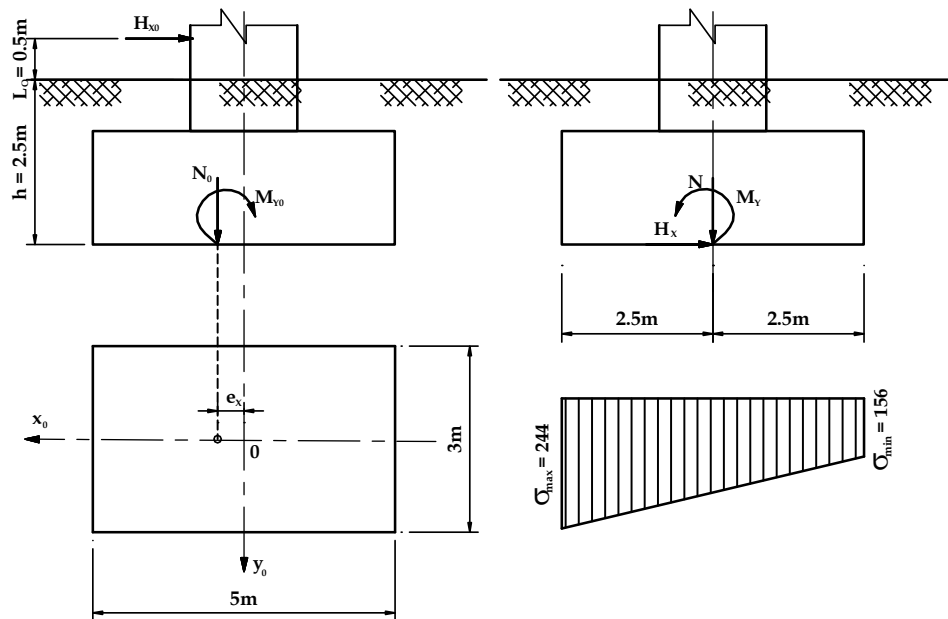
* Tính ứng suất dưới đáy móng:

Do $e = \frac{M_y}{N} = \frac{550}{3000} = 0.183m < ,$ nên công thức tính ứng suất như sau:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{3000}{3 * 5} + \frac{550}{\frac{3 * 5^2}{6}} = 244kN / m^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{F} - \frac{M_y}{W_y} = \frac{3000}{3 * 5} - \frac{550}{\frac{3 * 5^2}{6}} = 156kN / m^2$$

Kết quả cho thấy cả ứng suất lớn nhất và nhỏ nhất đều dương (chú ý đất chỉ chịu nén, và khi đất chịu nén ứng suất sẽ mang dấu +), vì vậy biểu đồ phân bố ứng suất dưới đáy móng có dạng hình thang.



Hình VD29: Bố trí móng và phân bố ứng suất dưới đáy móng

CHƯƠNG 4

DỰ TÍNH ĐỘ LÚN CỦA NỀN ĐẤT

§ 1 LÝ THUYẾT CHUNG VỀ LÚN CỦA NỀN ĐẤT

I. CÁC DẠNG CHUYỂN VỊ CỦA NỀN ĐẤT VÀ NGUYÊN NHÂN GÂY LÚN

Có thể phân tích nguyên nhân gây lún của nền đất một cách cơ bản như sau:

1. Nén chặt

Nén chặt là quá trình các hạt đất bị ép chuyển sang trạng thái lèn chặt hơn cùng với sự giảm tương ứng về thể tích và khí thoát ra. Nguyên nhân có thể do trọng lượng bản thân hoặc tải trọng phụ trên mặt đất sinh ra. Sự dao động do xe cộ chuyển động, các hoạt động thi công như đóng cọc cũng gây ra lún do nén chặt. Trong vùng động đất, sóng va chấn động cũng là một nguyên nhân. Những đất nhạy cảm, nhất là cát hay cát chứa cuội rời, vật liệu đắp đặc biệt là sau khi đổ không được lu lèn hay đầm chặt đầy đủ.

2. Cố kết

Quá trình nước lỗ rỗng trong đất dính bão hoà thoát ra do tải trọng tác dụng tăng lên gọi là quá trình cố kết. Thể tích giảm dần dần cho tới khi áp lực nước lỗ rỗng ở bên trong đạt cân bằng, việc giảm tải trọng có thể gây ra trương nở làm cho đất duy trì sự bão hoà.

Đất nhạy cảm nhất là đất bùn và đất sét cố kết bình thường. Than bùn và đất than bùn có tính chịu nén khá cao, kết quả là, dưới tải trọng mức độ vừa phải, bề dày lớp thay đổi nhiều, có thể đạt đến 20%.

3. Biến dạng đàn hồi

Khi chịu tải trọng thì tất cả các vật liệu rắn đều biến dạng. Đất có bản chất riêng biệt, biến dạng một phần là do nén chặt hay cố kết như vừa đề cập ở trên, phần khác do *biến dạng đàn hồi*. Trong tất cả các loại đất, biến dạng đàn hồi xảy ra hầu như ngay sau khi tải trọng tác dụng. Độ lún gây bởi quá trình này gọi là *độ lún tức thời*.

4. Ảnh hưởng của việc hạ thấp mực nước ngầm

Khi bơm nước từ hố móng hoặc hút nước từ giếng khoan, mực nước ở khu đất xung quanh hạ thấp xuống. Lún có thể sinh ra do sự hạ thấp mực nước này trong điều kiện thuỷ tĩnh bởi hai quá trình: *Thứ nhất*, trong một số đất sét việc giảm độ ẩm sẽ sinh ra việc giảm thể tích do quá trình *co ngót và trương nở*. Đất ở trên mực nước ngầm hạ thấp có thể bị co ngót. *Thứ hai*, việc giảm áp lực nước lỗ rỗng thuỷ tĩnh tạo nên sự tăng ứng suất hiệu quả của lớp phủ trên các lớp nằm dưới. Vì vậy, đặc biệt là đất hữu cơ, đất sét yếu nằm dưới mực nước ngầm hạ thấp có thể cố kết do ứng suất hiệu quả tăng lên.

5. Ảnh hưởng của thấm và xói mòn

Trong đất cát, như cát khô hạt mịn và hoang thổ, chuyển động của nước có thể cuốn trôi một số hạt nhỏ. *Xói mòn* là hiện tượng vật liệu được chuyển dời do nước trên mặt sông suối, hay xảy ra tại nơi các kênh tiêu hay đường ống dẫn nước bị vỡ. Ở nơi hố móng đào dưới mực nước ngầm nằm bên trong đê quai thì cũng tương tự, dòng thấm từ dưới gây ra dạng mất ổn định gọi là mạch đùn. Trong vùng khô hạn, đất cùng loại có thể bị xói mòn do hoạt động của gió. Trong một số đất đá nhất định, kết dính khoáng vật có thể bị hoà tan do nước ngầm vận động. Sự lún sụt các hàng động có thể gây ra lún trong phạm vi lớn.

II. LÝ THUYẾT CHUNG VỀ LÚN

Tổng quát thì lún nền đất gồm ba phần:

$$S = S_i + (S_c + S_\alpha) \quad (4-1a)$$

Trong đó: S - độ lún tổng cộng.

S_i - độ lún tức thời (lún do biến dạng đàn hồi).

S_c - độ lún cố kết sơ cấp.

S_α - độ lún cố kết thứ cấp.

Với đất cát, tính thấm quá nhanh, do đó không thể tách rời lún tức thời và lún cố kết được. Phương trình (4-1a) có thể viết lại như sau:

$$S = S_{i+c} + S_{\alpha} \quad (4-1b)$$

S_{i+c} là độ lún tức thời và cố kết (thường hiểu là lún cố kết vì lún tức thời của cát nhỏ), được tính qua môđun biến dạng E.

1. Lún tức thời - S_i

Độ lún tức thời là khi nước chưa kịp thoát đi, đất biến dạng như vật thể đàn hồi. Lún tức thời là độ lún tức thời xảy ra ngay sau khi đặt tải trọng và nó có biến dạng tương đối nhỏ, tuy nhiên có khi không phải là nhỏ quá để có thể bỏ qua. Trong một số trường hợp chúng có thể chiếm tới 10% độ lún tổng. Độ lún tức thời được tính qua môđun đàn hồi không thoát nước E_u (hay còn gọi môđun đàn hồi tức thời) Độ lún tức thời, (từ lúc bắt đầu gia tải đến khi nước lỗ rỗng bắt đầu thoát ra), được tính như sau:

(a) Khi nền là đồng nhất và có chiều sâu vô hạn (áp dụng khi $h/b > 2$):

- Công thức của Giroud:

$$S = \frac{pb}{E} (1 - \nu^2) C_f \quad (4-2)$$

Trong đó: p - cường độ áp lực tiếp xúc.

b - chiều rộng của móng.

ν - hệ số poisson.

E - môđun đàn hồi.

C_f - hệ số ảnh hưởng (tra bảng 4-1).

(b) Khi nền là đồng nhất và có chiều sâu hạn chế: (khi $h/b < 2$)

- Công thức Janbu và đồng nghiệp (1956) đưa ra tính lún đàn hồi cho trường hợp $\nu \approx 0.5$ như sau:

$$S = \frac{p.b}{E_u} (1 - \nu^2) \mu_o \mu_1 \quad (4-3)$$

Trong đó: E_u - môđun đàn hồi không thoát nước

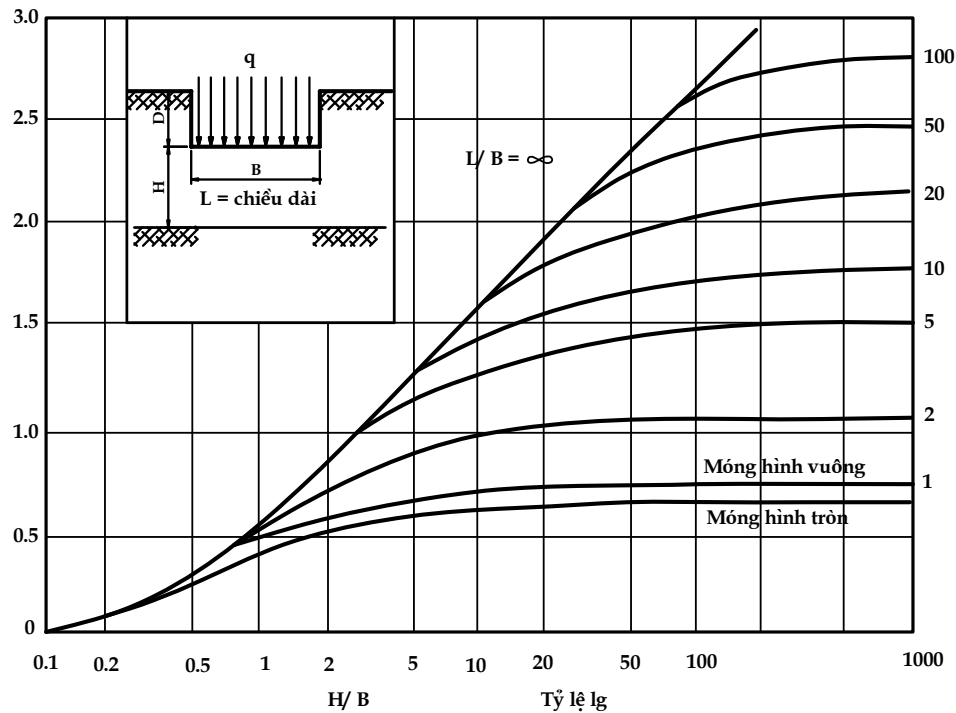
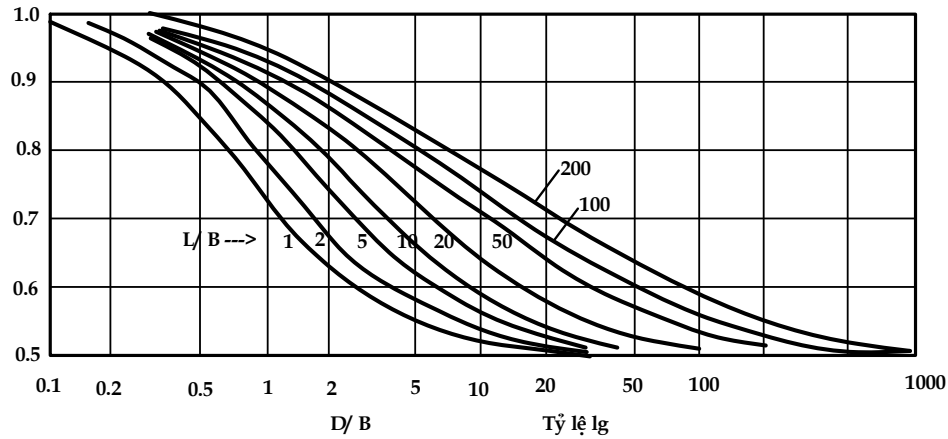
μ_o, μ_1 - hệ số phụ thuộc vào chiều rộng, chiều sâu đặt móng cũng như chiều dày lớp đất dưới đáy móng (tra biểu đồ)

- Công thức Steinbrenner (1934) đưa ra lời giải tổng quát gần đúng đối với lún dưới góc móng mềm diện chữ nhật trên lớp đất có chiều dày hữu hạn:

$$S = \frac{p \cdot b}{E} (1 - \nu^2) I_s \quad (4-4)$$

$$I_s = F_1 + \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} F_2 \quad (4-5)$$

Trong đó: F_1 và F_2 - hệ số ảnh hưởng phụ thuộc các tỉ số L/b và h/b (tra bảng 4-2).



Hình 4-1: Các hệ số μ_o ; μ_1 theo Janbu và đồng nghiệp (1956)

Bảng 4-1: Hệ số C_f khi tính lún đàn hồi cho lớp đất có chiều dày vô hạn.

Hình dạng		Móng mềm			Móng cứng
		Tâm	Góc	Trung bình	
Tròn		1.000	0.640	0.850	0.790
Chữ nhật $\frac{L}{B}$	1.0	1.122	0.561	0.946	0.820
	1.5	1.358	0.679	1.148	1.060
	2.0	1.532	0.766	1.300	1.200
	3.0	1.783	0.892	1.527	1.420
	4.0	1.964	0.982	1.694	1.580
	5.0	2.105	1.052	1.826	1.700
	10.0	2.540	1.270	2.246	2.100
	100.0	4.010	2.005	3.693	3.470

Bảng 4-2: Các hệ số F_1 và F_2 khi tính lún đàn hồi theo Steinbrenner (1934)

L/b	1	2	5	10	∞
h/b					
0.5	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
	0.08	0.09	0.10	0.10	0.10
1	0.16	0.13	0.13	0.13	0.13
	0.09	0.11	0.13	0.13	0.13
2	0.29	0.30	0.27	0.27	0.27
	0.06	0.10	0.14	0.15	0.13
3	0.36	0.40	0.38	0.37	0.37
	0.05	0.08	0.13	0.15	0.16
4	0.41	0.48	0.48	0.47	0.45
	0.04	0.07	0.12	0.15	0.16
5	0.44	0.53	0.55	0.54	0.52
	0.03	0.06	0.11	0.14	0.16
6	0.46	0.57	0.61	0.60	0.58
	0.02	0.05	0.10	0.14	0.16
8	0.48	0.61	0.69	0.69	0.66
	0.02	0.04	0.08	0.12	0.16
10	0.48	0.64	0.75	0.76	0.73
	0.02	0.03	0.07	0.11	0.16

2. Lún cổ kết sơ cấp - S_c

Lún cổ kết (thâm) là do sự giảm thể tích lỗ rỗng do nước thoát dần ra ngoài. Độ lún cổ kết là phần chủ yếu, thường chiếm trên 90% độ lún tổng. Tuy nhiên, trong một số ít trường hợp nó chỉ chiếm khoảng 40÷50% độ lún tổng.

Trong quá trình trầm tích tự nhiên các loại đất hạt mịn như đất bụi và đất sét đã diễn ra quá trình cố kết – nước ở giữa các hạt dần dần thoát ra do trọng lượng của các lớp trầm tích trầm đọng ở trên hoặc do tải trọng phụ thêm. Sau một thời gian (có thể khá nhiều năm), trạng thái cân bằng đạt được và hiện tượng nén dừng lại.

Các công thức dự tính độ lún cố kết theo đường cong nén lún hay đường cong cố kết được trình bày ở mục §2.

3. Lún cố kết thứ cấp - S_α

Theo lý thuyết của Terzaghi, một mô hình hoàn hảo của trạng thái cố kết thì sau khi áp lực nước lỗ rỗng dư đã hoàn toàn triệt tiêu, đất sẽ không nén thêm nữa. Việc nghiên cứu các đường cong điển hình e-log thời gian chỉ ra rõ ràng là không xảy ra như vậy. Phần cuối của đường cong e-log thời gian tìm được thường dốc và gần như tuyến tính. Đó là giai đoạn cố kết thứ cấp (nén thứ cấp) và thường là kết quả của một số dạng của cơ chế từ biến liên quan với cấu trúc của đất. Công thức xác định như sau:

$$S_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_1} h \log \left(\frac{t}{t_p} \right) \quad (4-6)$$

Trong đó: t - thời điểm xác định độ lún thứ cấp.

t_p - thời điểm kết thúc quá trình cố kết sơ cấp.

C_α - hệ số nén thứ cấp (sự thay đổi bề dày đơn vị cho mỗi log – chu kỳ của thời gian sau khi độ cố kết $U = 1.0$ đã bị vượt, lấy theo $\frac{C_\alpha}{C_c} = 0.025 \div 0.1$).

- Các giá trị C_α sắp xếp có giá trị gần đúng như sau:
 - Đất sét quá cố kết: $C_\alpha \leq 0.005$
 - Đất sét cố kết thông thường: $C_\alpha = 0.005 \sim 0.05$
 - Đất hữu cơ: $C_\alpha = 0.05 \sim 0.5$
- Một số yếu tố có ảnh hưởng đến độ lớn và tốc độ cố kết thứ cấp như lịch sử ứng suất, bề dày lớp, tỷ số ứng suất chính (σ'_1 / σ'_3), tốc độ gia tăng tải trọng, và nhiệt độ xung quanh.

§ 2 DỰ TÍNH ĐỘ LÚN CỦA NỀN ĐẤT DỰA THEO KẾT QUẢ BÀI TOÁN NÉN ĐẤT MỘT CHIỀU

I. PHƯƠNG PHÁP ÁP DỤNG TRỰC TIẾP

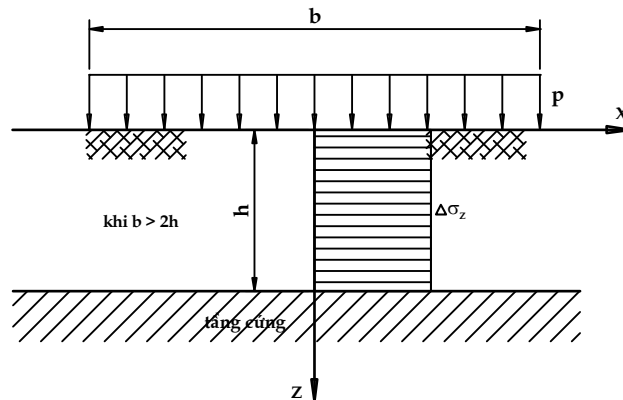
Ở chương 2 chúng ta đã rút ra các công thức tính lún từ kết quả thí nghiệm nén mẫu đất không cho nở ngang. Trong thực tế người ta thường dùng công thức sau để tính lún của nền đất dưới công trình:

$$S_c = \frac{a}{1+e_1} \cdot \Delta\sigma'_z \cdot h = \frac{e_1 - e_2}{1+e_1} h \quad (4-7a)$$

$$S_c = a_o \Delta\sigma'_z \cdot h = m_v \Delta\sigma'_z \cdot h \quad (4-7b)$$

Các công thức trên chỉ áp dụng được nếu điều kiện chịu lực của nền đất tương tự như mẫu đất.

Như vậy chỉ áp dụng trực tiếp công thức trên khi nền đất chịu một tải trọng rải đều kín khắp và đất nền là đồng nhất. Thực tế ít khi có tải trọng rải đều kín khắp trên mặt đất vì móng công trình có kích thước hữu hạn, nhưng các công thức trên có thể áp dụng một cách gần đúng khi diện tích tải tương đối lớn so với chiều dày tầng đất tính lún ($b > 2h$)



Hình 4-2: Sơ đồ tính lún sử dụng kết quả bài toán nén đất một chiều.

II. PHƯƠNG PHÁP CỘNG LÚN TỪNG LỚP

Khi tải trọng gây lún không rải đều kín khắp và lớp đất có chiều dày lớn thì biểu đồ ứng suất σ_z có dạng giảm dần theo chiều sâu một cách rõ rệt. Nếu trực tiếp áp dụng công thức của bài toán nén đất một chiều để tính lún thì sẽ dẫn đến sai số

lớn. Trong trường hợp này, để tính lún người ta sử dụng phương pháp cộng lún từng lớp.

Nội dung cơ bản của phương pháp là chia nền đất phía dưới đáy móng công trình thành các lớp đất tính lún thứ (i) bằng các mặt phẳng song song với mặt đất sao cho trong phạm vi chiều dày của mỗi lớp phân tố sự thay đổi ứng suất σ_z là không đáng kể và biến dạng lún ở mỗi lớp đất phân tố xảy ra như trong điều kiện không nở ngang. Với giả thiết trên, đối với mỗi lớp phân tố, có thể áp dụng công thức tính lún của bài toán nén đất một chiều. Độ lún tổng cộng sẽ bằng tổng độ lún của các lớp đất phân tố cộng lại.

Có thể thực hiện việc tính lún của nền đất dưới đáy móng theo phương pháp cộng lún từng lớp qua các bước sau:

- (1) *Vẽ biểu đồ ứng suất hiệu quả σ'_0 do trọng lượng bản thân các lớp đất gây ra và biểu đồ gia tăng ứng suất có hiệu do tải trọng gây lún gây ra $\Delta\sigma'_z$ theo chiều sâu* (thường $\Delta\sigma'_z$ được xác định theo biểu đồ Osterberg).

Chú ý khi vẽ biểu đồ σ'_z thì tải trọng gây lún được tính theo công thức sau:

$$p_0 = p - \gamma h_m = \frac{P}{F} - \gamma h_m \quad (4-8)$$

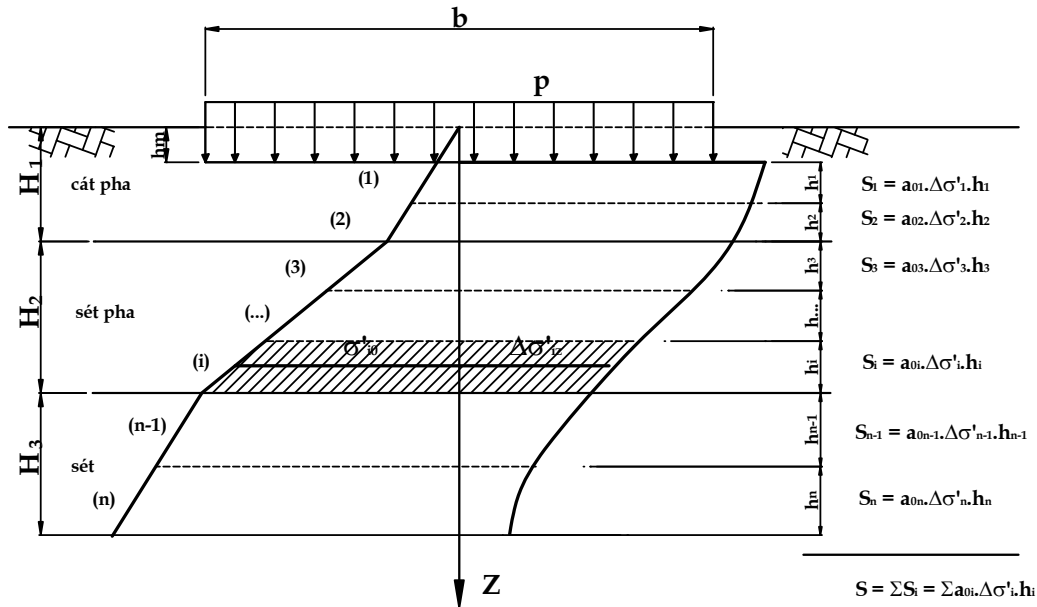
Trong đó: p - áp lực phụ thêm dưới đáy móng do tải trọng ngoài.

P - tổng tải trọng thẳng đứng tác dụng tại tâm móng.

F - diện tích đáy móng.

γ - trọng lượng thể tích của đất từ đáy móng trở lên.

h_m - chiều sâu chôn móng.



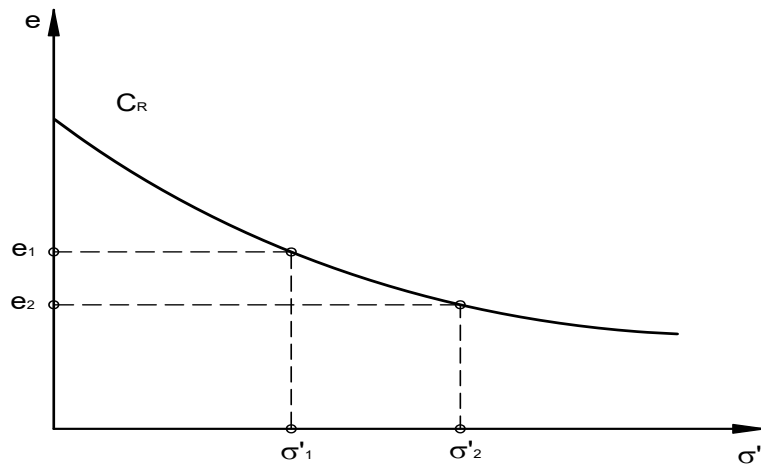
Hình 4-3: Sơ đồ tính lún theo phương pháp cộng lún từng lớp

(2) Xác định chiều sâu tính lún và phân chia các lớp đất tính lún.• **Chiều sâu tính lún:**

- Nếu trong nền đất, cách đáy móng không sâu, có một tầng cứng không lún thì vùng chịu nén lấy bằng toàn bộ chiều dày lớp đất từ đáy móng đến tầng cứng ấy.
- Nếu tầng cứng nằm rất sâu thì vùng chịu nén chỉ lấy đến một giới hạn h_c nhất định mà thôi, còn dưới đó thì xem như đất không lún nữa. Thường chiều sâu h_c được lấy từ điều kiện sao cho tại đó ứng suất có hiệu gia tăng theo chiều sâu bằng $(1/5 \sim 1/10)$ ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân của đất.

▪ **Phân chia các lớp đất tính lún:**

- Chiều dày một lớp tính lún lấy bằng khoảng từ $1/10 \sim 1/15$ chiều sâu tính lún h_c và không nên lấy lớn hơn 2m. Các lớp đất phân tố gần mặt đất nên lấy nhỏ hơn, càng xuống sâu thì có thể lấy lớn hơn vì biểu đồ ứng suất do tải trọng gây lún tắt dần theo chiều sâu, do đó gần mặt đất ứng suất có giá trị lớn hơn. Việc lấy các lớp đất phân tố phía trên mỏng hơn các lớp phía dưới nhằm giảm sai số tính toán.
- Các mặt ranh giới tự nhiên phải lấy làm mặt phân chia như: mực nước ngầm, ranh giới các lớp đất tự nhiên...

(3) Công thức tính và xác định các thông số tính toán, lập bảng tính kết quả:**3.1) Tính lún dựa trên đường cong nén lún $e \sim \sigma'$** **Hình 4-4: Đường cong nén lún khi tính lún**

$$S_C = \sum_{i=n}^n S_{Ci} = \sum_{i=n}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (4-9a)$$

$$S_C = \sum_{i=n}^n S_{Ci} = \sum_{i=n}^n \frac{a_i}{1 + e_{1i}} \Delta \sigma'_{zi} h_i \quad (4-9b)$$

Trong đó:

$\Delta \sigma'_{zi}$ - sự gia tăng ứng suất có hiệu do tải trọng gây lún gây ra (tính tại điểm giữa lớp đất phân tố tính lún thứ (i)).

e_{1i} - hệ số rỗng trước khi có tải trọng công trình, tương ứng với thành phần ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân của đất (tra theo đường cong $e \sim p$, hình 4-4).

e_{2i} - hệ số rỗng sau khi có tải trọng công trình (gồm ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân của đất và do tải trọng phụ thêm - tra theo đường cong $e \sim p$, hình 4-4). .

h_i - chiều dày của lớp đất phân tố thứ i.

a_i - hệ số nén lún của lớp đất phân tố thứ i.

$$\begin{cases} a_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{p_{2i} - p_{1i}} \\ p_{1i} = \sigma'_{0i} \\ p_{2i} = p_{1i} + \Delta \sigma'_{zi} \end{cases} \quad (4-10)$$

σ'_{0i} - ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân của đất (tính tại điểm giữa lớp đất phân tố tính lún thứ (i)).

3.2) Tính lún dựa trên đường cong cố kết $e \sim \log \sigma'$

Để xét mức độ chịu nén của đất trong quá khứ có thể sử dụng tỷ số quá cố kết (OCR) được xác định như sau:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \quad (4-11)$$

Trong đó: σ'_p - áp lực tiền cố kết (xác định theo phương pháp Casagrande).

σ'_0 - ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân các lớp đất gây ra.

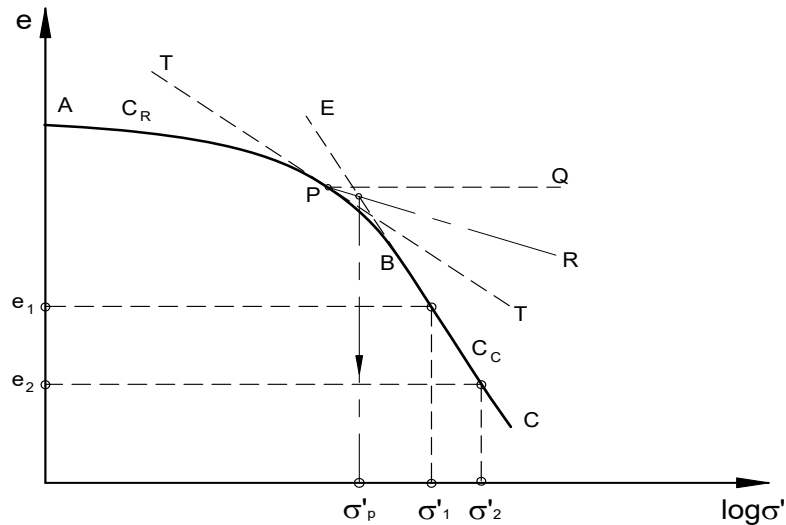
Dựa vào tỷ số OCR có thể phân loại đất như sau:

- Đất được gọi là *hoàn toàn cố kết* ($OCR < 1$) khi thể tích là hằng số ở trạng thái ứng suất không đổi.

- **Đất cố kết thông thường** ($OCR = 1$) là đất hiện nay ở trạng thái tương ứng với áp lực cố kết cuối cùng.
- **Đất quá cố kết** ($OCR > 1$) khi áp lực phủ hiện nay nhỏ hơn áp lực cố kết cuối cùng đôi khi đã có trong quá khứ.

Casagrande (1936) đề nghị một phương pháp đồ thị theo kinh nghiệm dựa trên đường cong $e \sim \log \sigma'$ để xác định ứng suất tiền cố kết (hình 4-5).

- Trước hết, tại điểm P , là điểm cong nhất trên đường cong AB , vẽ hai đường thẳng qua P ; một đường tiếp tuyến với đường TPT và đường kia là RQ song song với trục ứng suất.
- Kẻ đường phân giác PR (của góc QPT) và kéo dài đường BC theo đường thẳng gặp nhau tại S .
- Từ S chiếu thẳng lên trục ứng suất ta được σ'_p .



Hình 4-5: Phương pháp Casagrande để xác định ứng suất tiền cố kết

Áp lực tiền cố kết có thể dùng để chỉ dẫn cho việc hạn chế độ lún trong đất sét quá cố kết, vì rằng giá trị nén do cố kết sẽ không lớn khi ứng suất hiệu quả tăng lên mà vẫn nhỏ hơn σ'_p .

Độ lún được tính theo đường cong cố kết được tính như sau:

- Nếu $OCR = 1$ (đất cố kết bình thường)

$$S_c = \sum_{i=1}^n S_{Ci} = \sum_{i=1}^n \frac{C_{Ci}}{1 + e_{li}} z_i \log \left(\frac{\sigma'_{oi} + \Delta \sigma'_{zi}}{\sigma'_{oi}} \right) \quad (4-12a)$$

- Nếu $OCR > 1$ (đất quá cố kết):

$$\text{* và } \sigma'_o + \Delta \sigma'_z < \sigma'_p$$

$$S_c = \sum_{i=1}^n S_{Ci} = \sum_{i=1}^n \frac{C_{Ri}}{1 + e_{li}} z_i \log \left(\frac{\sigma'_{oi} + \Delta \sigma'_p}{\sigma'_{oi}} \right) \quad (4-12b)$$

$$* \text{ và } \sigma'_o \langle \sigma'_p \langle \sigma'_o + \Delta \sigma'_z$$

$$S_C = \sum_{i=1}^n S_{Ci} = \sum_{i=1}^n \frac{C_{Ci}}{1 + e_{li}} z_i \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'_{zi}}{\sigma'_p} \right) + \sum_{i=1}^n \frac{C_{Ri}}{1 + e_{li}} z_i \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{oi}} \right) \quad (4-12c)$$

Trong đó: $\Delta \sigma'_{zi}$ - sự gia tăng ứng suất có hiệu do tải trọng gây lún gây ra tại điểm giữa lớp đất phân tố tính lún thứ (i).

σ'_p - áp lực tiền cố kết (xác định theo phương pháp đồ thị của Casagrande)

σ'_{oi} - thành phần ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân của đất, xác định tại điểm giữa của lớp đất phân tố tính lún thừa (i).

e_{li} - hệ số rỗng tương ứng với thành phần ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân của đất.

C_R - chỉ số nở, là độ dốc trung bình của đường cong nở-nén:

$$\frac{C_R}{C_c} = \frac{1}{5} \div \frac{1}{4} \quad (4-13)$$

C_{ci} - chỉ số nén, được xác định như sau:

$$C_{ci} = \frac{e_{li} - e_{2i}}{\log \left(\frac{\sigma'_{oi} + \Delta \sigma'_{zi}}{\sigma'_{oi}} \right)} \quad (4-14)$$

Từ kết quả thí nghiệm, Terzaghi và Peck (1967) đã chứng minh một quan hệ gần đúng giữa chỉ số C_c và giới hạn chảy W_L của đất sét cố kết thông thường như sau:

$$C_c = 0.009(W_L - 10) \quad (4-15)$$

Bảng 4-3 dưới đây thể hiện giá trị chỉ số nén lún C_c của một vài loại đất khác nhau.

Bảng 4-3: Chỉ số nén lún C_c của một vài loại đất.

Loại đất	Chỉ số nén lún, C_c
Cát	$0.01 < C_c < 0.10$
Đất sét cứng (Kaolinite)	$0.10 < C_c < 0.25$
Đất sét cứng vừa	$0.25 < C_c < 0.80$
Đất sét mềm (Montmorillonite)	$0.80 < C_c < 2.50$

§ 3 DỰ TÍNH ĐỘ LÚN CỦA NỀN ĐẤT THEO LÝ THUYẾT

NỀN BIẾN DẠNG TUYẾN TÍNH

I. TRƯỜNG HỢP NỀN ĐẤT CÓ CHIỀU DÀY VÔ HẠN

Khi tính lún theo kết quả của lý thuyết đàn hồi (bài toán Boussinesq) phải xét đến biến dạng dư của đất, vì vậy trong công thức tính chuyển vị cần phải thay môđun đàn hồi E trong các biểu thức bằng môđun biến dạng E_0 của đất. Chuyển vị của một điểm bất kỳ trong nền đất (*nửa không gian biến dạng tuyến tính, đồng nhất và đẳng hướng*) với toạ độ (x, y, z) do tải trọng tập trung P gây ra như sau:

$$W_{(x,y,z)} = \frac{P(1+\nu)}{2\pi E_0} \left[\frac{z^2}{R^3} + 2(1-\nu) \frac{1}{R} \right] \quad (4-16)$$

Chuyển vị của các điểm nằm trên mặt đất (tại $z = 0$) sẽ là:

$$W_{(x,y,0)} = \frac{P(1+\nu^2)}{\pi E_0 R} = \frac{P}{\pi C R} \quad \text{với} \quad C = \frac{E_0}{1-\nu^2} \quad (4-17)$$

Như vậy một lớp đất có chiều dày z thì có độ lún bằng hiệu giữa chuyển vị của điểm nằm trên mặt đất và điểm tương ứng nằm dưới chiều sâu z .

$$S = W_{(x,y,0)} - W_{(x,y,z)} \quad (4-18)$$

Do $W_{(x,y,z)} = 0$ khi $z \rightarrow \infty$, vậy độ lún của nửa không gian biến dạng tuyến tính sẽ là:

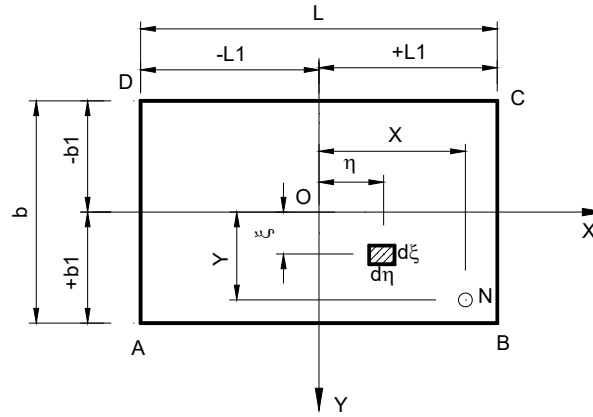
$$S = W_{(x,y,0)} \quad (4-19)$$

Nếu tải trọng phân bố trên một diện tích F với cường độ $p(\xi, \eta)$ thì độ lún xác định bằng cách tích phân biểu thức (4-17) do tác dụng của vi phân diện tích lực $dF = d\xi d\eta$:

$$S = W_{(x,y,0)} = \frac{1}{\pi C} \iint_F \frac{p(\xi, \eta)}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}} d\xi d\eta \quad (4-20)$$

Độ lún bình quân của toàn bộ móng tính theo công thức:

$$S_m = W_m = \frac{\iint_F W_{(x,y,0)} dx dy}{F} \quad (4-21)$$



Hình 4-6: Khi tải trọng phân bố trên một diện tích

Các kết quả nhận được sau khi tích phân biểu thức (4-20) và (4-21) như sau:

Móng hình tròn, bán kính r:

*** Lún ở tâm:**
$$W_0 = \frac{2r}{C} p = \frac{D}{C} p \quad (4-22)$$

*** Lún ở chu vi:**
$$W_c = \frac{4r}{\pi C} p \quad (4-23)$$

*** Lún bình quân toàn móng:**
$$W_m = \frac{16r}{3\pi C} p \quad (4-24)$$

Trong đó: R - bán kính của móng (D - đường kính).

Móng hình chữ nhật:

*** Lún ở tâm:**

$$S_0 = \frac{2p}{\pi C} \left[a \ln \frac{\sqrt{a^2 - b^2} + b}{\sqrt{a^2 + b^2} - b} + b \ln \frac{\sqrt{a^2 + 4b^2} + a}{\sqrt{a^2 + 4b^2} - a} \right] \quad (4-25)$$

*** Lún ở các điểm góc:**

$$S_g = 0.5 S_0 \quad (4-26)$$

*** Lún ở giữa cạnh dài:**

$$S_a = \frac{2p}{\pi C} \left[a \ln \frac{a}{\sqrt{a^2 + b^2} - 2b} + b \ln \frac{\sqrt{a^2 + 4b^2} + a}{\sqrt{a^2 + 4b^2} - a} \right] \quad (4-27)$$

*** Lún ở giữa cạnh ngắn:**

$$S_b = \frac{2p}{\pi C} \left[b \ln \frac{b}{\sqrt{a^2 + b^2} - 2a} + b \ln \frac{\sqrt{b^2 + 4a^2} + b}{\sqrt{b^2 + 4a^2} - b} \right] \quad (4-28)$$

Nhận xét thấy rằng độ lún của các móng trên bề mặt tỷ lệ thuận với cường độ tải trọng (p), và tỷ lệ nghịch với C . Vì vậy trong thực tế tính toán các công thức trên thường đưa về dạng chung sau đây:

$$S = \frac{p\sqrt{F}}{C} \omega \quad (4-29)$$

Với các móng hình chữ nhật, gọi $\alpha = \frac{l}{b}$ thì $F = \alpha b^2 \rightarrow \sqrt{F} = b\sqrt{\alpha}$, đưa $\sqrt{\alpha}$ vào chung với hệ số ω ta được:

$$S = \frac{pb}{C} \omega \quad (4-30)$$

Trong đó: ω - hệ số tra bảng (4-4), phụ thuộc vào hình dạng móng, độ cứng và với hình chữ nhật còn phụ thuộc tỷ lệ L/B.

Bảng 4-4: Bảng giá trị hệ số ω

Hình dáng móng	Lún tại chu vi	Lún tại tâm	Lún bình quân	Lún của móng tuyệt đối cứng
	ω_C	ω_0	ω_M	ω_{CONST}
Hình tròn	0.64	1.00	0.85	0.79
Hình vuông (L/B = 1)	$1/2\omega_0$	1.12	0.95	0.88
Hình chữ nhật với (L/B =)				
1.5	$1/2\omega_0$	1.36	1.15	1.08
2.0	-	1.53	1.30	1.22
3.0	-	1.78	1.53	1.44
4.0	-	1.96	1.70	1.61
5.0	-	2.10	1.83	1.72
6.0	-	2.23	1.96	-
7.0	-	2.33	2.04	-
8.0	-	2.42	2.12	-
9.0	-	2.49	2.19	-
10	-	2.53	2.25	2.12
20	-	2.95	2.64	-
30	-	3.23	2.88	-
40	-	3.42	3.07	-
50	-	3.54	3.22	-
100	-	4.00	3.69	-

II. TRƯỜNG HỢP NỀN ĐẤT CÓ CHIỀU DÀY GIỚI HẠN

Trong trường hợp nền đất có chiều dày giới hạn, khi tính lún, Gorbunov-Poxadov kiến nghị thay các hệ số ω_{or} , ω_m trong công thức trên bởi các hệ số ω_{ohr} , ω_{mh} tính ra trên cơ sở tích phân gần đúng quá trình chuyển vị. Các giá trị ω_{ohr} , ω_{mh} được tính sẵn và lập thành bảng.

Đối với móng tròn tuyệt đối cứng, theo Iêgôrov độ lún có thể tính theo công thức (43-14) nhưng thay hệ số ω bằng hệ số k , xác định trên cơ sở biến đổi phương trình tích phân của chuyển vị W sang dạng phương trình tích phân Fredholm bậc 2 và giả gần đúng phương trình này bằng cách thay thế nó bởi một đa thức. Giá trị hệ số k cũng được lập thành bảng tra (bảng 4-5).

Bảng 4-5: Bảng giá trị hệ số k trong công thức Iêgorov ($\nu = 0.3$)

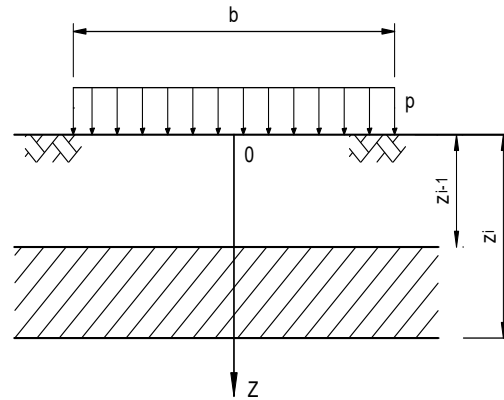
$\frac{z}{b}$	Trị số K					
	Móng vuông	$\frac{L}{b} = 1.5$	$\frac{L}{b} = 1.5$	$\frac{L}{b} = 1.5$	$\frac{L}{b} = 1.5$	Móng hình băng
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.052
0.2	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.104
0.3	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.156
0.4	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.208
0.5	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.260
0.6	0.299	0.299	0.299	0.299	0.299	0.311
0.7	0.342	0.349	0.349	0.349	0.349	0.362
0.8	0.381	0.395	0.397	0.397	0.397	0.442
0.9	0.415	0.437	0.442	0.442	0.442	0.462
1.0	0.446	0.476	0.484	0.484	0.484	0.511
1.1	0.474	0.511	0.524	0.525	0.525	0.560
1.2	0.499	0.543	0.561	0.566	0.566	0.605
1.3	0.522	0.573	0.595	0.604	0.604	0.643
1.4	0.542	0.601	0.626	0.640	0.640	0.687
1.5	0.560	0.625	0.655	0.674	0.674	0.756
1.6	0.577	0.647	0.682	0.706	0.708	0.763

1.7	0.592	0.668	0.707	0.736	0.741	0.798
1.8	0.606	0.688	0.730	0.764	0.722	0.831
1.9	0.618	0.706	0.752	0.791	0.804	0.862
2.0	0.630	0.722	0.773	0.816	0.830	0.900
2.5	0.676	0.787	0.855	0.921	0.955	1.036
3.0	0.709	0.836	0.913	1.000	1.057	1.133

III. TRƯỜNG HỢP NỀN CÓ NHIỀU LỚP ĐẤT

Trong trường hợp nền gồm nhiều lớp (hình 4-7) sử dụng phương pháp gần đúng của Iêgôrov, dùng cách đổi nền không đồng nhất thành nền đồng nhất.

Phương pháp này dựa trên giả thiết xem mỗi lớp đất nền như kéo dài lên trên và xuống dưới, phía trên thì lên tận đáy móng, còn phía dưới thì đến vô tận. Độ lún của mỗi lớp có thể xác định bằng phương pháp dùng cho nền đồng nhất có chiều dày giới hạn trên đây. Độ lún của toàn bộ nền sẽ xác định bằng cách lấy tổng các độ lún của các lớp.



Hình 4-7: Tính lún trong trường hợp nền gồm nhiều lớp theo Iêgôrov

Xét một lớp đất thứ (i) trong nền có đỉnh ở chiều sâu z_{i-1} và đáy ở chiều sâu z_i . Theo công thức (4-30) (đã thay $\omega = k$) thì độ lún lớp đất có chiều dày z_i và z_{i-1} là:

+ Lớp đất có chiều dày z_{i-1} là:

$$S_{z_{i-1}} = \frac{pb}{C} k_{i-1}$$

+ Lớp đất có chiều dày z_i là:

$$S_{z_i} = \frac{pb}{C} k_i$$

Độ lún của lớp đất này có thể tính như hiệu của hai độ lún:

$$S_i = S_{z_i} - S_{z_{i-1}} = \frac{pb}{C} (k_i - k_{i-1}) \quad (4-31)$$

Độ lún của toàn bộ nền sẽ là:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i = pb \sum_{i=1}^n \frac{(k_i - k_{i-1})}{C_i} \quad (4-32)$$

Khi xét đến hiện tượng tập trung ứng suất trong nền đất, khi tầng cứng không lún nằm cách mặt đất không sâu thì Iêgôrov kiến nghị đưa vào công thức trên một số hiệu chỉnh M . Độ lún của toàn bộ nền sẽ là:

$$S = \left(pb \sum \frac{(k_i - k_{i-1})}{C_i} \right) M \quad (4-33)$$

Hệ số M phụ thuộc vào tỷ số $2h/b$; (h - chiều sâu từ đáy móng đến tầng cứng), hệ số M tra ở bảng 4-6.

Bảng 4-6: Hệ số M .

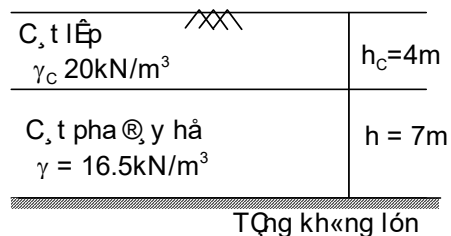
$\frac{2h}{b}$	$0 < \frac{2h}{b} < 0.5$	$0.5 < \frac{2h}{b} < 1$	$1 < \frac{2h}{b} < 2$	$2 < \frac{2h}{b} < 3$	$3 < \frac{2h}{b} < 5$	$5 < \frac{2h}{b}$
M	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0

VÍ DỤ MINH HOẠ

VÍ DỤ 30

Người ta tiến hành san lấp bằng cát một chiếc hồ diện tích lớn có chiều sâu như hình VD30. Dự tính độ lún ổn định của nền cát pha đáy hồ, biết rằng lớp cát lấp phía trên coi như không lún.

Lớp cát pha đáy hồ có hệ số rỗng $e = 0.85$; hệ số nén lún $a = 0.0015 \text{ m}^2/\text{kN}$;



Hình VD30

Bài giải :

Vì mặt hồ đủ rộng nên có thể coi tải trọng cát lấp mặt hồ là tải trọng rải đều kín khắp, vì vậy có thể tính lún ổn định lớp cát pha đáy hồ do tải trọng đắp gây ra theo công thức bài toán nén đất một chiều.

Tải trọng cát đắp gây lún là : $p = \gamma_c h_c = 20 \cdot 4 = 80 \text{ kN/m}^2$

Vậy độ lún của lớp cát pha đáy hồ sẽ là:

$$S = \frac{a}{1+e} ph = \frac{0.0015}{1+0.85} \cdot 80 \cdot 7 = 0.0454 \text{ m} = 45.4 \text{ cm}$$

VÍ DỤ 31

Trên một công trường cải tạo đất rộng lớn (hình VD31), mực nước ngầm bằng mặt đất, có một lớp hạt cát thô dày 4m nằm trên lớp sét yếu dày 5 m. Lớp đất dày 3 m phủ trên toàn bộ công trường. Các số liệu sau đây được xác định: Trọng lượng đơn vị: đất đắp là 21KN/m^3 ; đất cát là 20KN/m^3 ; đất sét là 18KN/m^3 ; Hệ số nén lún tương đối của đất sét là: $a_0 (= m_v) = 0.22 \cdot 10^{-3} \text{m}^2/\text{kN}$. *Hãy xác định:*

- Tính ứng suất hiệu quả thẳng đứng tại tâm lớp sét trước và sau khi đắp đất.
- Tính độ lún cuối cùng được dự kiến do cố kết của lớp sét.

Bài giải:

- a) Tính ứng suất hiệu quả thẳng đứng tại tâm lớp sét trước và sau khi đắp đất

* Ứng suất hiệu quả tại tâm lớp sét trước khi đắp đất là:

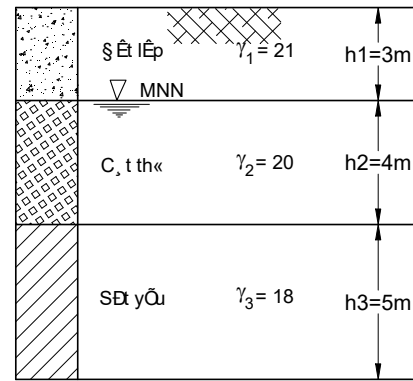
$$\sigma'_{z1} = (20 - 9.81) \cdot 4 + (18 - 9.81) \cdot 2.5 = \underline{61.235} \text{ kN/m}^2$$

* Sau khi đắp đất độ tăng của ứng suất hiệu quả là:

$$\Delta\sigma'_z = 3 \cdot 21 = 63 \text{ kN/m}^2$$

* ứng suất hiệu quả tại tâm lớp sét sau khi đắp đất là:

$$\sigma'_{z2} = \sigma'_{z1} + \Delta\sigma'_z = 61.635 + 63 = \underline{124.235} \text{ kN/m}^2$$



Hình VD31

- b) Tính độ lún cuối cùng được dự kiến do cố kết của lớp sét

$$S = a_0 \Delta\sigma'_z \cdot H$$

$$S = 0.22 \cdot 10^{-3} \cdot 63 \cdot 5 = 0.693\text{m} = 6.93\text{cm}$$

VÍ DỤ 32

Dự tính độ lún của móng nông cứng tuyệt đối cứng theo phương pháp sử dụng kết quả của lý thuyết đàn hồi. Biết diện tích đáy móng $B \times L = 3 \times 6\text{m}$; chiều sâu chôn móng $h_m = 2.5\text{m}$. Tải trọng tại trọng tâm đáy móng $P = 3600\text{kN}$. Nền đất đồng nhất có $\gamma = 18.4\text{kN/m}^3$; mô đun biến dạng $E_0 = 8200\text{kN/m}^2$; hệ số nở hông $\nu = 0.3$.

Bài giải:

Sử dụng công thức của lý thuyết đàn hồi để tính lún như sau:

$$S = \frac{p \cdot b}{C} \cdot \omega_{Const}$$

* Tải trọng gây lún: $p = \frac{P}{F} - \gamma \cdot h_m = \frac{3600}{3 \cdot 6} - 18.4 \cdot 2.5 = 154 \text{ kN/m}^2$

* Hệ số nền: $C = \frac{E_0}{1-\nu^2} = \frac{8200}{1-(0.3)^2} = 9011 \text{ kN/m}^2$

* Hệ số $\omega_{Const} = 1.22$ khi tra bảng 4-4 dựa vào tỷ số $\frac{L}{B} = \frac{6}{3}$ cho móng tuyệt đối cứng.

* Vậy độ lún của nền sẽ là: $S = \frac{p.b}{C} \cdot \omega_{Const} = \frac{154 \cdot 3}{9011} \cdot 1.22 = 0.0625 \text{ m} = 6.25 \text{ cm}$

VÍ DỤ 33

Móng của một công trình lớn đặt tại độ sâu 2.5 m trong một lớp cát chặt (hình VD33). Từ mặt đất, lớp cát dày 5.5m rồi tới lớp sét dày 6m, dưới nữa là lớp đá phiến sét rắn chắc. Mực nước ngầm nằm sâu 3.6m. Đã tính được rằng tải trọng móng sẽ làm tăng ứng suất hiệu quả thẳng đứng tại đỉnh lớp sét là 140 kN/m^2 , và tại đáy lớp sét là 75 kN/m^2 . Trọng lượng đơn vị: cát là 21.2 kN/m^3 (bão hòa) và 19.6 kN/m^3 (thoát nước); đất sét là 19.5 kN/m^3 . Kết quả thí nghiệm nén và các thí nghiệm khác cho ở dưới đây.

Ứng suất hiệu quả	25	50	100	200	400	800
Hệ số rỗng	0.892	0.884	0.866	0.834	0.800	0.766

Hãy tính độ lún cuối cùng dự kiến do cố kết của lớp sét.

Bài giải:

Độ lún ổn định của móng tính theo công thức:

$$S = a_0 \cdot \Delta \sigma'_z \cdot H$$

Trong đó:

S - độ lún cuối cùng

a_0 - hệ số nén lún tương đối (m_v)

$\Delta \sigma'_z$ - độ tăng ứng suất có hiệu tại giữa lớp sét

H - chiều dày lớp sét cần tính lún

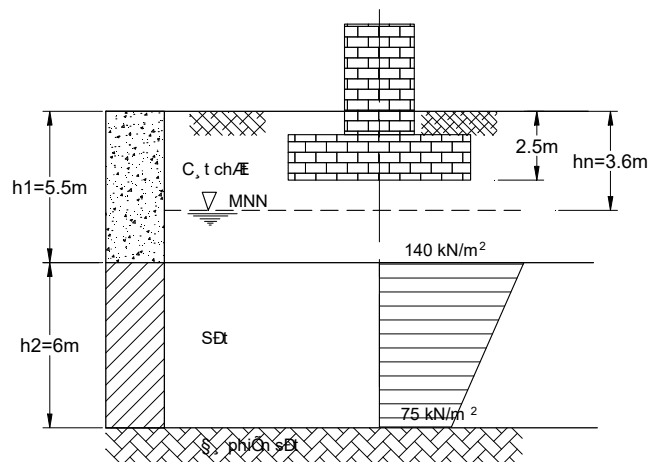
* Độ tăng ứng suất có hiệu thẳng đứng tại giữa lớp sét là:

$$\Delta \sigma'_z = \frac{140 + 70}{2} = 107.5 \text{ kN/m}^2$$

Ban đầu, ứng suất có hiệu tại tâm lớp sét là:

$$\sigma'_1 = 19.6 \cdot 3.6 + (5.5 - 3.6) \cdot (21.2 - 9.81) + (19.5 - 9.81) \cdot 3 = 121.27 \text{ kN/m}^2$$

ứng suất có hiệu tại giữa lớp sét khi có tải trọng móng là:



Hình VD33

$$\sigma'_2 = \sigma'_1 + \Delta\sigma'_z = 121.27 + 107.5 = 228.77 \text{ kN/m}^2$$

Tra bảng và nội suy xác định được hệ số rỗng ban đầu e_1 tương ứng với $\sigma'_1 \rightarrow e_1 = 0.86$

Tương tự hệ số rỗng sau khi có tải trọng công trình e_2 tương ứng với $\sigma'_2 \rightarrow e_2 = 0.83$

$$\text{Do đó ta có: } a_0 = \frac{\Delta e}{(1 + e_1)\Delta\sigma'} = \frac{(0.86 - 0.83)}{(1 + 0.86) \cdot 107.5} = 0.00015 \text{ m}^2/\text{kN}$$

Vậy độ lún cuối cùng của lớp sét là:

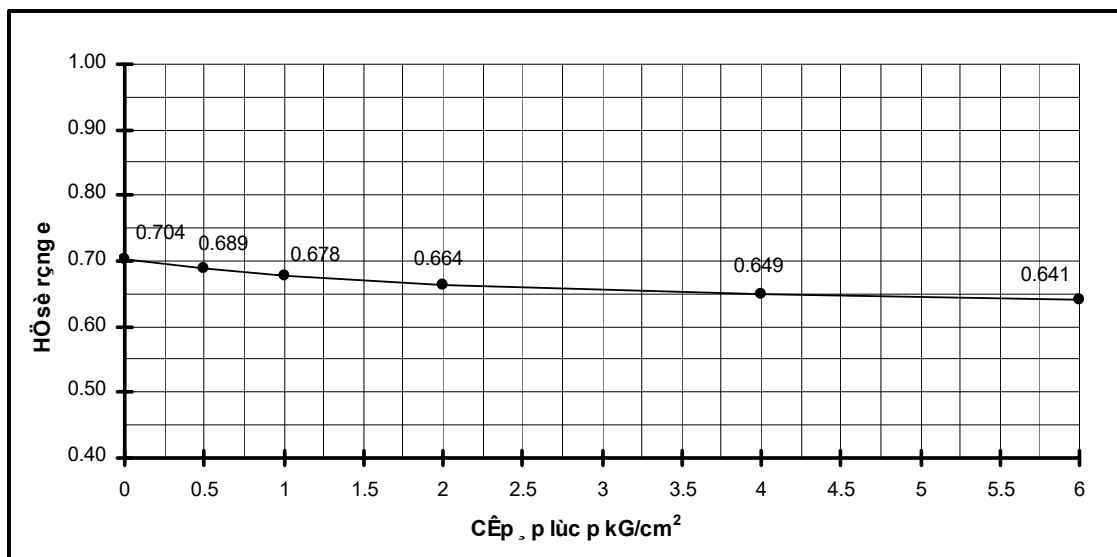
$$S = 0.00015 \cdot 107.5 \cdot 6 = 0.0967 \text{ m} = 9.57 \text{ cm}$$

VÍ DỤ 34

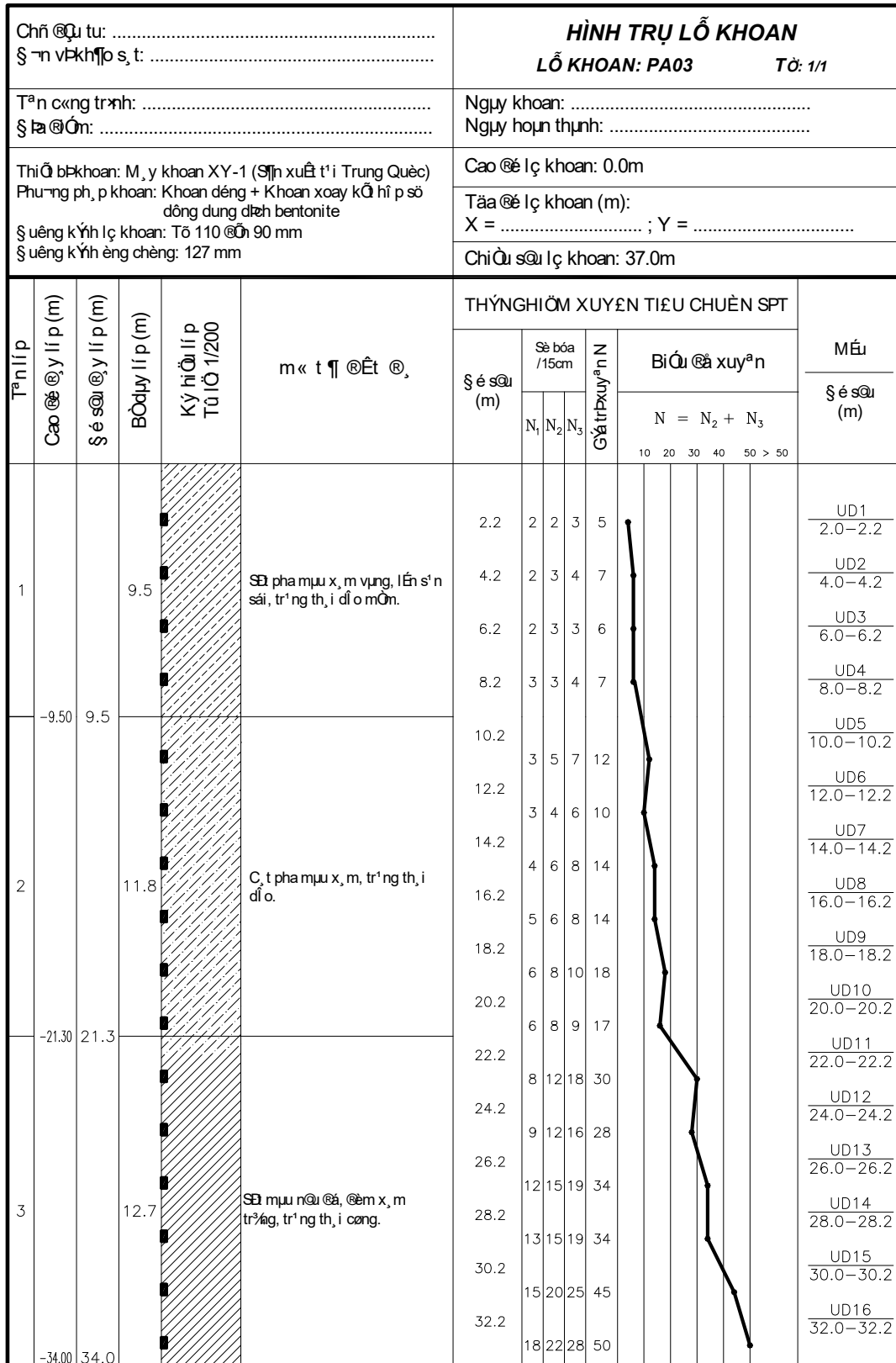
Một móng trụ cầu được làm bằng móng cọc đường kính nhỏ với cao độ đặt mũi cọc là -24.0 (cọc ngập vào lớp đất chịu lực, lớp số 3, là 2.7m). Biết mực nước mặt cao hơn mặt đất 4m. Kích thước của móng khối qui ước khi tính lún của nền đất tính được là $F = L \times B = 8.37 \times 6.17 \text{ m}$. Tải trọng gây lún tại đáy móng khối là $p = 216.5 \text{ kN/m}^2$. Cao độ mặt đất tự nhiên là +0.0, cao độ mặt đất sau xói lở là -1.7m. Đất có hình trụ lỗ khoan (hình VD34a) và một số chỉ tiêu cơ lý như sau:

Bảng chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất

Tên lớp	Bề dày lớp (m)	γ kN/m ³	e_0
1	9.5	18.9	0.916
2	11.8	18.7	0.782
3	12.7	19.8	0.704



Đường cong nén lún của lớp đất số 3



Hình VD34a: Hình trụ lỗ khoan vị trí trụ cầu

Bài giải:

1. Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân và do tải trọng trên cùng một trục để tiện theo dõi, đặt tên một số điểm: 0 – 1 – 2 – 3 – 4 – 5 – 6 – 7 – 8 ... bắt đầu từ đáy móng khối (hình vẽ VD34), các điểm cách nhau 1m theo chiều sâu. Như vậy điểm 0 cách mặt lớp đất số 3 là 2.7m.

* Ứng suất do tải trọng phụ thêm được tính theo công thức: $\sigma_{Zi} = K_{0i} p$

Trong đó K_{0i} tra bảng 3-2 (chương 3), phụ thuộc vào các tỷ lệ $\frac{L}{B}$ và $\frac{z_i}{B}$, với i là vị trí điểm đang tính ứng suất. Kết quả ghi trong bảng VD34a.

Bảng VD34a: Ứng suất do tải trọng công trình dưới đáy móng

Điểm (=Z _i)	B	L	$\frac{L}{B}$	$\frac{z_i}{B}$	p	K _{0i}	σ_{Zi}
0	6.17	8.37	1.357	0.000	216.5	1.0000	216.50
1	6.17	8.37	1.357	0.162	216.5	0.9766	211.43
2	6.17	8.37	1.357	0.324	216.5	0.8924	193.20
3	6.17	8.37	1.357	0.486	216.5	0.7715	167.03
4	6.17	8.37	1.357	0.648	216.5	0.6390	138.34
5	6.17	8.37	1.357	0.810	216.5	0.5183	112.21
6	6.17	8.37	1.357	0.972	216.5	0.4227	91.51
7	6.17	8.37	1.357	1.135	216.5	0.3468	75.08
8	6.17	8.37	1.357	1.297	216.5	0.2870	62.14
9	6.17	8.37	1.357	1.459	216.5	0.2395	51.85
10	6.17	8.37	1.357	1.621	216.5	0.2012	43.56

* Tính ứng do trọng lượng bản thân (ứng suất có hiệu), kết quả được ghi bảng VD34b.

Bảng VD34b: Ứng suất hiệu quả của nền đất.

Tên lớp	Điểm	Δz_i	γ	$\Delta \sigma_{bt}$	σ_{bt}
1		7.8	9.09	70.9	70.9
2		11.8	8.89	104.9	175.8
3	0	2.7	10	27	202.8
	1	1	10	10	212.8
	2	1	10	10	222.8
	3	1	10	10	232.8
	4	1	10	10	242.8
	5	1	10	10	252.8
	6	1	10	10	262.8
	7	1	10	10	272.8
	8	1	10	10	282.8
	9	1	10	10	292.8
	10	1	10	10	302.8

2. Xác định chiều sâu vùng tính lún và phân chia các lớp đất phân tố để tính lún

* *Chiều sâu vùng tính lún:* nhận thấy từ các bảng tính kết quả VD34a và DV34b, tại điểm chiều sâu số 10 có ứng suất do trọng lượng bản thân > 5 lần ứng suất do tải trọng gây lún. Vì vậy, chiều sâu tính lún được xác định từ đáy móng (điểm 0) đến điểm 10 là 10m.

* *Phân chia lớp đất phân tố tính lún:* lớp đất chịu lún chỉ là lớp số 3, và lấy chiều dày mỗi lớp tính lún bằng khoảng cách giữa các điểm 0 – 1 – 2 – 3 – 4 – 5 – 6 – 7 – 8 – 9 – 10, tức là $h_i=1m$.

3. Xác định các thông số tính lún và lập bảng tính kết quả

* Công thức để tính lún ở đây là : $S = \sum_{n=1}^9 S_i = \sum_{n=1}^9 \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} \cdot h_i$

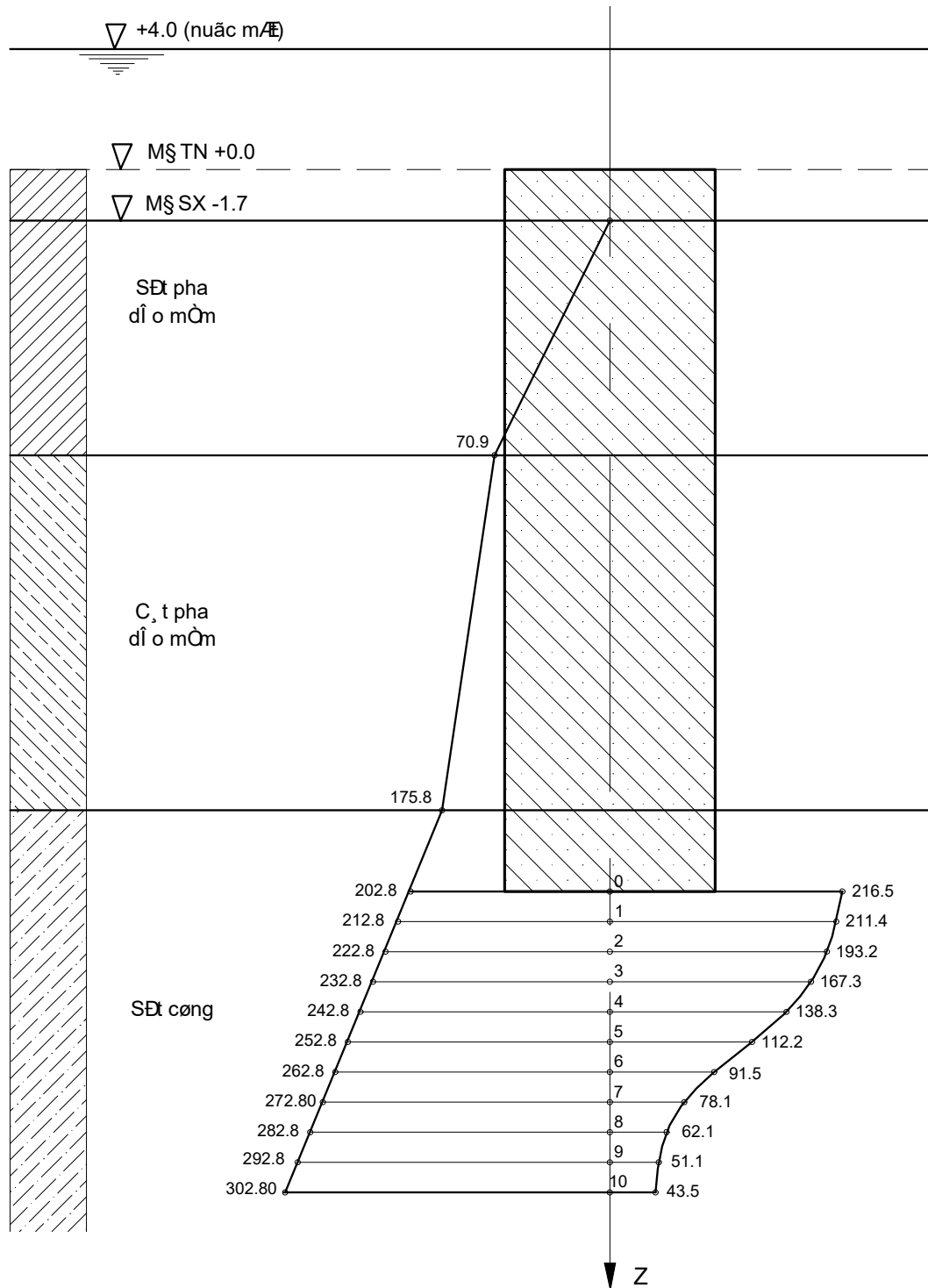
Trong đó: e_{1i} - hệ số rỗng ban đầu - tra theo đường cong nén lún ứng với tải trọng p_1 (do ứng suất trọng lượng bản thân).

$$\text{Với } p_1 = \frac{\sigma_{bt(i-1)} + \sigma_{bt(i)}}{2}$$

e_{2i} - hệ số rỗng sau khi xây dựng công trình - tra theo đường cong nén lún ứng với tải trọng p_2 (do ứng suất trọng lượng bản thân và tải trọng công trình)

$$\text{Với } p_2 = p_1 + \frac{\sigma_{z(i-1)} + \sigma_{z(i)}}{2}$$

h_i - chiều dày lớp đất phân tố tính lún thứ (i)



Hình VD34b: Biểu đồ ứng suất dưới đáy móng khối.

* Kết quả tính toán được ghi trong bảng VD34c sau đây:

Bảng VD34c: Bảng tính kết quả lún của nền đất dưới đáy móng

Điểm (=Z _i)	$\sigma_{bt(i)}$ kN/m ²	$\sigma_{Z(i)}$ kN/m ²	$\overline{\sigma_{Ztb}}$ kN/m ²	p_1 kN/m ²	$p_2 = p_1 + \overline{\sigma_{Ztb}}$ kN/m ²	e_1	e_2	h_i m	S_i m
0	202.8	216.50	213.97	207.8	421.77	0.6635	0.6482	1	0.0092
1	212.8	211.43	202.32	217.8	420.12	0.6634	0.6482	1	0.0091
2	222.8	193.20	180.12	227.8	407.92	0.6620	0.6487	1	0.0080
3	232.8	167.03	152.69	237.8	390.49	0.6612	0.6497	1	0.0069
4	242.8	138.34	125.28	247.8	373.08	0.6605	0.6510	1	0.0057
5	252.8	112.21	101.86	257.8	359.66	0.6597	0.6521	1	0.0046
6	262.8	91.51	83.30	267.8	351.10	0.6590	0.6527	1	0.0038
7	272.8	75.08	68.61	277.8	346.41	0.6582	0.6530	1	0.0031
8	282.8	62.14	56.99	287.8	344.79	0.6575	0.6530	1	0.0027
9	292.8	51.85	47.71	297.8	345.51	0.6567	0.6530	1	0.0022
10	302.8	43.56							
							Tổng lún S =	0.055	

Như vậy độ lún dưới móng do tải trọng công trình gây ra là 5.5cm.

§ 4 DỰ TÍNH ĐỘ LÚN THEO THỜI GIAN

I. ĐỘ CỐ KẾT – $Q_t(U_t)$

Độ cố kết (Q_t, U_t) là tỷ số giữa độ lún đạt được ở thời điểm t và độ lún cuối cùng.

$$Q_t = U_t = \frac{S_t}{S_c} \quad (4-34)$$

Trong đó: S_t - độ lún ở thời điểm t

S_c - độ lún sơ cấp.

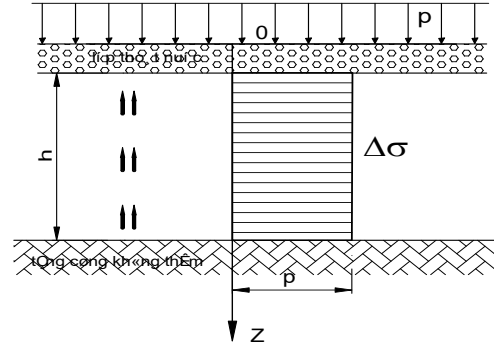
Do đó nếu biết được độ cố kết Q_t ở thời điểm t thì có thể tính được độ lún tại thời điểm t .

$$S_t = Q_t S_c \quad (4-35)$$

Để tính Q_t có thể giải quyết bài toán sau đây (Sơ đồ '0')

Xét trường hợp có một lớp đất sét chiều dày là h , nằm trên một tầng cứng không thấm nước, chịu tác dụng của tải trọng phân bố đều kín khắp trên mặt đất. Như vậy nước chỉ thoát theo một chiều từ dưới lên trên (hình 4-8)

Tại thời điểm t độ lún của một phân tố đất kích thước $dF=1*1$ có chiều dày dz , ở độ sâu z sẽ là:



Hình 4-8. Sơ đồ "0" tính lún theo thời gian

$$dS_t = a_0 \cdot \Delta\sigma'_{(z,t)} \cdot dz \quad (4-36)$$

Trong đó: $\Delta\sigma'_{(z,t)}$ - sự thay đổi ứng suất có hiệu ở chiều sâu z tại thời điểm t .

Độ lún của toàn bộ lớp đất chiều dày h tại thời điểm t sẽ là:

$$S_t = \int_0^h a_0 \Delta\sigma'_{(z,t)} dz \quad (4-37)$$

Độ lún cố kết sơ cấp tính theo ứng suất tổng $\Delta\sigma$ có thể tính như sau:

$$S_c = \int_0^h a_0 \Delta\sigma dz = \int_0^h a_0 p dz \quad (4-38)$$

Theo lý thuyết cố kết thấm của Terzaghi, thì tại mọi thời điểm luôn có $\Delta\sigma = \Delta\sigma'_{(z,t)} + \Delta u_{(z,t)} = p \rightarrow \Delta\sigma'_{(z,t)} = \Delta\sigma - \Delta u_{(z,t)}$ và thay các biểu thức (4-37) và (4-38) vào (4-34) ta được:

$$Q_t = \frac{S_t}{S_c} = \frac{\int_0^h a_0 \Delta\sigma'_{(z,t)} dz}{\int_0^h a_0 \Delta\sigma dz} = \frac{\int_0^h a_0 \Delta\sigma dz - \int_0^h a_0 \Delta u_{(z,t)} dz}{\int_0^h a_0 \Delta\sigma dz}$$

$$Q_t = 1 - \frac{\int_0^h \Delta u_{(z,t)} dz}{\int_0^h \Delta\sigma dz} \quad (4-39)$$

Từ biểu thức (4-39) có thể nhận thấy:

- Tại thời điểm $t = 0$ thì $\Delta u_{(z,t)} = \Delta \sigma = p \Rightarrow Q_t = 0$

Sau đó $\Delta u_{(z,t)}$ giảm dần và Q_t tăng lên cho đến khi thời điểm kết thúc giai đoạn cố kết sơ cấp (có nghĩa là nước lỗ rỗng thoát ra hết), thì:

- Tại thời điểm $t = \infty$ thì $\Delta u_{(z,t)} = 0 \Rightarrow Q_t = 1$

Như vậy giá trị Q_t sẽ thay đổi từ 0÷1, và trong biểu thức (4-39) để xác định được giá trị Q_t thì chúng ta phải biết được giá trị hàm $\Delta u_{(z,t)}$, do đó phải xác định được hàm $\Delta u_{(z,t)}$. Xác định hàm $\Delta u_{(z,t)}$ nhờ việc giải phương trình vi phân cổ kết thấm một chiều của Terzaghi:

$$\frac{\partial \Delta u_{(z,t)}}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \Delta u_{(z,t)}}{\partial z^2} \quad (4-40)$$

Trong đó: $C_v = \frac{k_v(1+e)}{a\gamma_n} = \frac{k_v}{a_0\gamma_n} = \frac{k_v}{m_v\gamma_n}$ - hệ số cổ kết.

k_v - hệ số thấm theo phương thẳng đứng.

a, a_0 - hệ số nén lún và hệ số nén lún tương đối.

m_v - hệ số nén thể tích.

e - hệ số rỗng ban đầu.

Phân tích quá trình thoát nước xác định được các điều kiện biên như sau:

- Khi $t = 0$ và $0 \leq z \leq h \rightarrow \Delta u_{(z,t)} = \Delta \sigma$

Mặt đất ($z=0$) là nơi thoát nước và tại mặt tầng cứng ($z=h$) không thoát nước, ta có các điều kiện biên sau:

- Khi $0 < t < \infty \rightarrow \begin{cases} z = 0 \Rightarrow \Delta u_{(z,t)} = 0 \\ z = h \Rightarrow \frac{\partial \Delta u_{(z,t)}}{\partial z} = 0 \end{cases}$

- Khi $t = \infty$ và $0 \leq z \leq h \rightarrow \Delta u_{(z,t)} = 0$

Sử dụng các điều kiện biên trên và giải phương trình vi phân (4-40), được kết quả:

$$\Delta u_{(z,t)} = \frac{4}{\pi} \Delta \sigma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{2n+1} \sin \left[\left(\frac{2n+1}{2} \right) \frac{z}{d} \right] \exp \left[- \left(\frac{2n+1}{2} \right)^2 \pi^2 T_v \right] \quad (4-41a)$$

$$\Delta u_{(z,t)} = \frac{4}{\pi} \Delta \sigma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{2n+1} \sin \left[\left(\frac{2n+1}{2} \right) \frac{z}{d} \right] \exp \left[- (2n+1)^2 N \right] \quad (4-41b)$$

Trong đó: n - số nguyên dương và là số chẵn.

T_v, N - Nhân tố thời gian.

$$T_v = \frac{C_v}{d^2} t \quad (4-42a)$$

$$N = \frac{\pi^2}{4} T_v = \frac{\pi^2}{4} \frac{C_v}{d^2} t \quad (4-42b)$$

d - chiều dài đường thấm; h - chiều dày lớp đất cố kết.

- Thoát nước 1 chiều (1 mặt thoát nước) thì $d = h$.

- Thoát nước 2 chiều (2 mặt thoát nước) thì $d = h/2$.

t - thời gian cần xác định độ cố kết.

Thay biểu thức (45-8) vào biểu thức (4-39) giải ra được độ cố kết Q_t như sau:

$$Q_t = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} \quad (4-43)$$

II. CÁC TRƯỜNG HỢP VÀ SƠ ĐỒ THƯỜNG GẶP

Trên cơ sở phân tích tính chất và điều kiện thoát nước của đất nền, đặc điểm của tải trọng gây lún và tình hình phân bố ứng suất trong đất có thể phân ra các trường hợp cố kết sau đây (hình 4-9):

SƠ ĐỒ “ 0 “ *Cố kết do tải trọng rải đều kín khắp trên mặt đất (biểu đồ phân bố ứng suất không thay đổi theo chiều sâu).*

* Hàm Q_t có dạng: $Q_{t0} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}$ (4-43)

SƠ ĐỒ “ 1 “ *Cố kết do trọng lượng bản thân của đất (biểu đồ ứng suất tăng tuyến tính theo chiều sâu).*

* Hàm Q_t có dạng: $Q_{t1} = 1 - \frac{32}{\pi^3} e^{-N}$ (4-44)

SƠ ĐỒ “ 2 “ *Cố kết do tải trọng phân bố cục bộ trên mặt đất (biểu đồ ứng suất giảm tuyến tính theo chiều sâu).*

* Hàm Q_t có dạng: $Q_{t2} = 1 - \frac{16}{\pi^3} (\pi - 2) e^{-N}$ (4-45)

SƠ ĐỒ “ 0-1 “ *Khi ứng suất có hiệu thay đổi dạng hình thang tăng tuyến tính theo chiều sâu. Hàm Q_t có thể tính dựa vào tra bảng khi biết các giá trị N :*

$$N_{0-1} = N_0 + (N_1 - N_0).J \quad (4-46)$$

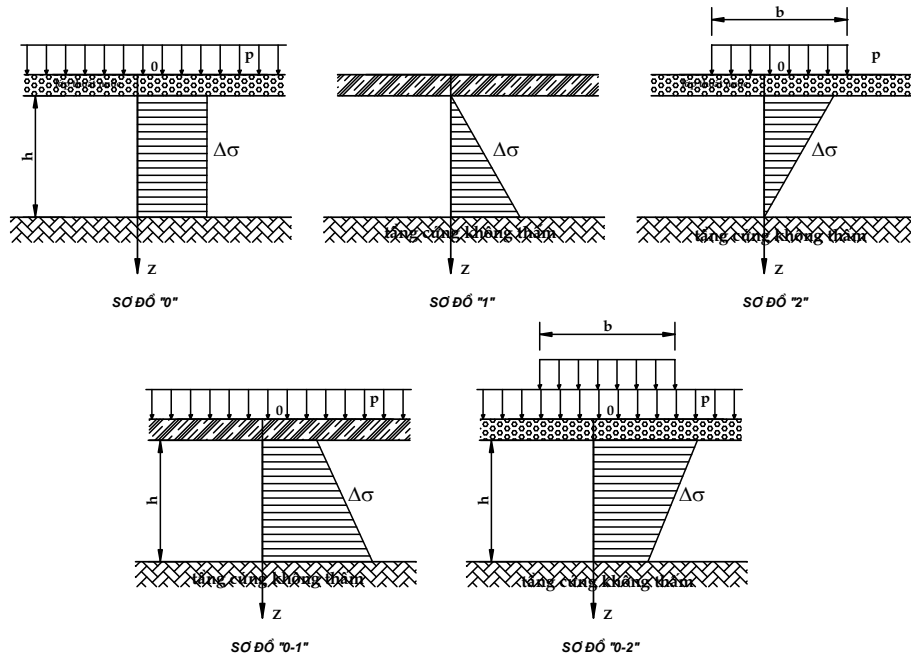
SƠ ĐỒ “ 0-2 “ *Khi ứng suất có hiệu thay đổi dạng hình thang giảm tuyến tính theo chiều sâu. Hàm Q_t có thể tính dựa vào tra bảng khi biết các giá trị N :*

$$N_{0-2} = N_2 + (N_0 - N_2).J' \quad (4-47)$$

Trong đó: $J; J'$ - là các hệ số nội suy và tra bảng 4-8 dựa vào tỷ lệ $\alpha = \frac{\Delta\sigma_T}{\Delta\sigma_{KT}}$.

$\Delta\sigma_T$ - là thành phần ứng suất gia tăng tại biên thấm.

$\Delta\sigma_{KT}$ - là thành phần ứng suất gia tăng tại biên không thấm.



Hình 4-9. Các sơ đồ tính lún theo thời gian

Để tiện tính toán, người ta lập sẵn các bảng tra giá trị Q_t theo N (hoặc T_v) như bảng 4-7 dưới đây:

Bảng 4-7: Bảng giá trị Q_t khi tra theo N

Q_t	Trị số N ứng với			Q_t	Trị số N ứng với		
	SƠ ĐỒ 0	SƠ ĐỒ 1	SƠ ĐỒ 2		SƠ ĐỒ 0	SƠ ĐỒ 1	SƠ ĐỒ 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	1.00			

Bảng 4-8: Bảng giá trị J và J'

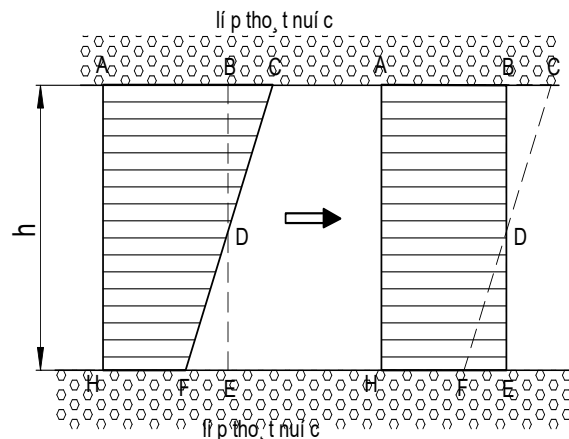
Trường hợp 0 - 1		Trường hợp 0 - 2	
V	J	V	J'
0	1.00	1.0	1.00
0.1	0.84	1.5	0.83
0.2	0.69	2.0	0.71
0.3	0.56	3.0	0.55
0.4	0.46	4.0	0.45
0.5	0.36	5.0	0.39
0.6	0.27	6.0	0.30
0.7	0.19	7.0	0.25
0.8	0.12	8.0	0.20
0.9	0.06	9.0	0.17
1.0	0.00	10	0.13

Ngoài ra, với các sơ đồ “0-1” và “0-2” có thể xác định độ cố kết theo công thức sau:

$$Q_t = \frac{2\alpha Q_{t0}^0 + (1 - \alpha) Q_{t1}^0}{1 + \alpha} \quad (4-48)$$

❖ Nếu trường hợp thoát nước 02 mặt thì bất cứ sơ đồ nào cũng có thể đưa về sơ đồ “0” để tính (miền là phân bố ứng suất dạng đường thẳng).

Trên hình (4-10) là biểu đồ phân bố ứng suất ACFH thoát nước 2 mặt. Nhận thấy, biến dạng và thoát nước ở tam giác BCD sẽ tương đương với tam giác DEF. Vậy khi tính toán cho phép thay thế bằng biểu đồ ứng suất phân bố đều ABEH với chiều dài đường thấm $d=h/2$.



Hình 4-10: Sơ đồ tính lún khi đưa về dạng sơ đồ “0”

VÍ DỤ MINH HOẠ

VÍ DỤ 34

Một lớp đất sét dày 4.4 m chịu độ tăng ứng suất hiệu quả phân bố đều là 180 kN/m^2 .

- Cho hệ số nén thể tích $m_v = 0.25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}$, hãy tính độ lún cuối cùng dự kiến do cố kết gây ra.
- Cho hệ số thấm k của đất là 5 mm/năm và hệ số thời gian T_v cho cố kết hoàn toàn là 2.0. Tính thời gian cần để đạt độ lún cuối cùng (giả thiết có hai mặt thoát nước)

Bài giải:

- Độ lún cuối cùng do lớp sét gây ra là:

$$S = m_v \cdot \Delta \sigma'_z \cdot H$$

$$S = 0.25 \cdot 10^{-3} \cdot 180 \cdot 4.4 = 0.198 \text{ m} = 198 \text{ mm}$$

- Tính thời gian cần để đạt độ lún cuối cùng

* Hệ số thời gian tính theo công thức: $T_v = \frac{C_v t}{d^2} = 2$

* Chiều dài đường thấm (chiều dài đường thoát nước lớn nhất), vì thoát nước 2 phía nên

$$d = \frac{H}{2} = \frac{4.4}{2} = 2.2 \text{ m}$$

* Hệ số cố kết $C_v = \frac{k_v}{m_v \gamma_n} = \frac{5 \cdot 10^{-3}}{0.25 \cdot 10^{-3} \cdot 9.81} = 2.039 \text{ (m}^2/\text{năm)}$

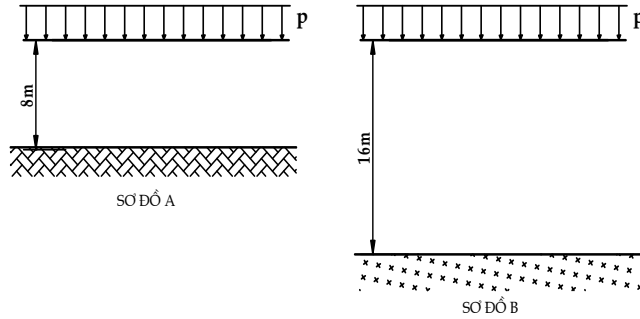
Theo đề bài ra ta có: $T_v = \frac{C_v t}{d^2} = 2 \rightarrow t = \frac{T_v d^2}{C_v} = \frac{2 \cdot (2.2)^2}{2.039} = 4.75 \text{ năm.}$

Vậy thời gian để đạt độ lún cuối cùng là 4.75 năm.

VÍ DỤ 35

(Olympic - 1999) Một lớp đất sét dày 8 m, nằm trên nền đá cứng không thấm nước như sơ đồ A, hình VD35.

Hệ số rỗng ban đầu của đất $e_0 = 1.4$; hệ số nén lún $a = 0.144 \text{ cm}^2/\text{kg}$; hệ số thấm $k_A = 1.2 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$. Bề mặt lớp sét chịu gia tải đều vô hạn với cường độ $p = 100 \text{ kPa}$. Sau 72 ngày kể từ khi gia tải độ lún nền đạt tới 24 cm. Biết rằng hệ số thấm của đất trong sơ đồ B là $k_B = 2.4 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$, và các chỉ tiêu cơ lí của đất sét ở hai sơ đồ A và B là như nhau và không thay đổi trong quá trình cố kết.



Hình VD34

Hãy tính thời gian để nền đất sét dày 16 m, trong trường hợp sơ đồ B, đạt tới độ lún 48 cm.

Bài giải:

* Tính độ lún cuối cùng của từng sơ đồ

Độ lún cuối cùng của nền A là: (chú ý $p = 100 \text{ kPa} \approx 1 \text{ kg/cm}^2$)

$$S_A = a_0 p h = \frac{a}{1 + e_0} p h_A$$

$$S_A = \frac{0.144}{1 + 1.4} * 1 * 800 = 48 \text{ (cm)}$$

Tương tự, độ lún cuối cùng của nền B là:

$$S_B = a_0 p h = \frac{a}{1 + e_0} p h_B$$

$$S_B = \frac{0.144}{1 + 1.4} * 1 * 1600 = 96 \text{ (cm)}$$

Theo bài ra độ lún của nền A sau 72 ngày là $S_{tA} = 24 \text{ cm} \rightarrow Q_{tA} = \frac{S_{tA}}{S_A} = \frac{24}{48} = 0.5$

Và độ lún của nền B sau thời gian t_B là: $S_{tB} = 48 \text{ cm} \rightarrow Q_{tB} = \frac{S_{tB}}{S_B} = \frac{48}{96} = 0.5$

Nhận xét rằng cả hai nền A và B đều có cùng sơ đồ '0', có cùng độ cố kết, cùng chiều dài đường thấm (nền B thoát nước 2 mặt nên $d_A = d_B = 8 \text{ m}$) do đó nhân tố thời gian phải như nhau:

$$\frac{\pi^2}{4} \frac{C_{VA} t_A}{d_A^2} = \frac{\pi^2}{4} \frac{C_{VB} t_B}{d_B^2} \rightarrow C_{VA} t_A = C_{VB} t_B$$

Trong đó: $C_V = \frac{k_V}{m_V \gamma_n}$: hệ số cố kết.

$$\rightarrow t_B = t_A \frac{C_{VA}}{C_{VB}} = t_A \frac{k_A}{k_B} = 72 * \frac{1.2 * 10^{-8}}{2.4 * 10^{-8}} = 36 \text{ (ngày)}$$

Vậy thời gian để nền đất sét dày 16 m trong sơ đồ B đạt tới độ lún 48cm là 36 ngày.

VÍ DỤ 36

(Olympic – 2001) Dùng biện pháp phủ đều kín khắp một lớp cát dày 3m có trọng lượng đơn vị $\gamma_{\text{cát}} = 16.66 \text{ kN/m}^3$ để nén trước một lớp sét bão hoà nước dày 6 m nằm trên tầng đá cứng nứt nẻ thoát nước tốt (hình vẽ). Đất sét có hệ số rỗng $e_0 = 1.40$, hệ số nén lún $a = 12 \text{ cm}^2/\text{kN}$, hệ số thấm $k = 10^{-7} \text{ cm/s}$. Sau khi phủ cát một thời gian t công trình được khởi công xây dựng, lúc đó xác định được giá trị áp lực nước lỗ rỗng do trọng lượng lớp cát gây ra tại các điểm trong tầng sét như bảng sau:

Điểm	A	B	C	D	E	F	G
Độ sâu $z(\text{m})$	0	1	2	3	4	5	6
$u_{z,t} (\text{kN/m}^3)$	0	13.4	23.22	26.82	23.22	13.4	0

- Yêu cầu:**
- 1 - Xác định độ lún ở thời gian t của tầng sét và độ cố kết Q_t tương ứng?
 - 2 - Nếu cần đợi để tầng sét lún xong mới khởi công xây dựng công trình thì cần đợi bao nhiêu thời gian?

Cho biết trọng lượng thể tích của nước $\gamma_n = 10 \text{ kN/m}^3$

Bài giải:

a) Lớp sét cố kết theo sơ đồ '0' do thoát nước 2 mặt.

* Độ lún ổn định của lớp sét là: $S = a_0 p h = \frac{a}{1 + e_0} p h = \frac{12 * 10^{-4}}{1 + 1.4} * 50 * 6 = 0.015 \text{ m} = 15 \text{ cm}$

Tải trọng gây lún do lớp cát gây ra là: $p = 16.66 * 3 = 50 \text{ kN/m}^2$

* Xác định biểu đồ ứng suất có hiệu σ' tại các điểm A, B, C, D, E, F, G theo công thức và cho kết quả vào bảng: $\sigma' = p - u$

Điểm	A	B	C	D	E	F	G
σ'	50	36.6	26.78	23.18	26.78	36.6	50

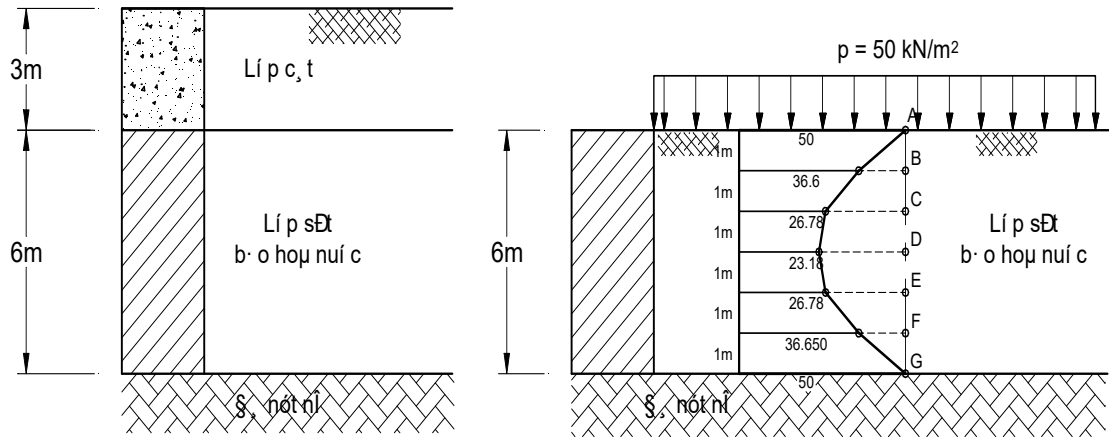
* Độ lún tại thời điểm t là: $S_t = a_0 \Omega$

Trong đó Ω là diện tích biểu đồ ứng suất có hiệu, do tính đối xứng nên chỉ việc tính một nửa rồi nhân kết quả lên hai lần:

$$\Omega = 2 * \left[\left(\frac{50 + 36.6}{2} \right) * 1 + \left(\frac{36.6 + 26.78}{2} \right) * 1 + \left(\frac{26.78 + 23.18}{2} \right) * 1 \right] = 200 \text{ kN/m}$$

$$S_t = a_0 \Omega = \frac{12 * 10^{-4}}{1 + 1.4} * 200 = 0.10 \text{ m} = 10 \text{ cm}$$

* Độ cố kết của lớp sét ở thời gian t là: $Q_t = \frac{10}{15} = 0.67$



Hình VD36

b) Thời gian cần thiết để lớp sét lún xong

Trong thực tế công trình thời gian cần thiết để tầng sét lún xong thường là hữu hạn. Giả sử lấy độ cố kết $Q_t = 0.99$ và tính theo sơ đồ '0', (chú ý đổi $\gamma_n = 10 \text{ kN/m}^3 = 10^{-5} \text{ kN/cm}^3$), ta có:

$$Q_t = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} = 0.99 \rightarrow e^{-N} = (1 - 0.99) \frac{\pi^2}{8} \rightarrow N = 4.395$$

$$N = \frac{\pi^2}{4} T_v = \frac{\pi^2}{4} \frac{C_v}{d^2} t \rightarrow t = \frac{4 \cdot d^2 N}{\pi^2 C_v}$$

Trong đó: d - chiều dài đường thấm (thoát nước một mặt), d = 3m.

$$C_v = \frac{k(1 + e_0)}{a \cdot \gamma_n} = \frac{10^{-7} * (1 + 1.4)}{12 * 10^{-5}} = 2.10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s} = 6.31 \text{ m}^2/\text{năm}$$

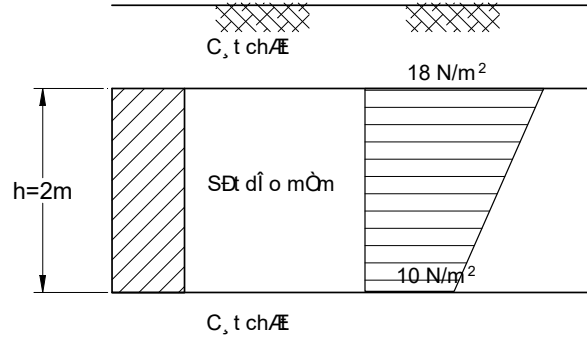
$$\text{Thay vào ta có: } t = \frac{4d^2 N}{\pi^2 C_v} = \frac{4 * 3^2 * 4.395}{3.14^2 * 6.31} = 2.54 \text{ (năm)}$$

VÍ DỤ 37

(Olympic – 2002) Một công trình xây dựng trên nền cát hạt trung ở trạng thái chặt, có kẹp một lớp sét dẻo mềm bão hoà nước dày 2m. Lớp sét có các chỉ tiêu $\omega=30\%$; $\Delta=2.7$, $a=0.02 \text{ cm}^2/\text{N}$; $k = 2.10^{-9} \text{ cm/s}$, hình VD37.

Biểu đồ ứng suất do tải trọng công trình gây ra như hình vẽ. Yêu cầu:

1. Xác định thời gian cần thiết để lớp sét lún gần xong (tương ứng với $Q_t=0.96$)
2. Nếu giả sử dưới đáy lớp sét là lớp cứng không thấm thì thời gian để lớp sét lún xong là bao nhiêu? Giả thiết biểu đồ ứng suất vẫn không thay đổi.
3. Nhận xét các kết quả tính toán.



Hình VD37

Khi tính toán cho phép bỏ qua độ lún của lớp cát chặt vì quá nhỏ không đáng kể. Cho biết giá trị $Q_t \sim N$ ở bảng dưới đây:

S\N Q _t	SĐ 0	SĐ 1	SĐ 2	SĐ 0-1		SĐ 0-2	
				$\alpha = 0.6$	$\alpha = 0.8$	$\alpha = 1.0$	$\alpha = 2.0$
2	0.89	0.86	0.92	0.88	0.89	0.90	0.90
3	0.96	0.95	0.97	0.96	0.96	0.96	0.96
5	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99

Chú thích: Q_t - độ cố kết; N- nhân tố thời gian; $\alpha = \frac{\sigma_T}{\sigma_{KT}}$

Bài giải:

1. Xác định thời gian cần thiết để lớp sét lún gần xong ($Q_t = 0.96$)

Do lớp sét bão hoà nước nên độ rỗng ban đầu tính theo công thức:

$$e_0 = \Delta \omega = 2.7 * 0.3 = 0.81$$

Do lớp sét thoát nước 2 mặt nên chuyển về trường hợp sơ đồ '0' để tính.

Tra bảng SĐ - 0, ứng với $Q_t = 0.96 \rightarrow N = 3$.

* Thời gian cần thiết để lớp sét lún gần xong là: $t = \frac{4.d^2.N}{\pi^2.C_v}$

Trong đó: d - chiều dài đường thấm d (thoát nước 2 mặt), $d = \frac{h}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{ m}$.

$$C_v = \frac{k(1+e_0)}{a\gamma_w} = \frac{2.10^{-9} * 10^{-2} * (1+0.81)}{0.002 * 1} = 1.81 * 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s} = 0.57 \text{ m}^2/\text{năm}$$

Thay vào ta có: $t = \frac{4d^2 N}{\pi^2 C_v} = \frac{4 * (1)^2 * 3}{3.14^2 * 0.57} = \underline{2.135} \text{ (năm)}$

2. Xác định thời gian cần thiết để lớp sét lún gần xong (nếu ở dưới sét là tầng không thấm)

Đây là trường hợp cố kết theo sơ đồ 0-2. Ta có: $\alpha_{0-2} = \frac{\sigma'_z}{\sigma''_z} = \frac{18}{10} = 1.8$

Tra bảng ứng với $Q_{t0-2} = 0.96$; $\alpha_{0-2} = 1.8$ theo SĐ 0-2 được $N = 3$.

* Thời gian cần thiết để lớp sét lún gần xong là: $t = \frac{4d^2 N}{\pi^2 C_v}$

Trong đó: d - chiều dài đường thấm d (thoát nước 1 mặt), $d = h = 2 \text{ m}$.

Thay vào ta có: $t = \frac{4d^2 N}{\pi^2 C_v} = \frac{4 * (2)^2 * 3}{3.14^2 * 0.57} = \underline{8.54} \text{ (năm)}$

3. Nhận xét

Trường hợp trên và dưới lớp sét là lớp cát thấm nước thì thời gian lún ngắn hơn 4 lần so với trường hợp dưới lớp sét là tầng không thấm. Sở dĩ như vậy vì nhân tố thời gian của 2 trường hợp là bằng nhau; và trường hợp thứ nhất là thoát nước 2 mặt $d = \frac{h}{2}$, còn trường hợp thứ hai nước chỉ thoát một mặt $d = h$.

VÍ DỤ 38

(Olympic – 2003) Có 2 lớp sét mềm bão hoà nước nằm trên lớp đá cứng như hình VD38. Tải trọng đắp trên mặt lớp đất có bề rộng rất lớn so với bề dày lớp đất. Người ta quan trắc lún và thấy luôn luôn có $2 S_A = S_B$.

1. Hệ số thấm của lớp B, k_B phải bằng bao nhiêu để có kết quả trên (luôn luôn $S_B = 2S_A$).

2. Nếu lớp đất B nằm trên một lớp cuội sỏi thì khi ấy k_B phải bằng bao nhiêu để vẫn có kết quả $S_B = 2S_A$? giá trị C_{VA} , C_{VB} khi ấy bằng bao nhiêu?

Bài giải:

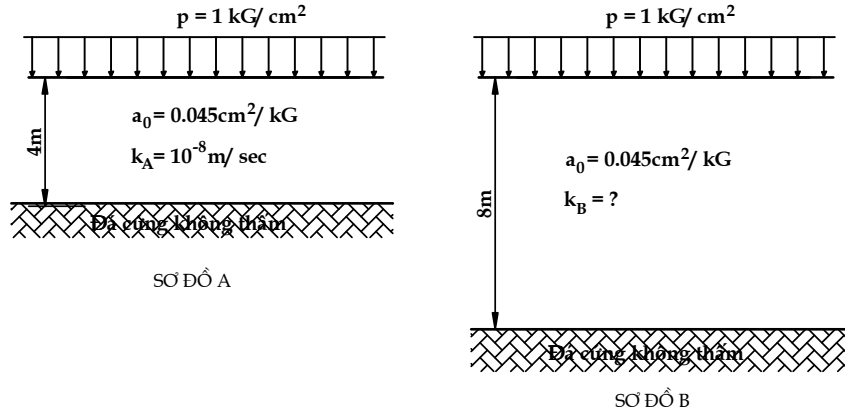
a) Tính hệ số thấm của lớp B

* Độ lún cuối cùng của lớp A là: $S_A = a_0 p h_A = 0.045 * 1 * 400 = 18 \text{ cm}$

* Độ lún cuối cùng của lớp B là: $S_B = a_0 p h_B = 0.045 * 1 * 800 = 36 \text{ cm}$

Do đó ta có $S_B = 2S_A \rightarrow Q_{tB} * S_{tB} = 2Q_{tA} * S_{tA}$

Theo bài ra tại mọi thời điểm đều có $S_{tB} = 2S_{tA} \rightarrow Q_{tB} = Q_{tA}$



Hình VD38

Do cả hai lớp đều cố kết theo sơ đồ '0' nên ta có: $Q_{t0} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot e^{-N} \rightarrow$ Nhân tố thời gian phải bằng nhau:

$$\frac{\pi^2}{4} \frac{C_{VA} \cdot t_A}{d_A^2} = \frac{\pi^2}{4} \frac{C_{VB} \cdot t_B}{d_B^2} \rightarrow \frac{C_{VA}}{C_{VB}} = \frac{d_A^2}{d_B^2} = \frac{k_A}{k_B} \rightarrow k_B = k_A \frac{d_B^2}{d_A^2}$$

Trong đó: $d_A = 4 \text{ m}$ là chiều dài đường thoát nước ở sơ đồ A (1 mặt thoát nước).

$d_B = 8 \text{ m}$ là chiều dài đường thoát nước ở sơ đồ B (1 mặt thoát nước)..

Vậy hệ số thấm của lớp B là: $k_B = k_A \frac{8^2}{4^2} = 4 * k_A = 4 \cdot 10^{-8} \text{ (cm}^2/\text{s)}$

b) Tính hệ số thấm của lớp B nếu lớp B nằm trên một lớp cuội sỏi

* Áp dụng công thức ở phần (a) ta có;

$$k_B = k_A \frac{d_B^2}{d_A^2}$$

Trong đó: $d_A = 4 \text{ m}$ là chiều dài đường thoát nước ở sơ đồ A (1 mặt thoát nước).

$d_B = \frac{8}{2} = 4 \text{ m}$ là chiều dài đường thoát nước ở sơ đồ B (2 mặt thoát nước)..

Vậy hệ số thấm của lớp B khi lớp B nằm trên một lớp cuội sỏi :

$$k_B = k_A \frac{4^2}{4^2} = k_A = 1 \cdot 10^{-8} \text{ (cm}^2/\text{s)}.$$

* Tính C_{vA}, C_{vB}

$$C_{vA} = C_{vB} = \frac{k_A}{m_v \gamma_n} = \frac{1.10^{-8} * 3.10^{-7}}{0.045 * 1 * 10^{-3}} = 6.67 * 10^4 \text{ (cm}^2/\text{năm)} = \underline{6.67 \text{ m}^2/\text{năm}}$$

VÍ DỤ 39

(Olympic – 2004) Người ta đổ cát và cũng là tải trọng nén trước $p=100\text{kN/m}^2$ trên lớp sét dày 5m, phía dưới là tầng cát khá dầy. Đo độ lún của tầng sét sau 1 tháng là 100mm; sau 2 tháng là 139.4 mm. Yêu cầu:

1. Xác định độ lún ổn định của lớp đất sét.
2. Xác định hệ số thấm k của lớp đất sét.

Bài giải:

a) Xác định độ lún ổn định của lớp đất sét

* Độ lún ổn định của lớp sét là: $S = m_v p h$

* Do người ta đổ cát trong phạm vi rộng nên coi như lớp sét chịu tải trọng dải đều kín

khắp và đây là trường hợp cố kết theo sơ đồ 0: $Q_{t0} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}$

* Độ lún của lớp đất sét sau 1 tháng là: $S_{1t} = S(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N_1}) = 100 \text{ mm}$

* Độ lún của lớp đất sét sau 2 tháng là: $S_{2t} = S(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N_2}) = 139.4 \text{ mm}$

$$\text{Lập tỷ số: } \frac{S_1}{S_2} = \frac{(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N_1})}{(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N_2})} = \frac{100}{139.4} \quad (1)$$

$$\text{Trong đó: } N_1 = \frac{\pi^2}{4} \frac{C_v t_1}{d^2} = \frac{\pi^2}{4} \frac{C_v * 1}{2.5^2} \quad (2)$$

$$N_2 = \frac{\pi^2}{4} \frac{C_v t_2}{d^2} = \frac{\pi^2}{4} \frac{C_v * 2}{2.5^2} \quad (3)$$

Từ (2) và (3) ta có: $N_2 = 2N_1$

Thay vào các công thức (1) ở trên và đặt $X = e^{-N_1} \rightarrow X^2 = e^{-N_2}$

Ta có:
$$\frac{(1 - \frac{8}{\pi^2} X)}{(1 - \frac{8}{\pi^2} X^2)} = \frac{100}{139.4} \rightarrow X^2 - 1.394X + \frac{0.394}{8} * 3.14^2 = 0 \quad (4)$$

Giải phương trình (4) ta được $X_1 = 0.7119$ và $X_2 = 0.68203$, có thể lấy một trong 2 giá trị để tính toán.

Độ lún ổn định của lớp sét là:

$$S = \frac{S_{lt}}{Q_{lt}} = \frac{S_{lt}}{\left(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}\right)} = \frac{100}{\left(1 - \frac{8}{3.14^2} * 0.682\right)} \approx \underline{200 \text{ mm}}$$

b) Xác định hệ số thấm k của lớp đất sét

* Từ công thức tính độ lún cuối cùng: $S = m_v p h \rightarrow m_v = \frac{0.2}{100 * 5} = 4.10^{-4} \text{ (m}^2/\text{kN)}$

* Từ công thức tính: $e^{-N_1} = 0.68203 \rightarrow N_1 = -\ln(0.68203) = 0.3827$

$$N_1 = 0.3827 = \frac{\pi^2}{4} \frac{C_v * 1}{2.5^2} \rightarrow C_v = \frac{4 * 0.3827 * (2.5)^2}{\pi^2 * 1} = 0.97 \text{ (m}^2/\text{tháng)} = 11.64 \text{ (m}^2/\text{năm)}$$

* Hệ số thấm: $C_v = \frac{k}{m_v \gamma_n} \rightarrow k = m_v C_v \gamma_n = 4.10^{-4} * 11.64 * 10 = 0.0466 \text{ (m/năm)}$

VÍ DỤ 40

Cho một nền đất sét bão hoà nước, dẻo mềm, nằm trực tiếp trên lớp cát hạt trung có tính thấm nước tốt, trên mặt đất người ta tôn cao bởi một lớp cát san lấp trên một phạm vi rất rộng, có thể xem là vô hạn. Sau hai năm đầu số liệu quan trắc lún đo được là 80mm. Kết quả tính toán độ lún cuối cùng cho độ lún $S_\infty = 320\text{mm}$. *Hãy tính:*

1. Thời gian cần thiết để nền đạt độ lún 50% độ lún cuối cùng?
2. Độ lún dự kiến sau 20 năm kể từ sau khi san lấp? Giả thiết rằng trong thời gian lún đó bỏ qua sự biến đổi trị số a , k , e .

Cho phép tính độ cố kết với số hạng chuỗi sau: $Q_t = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}$

Bài giải:

a) Thời gian cần thiết để nền đạt độ lún cuối cùng

* Sau 2 năm độ lún đo được là 80 mm, vậy độ cố kết tương ứng là:

$$Q_{t1} = \frac{S_{t1}}{S_{\infty}} = \frac{80}{320} = 0.25 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot e^{-N_1} \rightarrow e^{-N_1} = \frac{(1-Q_{t1})\pi^2}{8}$$

Do đó: $e^{-N_1} = \frac{(1-0.25) \cdot 3.14^2}{8} = 0.924338 \rightarrow N_1 = -\ln(e^{-N_1}) = -\ln(0.924338) = 0.078677$

Do các hệ số k , a , e không đổi nên có thể viết: $N_1 = \frac{\pi^2}{4} \frac{C_v t_1}{d^2} = A t_1 \rightarrow A = \frac{N_1}{t_1}$

Đặt: $A = \frac{N_1}{t_1} = \frac{0.078677}{2} = 0.039339$

* Thời gian cần thiết để nền đạt độ lún 50% độ lún cuối cùng, tức là $Q_t = 0.5$

$$Q_t = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N_t} = 0.5 \rightarrow e^{-N_t} = \frac{(1-0.5) \cdot 3.14^2}{8} = 0.616225$$

$$\rightarrow N_t = -\ln(e^{-N_t}) = -\ln(0.616225) = 0.48414$$

Từ công thức: $N_t = \frac{\pi^2}{4} \frac{C_v t}{d^2} = A t \rightarrow t = \frac{N_t}{A} = \frac{0.48414}{0.039339} = \underline{12.3} \text{ năm}$

b) Độ lún dự kiến sau 20 năm kể từ sau khi san lấp

* Ta có: $N_{20} = \frac{\pi^2}{4} \frac{C_v t_{20}}{d^2} = A t_{20} = 0.039339 \cdot 20 = 0.78678$

$$Q_{t20} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N_{20}} = 0.63$$

* Độ lún dự kiến sau 20 năm kể từ sau khi san lấp là:

$$S_t = Q_{t20} \cdot S = 0.63 \cdot 320 = \underline{201.6} \text{ mm}$$

VÍ DỤ 41

Cho lớp đất sét dẻo mềm dày 4 m, nằm trên một lớp cát hạt thô. Tải trọng nén phân bố đều vô hạn trên mặt với cường độ là $p = 25 \text{ N/cm}^2$. Biết chỉ tiêu cơ lý của lớp đất sét là: $\Delta = 2.7$; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $W = 30\%$; $e_0 = 0.880$; Hệ số nén lún: $a_{(0.25)} = 0.006 \text{ cm}^2/\text{N}$. Hệ số thấm $k = 1 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$; $\gamma_n = 10 \text{ kN/m}^3$. Người ta quan trắc lún và ở thời điểm t nào đó người ta khoan lấy mẫu dưới nền thí nghiệm nén xác định được hệ số rỗng $e = 0.790$.

Hãy tính độ lún cuối cùng S , độ lún ở thời điểm t - S_t ; độ cố kết đạt được tương ứng Q_t , và thời gian t là mấy năm?

Bài giải:

* Độ lún cuối cùng của nền

$$S_{\infty} = a_0 ph = \frac{a}{1+e_0} ph = \frac{0.006}{1+0.88} * 25 * 400 = \underline{32} \text{ cm}$$

* Độ lún tại thời điểm (t), áp dụng kết quả bài toán nén đất một chiều:

$$S_t = \frac{e_0 - e_t}{1+e_0} h = \frac{0.88 - 0.79}{1+0.88} * 400 = \underline{19.15} \text{ cm}$$

* Độ cố kết ở thời điểm (t) là: $Q_t = \frac{S_t}{S_{\infty}} = \frac{19.15}{32} = 0.6$

* Xác định thời gian lún (t): $Q_t = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} = 0.6 \rightarrow N = \frac{\pi^2}{4} \frac{C_v t}{d^2} = 0.493$

$$\text{Trong đó: } C_v = \frac{k(1+e_0)}{a\gamma_n} = \frac{1 * 10^{-8} * (1+0.88)}{0.006 * 10^{-2}} = 3.13 * 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$= 3.13 * (365 * 24 * 60 * 60) * 10^{-7} = 9.87 \text{ m}^2/\text{năm}$$

- Vậy thời gian t là: $t = \frac{4d^2 N}{\pi^2 C_v} = \frac{4 * 4^2 * 0.493}{3.14^2 * 9.87} = \underline{0.32} \text{ năm}$

CHƯƠNG 5

SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN ĐẤT

§ 1 CÁC GIAI ĐOẠN LÀM VIỆC CỦA NỀN ĐẤT

I. CÁC QUÁ TRÌNH CƠ HỌC TRONG ĐẤT

Chúng ta xét các quá trình cơ học xảy ra trong đất khi có tác dụng của tải trọng cục bộ tăng dần. Qua bàn nén cứng có kích thước giới hạn, đặt lên mặt đất một tải trọng và tiến hành quan trắc độ lún của bàn nén suốt thời gian thí nghiệm.

Khi có tác dụng của tải trọng cục bộ, ngoài ứng suất pháp, phân bố bất kỳ được tách ra còn chịu cả ứng suất tiếp (cắt), khi đạt giá trị nhất định, ứng suất này có thể gây ra trượt (cắt) cục bộ không thuận nghịch. Do đó, khi có tác dụng của tải trọng cục bộ, có thể xảy ra hoặc là biến dạng nén chặt tắt dần, cũng như (khi tải trọng ngoài có giá trị xác định) biến dạng cắt không tắt dần, chuyển sang dẻo, đẩy trôi, lún sụt... tùy theo điều kiện tương ứng.

Hình 5-1a là đường cong biến dạng điển hình của đất khi trên mặt đất có tác dụng của tải trọng tăng dần từng cấp. Nếu cấp tải trọng tăng tải nhỏ và đất có tính dính thì đoạn đầu đường cong biến dạng sẽ hầu như nằm ngang (hình 5-1b) nghĩa là khi chưa vượt qua độ bền kiến trúc, đất sẽ chịu biến dạng đàn hồi có giá trị rất không đáng kể, và độ lún của bàn nén sẽ hoàn toàn phục hồi khi dỡ tải.

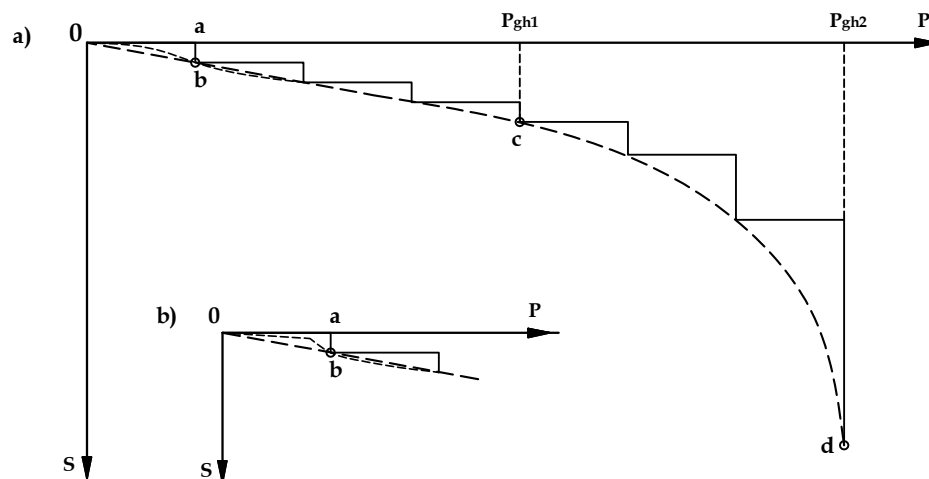
Với các cấp tải trọng tiếp theo (hoặc ngay cả với cấp tải trọng ban đầu khi vượt quá độ bền kiến trúc của đất) sẽ xảy ra sự nén chặt đất do tải trọng, nghĩa là sự giảm độ rỗng tại một vùng nào đó dưới mặt gia tải. Những kết quả trực tiếp đã cho thấy luôn luôn tồn tại một giá trị áp lực ngoài nào đó mà với nó đất chỉ bị nén chặt và có được sức chống lớn hơn so với lực ngoài.

II. CÁC GIAI ĐOẠN LÀM VIỆC CỦA NỀN ĐẤT

Theo dõi quá trình nén đất, trên cơ sở đồ thị $P \sim S$ thấy rằng có thể chia các giai đoạn làm việc của nền đất thành 3 giai đoạn:

Giai đoạn 1 (Giai đoạn biến dạng đàn hồi): Khi tải trọng $P < P_{gh1}$ (tải trọng tới dẻo), biểu đồ $P \sim S$ xem gần như là đường thẳng, lúc này nền đất vẫn làm việc ở giai đoạn đàn hồi, các hạt đất có xu hướng dịch chuyển lại gần nhau khi chịu tải trọng làm thể tích lỗ rỗng giữa các hạt giảm dần. Về mặt xây dựng, giai đoạn này có lợi vì đất

trong giai đoạn này có kiến trúc lèn sít hơn và sẽ cho độ lún nhỏ hơn, nhưng thường là quá an toàn do đó không có ý nghĩa về mặt kinh tế cho công trình.



Hình 5-1: Biểu đồ quan hệ $P \sim S$ của nền đất dưới đáy móng khi chịu nén

Giai đoạn 2 (*Giai đoạn biến dạng dẻo*): Khi tải trọng tác dụng $P > P_{gh1}$, biến dạng của nền tăng nhanh hơn, do đó biểu đồ $P \sim S$ trở thành đường cong. Đến cuối giai đoạn 1 (điểm c trên đường cong hình 5-1a) và lúc bắt đầu hình thành vùng trượt, nó xuất hiện tại mép mặt gia tải, nơi có ứng suất cắt lớn nhất, là chỉ tiêu đặc trưng nhất của tính chất cơ học đất và tương ứng với tải trọng tới hạn ban đầu trên đất trong những điều kiện gia tải đã cho.

Người ta cho rằng, giai đoạn này đã có một bộ phận đất nền đã bị phá hoại, các hạt đất ở đó bị trượt lên nhau, biến dạng tăng lên nhiều mà không hồi phục lại được. Theo các kết quả thực nghiệm và cũng phù hợp với các kết quả nghiên cứu lý thuyết thì ứng suất trong đất dưới hai mép móng thường là lớn nhất. Do đó, đất dưới hai mép móng bị phá hoại trước tiên.

Giai đoạn 3 (*Giai đoạn nền đất bị phá hoại*): Khi tải trọng tác dụng có giá trị gần đến P_{gh2} thì khu vực biến dạng dẻo phát triển rất nhanh và ăn lan vào giữa móng, nền đất chuyển sang giai đoạn bị phá hoại. Cho đến khi hai khu vực biến dạng dẻo giáp liền nhau thì móng coi như nằm trên một nền đã bị phá hoại hoàn toàn. khi đó $P = P_{gh2}$, nếu chỉ tăng tải trọng chút ít thì móng lập tức bị nghiêng đổ. Trên hình 5-1a, biểu đồ $P \sim S$ bắt đầu có sự thay đổi đột ngột (điểm d), P hầu như không tăng nhưng S thì tăng đột ngột.

III. ĐỊNH NGHĨA VỀ SỨC CHỊU TẢI

1. Sức chịu tải giới hạn (p_{gh}): giá trị cường độ tải trọng mà tại đó đất bị phá hoại do trượt. (xem mục §3)
2. Sức chịu tải giới hạn thực ($p_{gh(th)}$): Giá trị cường độ tải trọng thực phải thêm tại đáy móng do công trình mới, kể cả công tác đất: $p_{gh(th)} = p_{gh} - \gamma \cdot h$ (với h – là chiều sâu chôn móng)

3. Sức chịu tải cho phép (P_a): Cường độ tải trọng cho phép lớn nhất tại đáy móng của công trình. Với một móng xác định trong một nền đất đã cho, sức chịu tải cho phép được xác định như sau:

$$p_a = \frac{p_{gh}}{F_s} + q \quad (5-1)$$

Giá trị tính toán p_{gh} dựa trên biến đổi thực tế về ứng suất. Việc đào lớp phủ tới độ sâu h , gây ra độ giảm ứng suất bằng $q = \gamma \cdot h$. Giá trị sức chịu tải cho phép do vậy là tổng độ tăng cho phép $\frac{p_{gh}}{F_s}$ và áp lực lớp phủ ban đầu γh . Nếu tính đến yếu tố này thì công thức (5-1) được viết lại là:

$$p_a = \frac{p_{gh} - q}{F_s} + q \quad (5-2)$$

Do đó hệ số an toàn về ứng suất dưới đáy móng sẽ là:

$$F_s = \frac{p_{gh} - q}{p_a - q} \quad (5-3)$$

§ 2 XÁC ĐỊNH P_{gh1} THEO LÝ THUYẾT HẠN CHẾ VÙNG BIẾN DẠNG DỄ

I. THÀNH LẬP CÔNG THỨC

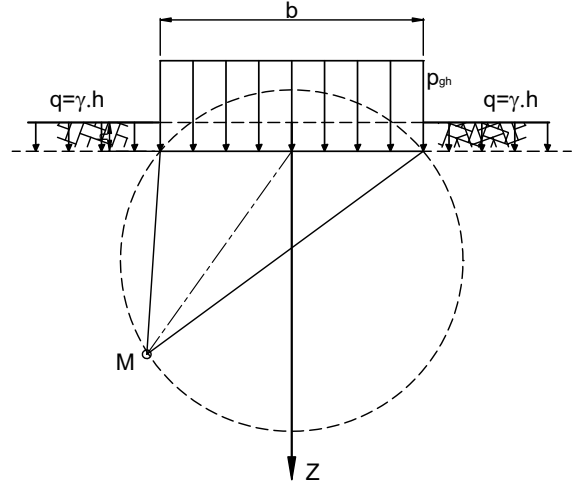
Khi tải trọng tác dụng nền lún đất tăng dần ($P > P_{gh1}$) thì trong nền đất cũng hình thành những khu vực biến dạng dẻo. Các khu vực biến dạng dẻo ngày càng phát triển cho đến khi chúng nối lại với nhau và hình thành những mặt trượt liên tục thì nền đất bị phá hoại hoàn toàn. Muốn đảm bảo khả năng chịu tải của nền đất thì cần qui định mức độ phát triển của khu vực biến dạng dẻo.

Xét trường hợp một móng băng có chiều rộng là b (Hình 5-2), chiều sâu đặt móng là h . Dưới đáy móng có tải trọng phân bố đều là p (kN/m²) tác dụng. Đất nền dưới đáy móng có trọng lượng thể tích là γ , góc ma sát trong φ và cường độ lực dính c . Trọng lượng lớp đất trong phạm vi chôn móng được tính đổi ra thành tải trọng phân bố đều $q = \gamma \cdot h$

Để xem xét mức độ phát triển vùng biến dạng dẻo dưới đáy móng dưới tác dụng của tải trọng có thể dựa vào các giả thiết sau: *Khu vực biến dạng dẻo không lớn lắm, phân bố ứng suất xác định theo công thức đàn hồi cho nửa không gian biến dạng tuyến tính.*

Vì móng là hình băng, cho nên bài toán qui về bài toán phẳng.

Tại điểm M ở chiều sâu z , trên biên của vùng biến dạng dẻo thì điều kiện cân bằng theo Mohr-Rankine được viết như sau:



Hình 5-2: ứng suất do tải trọng ở điểm M

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cot g \varphi} \quad (5-4)$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_{1P} + \sigma_Z^{bt} \\ \sigma_3 = \sigma_{3P} + \sigma_X^{bt} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{1P} = \frac{p - \gamma h}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta) \\ \sigma_{3P} = \frac{p - \gamma h}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta) \\ \sigma_Z^{bt} = \gamma(h + z) \\ \sigma_X^{bt} = \xi \sigma_Z^{bt} = \gamma(h + z) \quad \text{do} \quad \xi = \frac{\nu}{1 - \nu} = 1 \end{cases} \quad (5-5)$$

Thay hệ (5-5) vào (5-4) và rút z từ phương trình ta được:

$$z = \frac{p - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \varphi} - 2\beta \right) - h - \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi = f(2\beta) \quad (5-6)$$

Từ phương trình (5-4) thấy rằng chiều sâu z thay đổi theo góc nhìn 2β . Muốn tìm chiều sâu lớn nhất của khu vực biến dạng dẻo (tức là đáy của khu vực biến dạng dẻo) thì cần lấy đạo hàm $\frac{dz}{d2\beta} = 0$, tức là:

$$\frac{dz}{d(2\beta)} = \frac{p - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\frac{\cos 2\beta}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0 \rightarrow 2\beta = \frac{\pi}{2} - \varphi \quad (5-7)$$

Thay (5-7) vào (5-6) ta được $z_{\max}$ như sau:

$$z_{\max} = \frac{p - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - h - \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \quad (5-8)$$

Giải phương trình (5-8) theo p ta được:

$$p_{\max} = \frac{\pi \gamma}{\left(\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right)} \left(z_{\max} + h + \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \right) + \gamma h \quad (5-9)$$

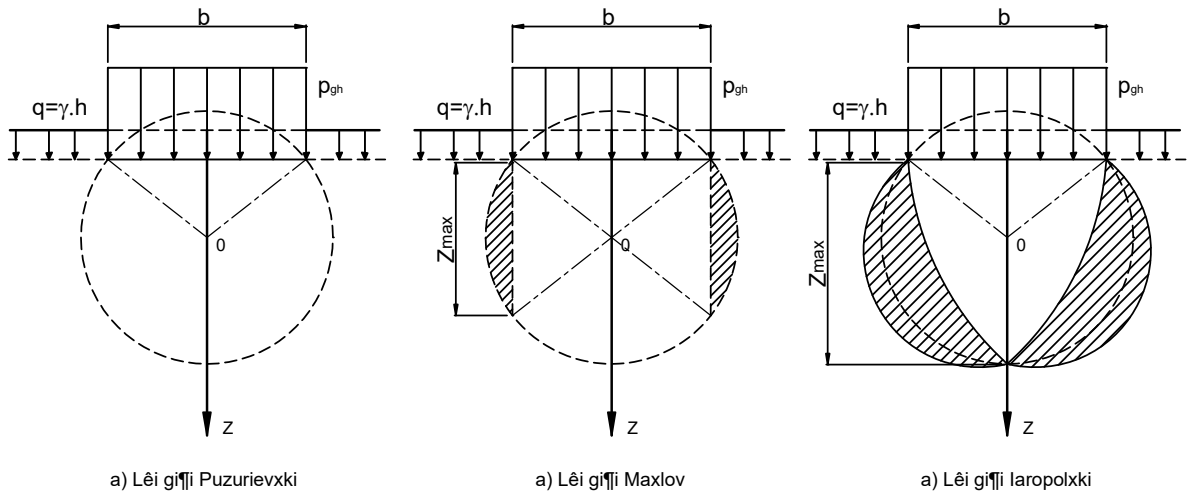
II. LỜI GIẢI CỦA MỘT SỐ TÁC GIẢ

1. Lời giải của Puzurievski

Puzurievski chứng minh công thức này và cho $z_{max} = 0$ (hình 5-3a), có nghĩa là coi khu vực biến dạng dẻo vừa mới xuất hiện ở hai mép móng. Như vậy p_{gh} tính theo Puzurievski có thể thấy là ở giai đoạn làm việc đàn hồi của nền đất.

$$p_{Puzuriev} = \frac{\pi\gamma}{\left(\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}\right)} \left(h + \frac{c}{\gamma} \cot g\varphi\right) + \gamma h \quad (5-10)$$

Thực tế thấy rằng $P_{puzur} < p_{gh1}$ nên sau này có một số tác giả đề nghị tính tải trọng tương ứng với những mức độ phát triển khác nhau của khu vực biến dạng dẻo.



Hình 5-3. Lời giải của một số tác giả theo Z_{max}

2. Lời giải Maxlov

Theo Maxlov, nên cho vùng biến dạng dẻo phát triển, nhưng nên hạn chế sự phát triển của nó. Với lý do này, ông lấy hai đường thẳng đứng đi qua mép móng làm đường giới hạn sự phát triển của khu vực biến dạng dẻo (hình 5-3b).

Trên hình (5-3b) có thể tính được $z_{max} = b.tg\varphi$, rồi thay vào (5-9) được tải trọng P_{gh} :

$$p_{Maxlov} = \frac{\pi\gamma}{\left(\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}\right)} \left(b.tg\varphi + h + \frac{c}{\gamma} \cot g\varphi\right) + \gamma h \quad (5-11)$$

3. Lời giải Iaropolxki

Theo Iaropolxki, nên cho vùng biến dạng dẻo phát triển tối đa z_{max} rồi thay vào phương trình (5-9) (hình 5-3c), tính được:

$$z_{max} = \frac{b(1 + \sin \varphi)}{2 \cos \varphi} = \frac{b}{2} \cot g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Do đó, ta có:

$$p_{Maxlov} = \frac{\pi \gamma}{\left(\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right)} \left(\frac{b}{2} \cot g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + h + \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \right) + \gamma h \quad (5-12)$$

§ 3 XÁC ĐỊNH P_{gh2} THEO LÝ LUẬN CÂN BẰNG GIỚI HẠN

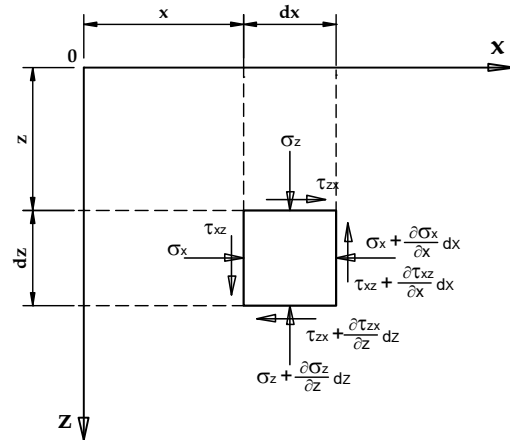
I. THÀNH LẬP HỆ PHƯƠNG TRÌNH CƠ BẢN

Khi phân tích tình hình trạng thái ứng suất tại một điểm trong đất, nhận thấy rằng mặt trượt hợp với phương ứng suất chính cực đại một góc bằng $\pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$.

Hơn nữa, hướng của ứng suất chính tại mỗi điểm trong đất cũng thay đổi tùy theo vị trí của điểm đó, vì vậy phương của mặt trượt, hay chính xác hơn là phương của tiếp tuyến với mặt trượt tại mỗi điểm, cũng thay đổi theo vị trí của điểm và do đó mặt trượt có dạng hình cong.

Đối với một số điều kiện riêng biệt, đường trượt tại khu vực nào đó có thể là những đoạn thẳng.

Như vậy, rõ ràng với những điều kiện của đất và điều kiện biên giới khác nhau thì mặt trượt có dạng khác nhau, việc qui định độc đoán dạng mặt trượt là không hợp lý. Phương pháp tính toán theo lý luận cân bằng giới hạn dựa trên việc giải phương trình vi phân cân bằng tĩnh cùng với điều kiện cân bằng giới hạn tại một



Hình 5-4. Các ứng suất tác dụng lên phân tố đất.

điểm, lần lượt xét trạng thái ứng suất của các điểm trong khu vực trượt, do đó có thể xác định hình dạng mặt trượt một cách chặt chẽ và tìm tải trọng giới hạn

2. Hệ phương trình cơ bản

Xét bài toán phẳng, một phân tố đất ở chiều sâu z (có $dz=dx$), chịu tác dụng của các ứng suất và trọng lượng bản thân như hình 5-4.

Từ phương trình cân bằng theo trục OX và OZ , ta có:

$$\begin{cases} \sum Z = 0 \Rightarrow \sigma_z + \gamma dz + \tau_{xz} - \left(\sigma_z + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} dz \right) - \left(\tau_{xz} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} dx \right) = 0 \\ \sum X = 0 \Rightarrow \sigma_x + \tau_{zx} - \left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx \right) - \left(\tau_{zx} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} dz \right) = 0 \end{cases} \quad (5-13)$$

Rút gọn phương trình (5-13) và chú ý điều kiện $dz = dx$, ta được:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \gamma \\ \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = 0 \end{cases} \quad (5-14)$$

Ở đây có ba ẩn số là $\sigma_z, \sigma_x, \tau_{zx}$, ta đã thành lập được hai phương trình từ hệ (5-14), còn phương trình thứ ba dựa vào điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Rankine:

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2}{(\sigma_z + \sigma_x + 2c \cot g\varphi)^2} = \sin^2 \varphi \quad (5-15)$$

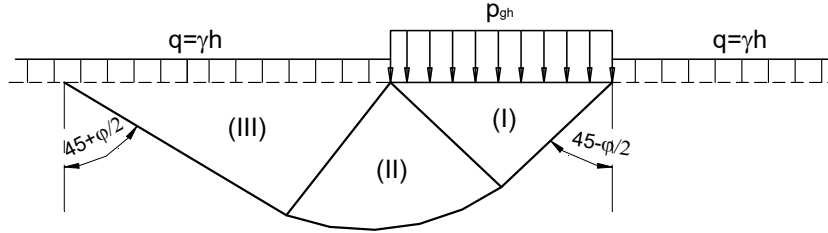
Với các điều kiện cụ thể, giải được hệ ba phương trình 3 ẩn số $\sigma_z, \sigma_x, \tau_{zx}$ từ đó suy ra trạng thái ứng suất của phân tố và dạng đường trượt.

II. LỜI GIẢI CỦA MỘT SỐ TÁC GIẢ

1. Lời giải của Prandlt

Năm 1920, Prandlt đã giải bài toán cho trường hợp coi đất là không có trọng lượng (tức là $\gamma = 0$) và chịu tác dụng của tải trọng thẳng đứng.

Theo tác giả, đường trượt có dạng như hình (5-5), gồm:



Hình 5-5. Lời giải Prandlt

- Khu vực I: đường trượt là những đoạn thẳng làm với đường thẳng đứng một góc $= \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$.
- Khu vực II: có hai họ đường trượt. Họ thứ nhất là những đường xoắn logarit có điểm cực tại mép móng và xác định theo phương trình $r = r_o \cdot e^{\theta \tan \varphi}$; họ thứ hai là những đoạn thẳng xuất phát từ cực.
- Khu vực III: đường trượt là những đoạn thẳng làm với đường thẳng đứng một góc $= \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$.

Tải trọng giới hạn tính theo Prandlt như sau:

$$p_{gh} = (q + c \cot g\varphi) \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \cdot \tan \varphi} - c \cot g\varphi \quad (5-16)$$

2. Lời giải của Xôcôlovski

Từ phương trình cơ bản viết được các hàm số dùng để xác định trạng thái ứng suất và hình dạng đường trượt. Công thức Xôcôlovski chỉ dùng được cho móng đặt trên đất và móng nông với $\frac{h}{b} \leq 0.5$ vì lúc đó có thể thay chiều sâu chôn móng bằng tải trọng bên $q = \gamma h$.

- ❖ Móng nông ($\frac{h}{b} \leq 0.5$) đặt trên đất dính $c \neq 0; q \neq 0$:

$$p_{gh} = p_T (c + q \tan \varphi) + q \quad (5-17)$$

Trong đó: p_T - hệ số không thứ nguyên, phụ thuộc vào x_T . (tra bảng 5-1)

$$p_T = \frac{\gamma}{q \tan \varphi + c} x \quad \text{với } 0 < x < b$$

- ❖ Móng đặt trên mặt đất dính $c \neq 0; q = 0; \varphi = 0$:

$$p_{gh} = p_T c \quad \text{với } p_T = \frac{\gamma}{c} x \quad (5-18)$$

- ❖ Móng đặt trên đất cát $c = 0; \varphi = 0; q \neq 0$:

$$p_{gh} = q(p_T \operatorname{tg} \varphi + 1) \quad \text{với} \quad p_T = \frac{\gamma}{q \operatorname{tg} \varphi} x \quad (5-19)$$

❖ Đối với trường hợp tải trọng nghiêng, công thức có dạng:

$$p_{gh} = N_q \gamma h + N_c c + N_\gamma \gamma x \quad (5-20)$$

Trong đó: x - hoành độ của điểm đang xét.

N_q, N_c, N_γ - các hệ số sức chịu tải của đất.

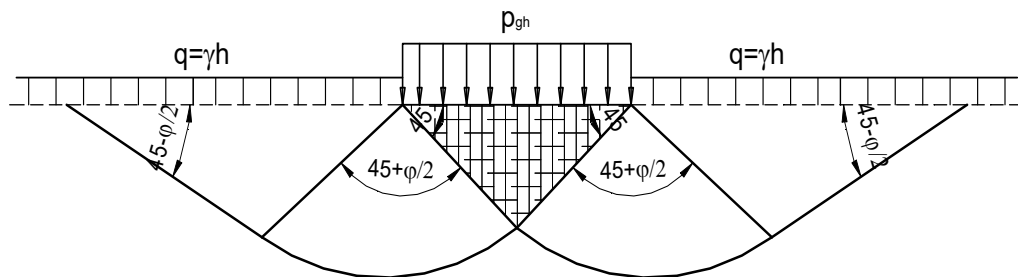
Thành phần nằm ngang T_{gh} của tải trọng giới hạn:

$$T_{gh} = p_{gh} \operatorname{tg} \delta \quad (5-21)$$

3. Lời giải của Berezantsev

Trong quá trình thí nghiệm nén đất, dưới đáy móng hình thành một lõi đất – là bộ phận đất bị nén chặt, dính liền với đáy móng và cũng di động với móng như một cố thể. Sự hình thành lõi đất do khi móng lún có khuynh hướng làm chuyển dịch đất sang 2 bên. Nhưng do giữa đáy móng và đất có ma sát và lực dính nên có một phần đất không di chuyển được. Khối đất dính liền với móng và ngày càng bị ép chặt lại tạo thành lõi đất. Sự hình thành lõi đất phụ thuộc vào nhiều nhân tố như độ nhám của đáy móng, chiều sâu chôn móng, độ chặt của đất, tính chất của tải trọng...

Kết quả thí nghiệm của Berezantsev cho thấy rằng dưới đáy móng nhẵn không hình thành lõi đất, móng trên nền cát thì góc ở đỉnh của lõi đất = $60 \sim 90^\circ$, cát càng chặt thì góc đó càng nhỏ.



Hình 5-6. Lời giải Berezantsev

Berezantsev đã dựa vào kết quả của nhiều thí nghiệm mà đề nghị hình dạng gần đúng của đường trượt và nêu ra một phương pháp thực dụng để tính toán sức chịu tải của nền đất ở hai trường hợp sau đây:

Bảng 5-1: Bảng tra giá trị p_T trong công thức Xôcôlovski

$\frac{\varphi}{p_T}$	5	10	15	20	25	30	35	40
- 0.0	6.49	8.34	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	73.3
- 0.5	6.73	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	85.9	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	342
- 4.0	8.15	12.80	20.5	34.0	59.2	109	218	478
- 4.5	8.33	13.32	21.4	36.0	63.8	118	337	523
- 5.0	8.50	13.70	22.4	38.0	67.3	127	256	568
- 5.5	8.67	14.10	23.3	39.9	71.3	135	275	613
- 6.0	8.84	14.50	24.3	41.8	75.3	143	293	658

a) Trường hợp móng nông $\left(\frac{h}{b} < 0.5\right)$

❖ Trường hợp bài toán phẳng

Đối với móng nông $\left(\frac{h}{b} < 0.5\right)$ các đường trượt có dạng: lõi đất có dạng tam giác cân với hai góc đáy $= 45^\circ$. Trong khu vực abc và $a'b'c'$ họ đường trượt thứ nhất gồm các đường thẳng xuất phát từ a và a', họ đường trượt thứ 2 là các đường xoắn logarit.

Đoạn db và d'b' hợp với đường nằm ngang một góc $= \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$.

Berezantsev đã giải ra được công thức tính tải trọng giới hạn phân bố đều:

$$p_{gh} = A_0 \gamma b + B_0 q + C_0 \cdot c \quad (5-22)$$

Trong đó: $q = \gamma h$ - tải trọng bên.

A_0, B_0, C_0 - hệ số sức chịu tải theo Berezantsev (bảng 5-2).

Bảng 5-2: Bảng giá trị A_0, B_0, C_0

φ	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	10.8	14.3	19.8	26.2	37.4	50.1	77.3	140.3	159.6
B_0	1.4	5.3	6.5	8.0	9.8	12.3	15.0	19.3	24.7	32.6	41.5	54.8	72.0	98.7	137.2	195.0
C_0	11.7	13.2	15.1	17.2	19.8	23.2	25.8	31.5	38.0	47.0	55.7	70.0	84.7	108.8	141.2	187.5

❖ *Trường hợp bài toán không gian*

- Đối với móng tròn đặt nông $\left(\frac{h}{d} < 0.5\right)$ ($d=2R$ - đường kính móng):

$$p_{gh} = A_K \gamma R + B_K q + C_K c \quad (5-23)$$

- Đối với móng vuông (chiều rộng b):

$$p_{gh} = A_K \gamma \frac{b}{2} + B_K q + C_K c \quad (5-24)$$

Trong đó: A_K, B_K, C_K - hệ số sức chịu tải theo Berezantsev (bảng 5-3).

b) Trường hợp móng sâu $\left(0.5 < \frac{h}{b} < 2\right)$

❖ *Trường hợp bài toán phẳng*

$$p_{gh} = A_0 \gamma b \quad (5-25)$$

❖ *Trường hợp bài toán không gian*

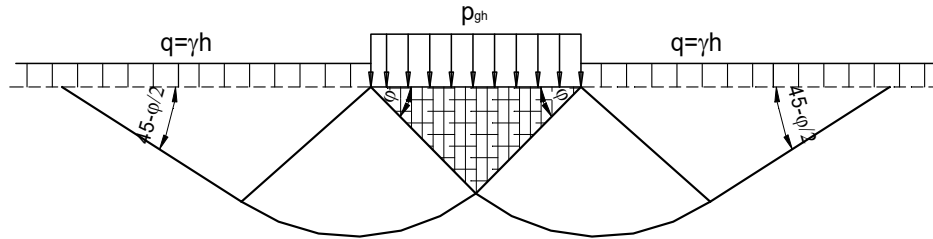
$$p_{Berezant} = A_K \gamma R \quad (5-26)$$

Bảng 5-3: Bảng giá trị A_K, B_K, C_K

φ	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
A_K	4.1	5.7	7.3	9.9	14.0	18.0	25.3	34.6	48.8	69.2	97.0	142	216
B_K	4.5	6.5	8.5	10.8	14.1	18.6	24.8	32.8	45.5	64.0	87.6	127	185

C _K	12.8	16.8	20.9	24.6	29.9	36.4	45.0	55.4	71.5	93.6	120	161	219
----------------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-----	-----	-----

4. Lời giải của Terzaghi và các tác giả khác



Hình 5-7: Lời giải Terzaghi

Một số tác giả đã xem xét bài toán với giả thiết đất không có trọng lượng và cho kết quả dưới đây.

- Trong điều kiện không thoát nước ($\varphi_u = 0$, có nghĩa là $\tau_f = c_u$), lời giải nhận được như sau:

$$p_{gh} = (\pi + 2)c_u + q = 5.14c_u + q \quad (5-27)$$

- Trong điều kiện thoát nước ($\varphi' > 0$), lời giải nhận được như sau:

$$p_{gh} = N_c \cdot c + N_q \cdot q \quad (5-28)$$

Trong đó: N_c, N_q - là các hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào góc kháng cắt thoát nước φ' .

Thường dùng công thức của Prandtl (1921) Và Reissner (1924) đề nghị:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (5-29)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

Terrzaghi (1943) đề nghị một biểu thức gồm có ba số hạng cho một móng băng kéo dài vô tận:

$$p_{gh} = N_\gamma \cdot \gamma \frac{b}{2} + N_q q + N_c \cdot c \quad (5-30)$$

Trong đó: N_q, N_c - định nghĩa như trên (bảng 5-4).

N_γ - là hệ số, định nghĩa là sức chịu tải của đất có trọng lượng thể tích γ , khi cả c và q bằng không.

Cho đến bây giờ chưa có lời giải chính xác cho N_γ . Terzaghi đã đưa ra một nhóm các giá trị kinh nghiệm dựa trên một vùng phá hoại (nền đất) với góc ở đáy là φ' , nhưng công trình sau đó cho thấy góc $45^\circ + \varphi'/2$ là giá trị sát thực hơn. Một số đơn vị

nguyên cứu đã cho thấy hai biểu thức có thể tin cậy và cho sai số lớn nhất nhỏ hơn 10%:

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1)tg\varphi' \quad (\text{Caquot và Kerrisel, 1953}) \quad (5-31)$$

$$N_{\gamma} = 1.8(N_q - 1)tg\varphi' \quad (\text{Hansen, 1961})$$

Bảng 5-4 cho các giá trị của N_c theo Prandtl, và N_q theo Reisser cùng với các giá trị N_{γ} của Hanssen.

Bảng 5-4: Bảng giá trị N_{γ} , N_q , N_c

φ	N_c	N_q	N_{γ}	φ	N_c	N_q	N_{γ}	φ	N_c	N_q	N_{γ}
0	5.14	1.00	0.00	17	12.3	4.77	2.08	34	42.2	29.4	34.5
1	5.38	1.09	0.00	18	13.1	5.26	2.49	35	46.1	33.3	40.7
2	5.63	1.20	0.01	19	13.9	5.80	2.97	36	50.6	37.8	48.1
3	5.90	1.31	0.03	20	14.8	6.40	3.54	37	55.6	42.9	56.9
4	6.19	1.43	0.05	21	15.8	7.07	4.19	38	61.4	48.9	67.4
5	6.49	1.57	0.09	22	16.9	7.82	4.96	39	67.9	56.0	80.1
6	6.81	1.72	0.14	23	18.1	8.66	5.85	40	75.3	64.2	95.5
7	7.16	1.88	0.19	24	19.3	9.60	6.89	41	83.9	73.9	114
8	7.53	2.06	0.27	25	20.7	10.7	8.11	42	93.7	85.4	137
9	7.92	2.25	0.36	26	22.3	11.9	9.53	43	105	99.0	165
10	8.34	2.47	0.47	27	23.9	13.2	11.2	44	118	115	199
11	8.80	2.71	0.60	28	25.8	14.7	13.1	45	134	135	241
12	9.28	2.97	0.76	29	27.9	16.4	15.4	46	152	159	294
13	9.81	3.26	0.94	30	30.1	18.4	18.1	47	174	187	359
14	10.4	3.59	1.16	31	32.7	20.6	21.2	48	199	222	442
15	11.0	3.94	1.42	32	35.5	23.2	24.9	49	230	266	548
16	11.6	4.34	1.72	33	38.6	26.1	29.3	50	267	319	682

5. Thiết kế ổn định giới hạn cho móng nông

a) Móng đặt trên đất dính

Trong các công thức trên, chiều dài móng được giả thiết là dài vô hạn. Theo công trình của de Beer (1907) và Vesic (1970) thì với móng nông có độ sâu đặt móng tương xứng và tải trọng tác dụng theo phương thẳng đứng, biểu thức tổng quát sau đây có thể chấp nhận:

$$p_{gh(th)} = \left(\frac{1}{2} N_\gamma \gamma b \right) s_\gamma + (N_q q) s_q + (N_c c) s_c - \gamma h \quad (5-32)$$

Trong đó: N_γ, N_q, N_c - Hệ số hình dạng (tra bảng 5-4).

s_γ, s_q, s_c - các hệ số hình dạng (Bảng 5-5).

Bảng 5-5: Hệ số hình dạng cho móng nông ($\varphi > 0$)

(Theo de Beer, 1907 và Vesic, 1970)

Hình dạng móng	s_γ	s_q	s_c
Bằng	1.00	1.00	1.00
Tròn, hay vuông	0.60	$1 + \tan \varphi$	$1 + \frac{N_q}{N_c}$
Chữ nhật	$1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right)$	$1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \varphi$	$1 + \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$

Ngoài ra có thể sử dụng công thức kinh nghiệm của Terzaghi cho hai loại móng tròn và vuông như sau:

- Đối với móng vuông, cạnh b :

$$p_{Terzaghi} = 0.4 N_\gamma \gamma b + N_q q + 1.2 N_c c \quad (5-33)$$

- Đối với móng tròn, bán kính R :

$$p_{Terzaghi} = 0.6 N_\gamma \gamma R + N_q q + 1.2 N_c c \quad (5-34)$$

b) Móng trên cát và cuội sỏi

Trong các đất có tính thấm cao, những biến đổi của mực nước ngầm có thể xảy ra nhanh với ảnh hưởng tiếp theo về dung trọng và áp lực nước lỗ rỗng của đất. Sức chịu tải được tính theo công thức:

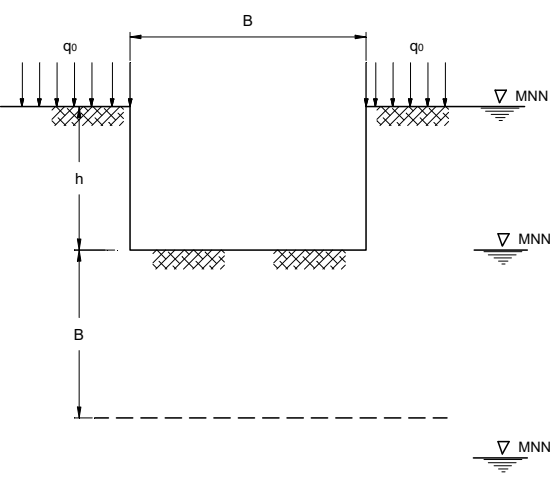
$$p_{gh(th)} = \left(\frac{1}{2} N_\gamma \gamma_2 b \right) s_\gamma + (N_q q) s_q - \gamma_1 h \quad (5-35)$$

Chú ý nếu trên mặt đất có tải trọng rải đều q_0 thì trị số $q = q_0 + \gamma_1 \cdot h$. (Bảng 5-6)

Trị số γ_2 là trọng lượng đơn vị hiệu quả của mỗi lớp đất được xác định như sau:

- Ở trên mực nước ngầm $\gamma' = \gamma$.
- Ở dưới mực nước ngầm:
 - không có dòng thấm: $\gamma' = \gamma_{bh} - \gamma_n$
 - Thấm thẳng đứng đi lên: $\gamma' = \gamma_{bh} - \gamma_n - i\gamma_n$
 - Thấm thẳng đứng đi xuống: $\gamma' = \gamma_{bh} - \gamma_n + i\gamma_n$

Bảng 5-6: Các trường hợp γ_1 và γ_2 để tính sức chịu tải khi MNN thay đổi

	Vị trí MNN	γ_1	γ_2
	Tại mặt đất	$\gamma_1 = \gamma_{bh} - \gamma_n$	$\gamma_2 = \gamma_{bh} - \gamma_n$
	Tại đáy móng	$\gamma_1 = \gamma$	$\gamma_2 = \gamma_{bh} - \gamma_n$
	Dưới vùng bị động	$\gamma_1 = \gamma$	$\gamma_2 = \gamma$

Sức chịu tải của đất không dính với giá trị ϕ' từ trung bình đến cao giảm nhiều khi mực nước ngầm nằm trong đới kéo dài từ mặt đất xuống tới dưới đáy móng một độ sâu là B. Bảng 5-6 cho thấy các giá trị γ_1 và γ_2 được dùng trong phương trình 5-35 đối với các vị trí giới hạn khác nhau của mực nước ngầm.

VÍ DỤ MINH HOẠ

VÍ DỤ 42

(Olympic – 2003) Có một móng băng rộng $b=5\text{m}$, chôn sâu $h=1\text{m}$, tải trọng đáy móng $p=280\text{kN/m}^2$, đặt trên nền đất có $\gamma=20\text{kN/m}^3$; $\phi=20^\circ$; $c=25.5\text{kN/m}^2$, hình VD42. Chấp nhận

lời giải đàn hồi của Micheld: $\sigma_{1,3} = \frac{p}{\pi}(2\beta \pm \sin 2\beta)$

a) Khảo sát sự ổn định của các điểm M_1 ($x=0$; $z=1.25\text{m}$); M_2 ($x=0.28$; $z=1.25\text{m}$)

b) Phân tích để xác định vị trí điểm M_1 và M_2 so với vùng biến dạng dẻo phát triển trong nền.

c) Nhận xét, phân tích về tính hợp lý, xác thực của việc xác định vùng biến dạng dẻo theo cách làm trên.

Bài giải:

a) Độ ổn định của một điểm trong nền đất được kiểm tra bằng cách so sánh góc lệch của ứng suất $\phi_{\max}$ với góc ma sát trong φ :

$$\sin \phi_{\max} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \cot g \varphi} \quad \text{so sánh với} \quad (\sin \varphi)$$

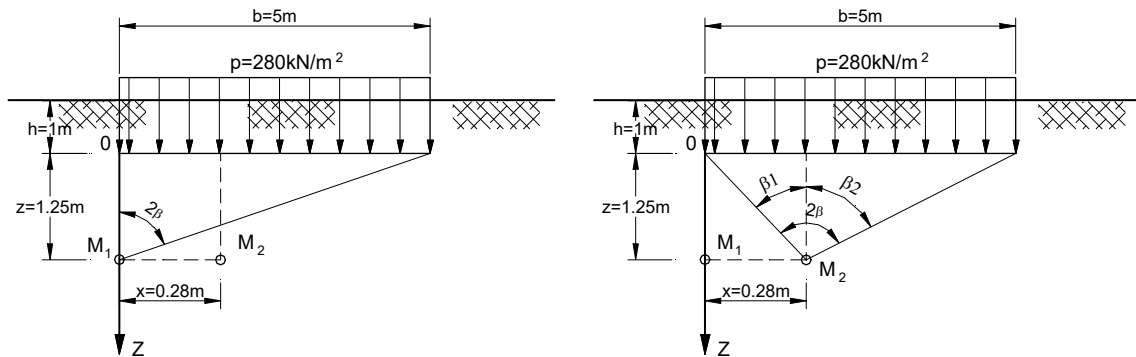
* Các ứng suất chính được tính toán theo công thức:

$$\sigma_1 = \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi} \cdot (2\beta + \sin 2\beta) + \gamma(h + z) \quad (1)$$

$$\sigma_3 = \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi} \cdot (2\beta - \sin 2\beta) + \gamma(h + z) \quad (2)$$

* Tải trọng cục bộ: $p - \gamma h = 280 - 20 \cdot 1 = 260 \text{ KN/m}^2$

Trong đó $\gamma(h + z) = 20 \cdot (1 + 1 \cdot 25) = 45 \text{ KN/m}^2$ là ứng suất do trọng lượng bản thân các lớp đất chỉ phụ thuộc vào z



Hình VD42

- Điểm M_1 có:

$$\tan 2\beta = \frac{b}{z_{M1}} = \frac{5}{1.25} = 4 \rightarrow 2\beta = 76^\circ$$

- Điểm M_2 có:

$$\tan \beta_1 = \frac{b_{2T}}{z_{M2}} = \frac{0.28}{1.25} = 0.224 \rightarrow \beta_1 = 12.63^\circ$$

$$\tan \beta_2 = \frac{b_{2P}}{z_{M2}} = \frac{5 - 0.28}{1.25} = 3.776 \rightarrow \beta_2 = 75.17^\circ$$

Điểm M_2 có $2\beta = \beta_1 + \beta_2 = 12.63 + 75.17 = 87.8^\circ$

Kết quả tính toán σ_1 , σ_3 và $\sin \phi_{\max}$ cho M_1 và M_2 được ghi trong bảng sau:

Điểm	2β	σ_1 (KN/m ²)	σ_3 (KN/m ²)	$\sin \phi_{\max}$
M_1	76°	235.12	74.43	0.357
M_2	87.8°	254.56	89.08	0.342

b) So sánh $\sin \phi_{\max}$ của M_1 , M_2 với $\sin 20^\circ = 0.342$ thì thấy cả hai điểm đều rơi vào trạng thái mất ổn định. Ta nhận thấy điểm M_2 có $\sin \phi_{\max} = \sin 20^\circ = 0.342$ nên điểm này nằm trên biên giới vùng biến dạng dẻo. Điểm M_1 có $\sin \phi_{\max} > \sin 20^\circ$ nên điểm này nằm trong vùng biến dạng dẻo.

c) Những phân tích trên dựa trên 2 giả thiết:

- Đất là vật thể đàn hồi (cả khi đã có một vùng biến dạng dẻo)

- Ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây ra bằng γz theo mọi phương.

Hai giả thiết này không xác đáng và vùng dẻo tìm được không thể chính xác.

VÍ DỤ 43

Cho móng băng có bề rộng $b=2.4$ m, đặt tại độ sâu $h=2.8$ m trong đất có các đặc trưng sau đây: $\gamma=19\text{kN/m}^3$; $\phi=20^\circ$; $c=12\text{kN/m}^2$. *Xác định:*

1. Sức chịu tải giới hạn thực.
2. Sức chịu tải an toàn, lấy hệ số an toàn là 3.0.

Bài giải:

1. Sức chịu tải giới hạn thực

$$p_{gh(th)} = \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma \cdot b + \gamma \cdot h \cdot N_q + c \cdot N_c - \gamma \cdot h \quad (1)$$

Biết: $h=2.8\text{m}$; $b=2.4\text{m}$; $\gamma=19\text{kN/m}^3$; $c'=12\text{kN/m}^2$

Với $\phi = 20^\circ$ tra bảng được kết quả: $N_\gamma = 3.54$; $N_q = 6.4$; $N_c = 14.8$

Thay vào (1), ta có:

$$p_{gh(th)} = \frac{1}{2} * 3.54 * 19 * 2.4 + 19 * 2.8 * 6.4 + 12 * 14.8 - 19 * 2.8 = 545.6 \text{ kN} / \text{m}^2$$

2. Sức chịu tải an toàn

$$p_a = \frac{p_{gh(th)}}{F_s} + \gamma \cdot h = \frac{545.6}{3} + 19 * 2.8 = 235.07 \text{ kN} / \text{m}^2$$

VÍ DỤ 44

Một móng vuông rộng $b=2.5\text{m}$ và được chôn sâu vào trong nền cát $h=1\text{m}$, có: $\varphi' = 40^\circ$; $c' = 0$; $\gamma_{bh} = 20 \text{ kN/m}^3$; $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$.

Hãy xác định sức chịu tải của nền dưới đáy móng khi sử dụng các công thức xác định sức chịu tải của Terzaghi trong các trường hợp sau:

1. *Mực nước ngầm cách mặt đất 5m.*
2. *Mực nước ngầm cách mặt đất 1m.*
3. *Mực nước ngầm ngang mặt đất và có dòng thấm thẳng đứng từ dưới lên với gradient thủy lực là $i = 0.2$.*

Bài giải:

Xác định sức chịu tải giới hạn theo công thức Terzaghi: (với $c' = 0 \text{ kN/m}^2$)

$$p_{gh} = 0.4 \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot b + N_q \cdot q + 1.2 \cdot N_c \cdot c = 0.4 \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot b + N_q \cdot (\gamma_1 \cdot h) \quad (1)$$

Với: $\gamma_{bh} = 20 \text{ kN/m}^3$; $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$;

Với $\varphi' = 40^\circ$ tra bảng 5-4 được $N_\gamma = 95.5$; $N_q = 64.2$

1. Tính sức chịu tải giới hạn khi mực nước ngầm cách mặt đất 5m

Do mực nước ngầm cách mặt đất 5m nên γ_1 và γ_2 trong công thức (1) lấy bằng trọng lượng thể tích tự nhiên γ :

$$\begin{aligned} p_{gh} &= 0.4 \cdot N_\gamma \cdot \gamma \cdot b + N_q \cdot \gamma \cdot h \\ p_{gh} &= 0.4 * 95.5 * 17 * 2.5 + 64.2 * (17 * 1) = 2,714.9 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

2. Tính sức chịu tải giới hạn khi mực nước ngầm cách mặt đất 1m

Do mực nước ngầm cách mặt đất 1m nên trong công thức (1) $\gamma_1 = \gamma$ và $\gamma_2 = \gamma_{dn} = (\gamma_{bh} - \gamma_n)$:

$$\begin{aligned} p_{gh} &= 0.4 \cdot N_\gamma \cdot \gamma_{dn} \cdot b + N_q \cdot \gamma \cdot h \\ p_{gh} &= 0.4 * 95.5 * (20 - 9.81) * 2.5 + 64.2 * (17 * 1) = 2,064.5 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

3. Tính sức chịu tải giới hạn khi mực nước ngầm ngang mặt đất và có dòng thấm thẳng đứng từ dưới lên với gradient thủy lực là $i = 0.2$.

Do có dòng thấm hướng lên, nên trong công thức (1) thay:

$$\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma' = \gamma_{bh} - \gamma_n - i \cdot \gamma_n = 20 - 9.81 - 0.2 \cdot 9.81 = 8.19 \text{ kN/m}^3$$

$$p_{gh} = 0.4 \cdot N_\gamma \cdot \gamma' \cdot b + N_q \cdot \gamma' \cdot h$$

Vậy:

$$p_{gh} = 0.4 \cdot 95.5 \cdot 8.19 \cdot 2.5 + 64.2 \cdot (8.19 \cdot 1) = 1,307.9 \text{ kN/m}^2$$

VÍ DỤ 45

Cho móng băng đặt tại độ sâu $h=1\text{m}$, mực nước ngầm nằm ngang mặt đất. Cần phải truyền tải trọng ngoài tác dụng theo phương thẳng đứng $P=220 \text{ KN/m}$ trên nền cát pha có các chỉ tiêu như sau: $\varphi'=20^\circ$; $c'=12 \text{ kN/m}^2$; $\gamma_{bh}=20 \text{ kN/m}^3$. Hệ số an toàn $F_s=3$.

Xác định chiều rộng móng $b=?$

Lời giải:

Tính sức chịu tải theo công thức của Terzaghi:

$$P_{gh} = \frac{1}{2} N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot b + N_q \cdot q + N_c \cdot c \quad (1)$$

Trong đó:

$$\gamma_2 = \gamma_{bh} - \gamma_n = 20 - 9.81 = 10.19 \text{ kN/m}^3$$

$$q = \gamma_1 \cdot h = (\gamma_{bh} - \gamma_n) \cdot h = 10.19 \cdot 1 = 10.19 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{chú ý có thể lấy } \gamma_1 = \gamma_{bh})$$

Với $\varphi'=20^\circ$ tra bảng 5-4 được $N_\gamma = 3.54$; $N_q = 6.4$; $N_c = 14.8$, thay vào (1):

$$p_{gh} = \frac{1}{2} \cdot 3.54 \cdot 10.19 \cdot b + 6.4 \cdot 10.19 + 14.8 \cdot 12 = 18.04 \cdot b + 242.82$$

Theo bài ra, ta có:

$$p = \frac{P}{b} = \frac{p_{gh}}{F_s} \rightarrow \frac{220}{b} = \frac{18.04b + 242.82}{3} \rightarrow b^2 + 13.46b - 35.6 = 0 \quad (2)$$

Giải phương trình (2) và chỉ lấy nghiệm dương, ta có: $b = 2.26 \text{ m}$.

VÍ DỤ 46

Một móng hình chữ nhật, kích thước $B \times L = 10 \times 5 \text{ m}$, được thiết kế với hệ số an toàn $F_s=3$, truyền tải trọng tại tâm móng $P=86.6 \cdot 10^3 \text{ kN}$. Trong điều kiện thoát nước hoàn toàn, lớp đất có các đặc trưng sau đây: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $\varphi'=35^\circ$; $c'=0$; $\gamma_{bh} = 22 \text{ kN/m}^3$

a) *Xác định chiều sâu đặt móng thích hợp.*

b) Xác định độ giảm tính ra phần trăm sức chịu tải của nền đất do mực nước ngầm dâng lên tới:

1. Ngang đáy móng.

2. Ngang mặt đất.

c) Tính hệ số an toàn nếu tải trọng là $P = 86.6 \cdot 10^3 \text{ kN}$ và xảy ra điều kiện như ở câu b.

Bài giải:

a) Xác định chiều sâu đặt móng thích hợp

* Sức chịu tải giới hạn thực cho móng hình chữ nhật:

$$p_{gh(th)} = \left(\frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot b \right) s_\gamma + (N_q \cdot \gamma_1 \cdot h) s_q + (N_c \cdot c) s_c - \gamma_1 \cdot h \quad (1)$$

Biết: $c' = 0 \text{ kN/m}^2$; $\varphi' = 35^\circ$; $\gamma_{bh} = 22 \text{ kN/m}^3$; $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;

Với $\varphi' = 35^\circ$ tra bảng 5-4 được: $N_\gamma = 40.7$; $N_q = 33.3$; $N_c = 46.1$

* Hệ số hình dạng cho móng hình chữ nhật :

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) = 1 - 0.4 \left(\frac{5}{10} \right) = 0.8$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \tan \varphi = 1 + \frac{5}{10} \cdot \tan 35^\circ = 1.35$$

$$s_c = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$$

* Trong điều kiện thoát nước hoàn toàn, trong công thức (1) thay $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma = 20 \text{ kN/m}^3$:

$$p_{gh(th)} = \left(\frac{1}{2} \cdot 40.7 \cdot 20 \cdot 5 \right) \cdot 0.8 + (33.3 \cdot 20 \cdot h) \cdot 1.35 - 20 \cdot h$$

$$p_{gh(th)} = 879.1h + 1628$$

* Sức chịu tải an toàn:

$$p_a = \frac{p_{gh(th)}}{F_s} + \gamma \cdot h$$

$$\frac{P}{B \cdot L} = \frac{86600}{5 \cdot 10} = 1732 = \frac{1628 + 879.1 \cdot h}{3} + 20 \cdot h \rightarrow h = \underline{3.8 \text{ m}}$$

* Khi nước ngầm phía dưới đáy móng (với chiều sâu chôn móng $h = 3.8 \text{ m}$), sức chịu tải giới hạn thực của đất nền dưới đáy móng sẽ là:

$$p_{gh(th)} = 1628 + 879.1 \cdot h = 1628 + 879.1 \cdot 3.8 = 4,968.6 \text{ kN/m}^2$$

b) Xác định độ giảm sức chịu tải của nền đất do mực nước ngầm dâng lên tới:

▪ Ngang đáy móng

* Khi nước ngầm lên ngang mặt đất, trong công thức (1) thay $\gamma_1 = \gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ còn $\gamma_2 = \gamma_{dn} = (\gamma_{bh} - \gamma_n) = 22 - 9.81 = 12.19 \text{ kN/m}^3$, kết quả được:

$$p_{gh(th)} = \left(\frac{1}{2} \cdot 40.7 \cdot 12.19 \cdot 5 \right) \cdot 0.8 + (33.3 \cdot 20 \cdot 3.8) \cdot 1.35 - 20 \cdot 3.8$$

$$p_{gh(th)} = 4,332.8 \text{ kN/m}^2$$

* Vậy độ giảm tính ra phần trăm sức chịu tải của nền đất do mực nước ngầm dâng lên tới phía dưới móng là: $\frac{(4,968.6 - 4,332.8)}{4,968.6} \cdot 100\% = 12.8\%$

▪ Ngang mặt đất

* Khi nước ngầm lên ngang mặt đất, trong công thức (1) thay $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma_{dn} = (\gamma_{bh} - \gamma_n) = 22 - 9.81 = 12.19 \text{ kN/m}^3$, kết quả được:

$$p_{gh(th)} = \left(\frac{1}{2} \cdot 40.7 \cdot 12.19 \cdot 5 \right) \cdot 0.8 + (33.3 \cdot 12.19 \cdot 3.8) \cdot 1.35 - 12.19 \cdot 3.8$$

$$p_{gh(th)} = 3,028.3 \text{ kN/m}^2$$

* Vậy độ giảm tính ra phần trăm sức chịu tải của nền đất do mực nước ngầm dâng lên tới phía dưới móng là: $\frac{(4,968.6 - 3,028.3)}{4,968.6} \cdot 100\% = 39\%$

c) Tính hệ số an toàn nếu tải trọng là $86.6 \cdot 10^3 \text{ kN}$ và xảy ra điều kiện như ở câu (b)

* Hệ số an toàn khi mực nước ngầm dâng lên ngang đáy móng:

$$F_s = \frac{p_{gh(th)}}{(p_a - \gamma_1 \cdot h)} = \frac{4,332.8}{(1732 - 20 \cdot 3.8)} = 2.62$$

* Hệ số an toàn khi mực nước ngầm dâng lên mặt đất:

$$F_s = \frac{p_{gh(th)}}{(p_a - \gamma_1 \cdot h)} = \frac{3,028.3}{(1732 - 12.19 \cdot 3.8)} = 1.8$$

VÍ DỤ 47

(Olympic - 2004) Nền đường đắp cao 6 m với bề rộng tính toán là 20m . Trọng lượng đơn vị thể tích đất đắp là $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$. Đất ngay dưới khối đắp là sét dẻo mềm bão hoà nước, dày hơn 25 m có $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$. Kết quả thí nghiệm cắt theo chế độ UU (không cố kết, không thoát nước) và CD (cố kết, thoát nước) mẫu đất nguyên dạng lấy từ lớp sét dẻo mềm như sau:

Chế độ thí nghiệm	φ' (độ)	c (kPa)
UU	0	$c_u = 25$
CD	10	$c' = 30$

Hãy đánh giá mức độ ổn định tổng thể của nền dưới tải trọng đắp với hệ số an toàn 1.5 đối với 2 phương án thi công đắp đất như sau:

a) Đắp đất nhanh (tải trọng đắp được xem là gia tải tức thời lên nền, nước trong đất nền không thoát được ra). Nếu hệ số an toàn cần thiết cho thi công là 1.5 không được đảm bảo thì chiều cao bộ phận áp là bao nhiêu?

b) Đắp rất chậm (tải trọng đắp tăng dần, nước trong đất nền thoát ra được phần lớn).

Cho phép xác định hệ số sức chịu tải giới hạn của nền theo công thức sau (hàm của $\varphi' \neq 0$):

$$N_q = e^{\pi g \varphi'} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right); N_c = (N_q - 1) \cot g \varphi'; N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan \varphi'$$

Trong trường hợp $\varphi' = 0$, cho phép xác định sức chịu tải giới hạn của nền theo công thức

$$P_{gh} = (\pi + 2) \cdot c_u$$

Bài giải:

a) Đánh giá mức độ ổn định tổng thể khi đắp đất nhanh

* Trong trường hợp $\varphi' = 0$, cho phép xác định sức chịu tải giới hạn của nền theo công thức

$$p_{gh} = (\pi + 2) \cdot c_u = (3.14 + 2) \cdot 25 = 128.5 \text{ (kPa)}$$

* Tải trọng nền đắp: $p_d = \gamma_d \cdot h_d = 18 \cdot 6 = 108 \text{ (kPa)}$

- Hệ số an toàn: $F_s = \frac{p_{gh}}{p_d} = \frac{128.5}{108} = 1.08 < 1.5 \rightarrow$ như vậy không an toàn, do đó phải dùng biện pháp đắp bộ phận áp.

* Khi có bộ phận áp thì tải trọng giới hạn của nền là:

$$P_{gh} = (\pi + 2) \cdot c_u + \gamma_d \cdot h_{pa} = 128.5 + 18 \cdot h_{pa}$$

- Hệ số an toàn: $F_s = 1.5 = \frac{p_{gh}}{p_d} = \frac{128.5 + 18 \cdot h_{pa}}{108}$

$\rightarrow$ Chiều cao bộ phận áp cần đắp là: $h_{pa} = 1.86 \text{ m}$.

b) Đánh giá mức độ ổn định tổng thể khi đắp đất chậm

* Với $\varphi' = 10$ thay vào công thức tính được:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) = \left[\exp(3.14 * \tan 10^\circ) \right] * \tan^2 \left(45^\circ + \frac{10^\circ}{2} \right) = 2.47$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi' = (2.47 - 1) * \cot 10^\circ = 8.336$$

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan \varphi' = 1.8 * (2.47 - 1) * \tan 10^\circ = 0.467$$

* Sức chịu tải giới hạn theo công thức của Terzaghi là:

$$P_{gh} = \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma \cdot b + q \cdot N_q + c' \cdot N_c$$

$$p_{gh} = \frac{1}{2} * 0.467 * 19 * 20 + 30 * 8.336 = 338.8 (kPa)$$

* Hệ số an toàn: $F_s = \frac{p_{gh}}{p_d} = \frac{338.8}{108} = 3.14 > [F_s] = 1.5 \rightarrow$ vậy nền đất an toàn.

§ 4 SỨC CHỊU TẢI THEO TIÊU CHUẨN CỦA MỘT SỐ NƯỚC

I. THEO TIÊU CHUẨN 22TCN-18-1979 (BỘ GTVT VIỆT NAM)

Theo TC 22TCN 18-1979 sức chịu tải của nền đất cát có thể dùng công thức của Berezantsev với điều kiện $h/b > 1.5$, chiều dày lớp đất cát chịu lực phải đủ lớn $h/b > 4$:

- Với móng nông là móng băng ($q = \gamma$):

$$R = A_0 \gamma b m_0 + B_0 q m_0 \quad (5-36)$$

- Với bài toán không gian

$$R = A_k \gamma b m_k + B_k q m_k \quad (5-37)$$

Trong đó: A_0, B_0, A_k, B_k - là các hệ số tra bảng như đã trình bày ở trên.

m_0, m_k - các hệ số điều kiện làm việc (tra theo biểu đồ).

Còn với đất dính thì dùng công thức kinh nghiệm sau:

$$R = 1.2 \{ R' [1 + K_1 (b - 2)] + K_2 \gamma (h - 3) \} \quad (5-38)$$

Trong đó:

R Sức chịu tải tính toán của nền đất tại đáy móng (kg/cm^2).

R' Sức chịu tải tiêu chuẩn (bảng 5-7, 5-8, 5-9) (kg/cm^2).

γ Trọng lượng riêng của đất từ đáy móng trở lên (T/m^3).

b bề rộng móng, được qui định lấy như sau:

nếu $b < 2\text{ m}$ thì lấy $b = 2\text{ m}$

nếu $b > 6\text{ m}$ thì lấy $b = 6\text{ m}$

h chiều sâu chôn móng, được qui định lấy như sau:

nếu $h < 3\text{ m}$ thì lấy $h = 3\text{ m}$

k_1, k_2 - các hệ số (tra bảng 5-10)

Bảng 5-7: Cường độ quy ước R' của đất sét (không lún sụt) ở nền (kg/cm^2)

Tên loại đất	Hệ số lỗ hổng (ϵ)	Hệ số độ sét						
		0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	≥ 0.6
Cát pha sét (khi $I_p < 5$)	0.5	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0	-
	0.7	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0	-	-
Sét pha cát (khi $10 \leq I_p \leq 15$)	0.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0
	0.7	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0	-
	1.0	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0	-	-
Sét (khi $I_p \geq 20$)	0.5	6.0	4.5	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5
	0.6	5.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0
	0.8	4.0	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0	-
	1.1	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0	-	-

Bảng 5-9: Cường độ quy ước R' của đất cát ở nền (kg/cm^2)

Trên đất và độ ẩm có xét đến khả năng biến đổi sau này của đất	R'	
	Trạng thái đất	
	Chặt	Chặt vừa

Cát pha sỏi, cát thô không phụ thuộc vào độ ẩm	4.5	3.5
Cát chặt vừa:		
Ấm ít	4.0	3.0
Rất ẩm và bão hoà nước	3.5	2.5
Cát nhỏ:		
Ấm ít	3.0	2.0
Rất ẩm và bão hoà nước	2.5	1.5
Cát bột:		
Ấm ít	2.5	2.0
Rất ẩm	2.0	1.5
Bão hoà nước	1.5	1.0

Bảng 5-8: Cường độ quy ước R' của đất sỏi sạn trong nền (kg/cm^2)

Tên loại đất	R'
Đá dăm (cuội) có cát lấp đầy lỗ rỗng	6.0 - 10.0
Sỏi (sạn) do các mảnh đá kết tinh vỡ ra	5.0 - 8.0
Sỏi (sạn) do các mảnh đá trầm tích vỡ ra	3.0 - 5.0

Bảng 5-10: Hệ số k_1 và k_2

Tên loại đất	K_1 tính bằng m^{-1}	K_2
Sỏi, cuội, cát pha sỏi, cát thô, cát hạt vừa	0.10	0.30
Cát nhỏ	0.08	0.25
Cát bột, cát pha sét	0.06	0.20
Sét pha cát và sét cứng, sét nửa cứng	0.04	0.20
Sét pha cát và sét dẻo cứng, sét dẻo mềm	0.02	0.15

II. THEO TIÊU CHUẨN HIỆP HỘI ĐƯỜNG BỘ NHẬT BẢN (JRA)

1. Khả năng chịu tải cho phép của nền đất dưới đáy móng

Khả năng chịu tải cho phép của đất nền dưới đáy móng phải đảm bảo khả năng chịu được các tải trọng lệch tâm của công trình. Sức chịu tải cho phép được xác định bằng cách lấy sức chịu tải giới hạn chia cho hệ số an toàn (n) như bảng 5-11:

Bảng 5-11: Hệ số an toàn - n

Trạng thái làm việc bình thường	Khi có động đất
---------------------------------	-----------------

3	2
---	---

2. Khả năng chịu tải giới hạn của nền đất dưới đáy móng có xét đến sự lệch tâm của tải trọng

$$Q_u = A_e \cdot \left(\alpha \cdot k \cdot c \cdot N_c + k \cdot q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \right) = A_e \cdot q_u \quad (5-39)$$

Trong đó:

- Q_u Khả năng chịu tải giới hạn của nền đất (T).
 c Cường độ lực dính của đất (T/m²)
 q Tải trọng bên của đất nền
 $q = \gamma_2 \cdot D_f$
 D_f Chiều sâu chôn móng có hiệu (m)
 γ_1 Khối lượng thể tích của đất dưới đáy móng, nếu dưới mực nước ngầm phải xét đến lực đẩy nổi (T/m³)
 γ_2 Khối lượng thể tích của đất từ đáy móng trở lên, nếu dưới mực nước ngầm phải xét đến lực đẩy nổi (T/m³)
 A_e Diện tích chịu tải có hiệu (m²)
 B_e Chiều rộng chịu tải có hiệu của móng có xét đến độ lệch tâm của tải trọng (m)
 e_B Độ lệch tâm của tải trọng (m)
 α, β Hệ số hình dạng của móng.
 k Hệ số xét đến chiều sâu chôn móng có hiệu
 N_c, N_q, N_γ Hệ số khả năng chịu tải xét đến độ nghiêng của tải trọng.

- ❖ Với móng giếng chìm thì sức chịu tải cho phép của nền đất dưới đáy móng được tính theo công thức sau:

$$q_a \leq \frac{q_u - \gamma_2 \cdot D_f}{n} + \gamma_2 \cdot D_f \quad (5-40)$$

Trong đó:

- q_a Sức chịu tải cho phép của nền đất tại đáy móng (T/m²)
 q_u Sức chịu tải giới hạn của nền đất tại đáy móng (T/m²)
 n Hệ số an toàn (bảng 5-11)
 γ_2 Trọng lượng thể tích của đất xung quanh móng từ đáy móng trở lên (T/m³)
 D_f Chiều sâu có hiệu của móng.

Nói chung, khi tải trọng tác dụng tăng lên thì độ lún của nền cũng tăng lên. Tuy nhiên khả năng chịu tải giới hạn của nền cũng cần xét đến tính dẻo của đất mà không phải lúc nào nó cũng liên quan đến lún. Do đó, để chống lại khả năng độ lún vượt quá giá trị cho phép ở trạng thái làm việc thông thường thì phản lực lớn nhất của nền đất không được vượt quá giá trị trong bảng 5-12 (các giá trị trong bảng đã xem xét đến độ lún của nền và các tình huống thực tế khi thiết kế, và đây là giá trị giới hạn lớn nhất của phản lực nền:

Đối với nền đá có hình thành phát triển vết nứt có nhiều ảnh hưởng đến khả năng chịu tải, do đó khó có phương pháp nào có thể xác định chính xác khả năng chịu tải giới hạn. Từ điều kiện thực tế thiết kế, giá trị phản lực lớn nhất của nền đá có thể ở xung quanh giá trị trong bảng 5-13:

**Bảng 5-12: Giá trị giới hạn lớn nhất của phản lực nền
đối với trạng thái làm việc thông thường**

Loại đất	Phản lực nền lớn nhất (T/m ²)
Sỏi cuội	70
Cát	40
Đất dính	20

Bảng 5-13: Giá trị giới hạn lớn nhất của phản lực nền đá.

Kiểu khối đá		Phản lực nền lớn nhất (T/m ²)		Giá trị tiêu chuẩn giả định	
		<i>Trạng thái làm việc bình thường</i>	<i>Trạng thái có động đất</i>	<i>Cường độ nền có nở ngang</i>	<i>Hệ số biến dạng xác định bằng thí nghiệm tải trọng ngang trong lỗ khoan (kg/cm²)</i>
Đá cứng	ít vết nứt	250	375	> 100	> 5000
	Nhiều vết nứt	100	150	> 100	< 5000
Đá mềm và đá bùn		60	90		

3. Hệ số xét đến chiều sâu chôn móng có hiệu k

Khi xác định sức chịu tải giới hạn của nền đất thì hệ số xét đến chiều sâu chôn móng hiệu quả được tính theo công thức sau:

$$k = 1 + 0.3 \frac{D'_f}{B_e} \quad (5-41)$$

Trong đó: B_e - chiều rộng chịu tải có hiệu của móng (m).

D_f - chiều sâu móng chôn trong tầng đất chịu lực (m).

Tuy nhiên hệ số k sẽ không được xét đến khi tính với tải trọng ngang.

4. Các hệ số hình dạng α, β

Khi tính toán sức chịu tải của móng khi đáy móng là hình chữ nhật hoặc hình tròn, thì sức chịu tải cần được nhân với hệ số hình dạng là α và β cho trong bảng 5-14.

5. Hệ số khả năng chịu tải xét đến độ nghiêng của tải trọng N_c, N_q, N_γ

Các hệ số N_c, N_q, N_γ được xác định theo công thức của Terzaghi cho tải trọng nghiêng với giả thiết móng bị phá hỏng do cắt.

- N_c : được xác định từ biểu đồ trên hình 5-8 từ góc nội ma sát ϕ của đất và góc nghiêng của tải trọng ($tg\theta$)

$$tg\theta = \frac{H}{V} \quad (5-42)$$

Trong đó: V - Tải trọng thẳng đứng tác dụng tại đáy móng (T).

H - Tải trọng ngang tác dụng tại đáy móng (T).

- N_q : được xác định từ biểu đồ trên hình 5-9 từ góc nội ma sát ϕ của đất và góc nghiêng của tải trọng ($tg\theta$).

Tuy nhiên do sự tổ hợp giữa ϕ và $tg\theta$, nếu giá trị N_q không tìm được ở vùng phía trên đường θ_{er} (vùng I) thì sẽ được xác định ở vùng phía dưới đường θ_{er} (vùng II). Trong trường hợp này $tg\theta$ phải nhỏ hơn giá trị đưa ra bởi đường tỉ số q/c (q - tải trọng bên, c - cường độ lực dính).

- N_γ : được xác định từ biểu đồ trên hình 5-10 từ góc nội ma sát ϕ của đất và góc nghiêng của tải trọng ($tg\theta$).

Bảng 5-14: Các hệ số hình dạng α và β .

Hệ số hình dạng	Hình dạng đáy móng		
	Móng băng	Hình vuông, tròn	Hình chữ nhật, elip, ô van
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B_e}{D_e}$

β	1.0	1.6	$1 + 0.4 \frac{B_e}{D_e}$
B_e, D_e xem hình 1-1 . Nếu $(B_e/D_e) > 1$ thì lấy bằng 1.			

6. Diện tích chịu tải có hiệu

Diện chịu tải có hiệu được xác định theo lý thuyết của Meyerhof cho trong hình 5-11.

a) Trường hợp lệch tâm một trục:

Diện tích chịu tải có hiệu được xác định theo hình 5-11a như sau:

$$B_e = B - 2.e_B \quad (5-43)$$

b) Trường hợp lệch tâm hai trục:

Diện tích chịu tải có hiệu được xác định theo hình 5-11b như sau:

$$\begin{aligned} B_e &= B - 2.e_B \\ D_e &= D - 2.e_D \end{aligned} \quad (5-44)$$

Trong đó:

B_e, D_e Chiều rộng và chiều dài chịu tải có hiệu của móng (m).

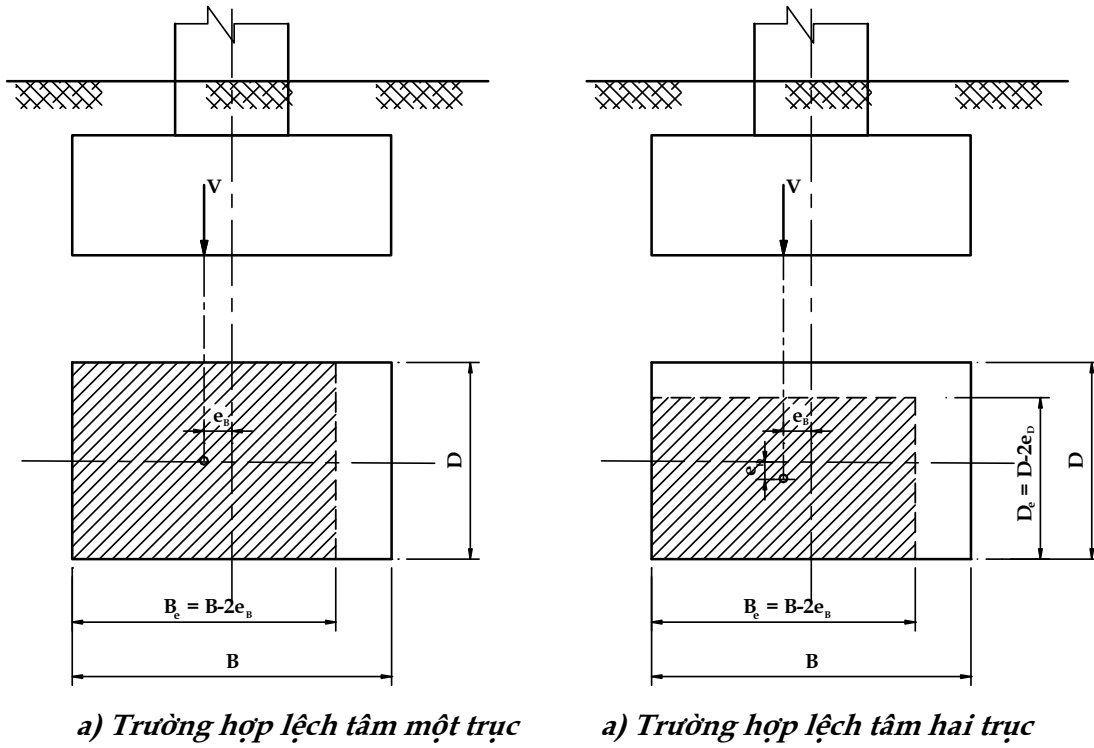
B, D Chiều rộng và chiều dài của móng (m).

e_B, e_D Độ lệch tâm của tải trọng (m). Có thể xác định:

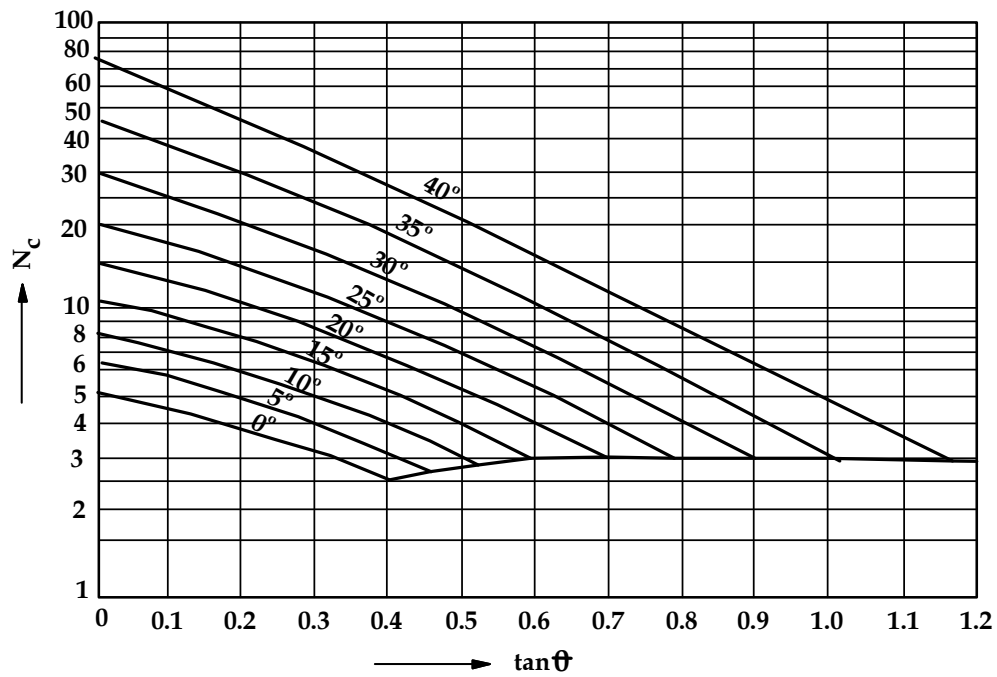
$$e_B = \frac{M_B}{V} \text{ và } e_D = \frac{M_D}{V}$$

M_B, M_D Mômen tác dụng dưới đáy móng (Tm).

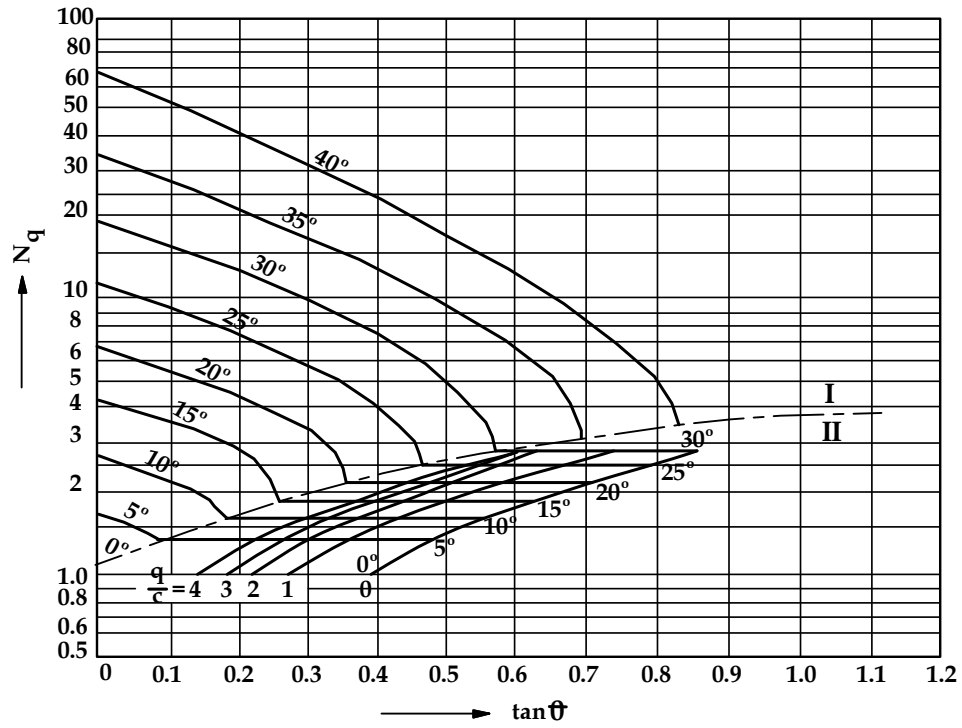
V Tải trọng thẳng đứng tác dụng dưới đáy móng (T).



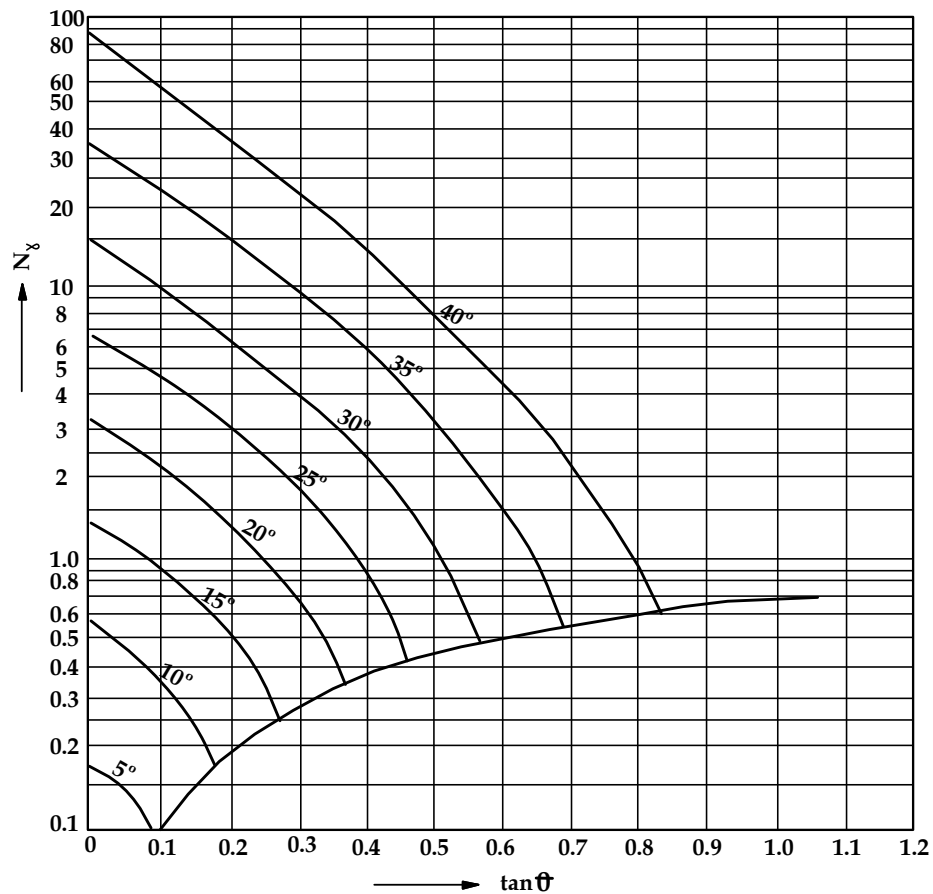
Hình 5-11: Diện tích tải trọng có hiệu



Hình 5-8: Biểu đồ xác định hệ số N_c



Hình 5-9: Biểu đồ xác định hệ số N_q



Hình 5-10: Biểu đồ xác định hệ số N_γ

CHƯƠNG 6

ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN

§ 1 CÁC KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ TƯỜNG CHẮN VÀ ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN

I. TƯỜNG CHẮN ĐẤT

1. Khái quát về tường chắn

Tường chắn để chỉ chung cho các công trình giữ đất không bị sụp đổ. Trong ngành giao thông, khi xây dựng các con đường đi qua các vùng đồi núi hoặc các vị trí không thể mở mái taluy thì giải pháp tường chắn hay một số giải pháp khác là khá hiệu quả.

2. Phân loại tường chắn đất

a) Phân loại theo độ cứng

Biến dạng của bản thân tường chắn đất làm thay đổi điều kiện tiếp xúc giữa lưng tường chắn với khối đất đắp sau lưng tường, do đó làm thay đổi trị số áp lực đất tác dụng lên lưng tường và cũng làm thay đổi dạng biểu đồ phân bố áp lực đất theo chiều cao tường. Thí nghiệm của G.A. Đubrova đã chứng tỏ khi tường bị biến dạng do chịu áp lực đất càng cong và cường độ áp lực đất ở phần trên tăng lên. Nếu chân tường có chuyển vị về phía trước thì ở phần trên tường tăng lên rất nhiều, có khi đến 2.5 lần so với áp lực ban đầu, còn cường độ áp lực ở phần dưới tường thì lại giảm.

Theo cách phân loại này, tường được phân thành hai loại: *tường cứng* và *tường mềm*.

(1) *Tường cứng*: là tường không có biến dạng uốn khi chịu áp lực đất mà chỉ có chuyển vị tịnh tiến và xoay.

- Nếu tường cứng xoay quanh mép dưới, nghĩa là đỉnh tường có xu hướng tách rời khỏi khối đất đắp và chuyển vị về phía trước thì nhiều thí nghiệm đã chứng tỏ là biểu đồ phân bố áp lực của đất rời có dạng đường thẳng và

có trị số cường độ lớn nhất ở chân tường. Đối với đất đắp sau lưng tường là đất dính, theo kết quả thí nghiệm của B.L. Taraxop thì biểu đồ phân bố áp lực đất có dạng hơi cong và cũng có trị số cường độ lớn nhất tại chân tường.

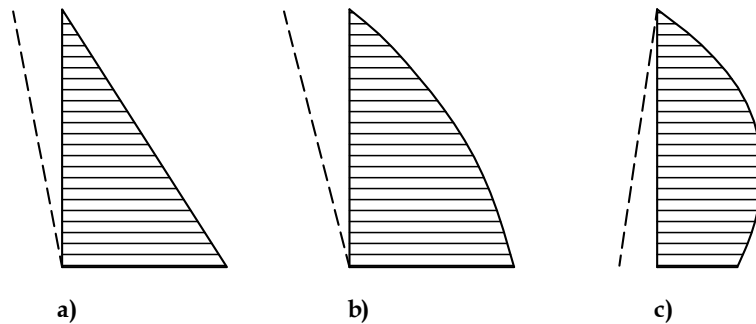
- Nếu tường cứng xoay quanh mép trên, nghĩa là chân tường rời khỏi khối đất đắp và chuyển vị về phía trước thì theo kết quả thí nghiệm của nhiều tác giả (K. Terzaghi, G.A Đubrôva, I.V. Yarôpônxi, I.P. Prôkôfiep...) biểu đồ phân bố áp lực đất (đất rời cũng như đất dính) có dạng cong, trị số lớn nhất phụ thuộc vào mức độ chuyển vị của tường và ở vào khoảng phần giữa lưng tường.
- Tường cứng thường là các khối bê tông, bê tông đá hộc, gạch đá xây nên còn gọi là tường khối. Tường chắn bằng bê tông cốt thép có dạng tấm hoặc bản nhưng tạo với các bộ phận khác của công trình thành những khung hoặc hộp cứng cũng được xếp vào loại tường cứng.

(1) *Tường mềm*: là loại tường mà bản thân tường có biến dạng.

a) *Tường cứng xoay quanh mép dưới - đất sau lưng tường là đất rời.*

b) *Tường cứng xoay quanh mép dưới - đất sau lưng tường là đất dính.*

c) *Tường cứng xoay quanh mép trên.*



Hình 6-1: Biểu đồ phân bố áp lực đất cho các trường hợp tường có độ cứng khác nhau

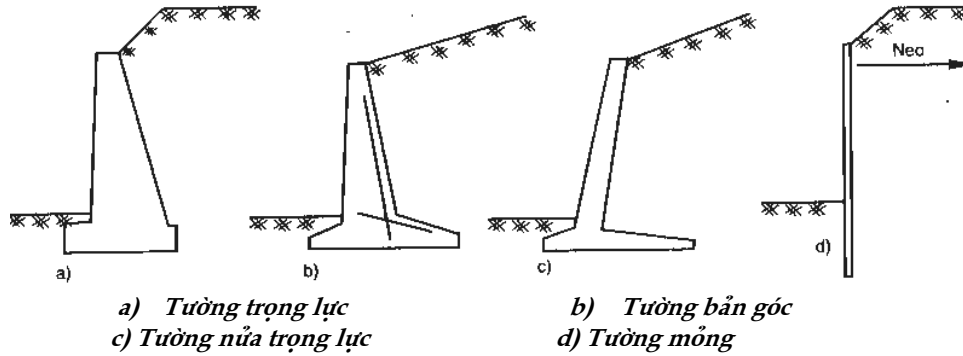
b) *Phân loại theo nguyên tắc làm việc*

Tường chắn đất là loại công trình thường xuyên chịu lực đẩy ngang (*áp lực đất*), do đó tính ổn định chống trượt chiếm một vị trí quan trọng đối với tính ổn định nói chung của tường. Theo quan điểm này tường chắn được phân làm mấy loại sau đây:

- (1) *Tường trọng lực*: độ ổn định được đảm bảo chủ yếu do trọng lượng bản thân tường. Các loại tường cứng đều thuộc loại tường trọng lực.
- (2) *Tường nửa trọng lực*: độ ổn định được đảm bảo không những do trọng lượng bản thân tường và bản móng mà còn do trọng lượng của khối đất đắp nằm trên bản móng. Loại tường này thường làm bằng bê tông cốt thép nhưng chiều dày của tường cũng khá lớn (do đó cong gọi là *tường dày*)
- (3) *Tường bản góc*: độ ổn định được đảm bảo chủ yếu do trọng lượng khối đất đắp đè lên bản móng. Tường và móng là những bản, tấm bê tông cốt thép

mỏng nên trọng lượng của bản thân tường và móng không lớn. Tường bản góc có dạng chữ L nên còn gọi là tường chữ L.

- (4) *Tường mỏng*: sự ổn định của loại tường này được đảm bảo bằng cách chôn chân tường vào trong nền. Do đó loại tường này còn gọi là tường cọc và tường cừ. Để giảm bớt độ chôn sâu trong đất của tường và để tăng độ cứng của tường người ta thường dùng neo.



Hình 6-2: Phân loại tường chắn theo nguyên tắc làm việc

c) Phân loại theo chiều cao

Chiều cao của tường thay đổi trong một phạm vi khá lớn tùy theo yêu cầu thiết kế. Hiện nay chiều cao tường chắn đất đã đạt đến 40m (tường chắn đất ở nhà máy thủy điện trên sông Vonga). Theo chiều cao, tường thường được phân làm 3 loại:

- (1) *Tường thấp*: có chiều cao $< 10\text{m}$.
- (2) *Tường trung bình*: loại tường chắn có chiều cao khoảng trung gian của hai loại trên (tức là từ $10 \sim 20\text{m}$)
- (3) *Tường cao*: có chiều cao $> 20\text{m}$.

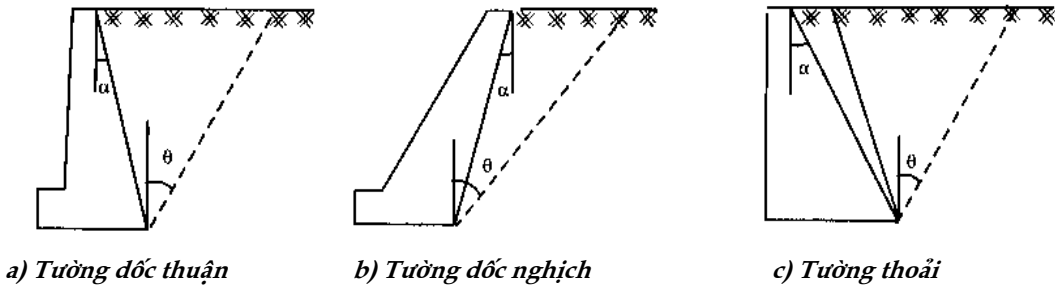
Theo quy phạm QP-23-65 của Việt Nam thì lấy giới hạn phân chia ba loại tường thấp $< 5\text{m}$, tường trung bình: $5 \sim 10\text{m}$, tường cao $> 10\text{m}$.

d) Phân loại theo góc nghiêng của lưng tường

Theo cách phân loại này, tường được phân thành tường dốc và tường thoải:

- (1) *Tường dốc*: lại phân ra tường dốc thuận và tường dốc nghịch. Trong trường hợp của tường dốc khối đất trượt có một mặt giới hạn trùng với lưng tường.
- (2) *Tường thoải*: nếu góc nghiêng α của lưng tường lớn quá một mức độ nào đó, thì khối đất trượt sau lưng tường không lan đến lưng tường.

Nguyên lý tính toán áp lực đất lên lưng tường dốc và lưng tường thoải khác nhau.

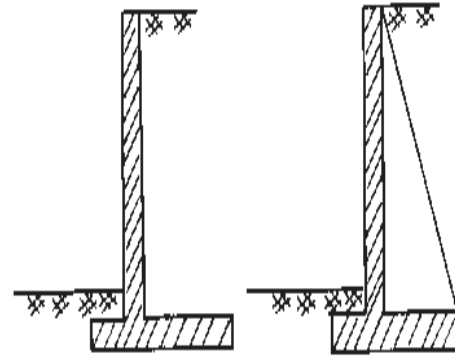


Hình 6-3: Phân loại theo góc nghiêng của lưng tường

e) Phân loại theo kết cấu

Về mặt kết cấu, tường chắn được phân loại thành tường liền khối và tường lắp ghép.

- (1) *Tường liền khối*: làm bằng bê tông đá hộc, gạch xây, đá xây hay bằng bê tông cốt thép. Tường liền khối được xây hoặc đổ bê tông một cách trực tiếp.
- (2) *Tường lắp ghép*: gồm các cấu kiện bằng bê tông cốt thép đúc sẵn lắp ghép lại với nhau theo những sơ đồ kết cấu định sẵn. Cấu kiện đúc sẵn thường là những thanh hoặc những tấm không lớn (thường dưới 3m) để tiện việc vận chuyển.



Hình 6-4 : Tường bản góc và tường kiểu công xon

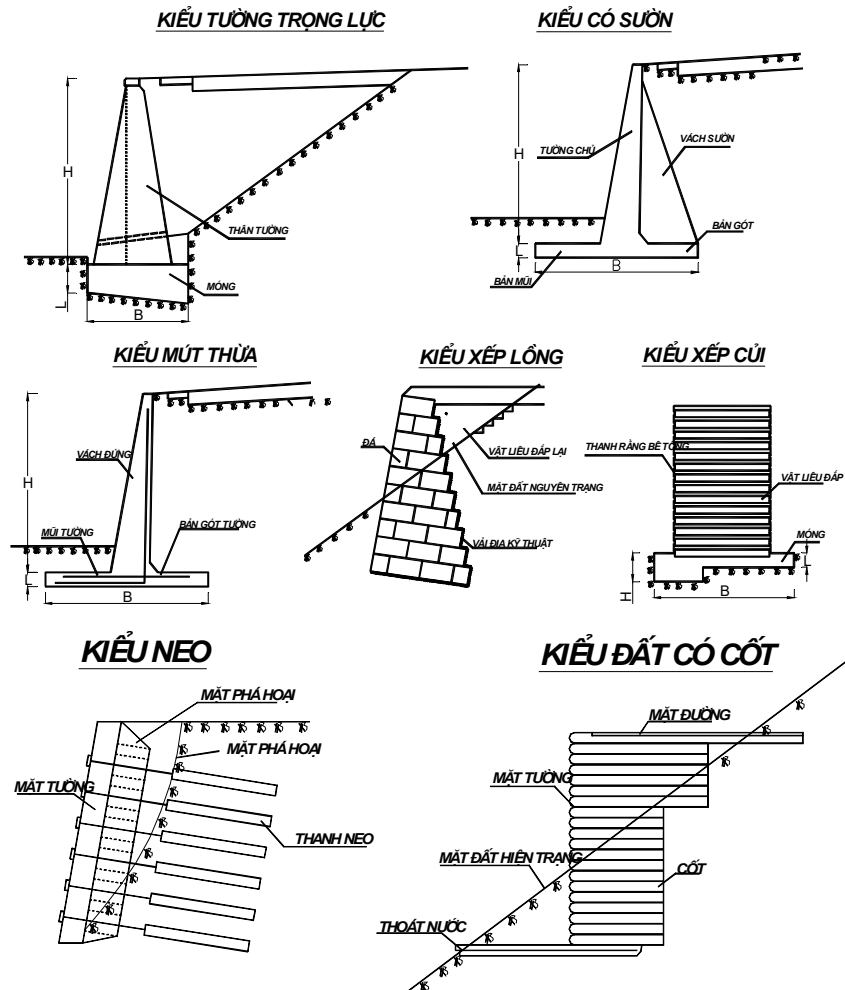
Tuỳ theo sơ đồ kết cấu lắp ghép, thường có mấy kiểu như hình 6-5.

- a. *Tường kiểu chữ L*: gồm những khối và tấm bê tông ghép lại.
- b. *Tường kiểu hàng rào*: gồm nhiều thanh bê tông cốt thép làm trụ đứng hay trụ chống và các bản ghép lại.
- c. *Tường kiểu hộp*: gồm một tầng hay hai tầng, trong hộp đổ đầy cát sỏi.
- d. *Tường kiểu chuồng*: gồm nhiều thanh đặt dọc ngang xen kẽ nhau, trong chuồng đổ cát sỏi.

Ngoài ra còn có các kiểu tường chắn sau đây:

- (3) *Tường rọ đá*: gồm các rọ đá nối ghép lại với nhau. Rọ đá bằng lưới sắt hoặc lưới polyme được xếp từng lớp, kết nối với nhau rồi xếp đá hộc vào trong tường rọ. Để đất hạt mịn của đất nền và đất đắp không xâm nhập vào đá hộc trong rọ, thường để một lớp vải địa kỹ thuật ngăn cách đáy tường và lưng tường với đất nền và đất đắp. Ưu điểm nổi bật của tường rọ đá là chịu lún

của nền rất tốt và kỹ thuật làm tường đơn giản. Hiện nay các nhà khoa học đang nghiên cứu biện pháp cũng như vật liệu để tăng tuổi thọ của rọ.



- | | | |
|------------------|----------------|---------------------|
| a) Kiểu chữ L | c) Kiểu hộp | e) Tường rọ đá |
| b) Kiểu hàng rào | d) Kiểu chuông | f) Tường đất có cốt |

Hình 6-5. Phân loại tường chắn theo kết cấu

(4) **Tường đất có cốt:** là dạng tường hiện đại mà nền đất được gia cường bằng các vật liệu địa kỹ thuật. Tường ở mặt phía ngoài làm bằng các tấm bê tông cốt thép, và được nối với các dải kim loại hay pôlyme chôn từng lớp trong đất đắp sau tường. Đất đắp tác dụng và đẩy tường ra khỏi đất, nhưng đồng thời trọng lượng của đất đắp có tác dụng tạo nên lực ma sát giữa đất và cốt neo mặt tường lại. Tường đất có cốt có nhiều ưu điểm: nhẹ, chịu lún tốt nên có thể thích ứng với các loại đất nền không tốt.

3. Điều kiện sử dụng các loại tường chắn

Hiện nay, tường chắn có nhiều loại hình khác nhau; mỗi loại chỉ nên sử dụng trong một số điều kiện cụ thể mới đem lại hiệu quả kinh tế cao.

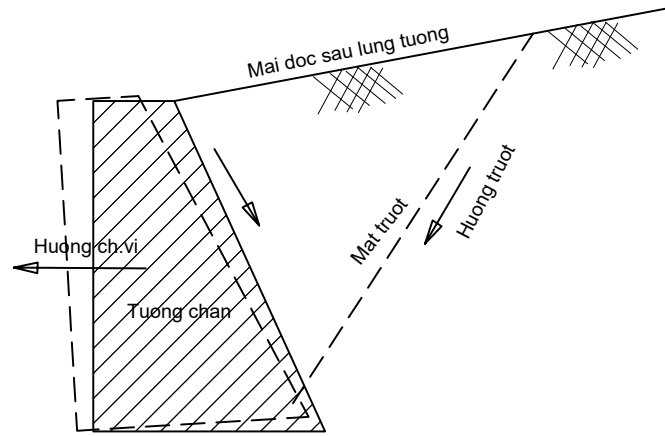
- So với các loại tường thì loại tường mỏng bằng bê tông cốt thép thường cho hiệu quả kinh tế cao so với loại tường trọng lực; xi măng dùng cho tường mỏng ít hơn 2 lần và cốt thép nhiều hơn một khối lượng không đáng kể. Ưu điểm nổi bật của loại tường bằng bê tông cốt thép là có thể sử dụng phương pháp thi công lắp ghép và yêu cầu về nền không cao nên ít khi phải xử lý nền.
- Nếu cao không quá 6m, loại tường bản góc (kiểu công xon) bằng bê tông cốt thép có khối lượng ít hơn tường có bản sườn. Nếu cao từ 6 đến 8m thì khối lượng của hai loại tường này xấp xỉ bằng nhau. Nếu cao hơn 8m thì tường có bản sườn có khối lượng bê tông cốt thép nhỏ hơn tường kiểu công xon. Do đó loại tường mỏng bê tông cốt thép có bản sườn dùng thích hợp nhất khi có chiều cao từ trung bình trở lên.
- Tường chắn đất bằng bê tông chỉ nên dùng khi cốt thép quá đắt hoặc khan hiếm, bởi vì bê tông của các tường chắn trọng lực chỉ phát huy một phần nhỏ khả năng chịu lực mà thôi. Cũng do nguyên nhân này, không nên dùng loại bê tông cường độ cao để làm tường chắn. Để giảm bớt khối lượng tường chắn bằng bê tông có thể làm thêm trụ chống. Dùng loại tường có bộ giảm tải đặt ở khoảng 1/4 chiều cao tường, tường có lưng nghiêng về phía đất đắp cũng tiết kiệm được bê tông.
- Tường chắn đất bằng đá xây cần ít xi măng hơn tường bê tông, có thể hoàn thành trong thời gian tương đối ngắn và tổ chức thi công đơn giản. Nơi sản đá xây thường có hiệu quả kinh tế cao.
- Trường hợp sản đá vụn hoặc đá nhỏ thì nên thay tường đá xây bằng tường bê tông đá hộc.
- Tường gạch xây không cao quá 3-4m. thì nên dùng loại có trụ chống. Tường gạch xây chữ nhật hoặc lưng bậc cấp thường được dùng cho những công trình nhỏ dưới đất. Đối với các loại tường chắn lộ thiên chịu tác dụng trực tiếp của mưa nắng và các tường chắn thủy công không nên dùng tường gạch xây. Gạch xây tường chắn có số hiệu không nên nhỏ hơn 200 và vữa xây từ 25 trở lên. Không được dùng loại gạch silicat.
- Tường chắn đất loại cao và trung bình xây ở vùng có động đất nên bằng bê tông cốt thép.

II. KHÁI BIỆM VỀ ÁP LỰC ĐẤT

1. Áp lực đất chủ động

Dưới tác dụng của áp lực đất phía sau lưng tường làm tường chuyển vị từ đất ra phía ngoài (chuyển vị tịnh tiến hoặc xoay quanh mép trước của chân tường), làm cho khối đất sau lưng tường sẽ giãn ra. Áp lực đất phía sau lưng tường do đó cũng giảm đi đến một trạng thái gọi là trạng thái cân bằng giới hạn chủ động thì áp lực

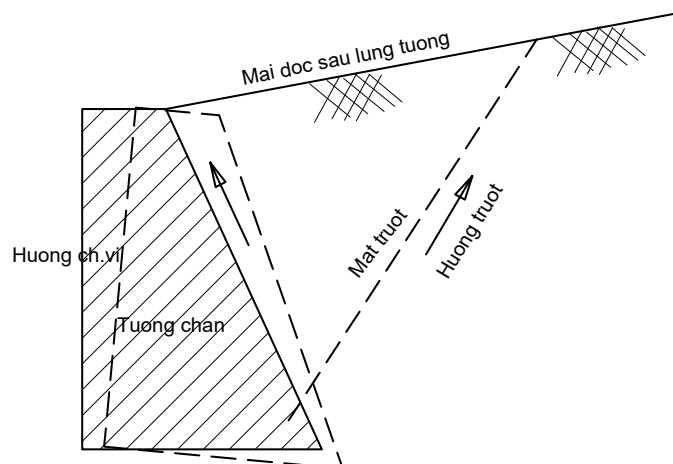
đất giảm đến trị số nhỏ nhất. Khối đất sau lưng tường bị trượt xuống theo hai mặt trượt: một nằm trong đất, và mặt kia là mặt phẳng lưng tường. Áp lực đất tác dụng lên lưng tường được gọi là áp lực chủ động (E_a) và cường độ áp lực đất chủ động theo chiều sâu là (p_a, σ'_{ha}) - hình 6-6a.



Hình 6.6a: Áp lực đất chủ động

2. Áp lực đất bị động

Dưới tác dụng của lực ngoài làm tường chuyển vị ngang hoặc ngả về phía sau, làm cho khối đất sau lưng tường bị ép lại. Áp lực đất phía sau lưng tường do đó cũng tăng lên đến một trạng thái gọi là trạng thái cân bằng giới hạn bị động thì áp lực đất đạt đến trị số lớn nhất. Khối đất sau lưng tường bị trượt lên theo hai mặt trượt, một nằm trong đất, và mặt kia là mặt phẳng lưng tường. Áp lực đất tác dụng lên lưng tường được gọi là áp lực bị động (E_p) và cường độ áp lực đất chủ động theo chiều sâu là (p_p, σ'_{hp}) - hình 6-6b.



Hình 6.6b: Áp lực đất bị động

3. Áp lực đất tĩnh

Dưới tác dụng của các lực mà tường không có chuyển vị, do đó áp lực đất phía sau lưng tường ở trạng thái gọi là trạng thái cân bằng tĩnh. Lúc này áp lực đất tác dụng lên lưng tường được gọi là áp lực đất tĩnh (E_0) và cường độ áp lực đất chủ động theo chiều sâu là (σ_x ; σ'_h) - hình 6-6c.

Nếu trạng thái ứng suất trong khối đất nằm dưới đường bao phá hoại *Morh – Coulomb* (đường sức chống cắt) thì đất còn ở trạng thái cân bằng đàn hồi. Trong điều kiện này, khối đất được gọi là ở trạng thái tĩnh hay trạng thái K_0 và quan hệ ứng suất hiệu quả nằm ngang σ'_h tương ứng với ứng suất hiệu quả thẳng đứng σ'_v tại một điểm bất kỳ như sau:

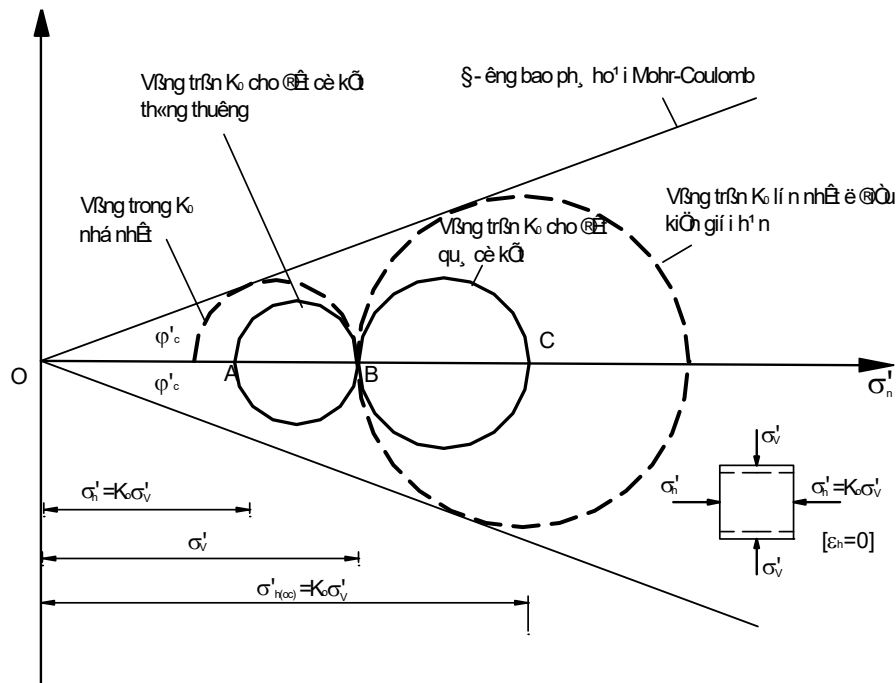
$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (6-1)$$

Trong đó: K_0 : hệ số áp lực đất tĩnh. Giá trị K_0 phụ thuộc vào lịch sử chất tải / dỡ tải và mật độ tương đối của đất.

Với đất cố kết thông thường, Jaky (1944) và đưa ra biểu thức tính K_0 (phù hợp với giá trị quan sát của Bishop -1958 ; Brooker và Ireland – 1965) như sau:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'_c \quad (6-2)$$

Trong đó: φ'_c - giá trị φ' ở trạng thái cực hạn.



Hình 6-6c : Áp lực đất tĩnh

K_0 tăng tới 1.0 cho đất hơi quá cố kết và tăng hơn nữa với hệ số quá cố kết OCR:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi'_c) (OCR)^{\sin \varphi'} \quad (6-3)$$

Theo công thức lý thuyết đàn hồi, có thể xác định K_0 như sau:

$$K_0 = \frac{\nu'}{1 - \nu'} \quad (6-4)$$

Bảng thực nghiệm hiện trường, Mair và Wood (1987) đưa ra giá trị điển hình của K_0 ở bảng 6-1.

Bảng 6-1: Giá trị K_0 của một số loại đất.

Loại đất	K_0
<i>Cát rời</i>	0.45 – 0.60
<i>Cát chặt</i>	0.30 – 0.50
<i>Đất sét cổ kết thông thường</i>	0.50 – 0.70
<i>Đất sét quá cổ kết</i>	1.00 – 4.00
<i>Đất sét đầm chặt</i>	0.70 – 2.00

§ 2 CÂN BẰNG DẪO VÀ LÝ THUYẾT RANKINE VỀ ÁP LỰC ĐẤT

I. CÂN BẰNG DẪO VÀ LÝ THUYẾT RANKINE VỀ ÁP LỰC ĐẤT

1. Lý thuyết Rankine về áp lực đất

Giả thiết trong lý thuyết coi lưng tường nhẵn và thẳng đứng. Các vòng tròn tính trong hình 6-7 biểu thị trạng thái chưa bị phá hoại trượt. Tuy nhiên, với sự chảy dẻo hông, σ_h sẽ tăng hay giảm, với đường kính vòng tròn Mohr biến đổi tương ứng (AB hay BC).

Khi nở hông, trạng thái cân bằng dẻo (phá hoại) đạt được tại giá trị σ_h cực tiểu, khi ép co hông, trạng thái giới hạn đạt tới giá trị σ_h cực đại. Trong cả hai trường hợp này, sức chống cắt của đất được huy động toàn bộ. Rankine (1857) gọi tương ứng là trạng thái chủ động và bị động của đất. Độ lớn của σ_h chỉ phụ thuộc vào độ bền kháng cắt của đất và ứng suất hiệu quả thẳng đứng, và là bài toán tĩnh định, có nghĩa là không yêu cầu tính đến giá trị chuyển vị.

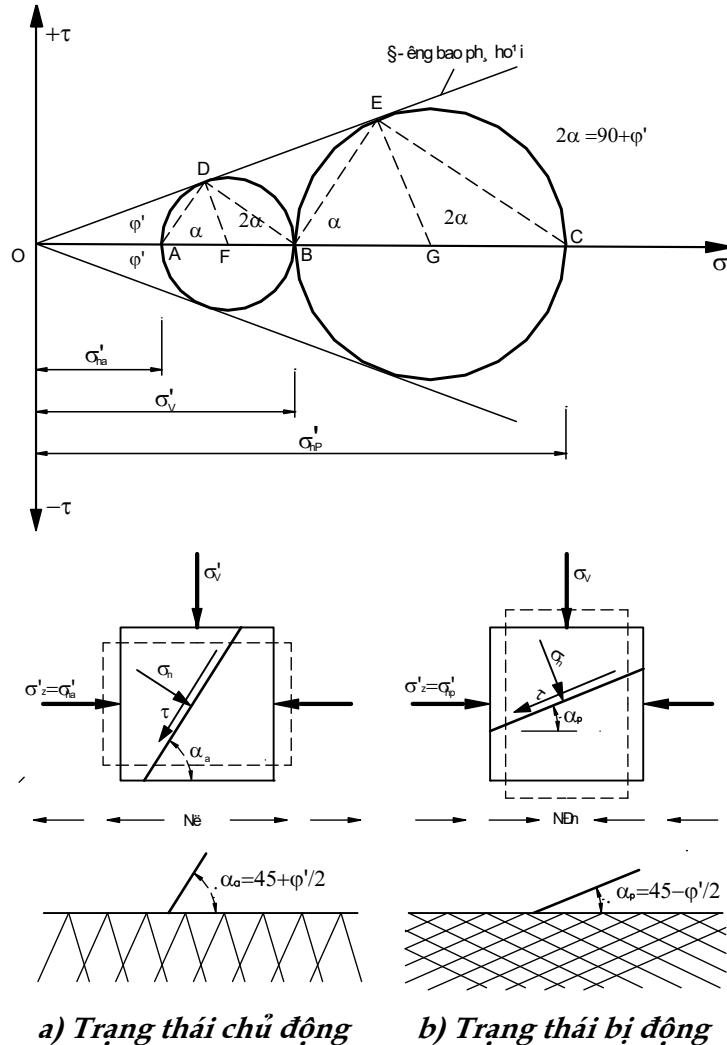
Xét khối đất rời, đồng nhất bán vô hạn có góc ma sát trong là φ' . Tại một điểm bất kỳ ở dưới mặt nằm ngang, ứng suất hiệu quả lấy bằng:

$$\text{Ứng suất thẳng đứng: } \sigma'_v = \sigma'_1.$$

- Úng suất nằm ngang: $\sigma'_h = \sigma'_3$.

Các vòng tròn Morh biểu thị hai trạng thái cân bằng đảo có thể có, đều tiếp xúc với đường sức chống cắt (hình 6-7) bởi vì chúng đều quan hệ với một điều kiện giới hạn. Các điểm A và C biểu thị trạng thái ứng suất ngang tương ứng với trạng thái chủ động và bị động.

- $OA = \sigma'_{ha} = \text{áp lực ngang chủ động}$
- $OC = \sigma'_{hp} = \text{áp lực ngang bị động}$



Hình 6-7: Các trạng thái cân bằng dẻo của Rankine

Khi *nở hông* sẽ dẫn đến $\sigma'_{ha} < \sigma'_v$ còn khi *ép co hông* sẽ dẫn đến: $\sigma'_{hp} > \sigma'_v$. Từ vòng tròn Mohr, mặt phá hoại được định hướng tương ứng bởi góc α_a và α_p .

$$\alpha_a = \frac{1}{2}(2\alpha) = \frac{1}{2}(90^\circ + \varphi') = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \quad (6-5)$$

$$\alpha_p = \frac{1}{2}(180^\circ - 2\alpha) = \frac{1}{2}[180^\circ - (90^\circ + \varphi')] = 45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \quad (6-6)$$

Quan hệ giữa áp lực ngang giới hạn và ứng suất thẳng đứng được biểu thị bằng *hệ số áp lực đất*:

$$\sigma'_{ha} = K_a \sigma'_v \quad (6-8)$$

$$\sigma'_{hp} = K_p \sigma'_v \quad (6-9)$$

Trong đó: K_a - hệ số áp lực đất chủ động.

K_p - hệ số áp lực đất bị động.

Theo quan hệ lượng giác, hệ số áp lực đất có thể biểu diễn qua góc ma sát trong φ' của đất. Theo hình (6-7) ta có:

$$K_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_v} = \frac{OA}{OB} = \frac{OF - AF}{OF - FB} = \frac{1 - \frac{AF}{OF}}{1 + \frac{FB}{OF}}$$

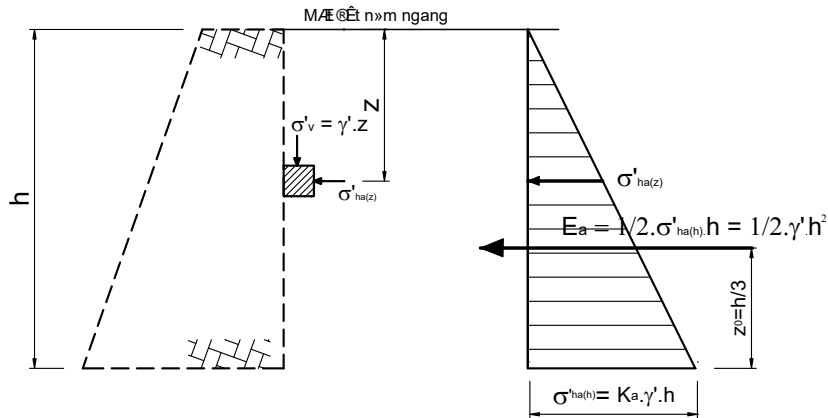
Nhưng $AF = FB = FD$ và $FD/OF = \sin \varphi'$, nên:

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (6-10)$$

Tương tự, ta có:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (6-11)$$

Ở điều kiện thoát nước, xét tường có các điều kiện đơn giản nhất: lưng tường nhẵn, thẳng đứng chắn giữa khối đất có bề mặt không chất tải, nằm ngang.



Hình 6-8: Phân bố áp lực ngang với mặt đất nằm ngang

Từ lý thuyết Rankine, tại độ sâu z , ta có:

$$\sigma'_{ha} = K_a \sigma'_v = K_a \gamma' z \quad (6-12)$$

Trị số cường độ áp lực đất chủ động tính theo:

$$E_a = \frac{1}{2} \sigma'_{ha} h = \frac{1}{2} K_a \gamma' h^2 \quad (6-13)$$

Trong đó: γ' - trọng lượng đơn vị thể tích hiệu quả của đất.

$\gamma' = \gamma$ - khi ở trên mực nước ngầm.

$\gamma' = \gamma_{bh} - \gamma_n$ - khi ở dưới mực nước ngầm.

2. Đất dính thoát nước và không thoát nước

a) Điều kiện thoát nước

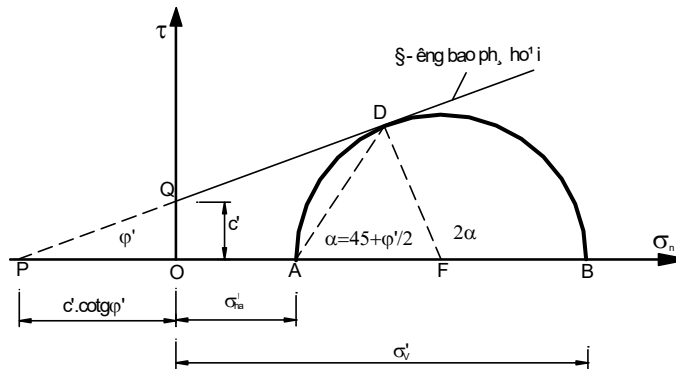
Lý thuyết ban đầu của Rankine chỉ giải quyết áp lực trong vật liệu rời và không xem xét đến lực dính. Trong điều kiện không thoát nước và trong đất quá cố kết, độ bền cắt là một phần hay toàn bộ lực dính biểu kiến (c_u hay c'). Dựa vào phương pháp Rankine, Bell (1915) đã đưa ra lời giải có lực dính thể hiện là đoạn OQ trên trục toạ độ. Ta thấy được vòng tròn Mohr cùng với đường sức chống cắt cho đất quá cố kết. Như trong trường hợp đất rời, điểm xuất phát là tỷ số của các ứng suất hiệu quả:

$$\frac{PA}{PB} = \frac{c' \cot g\varphi' + \sigma'_{ha}}{c' \cot g\varphi' + \sigma'_v}$$

Cũng có:
$$\frac{PA}{PB} = \frac{PF - AF}{PF + BF} = \frac{1 - \frac{FD}{PF}}{1 + \frac{FD}{PF}} = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = K_a$$

Vì vậy:
$$c' \cot g\varphi' + \sigma'_{ha} = K_a (c' \cot g\varphi' + \sigma'_v)$$

Xấp xếp lại:
$$\sigma'_{ha} = K_a \sigma'_v + (K_a - 1)(c' \cot g\varphi')$$



Hình 6-9: Vòng tròn Mohr cho áp lực chủ động trong đất dính

Tính riêng biểu thức:

$$\begin{aligned} (K_a - 1)(c' \cot g\varphi') &= c' \frac{1 - \sin \varphi' - (1 - \sin \varphi') \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \frac{1}{\sin \varphi'} \\ &= -2c' \frac{\cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = -2c' \frac{\sqrt{(1 - \sin^2 \varphi')}}{1 + \sin \varphi'} = -2c' \frac{\sqrt{(1 - \sin \varphi')(1 + \sin \varphi')}}{1 + \sin \varphi'} \end{aligned}$$

$$= -2c' \sqrt{\frac{(1 - \sin \varphi')}{(1 + \sin \varphi')}} = -2c' \sqrt{K_a}$$

Vì thế, áp lực chủ động tính theo công thức:

$$\sigma'_{ha} = K_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_a} \quad (6-14)$$

Tương tự, tính cho áp lực bị động:

$$\sigma'_{hp} = K_p \sigma'_v + 2c' \sqrt{K_p} \quad (6-15)$$

b) Điều kiện không thoát nước

Các phương trình (6-14) và (6-15) chỉ áp dụng khi chịu tải có thoát nước, biểu thị cân bằng lâu dài của cân bằng dẻo giới hạn. Với bài toán cân bằng *không thoát nước (ngắn ngày)* trong đất bão hoà, góc ma sát $\varphi_u = 0$, và do đó $K_a = K_p = 1$ cho nên áp lực ngang tổng sẽ bằng

* Áp lực chủ động:

$$\sigma_{ha} = \sigma_v - 2c_u \quad (6-16)$$

* Áp lực bị động:

$$\sigma_{hp} = \sigma_v + 2c_u \quad (6-17)$$

II. ẢNH HƯỞNG CỦA MẶT ĐẤT NGHIÊNG SAU LƯNG TƯỜNG

Khi mặt đất sau lưng tường là nghiêng và không có tải trọng, ứng suất thẳng đứng tại độ sâu bất kỳ có giá trị $\sigma'_v = \gamma' z \cos \beta$ (hình 6-10). Giả định áp lực ngang của đất tác dụng lên lưng tường phẳng, thẳng đứng sẽ song song với mặt đất. Từ vòng tròn Mohr, bằng giải tích có thể nhận được quan hệ giữa áp lực ngang và ứng suất thẳng đứng. Ta có kết quả sau:

* Áp lực chủ động:

$$\sigma'_{ha} = K_a \sigma'_v \cos \beta \quad (6-18)$$

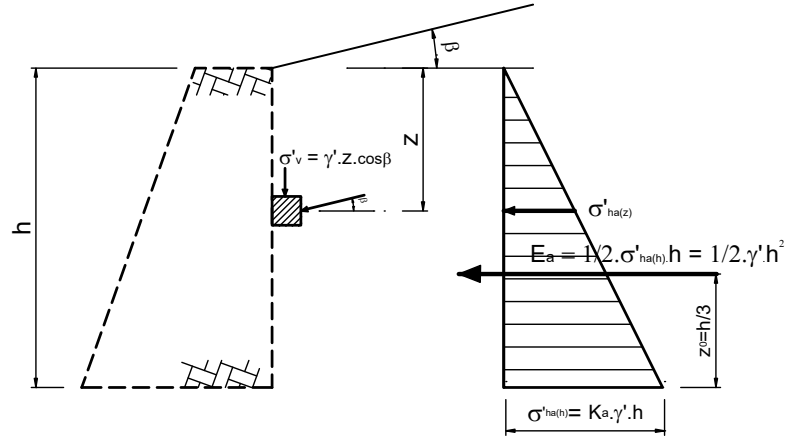
* Áp lực bị động:

$$\sigma'_{hp} = K_p \sigma'_v \cos \beta \quad (6-19)$$

Với:

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi')}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi')}} \quad (6-20)$$

$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi')}}{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi')}} = \frac{1}{K_a} \quad (6-21)$$



Hình 6-10 : Ảnh hưởng của mặt đất nghiêng

III. ẢNH HƯỞNG CỦA TẢI TRỌNG TRÊN MẶT ĐẤT

1. Tải trọng phân bố đều kín khắp

Giả sử có tải trọng q phân bố đều tác dụng trên mặt đất thì có thể giả thiết là ứng suất hiệu quả thẳng đứng tăng theo giá trị của tải trọng phụ. Tại độ sâu z , ta có:

$$\sigma'_v = \gamma' z + q \quad \text{và} \quad \sigma'_{ha} = K_a (\gamma' z + q) \quad (6-22)$$

2. Tải trọng phân bố theo đường thẳng

Khi mặt đất nằm ngang, tại độ sâu z , ta có:

$$\sigma'_{xz} = \frac{4q}{\pi h} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad (6-23a)$$

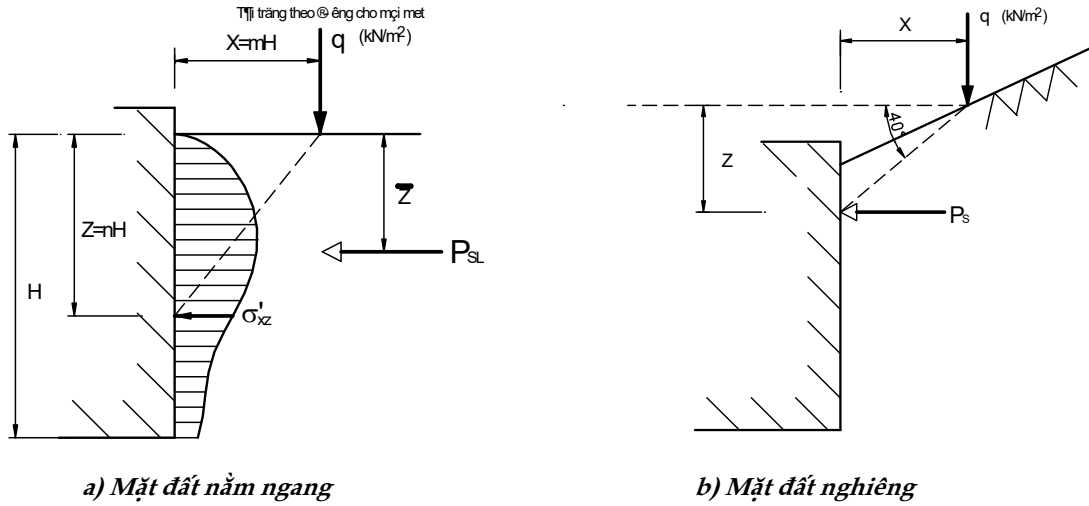
$$P_{SL} = K_{SL} q \quad (6-23b)$$

$$\bar{z} = N_{SL} h \quad (6-23c)$$

Trong đó: $m = \frac{x}{h}$ và $n = \frac{z}{h}$ khi $m < 0.4$ đặt $m = 0.4$

h - chiều cao tường chắn

K_{SL} và N_{SL} - các hệ số áp lực hông, tra **bảng (6-2)** phụ thuộc vào hệ số m .



Hình 6-11: Tải trọng phân bố theo đường thẳng

Khi mặt đất nằm nghiêng, tại độ sâu z , (một cách gần đúng) ta có:

$$P_s = K_a q \quad (6-24a)$$

$$\bar{z} = x \cdot \tan 40^\circ \quad (6-24b)$$

3. Tải trọng tập trung

Khi mặt đất nằm ngang, tại độ sâu z , ta có:

$$\sigma'_{xz} = \frac{1.77Q}{h^2} \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad (6-25a)$$

$$P_{SP} = K_{SP} \frac{Q}{h} \quad (6-25b)$$

$$\bar{z} = N_{SP} h \quad (6-25c)$$

Biến thiên theo phương ngang (Y):

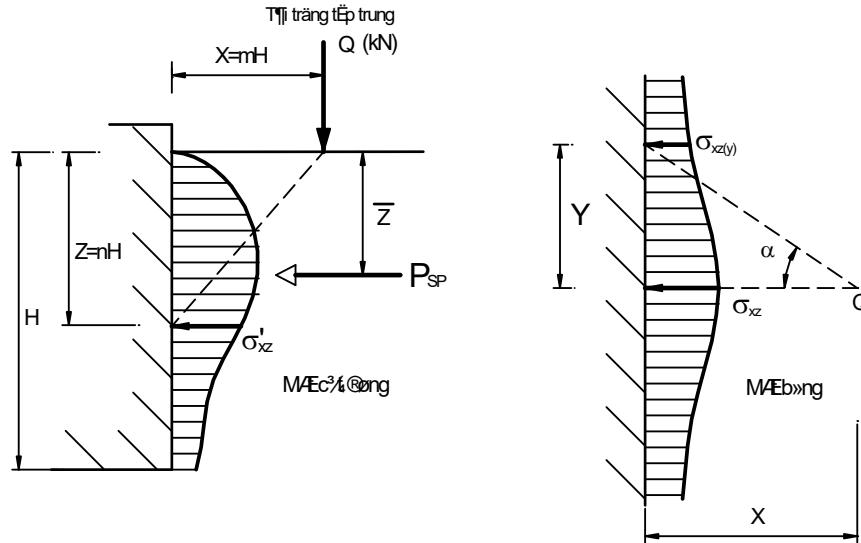
$$\sigma'_{xz(y)} = \sigma'_{xz} \cos^2(1.1\alpha) \quad (6-26a)$$

$$P_{S(y)} = P_{SP} \cos^2(1.1\alpha) \quad (6-26b)$$

Trong đó: $m = \frac{x}{h}$ và $n = \frac{z}{h}$ khi $m < 0.4$ đặt $m = 0.4$

h - chiều cao tường chắn

K_{SP} và N_{SP} - các hệ số áp lực hông, tra **bảng (6-2)** phụ thuộc vào hệ số m .



Hình 6-12 : Tải trọng tập trung – mặt đất nằm ngang

Bảng 6-2: Hệ số áp lực ngang (tải trọng đường thẳng và tập trung)

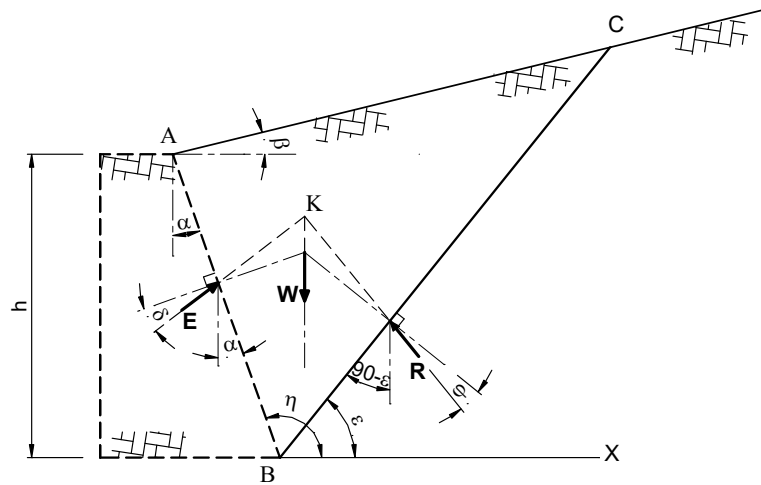
$m = \frac{x}{h}$	Tải trọng đường thẳng		Tải trọng tập trung		$m = \frac{x}{h}$	Tải trọng đường thẳng		Tải trọng tập trung	
	K_{SL}	N_{SL}	K_{SP}	N_{SP}		K_{SL}	N_{SL}	K_{SP}	N_{SP}
0.4	0.793	0.410	0.546	0.389	1.3	0.087	0.665	0.231	0.593
0.5	0.591	0.471	0.505	0.437	1.4	0.071	0.673	0.209	0.600
0.6	0.451	0.518	0.463	0.475	1.5	0.058	0.680	0.190	0.606
0.7	0.349	0.556	0.422	0.504	1.6	0.048	0.686	0.174	0.611
0.8	0.272	0.585	0.382	0.528	1.7	0.039	0.691	0.159	0.615
0.9	0.214	0.609	0.345	0.547	1.8	0.033	0.695	0.146	0.619
1.0	0.169	0.627	0.312	0.562	1.9	0.028	0.699	0.134	0.622
1.1	0.135	0.642	0.282	0.574	2.0	0.023	0.705	0.123	0.625
1.2	0.108	0.655	0.255	0.585					

§ 3 LÝ THUYẾT C.A. COULOMB VỀ ÁP LỰC ĐẤT CHỦ ĐỘNG

Lời giải của C.A. Coulomb cho bài toán tường chắn dựa vào một số giả thiết sau: bài toán tường chắn là bài toán phẳng, thường tính cho 1m chiều dài tường; Khối đất sau lưng tường ở trạng thái cân bằng giới hạn (chủ động hoặc bị động) trượt như một cố thể với 2 mặt trượt là mặt phẳng và đi qua chân tường và trạng thái cân bằng giới hạn chỉ xảy ra trên mặt trượt; Trị số áp lực đất tính toán là các trị số lớn nhất khi tính áp lực chủ động và là trị số nhỏ nhất khi tính áp lực bị động.

I. TRƯỜNG HỢP ĐẤT SAU LƯNG TƯỜNG LÀ ĐẤT RỜI ĐỒNG NHẤT

Xét một tường chắn đất có chiều cao tường là h , đất sau lưng tường là đất rời đồng nhất - hình vẽ 6-13.



Hình 6-13: Sơ đồ các lực tác dụng lên khối trượt ABC

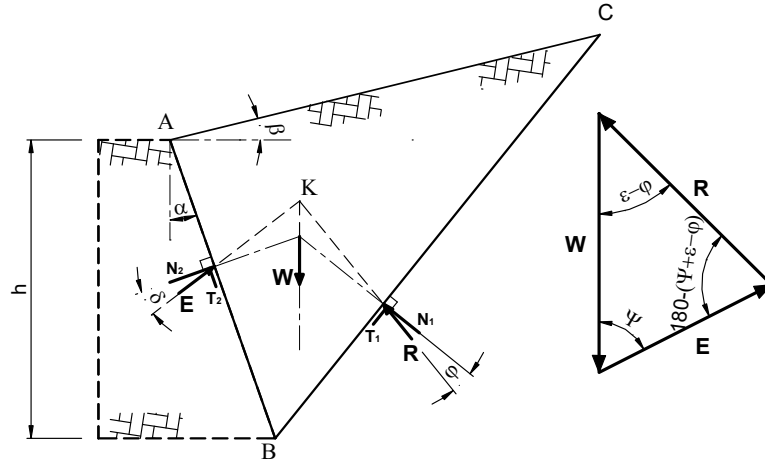
Các ký hiệu được quy định như sau:

- α : Góc của mặt phẳng lưng tường so với phương thẳng đứng.
- β : Góc mái dốc của đất sau lưng tường so với phương nằm ngang.
- δ : Góc ma sát ngoài (giữa đất và mặt phẳng lưng tường)
- φ : Góc ma sát có hiệu của đất.
- ε : Góc của mặt trượt BC so với phương nằm ngang.
- η : Góc của mặt phẳng lưng tường so với phương nằm ngang (tại điểm B)

Xét lăng thể trượt ABC (hình 6-14), các lực tác dụng lên lăng thể trượt ABC gồm:

- Trọng lượng lăng thể trượt W .
- Phản lực của khối đất còn lại là R lên lăng thể trượt ABC. Phản lực này có thể phân ra thành 2 thành phần là N_I và T_I và có phương làm với pháp tuyến mặt trượt BC một góc là φ .

- Phản lực của mặt phẳng lưng tường E lên lăng thể trượt ABC . Phản lực này có thể phân ra thành 2 thành phần là N_2 và T_2 và có phương làm với pháp tuyến mặt AB một góc là δ . Vì lưng tường cố định nên phương của E không đổi.



Hình 6-14 : Sơ đồ các lực tác dụng lên lăng thể trượt ABC

Khi khối đất sau lưng tường ở trạng thái cân bằng giới hạn thì ba lực trên (W, R, E) sẽ đồng quy tại một điểm (điểm K) và tạo thành tam giác lực khép kín. Theo hệ thức lượng trong tam giác thường, có thể rút ra:

$$\frac{E}{\sin(\varepsilon - \varphi')} = \frac{W}{\sin[180 - (\Psi + \varepsilon - \varphi')]}$$

$$E = \frac{W \cdot \sin(\varepsilon - \varphi')}{\sin[180 - (\Psi + \varepsilon - \varphi')]} = \frac{W \cdot \sin(\varepsilon - \varphi')}{\sin(\Psi + \varepsilon - \varphi')} \quad (6-27)$$

Với $\psi = 90^\circ - \alpha - \delta$. Từ biểu thức (6-27), khi mặt trượt BC thay đổi, tức là góc ε thay đổi và do đó E cũng thay đổi theo, dễ dàng nhận thấy: Khi $\varepsilon = \eta$ thì $W = 0 \rightarrow E = 0$. và cũng có khi $\varepsilon = \varphi$ thì $(\varepsilon - \varphi) = 0 \rightarrow E = 0$. Vậy khi ε biến thiên trong khoảng $\varphi \rightarrow \eta$ thì có lúc nào đó E sẽ đạt đến giá trị lớn nhất. Trị số đó ứng với áp lực đất chủ động, ký hiệu là E_a , mặt trượt tương ứng với E_a là mặt trượt nguy hiểm nhất (mặt trượt tính toán).

Để tìm áp lực đất chủ động có thể dùng phương pháp giải tích hay đồ giải sau đây.

Phương pháp giải tích

Từ quan hệ hình học dễ dàng nhận thấy E có thể tính được dựa vào chiều cao tường h và các góc. Như vậy E sẽ là một hàm của góc ε , tức là: $E = f(\varepsilon)$. Muốn tìm cực trị, theo giải tích, chỉ việc đạo hàm $\frac{dE}{d\varepsilon} = f'(\varepsilon) = 0$. Từ kết quả đạo hàm sẽ tìm được góc $\varepsilon = \varepsilon_0$ để đạo hàm $f'(\varepsilon) = 0$. Sau đó thay giá trị ε_0 vừa tìm được trở lại phương trình 6-27, ta nhận được biểu thức tính E_a như sau:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma K_a h^2 \quad (6-28)$$

Trong đó: K_a - là hệ số áp lực đất chủ động, tính như sau:

➤ **Khi $\alpha \neq 0; \beta \neq 0; \delta \neq 0$**

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \sin(\varphi' - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (6-29)$$

➤ **Khi $\alpha \neq 0; \beta = \delta = 0$**

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \alpha)}{\cos \alpha (\cos \alpha + \sin \varphi')^2} = \frac{1}{\cos \alpha} \frac{\cos^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi' - \alpha}{2} \right)}{\cos^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi' + \alpha}{2} \right)} \quad (6-30)$$

➤ **Khi $\alpha = \beta = \delta = 0$**

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (6-31)$$

Góc ma sát ngoài δ trong công thức trên có thể xác định bằng thực nghiệm. Khi lưng tường bằng bê tông hoặc bằng gạch, có thể chọn δ theo bảng 6-3 (theo qui phạm tạm thời thiết kế tường chắn đất QP- 23-65 sau đây:

Bảng 6-3: Bảng tra giá trị góc ma sát ngoài δ .

β η	$-\varphi \div 0$	0	$0 + \varphi$	Ghi chú
$< 90 - \varphi$	0	0	0	<i>Góc β lấy dấu dương khi mặt đất đắp nằm cao hơn mặt nằm ngang đi qua đỉnh tường và lấy dấu âm nếu ngược lại.</i>
$90 - \varphi \div 90 - \varphi/2$	0	$\varphi/4$	$\varphi/2$	
$90 - \varphi/2 \div 90 + \varphi/2$	$\varphi/4$	$\varphi/2$	$2\varphi/3$	
$90 + \varphi/2 \div 90 + \varphi$	$\varphi/3$	$\varphi/3$	$3\varphi/4$	
$> 90 + \varphi$	$\varphi/2$	$\varphi/4$	φ	

Nếu gọi θ là góc giữa mặt trượt BC và phương thẳng đứng (hình 6-15), thì theo hệ thức lượng trong tam giác thường:

$$\frac{W}{E} = \tan(\theta + \varphi') \quad (a)$$

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \tan \theta \quad (b)$$

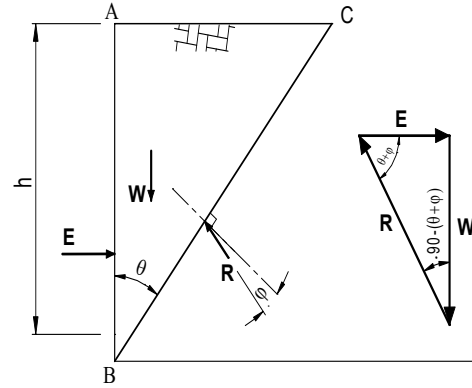
$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (c)$$

- Đưa (b) và (c) vào (a) ta có

$$\frac{\tan \theta}{\tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right)} = \tan(\theta + \varphi') \quad (d)$$

Giải và biến đổi (d), cuối cùng ta được:

$$\theta = 45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \quad (6-32)$$



Hình 6-15

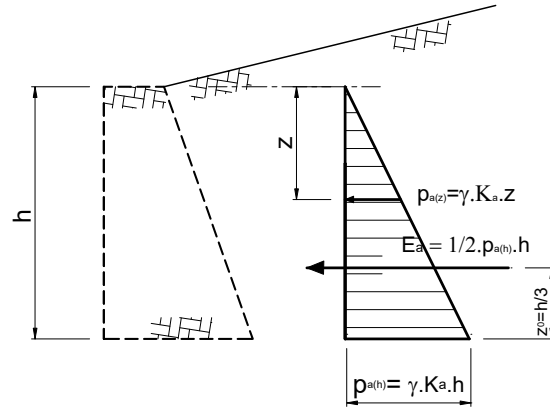
Tức là mặt trượt tạo với phương thẳng đứng (phương của W) một góc $= 45^\circ - \varphi'/2$. Để tiện tính toán, người ta lập sẵn bảng tra K_a theo φ' ; α ; β và δ .

Cường độ áp lực đất, chiếu theo phương ngang, tại chiều sâu z sẽ là:

$$p_a = \frac{dE_a}{dz} = \frac{d\left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot z^2\right)}{dz} = \gamma \cdot K_a \cdot z$$

Do đó, tại $z = h$ thì :

$$p_{a(h)} = \gamma \cdot K_a \cdot h \quad (6-33)$$



Hình 6-16: Phân bố áp lực đất theo chiều sâu

Phương pháp đồ giải:

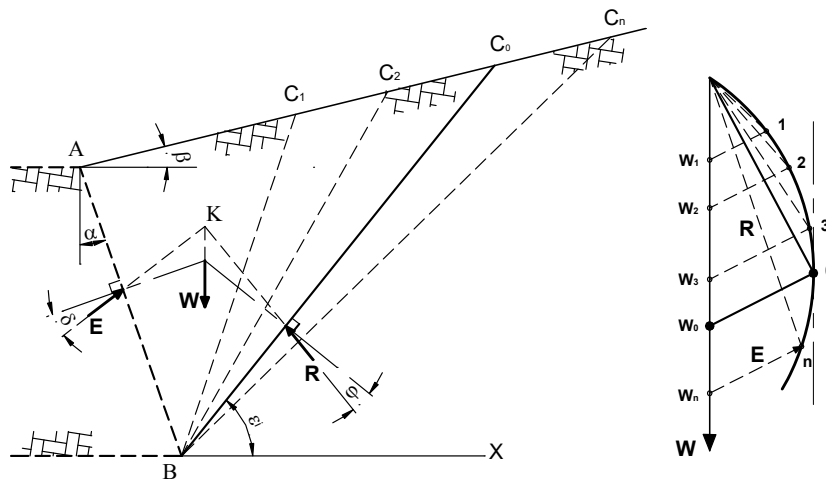
Phương pháp này vẫn dựa trên những giả thiết cơ bản và nguyên lý tính toán giống như trong phương pháp giải tích. Nhưng ở đây sử dụng cách vẽ để xác định trị số áp lực đất chủ động và phương mặt trượt nguy hiểm nhất. Trong thực tế có nhiều phương pháp đồ giải khác nhau. Dưới đây trình bày hai phương pháp hay dùng.

(1) Phương pháp đồ giải đơn giản:

Phương pháp đồ giải đơn giản được trình bày như trên hình 6-17, ở đây cần chú ý đến tam giác lực ở phần trên thì thấy rằng góc giữa E và W là một hằng số và bằng ψ . Phương pháp này đầu tiên giả định mặt trượt thay đổi theo các mặt BC_1 , BC_2 , BC_3 ... thì sẽ tính được trọng lượng các lăng thể trượt ABC_1 là W_1 , ABC_2 là W_2 , ABC_3

là $W_3...$. Lấy chiều trục W hướng xuống dưới. Trên trục này, theo tỉ lệ lấy các đoạn thẳng có giá trị là $W_1, W_2, W_3...$. Khi đã biết mặt trượt giả định thì đồng thời cũng biết được góc BC_1 với phương ngang là ε_1 , và tương tự như vậy BC_2 là ε_2 , BC_3 là ε_3 ... do đó biết được phương của R_1, R_2, R_3 so với trục W ($= \varepsilon - \varphi$). Từ các điểm $w_1, w_2, w_3...$ trên trục W , kẻ các đường thẳng song song hợp với phương thẳng đứng một góc ψ , các đường này cắt $R_1, R_2, R_3...$ tại các điểm 1, 2, 3... Nối các điểm này lại chúng ta được đường cong thể hiện sự thay đổi giá trị E khi mặt trượt thay đổi.

Để tìm $E_{\max}$ bằng cách kẻ đường thẳng song song với trục W tiếp xúc với đường cong này tại điểm 0. Từ 0 kẻ đường thẳng song song với phương của E cắt trục W tại w_0 . Đoạn $\overline{0W_0}$ theo tỉ lệ chính là giá trị $E_{\max}$, và đồng thời tính ngược trở lại biết được góc của phương mặt trượt nguy hiểm nhất so với với nằm ngang.



Hình 6-17: Phương pháp đồ giải đơn giản xác định áp lực đất

(2) Phương pháp đồ giải của Culman

* Xác định phương các lực trong tam giác lực:

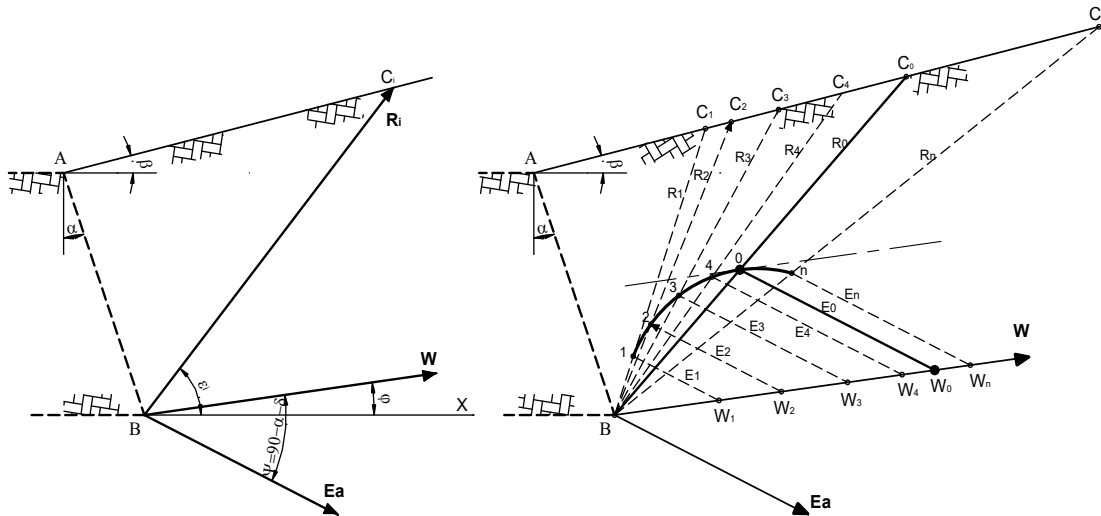
- **Phương R :** lấy phương mặt trượt BC làm phương R .
- **Phương W :** từ B kẻ đường thẳng hợp với trục nằm ngang (X) một góc φ , đây chính là phương W . Để ý thấy rằng, khi BC_i (chính là R_i) thay đổi, thì R_i luôn tạo với W_i một góc là $(\varepsilon_i - \varphi)$
- **Phương E_a :** từ điểm B kẻ đường thẳng hợp với trục W một góc $\psi = 90^\circ - \alpha - \delta$.

* Xây dựng đường cong quan hệ $E_a \sim \varepsilon$:

- Giả sử mặt trượt đầu tiên là BC_1 , do đó xác định được góc mặt trượt BC_1 với phương ngang là ε_1 ; Xác định được trọng lượng lăng thể trượt ABC_1 là W_1 . Trên trục BW lấy theo tỷ lệ định trước một đoạn bằng giá trị W_1 .

Từ điểm W_1 trên trục BW kẻ đường song song với phương của E_a , cắt đường BC_1 tại điểm 1.

- Làm lần lượt tương tự như vậy. Tức là giả sử mặt trượt lại thay đổi thành $BC_2, BC_3, \dots BC_n$ ta cũng xác định được các góc $\varepsilon_2, \varepsilon_3, \dots \varepsilon_n$. Và cũng xác định được trọng lượng các lăng thể $ABC_2, ABC_3, \dots ABC_n$ là $W_2, W_3, \dots W_n$.
Trên trục BW cũng lần lượt từ các điểm $W_2, W_3, \dots W_n$ kẻ đường song song với phương E_a cắt các đường $BC_2, BC_3, \dots BC_n$ tại các điểm 2, 3, ... n.
- Nối các điểm 1, 2, 3, ... n, ta được đường cong quan hệ $E_a \sim \varepsilon$ (tức là đường cong biểu thị giá trị E_a thay đổi khi phương mặt trượt BC thay đổi).



Hình 6-18: Biểu đồ Culman xác định áp lực chủ động

* Xác định trị số áp lực chủ động và phương mặt trượt nguy hiểm nhất ε_0 :

- Kẻ đường thẳng song song với trục BW và tiếp xúc với đường cong $E_a \sim \varepsilon$ tại điểm 0.
- Từ điểm 0 kẻ đường song song với phương E_a và cắt trục BW tại điểm W_0 . Giá trị độ lớn đoạn $0W_0$ theo tỷ lệ chính là trị số áp lực chủ động E_{amax} .
- Nối điểm B và điểm 0 trên đường cong $E_a \sim \varepsilon$ và kéo dài cắt mặt đất tại C_0 . Góc giữa BC_0 và phương ngang chính là góc mặt trượt nguy hiểm nhất ε_0 .

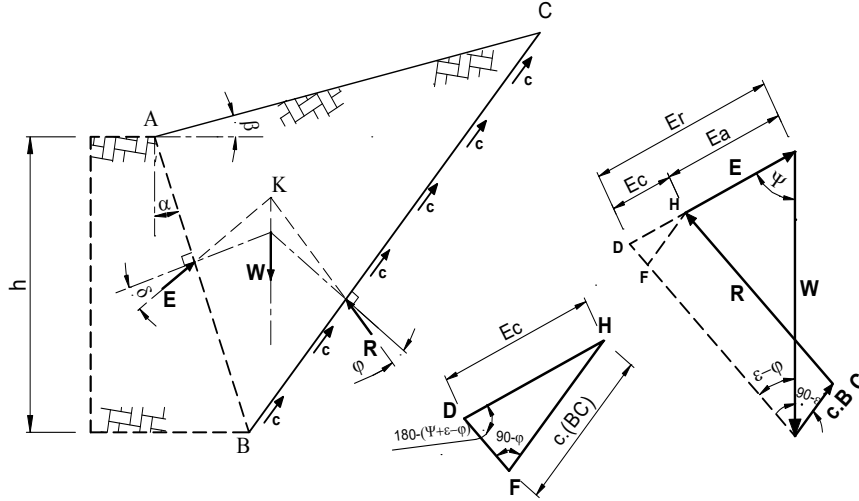
II. TRƯỜNG HỢP ĐẤT SAU LŨNG TƯỜNG LÀ ĐẤT DÍNH ĐỒNG NHẤT

Xét một tường chắn đất với chiều cao tường là h , đất sau lưng tường là đất dính đồng nhất (hình 6-19). Xét các lực tác dụng lên khối trượt ABC , vẫn bao gồm các lực W, R, E như trên. Ngoài ra còn có lực dính trên mặt trượt BC là $c \cdot BC$ có xu hướng cản trở lại sự trượt và tạo với phương thẳng đứng một góc $= 90^\circ - \varphi$. Ở trạng thái cân bằng giới hạn các lực trên tạo thành một đa giác lực khép kín (hình 6-19). Trong trường hợp này, trị số áp lực đất chủ động được tính như sau:

$$E_a = E_r - E_c \quad (6-34)$$

Trong đó: E_r (hay E_w) - áp lực đất khi coi đất sau lưng tường là đất rời đồng nhất.

E_c - phần giá trị áp lực đất bị giảm do lực dính trên mặt BC.



Hình 6-19: Trường hợp đất sau lưng tường là đất dính

Để tính giá trị E_c , xét tam giác DHF, xác định được các góc như hình vẽ 6-19. Theo hệ thức lượng trong tam giác thường DHF, ta có:

$$\begin{aligned} \frac{E_c}{\sin(90 - \phi')} &= \frac{c \cdot \overline{BC}}{\sin[180 - (\Psi + \varepsilon - \phi')]} = \frac{c \cdot \overline{BC}}{\sin(\Psi + \varepsilon - \phi')} \\ E_c &= \frac{c \cdot \overline{BC} \sin(90 - \phi')}{\sin(\Psi + \varepsilon - \phi')} \end{aligned} \quad (6-35)$$

Và do đó, từ (6-27) và (6-35) thay vào (6-34), ta có:

$$E_a = E_r - E_c = \frac{W \sin(\varepsilon - \phi')}{\sin(\Psi + \varepsilon - \phi')} - \frac{c \cdot \overline{BC} \sin(90 - \phi')}{\sin(\Psi + \varepsilon - \phi')} = f(\varepsilon)$$

Với $C = c \cdot \overline{BC}$ giá trị lực dính trên mặt trượt BC.

Cũng làm tương tự theo phương pháp giải tích, kết quả ta được:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma K_a h^2 - C_0 c h + D \frac{c^2}{\gamma} \quad (6-36)$$

Cường độ áp lực đất, chiếu theo phương ngang, tại chiều sâu z sẽ là:

$$p_a = \gamma K_a z - C_0 c \quad (6-37)$$

➤ Trường hợp $\beta = \delta = 0$; $\alpha \neq 0$

$$C_0 = \frac{\cos \phi}{\cos^2 \left(45^\circ - \frac{\alpha + \phi'}{2} \right)} \quad \text{và} \quad D = \frac{C_0^2}{2K_a} \quad (6-38a)$$

➤ Trường hợp $\beta = \delta = 0 = \alpha = 0$

$$C_0 = 2 \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) = 2\sqrt{K_a} \quad \text{và} \quad D = \frac{C_0^2}{2K_a} = 2 \quad (6-38b)$$

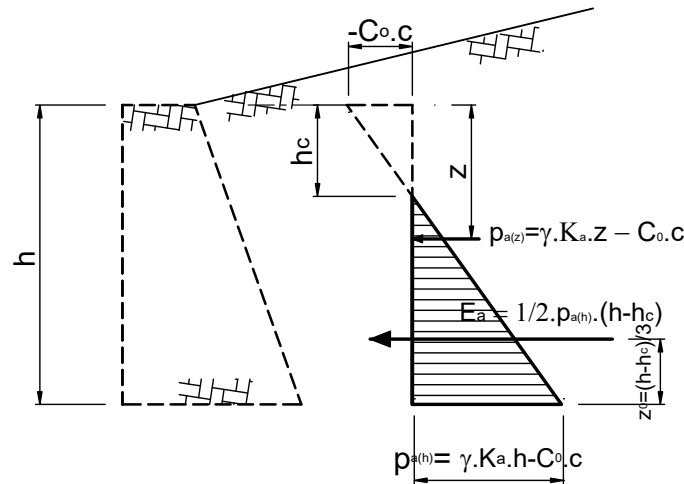
Lúc này giá trị E_a được tính như sau:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma K_a h^2 - 2c\sqrt{K_a}h + \frac{2c^2}{\gamma} \quad (6-39)$$

Chiều sâu (h_c) mà tại đó $p_a = 0$ được tính như sau:

$$h_c = \frac{C_0 c}{\gamma K_a} \quad (6-40)$$

Điểm đặt của E_a ở chiều sâu ngang với trọng tâm diện tích biểu đồ p_a , cách chân tường một đoạn: $h_0 = \frac{h - h_c}{3}$.



Hình 6-20: Biểu đồ phân bố áp lực đất

III. TRƯỜNG HỢP SAU LƯNG TƯỜNG CÓ TẢI TRỌNG RẢI ĐỀU KÍN KHẮP (q)

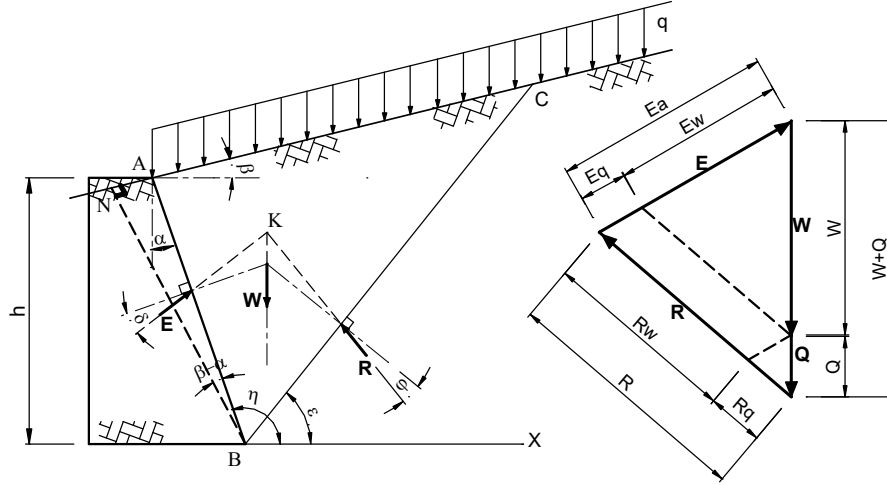
1. Trường hợp đất sau lưng tường là đất rời đồng nhất

Xét một tường chắn đất với chiều cao tường là h , đất sau lưng tường là đất rời đồng nhất (hình 6-21). Trên mặt đất có một tải trọng rải đều kín khắp với cường độ phân bố là q . Từ hình 6-21, ta có thể nhận thấy trong trường hợp này áp lực chủ động được tính như sau:

$$E_a = E_w + E_Q \quad (6-41)$$

Từ tam giác lực đồng dạng trên hình (6-21), ta có:

$$\frac{E_a}{E_w} = \frac{W+Q}{W} \quad \text{hay} \quad E_a = E_w \cdot \left(1 + \frac{Q}{W}\right) \quad (6-42)$$



Hình 6-21: Đất rời đồng nhất có tải trọng rải đều kín khắp (q)

Tính tỉ số $\frac{Q}{W}$, ta có:

$$Q = q \overline{AC} \cos \beta \quad (1)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma \overline{AC} \cdot \overline{BN} = \frac{1}{2} \gamma \overline{AC} h_h \quad (2)$$

Ta lại có: $BN = AB \cos(\beta - \alpha)$ với $AB = \frac{h}{\cos \alpha}$

$$\rightarrow BN = h_h = h \frac{\cos(\beta - \alpha)}{\cos \alpha} \quad (3)$$

Thay (3) vào (2) ta được:

$$W = \frac{1}{2} \gamma \overline{AC} \cdot \overline{BN} = \frac{1}{2} \gamma \overline{AC} \cdot h \frac{\cos(\beta - \alpha)}{\cos \alpha} \quad (4)$$

Từ (1) và (4) Lấy tỉ số $\frac{Q}{W}$, ta có:

$$\frac{Q}{W} = \frac{q \cdot \overline{AC} \cos \beta}{\frac{1}{2} \gamma \overline{AC} \cdot h \frac{\cos(\beta - \alpha)}{\cos \alpha}} = \frac{2q \cos \alpha \cos \beta}{\gamma h \cos(\beta - \alpha)} \quad (5)$$

Biến đổi lượng giác biểu thức (5), và thay biểu thức (5) tìm được vào biểu thức (6-42), ta được:

$$E_a = E_w \left[1 + \frac{2q}{\gamma h (1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta)} \right]$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma K_a h^2 \left[1 + \frac{2q}{\gamma h (1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta)} \right]$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma K_a h^2 + \frac{q K_a h}{(1 + \tan \alpha \tan \beta)} \quad (6-43)$$

Cường độ phân bố theo chiều sâu:

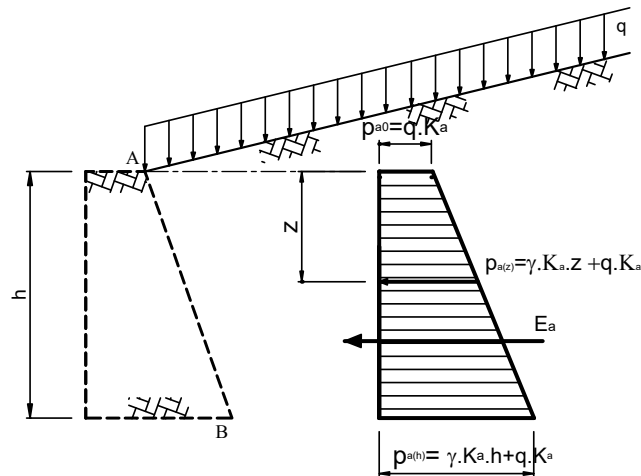
$$p_a = \frac{dE_a}{dz} = \gamma K_a z + \frac{q}{(1 + \tan \alpha \tan \beta)} K_a \quad (6-44)$$

Trường hợp đặc biệt, khi $\alpha = \beta = \delta = 0$, ta có:

$$p_a = \gamma K_a z + q K_a \quad (6-45)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma K_a h^2 + q K_a h \quad (6-46)$$

Biểu đồ phân bố áp lực đất, chiếu theo phương ngang, tại chiều sâu z như sau:



Hình 6-22: Biểu đồ áp lực đất

Phương pháp lưng tường ảo

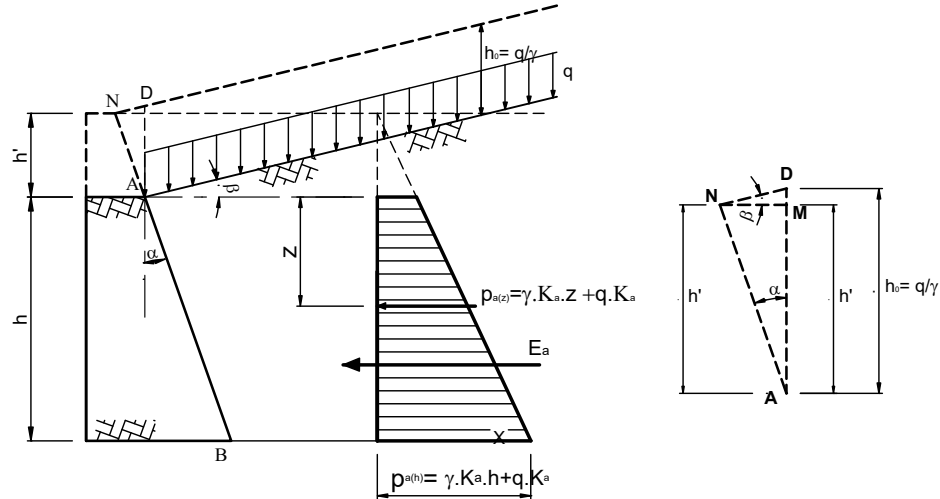
Phương pháp lưng tường ảo có nội dung quy đổi tải trọng rải đều kín khắp trên mặt đất thành một lớp đất tương đương, có cùng tính chất cơ lý với lớp đất sau lưng tường và có chiều cao là $h_0 = q/\gamma$. Như vậy để đồ lớp đất ảo này, tưởng tượng rằng tường phải kéo dài thêm một đoạn là h' , xem hình vẽ 6-23. Áp lực đất chủ động sẽ được tính theo công thức sau:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma K_a (h + h')^2 \quad (6-47)$$

Cường độ áp lực đất chủ động, chiếu theo phương ngang, tại chiều sâu z sẽ là:

$$p_a = \gamma K_a (z + h') \quad (6-48)$$

Như vậy, muốn xác định được áp lực đất thì chúng ta phải xác định được chiều cao tường kéo dài (h'), hình 6-23.



Hình 6-23: Phương pháp lưng tường ảo

Xét tam giác AND (hình vẽ 6-23), ta có:

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} = AD = AM + MD = h' + MD \quad (1)$$

Tính MD, xét tam giác NMD và tam giác ANM, ta có:

$$\begin{aligned} MD &= NM \cdot \tan \beta \\ NM &= AM \cdot \tan \alpha = h' \tan \alpha \\ \rightarrow MD &= h' \tan \alpha \tan \beta \end{aligned} \quad (2)$$

Thay biểu thức (2) vào biểu thức (1), ta được:

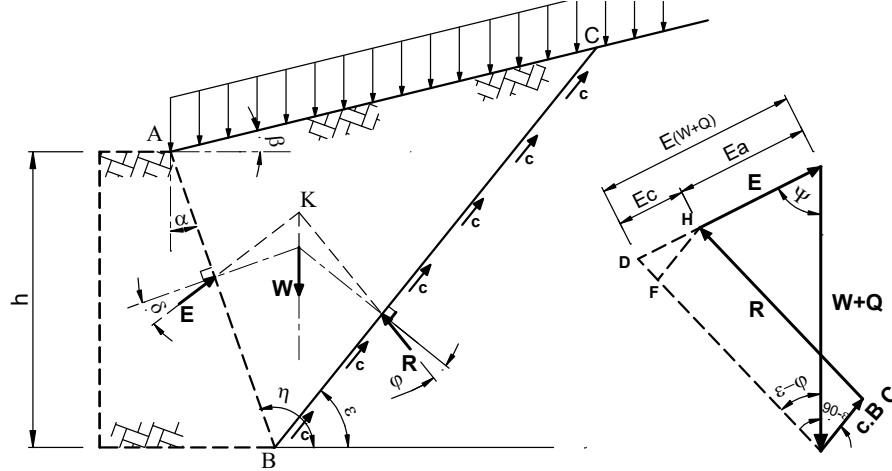
$$\begin{aligned} h_0 = \frac{q}{\gamma} &= h' + h' \tan \alpha \tan \beta = h' (1 + \tan \alpha \tan \beta) \\ h' &= \frac{h_0}{(1 + \tan \alpha \tan \beta)} = \frac{q}{\gamma (1 + \tan \alpha \tan \beta)} \end{aligned} \quad (6-49)$$

Thay giá trị h' tính được từ (6-49) vào các công thức (6-47) và (6-48), được kết quả:

$$\begin{aligned} E_a &= \frac{1}{2} \gamma K_a (h + h')^2 = \frac{1}{2} \gamma K_a \left[h + \frac{q}{\gamma (1 + \tan \alpha \tan \beta)} \right]^2 \\ p_a &= \gamma K_a (z + h') = \gamma K_a \left[z + \frac{q}{\gamma (1 + \tan \alpha \tan \beta)} \right] = \gamma K_a z + \frac{q K_a}{(1 + \tan \alpha \tan \beta)} \end{aligned}$$

2. Trường hợp đất sau lưng tường là đất dính đồng nhất

Xét một tường chắn đất với chiều cao tường là h , đất sau lưng tường là đất dính đồng nhất (hình 6-24). Trên mặt đất có một tải trọng rải đều kín khắp với cường độ phân bố là q .



Hình 6-24: Đất dính đồng nhất có tải trọng rải đều kín khắp (q)

Theo đa giác lực trên hình (6-24), tương tự như trường hợp trên, áp lực đất chủ động được tính như sau:

$$E_a = E_{(W+Q)} - E_c = E_w \left(\frac{W+Q}{Q} \right) - E_c \quad (6-50)$$

Và theo cách làm tương tự, cuối cùng được kết quả:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma K_a h^2 + \frac{q K_a h}{(1 + \tan \alpha \tan \beta)} - C_0 c h \quad (6-51)$$

Cường độ áp lực đất, chiếu theo phương ngang, tại chiều sâu z sẽ là:

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma K_a z + \frac{q K_a}{(1 + \tan \alpha \tan \beta)} - C_0 c \quad (6-52)$$

Trường hợp đặc biệt, khi $\alpha = \beta = \delta = 0$, các biểu thức trên sẽ thành:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma K_a h^2 + q K_a h - C_0 c h \quad (6-53)$$

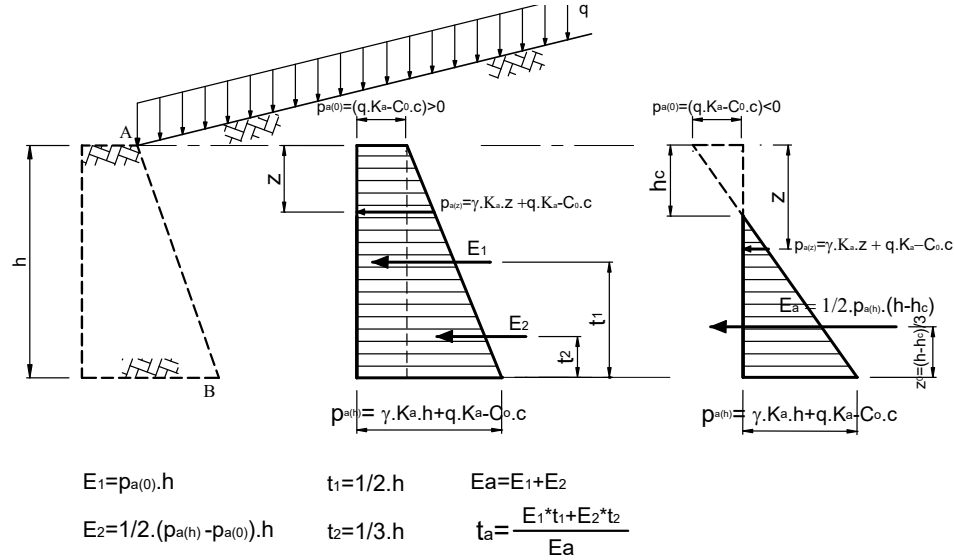
$$p_a = \gamma K_a z + q K_a - C_0 c \quad (6-54)$$

Chiều sâu (h_c) mà tại đó biểu đồ $p_a = 0$ sẽ là:

$$h_c = \frac{C_0 c - q K_a}{\gamma K_a} \quad (6-55)$$

Trong đó: $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right)$ và $C_0 = 2 \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) = 2 \sqrt{K_a}$

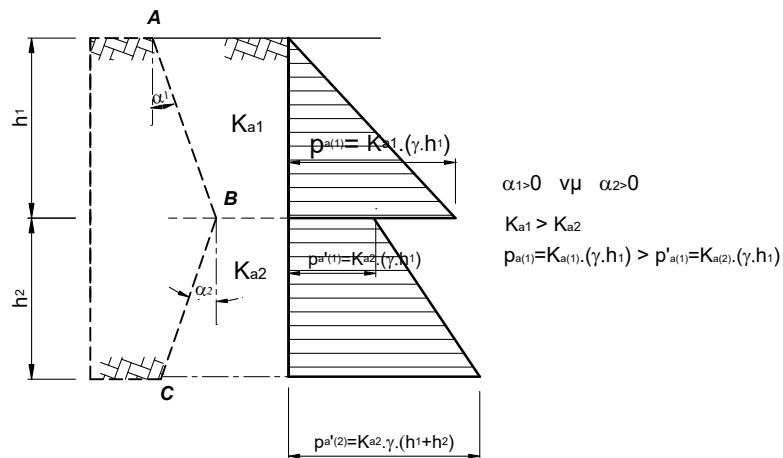
Biểu đồ phân bố áp lực đất, chiếu theo phương ngang, ở chiều sâu z , như hình 6-25 dưới đây:



Hình 6-25: Biểu đồ áp lực đất

IV. TRƯỜNG HỢP LƯNG TƯỜNG GẤY KHÚC

Xét một tường chắn đất với chiều cao tường là h , lưng tường gãy khúc (với hai góc vát khác nhau – xem hình 6-26), đất sau lưng tường là đất rời đồng nhất. Xét trường hợp đơn giản mặt đất sau lưng tường nằm ngang. (các thông số khác $\alpha = \beta = \delta = 0$)



Hình 6-26: Biểu đồ áp lực đất trường hợp lưng tường gãy khúc.

Để vẽ biểu đồ phân bố áp lực đất phía sau lưng tường, chia tường thành hai đoạn và lấy điểm gãy sau lưng tường làm ranh giới giữa hai đoạn. và chiều cao mỗi đoạn là h_1 và h_2 . Vì lưng tường tạo với phương thẳng đứng trên mỗi đoạn là khác nhau, do đó ở đoạn AB gọi hệ số áp lực chủ động là K_{a1} , còn đoạn BC là K_{a2} . (chú ý ở đây $\alpha_1 > 0$ và $\alpha_2 < 0$; do đó $\alpha_1 > \alpha_2$).

Từ công thức tính hệ số áp lực chủ động:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \alpha)}{\cos \alpha (\cos \alpha + \sin \varphi')^2}$$

Nhận xét thấy: nếu góc α giảm thì trị số K_a cũng giảm. Do $\alpha_1 > \alpha_2$ nên $K_{a1} > K_{a2}$.

Bây giờ chúng ta vẽ biểu đồ, và chú ý đến điều kiện $K_{a1} > K_{a2}$ như vừa thấy ở trên.

* Tính giá trị cường độ áp lực ngang cho đoạn tường AB:

Công thức cường độ áp lực ngang của đất theo chiều sâu cho đoạn AB:

$$p_a = \gamma K_{a1} z \quad \text{với } (z = 0 \rightarrow h_1)$$

$$\text{- Tại } z = 0 \rightarrow p_{a0} = 0$$

$$\text{- Tại } z = h_1 \rightarrow p_{a(1)} = \gamma K_{a1} h_1 \quad (1)$$

* Tính giá trị cường độ áp lực ngang cho đoạn tường BC:

Để vẽ đoạn BC, có thể coi trọng lượng của đất trong đoạn AB là tải trọng rải đều tác dụng trên mặt đoạn BC với cường độ là $q = \gamma h_1$. Như vậy công thức cường độ áp lực ngang của đất theo chiều sâu cho đoạn BC sẽ là:

$$p'_a = \gamma K_{a2} z + q K_{a2} \quad \text{với } (z = 0 \rightarrow h_2)$$

$$\text{- Tại } z = 0 \rightarrow p'_{a(1)} = q K_{a2} = K_{a2} (\gamma h_1) \quad (2)$$

$$\text{- Tại } z = h_2 \rightarrow p'_{a(2)} = \gamma K_{a2} h_2 + q K_{a2} = p'_{a(1)} + \gamma K_{a2} h_2 \quad (3)$$

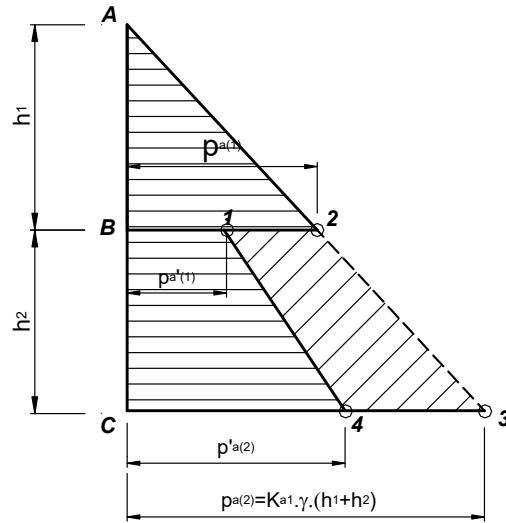
* Vẽ biểu đồ phân bố cường độ áp lực ngang của đất:

Từ giá trị tính toán (1) và (2) ở trên, ta thấy giá trị cường độ áp lực đất tại điểm B của hai đoạn tường có giá trị khác nhau.

$$+ P_{a(1)} = K_{a1}(\gamma h_1) - \text{cường độ áp lực ngang tại đáy đoạn AB.}$$

$$+ P'_{a(1)} = K_{a2}(\gamma h_1) - \text{cường độ áp lực ngang tại đỉnh đoạn BC.}$$

Chú ý $K_{a1} > K_{a2}$, nên $P_{a(1)} > P'_{a(1)}$ biểu đồ phân bố áp lực đất sau lưng tường có bước nhảy vào trong, và vị trí bước nhảy tại điểm B của lưng tường. Từ biểu đồ phân bố áp lực đất theo chiều sâu (hình 6-27) nhận thấy, do lưng tường gây khúc mà biểu đồ có bước nhảy vào và làm cho giá trị áp lực đất lên lưng tường sẽ giảm đi.



Hình 6-27: Biểu đồ áp lực đất

V. TRƯỜNG HỢP SAU LƯNG TƯỜNG GỒM NHIỀU LỚP ĐẤT

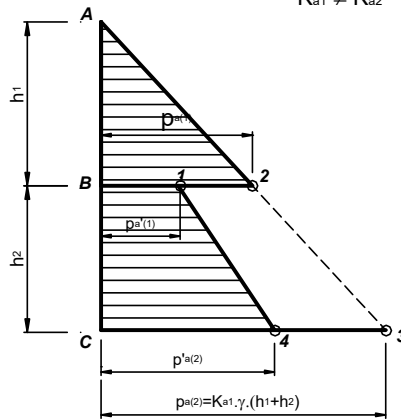
Xét một tường chắn đất với chiều cao tường là h , đất sau lưng tường là đất rời đồng nhất gồm hai lớp đất có các chỉ tiêu lần lượt là γ_1, φ_1 và γ_2, φ_2 , và chiều dày là h_1 và h_2 . Xét trường hợp đơn giản mặt đất sau lưng tường nằm ngang. (các thông số khác $\alpha=\beta=\delta=0$).

1. Trường hợp hai lớp đất có $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma$ và $\varphi_1 \neq \varphi_2$

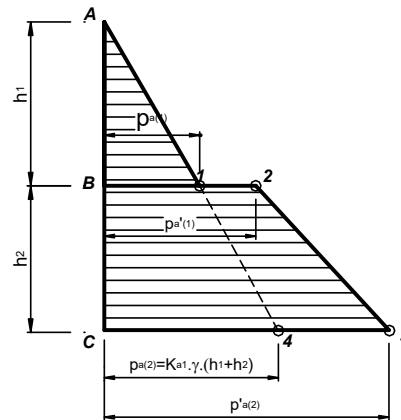
Sử dụng lý thuyết lư­ợng tường gây khúc để vẽ, chúng ta được các dạng biểu đồ sau:

- Khi $\varphi_1 < \varphi_2 \rightarrow K_{a1} > K_{a2}$: dạng biểu đồ giống như trường hợp lư­ợng tường gây khúc (hình 6-28a).
- Khi $\varphi_1 > \varphi_2 \rightarrow K_{a1} < K_{a2}$: biểu đồ có bước nhảy ra tại điểm B, thể hiện trên hình 6-28b.

2) Trường hî p $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma$ và $\varphi_1 \neq \varphi_2$ $K_{a1} \neq K_{a2}$



a) Trường hî p $K_{a1} > K_{a2}$



b) Trường hî p $K_{a1} < K_{a2}$

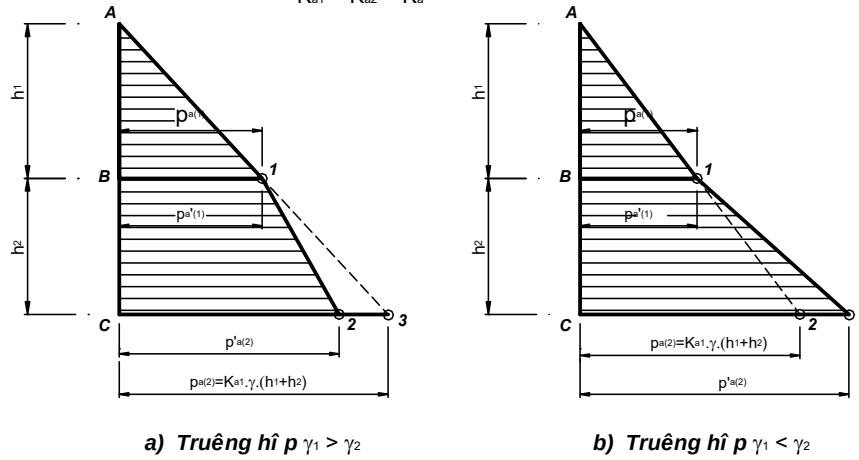
Hình 6-28: Biểu đồ áp lực đất - trường hợp $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma$ và $\varphi_1 \neq \varphi_2$

2. Trường hợp hai lớp đất có $\gamma_1 \neq \gamma_2$ và $\varphi_1 = \varphi_2 = \varphi$

Sử dụng lý thuyết lư­ợng tường gây khúc để vẽ, chứng minh được rằng nếu $\varphi_1 = \varphi_2 = \varphi$ thì: $K_{a1} = K_{a2} = K_a$. Tại điểm B biểu đồ không có bước nhảy.

Các giá trị cường độ phân bố tại đáy của đoạn AB bằng giá trị tại đỉnh của đoạn BC. Tức là: $p_{a1} = p'_{a1} = \gamma \cdot K_a \cdot h_1$.

- Khi $\gamma_1 > \gamma_2 \rightarrow K_{a1} = K_{a2}$: dạng biểu đồ không có bước nhảy, và là một đường gây khúc vào phía trong (hình 6-29a).
- Khi $\gamma_1 < \gamma_2 \rightarrow K_{a1} = K_{a2}$: dạng biểu đồ không có bước nhảy, và là một đường gây khúc ra phía ngoài (hình 6-29b).

3) Trường hâ p $\gamma_1 \neq \gamma_2 \neq \gamma$ v μ $\varphi_1 = \varphi_2 = \varphi$
 $K_{a1} = K_{a2} = K_a$

 Hình 6-29: Biểu đồ áp lực đất - trường hợp $\gamma_1 \neq \gamma_2$ và $\varphi_1 = \varphi_2 = \varphi$.

§ 4 LÝ THUYẾT C.A. COULOMB VỀ ÁP LỰC ĐẤT BỊ ĐỘNG

Xét một tường chắn đất với chiều cao tường là h , đất sau lưng tường là đất rời đồng nhất (xem hình vẽ). Xét các lực tác dụng lên lăng thể ABC , gồm có:

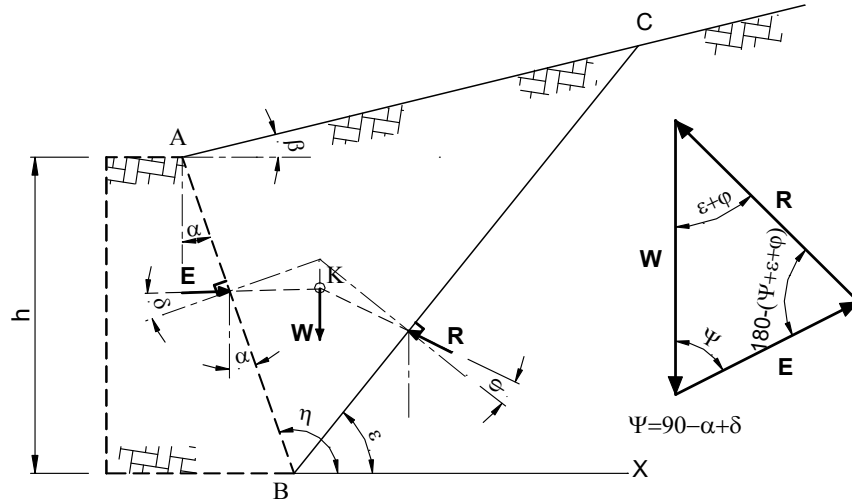
- Trọng lượng lăng thể trượt W .
- Phản lực của khối đất còn lại là R lên lăng thể trượt ABC .
- Phản lực của mặt phẳng lưng tường E lên lăng thể trượt ABC .

Ở trạng thái cân bằng giới hạn thì ba lực W, R, E sẽ đồng qui tại một điểm (điểm K) và tạo thành tam giác lực khép kín. Theo hệ thức lượng trong tam giác thường, ta có:

$$\frac{E}{\sin(\varepsilon + \varphi')} = \frac{W}{\sin[180 - (\Psi + \varepsilon + \varphi')]}$$

$$E = \frac{W \sin(\varepsilon + \varphi')}{\sin[180 - (\Psi + \varepsilon + \varphi')]} = \frac{W \sin(\varepsilon + \varphi')}{\sin(\Psi + \varepsilon + \varphi')} \quad (6-56)$$

Trong đó: $\psi = 90^\circ - \alpha + \delta$



Hình 6-30: Sơ đồ các lực tác dụng lên khối trượt ABC

Bằng lời giải tương tự như trường hợp áp lực chủ động, cho kết quả như sau:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma K_p h^2 \quad (6-57)$$

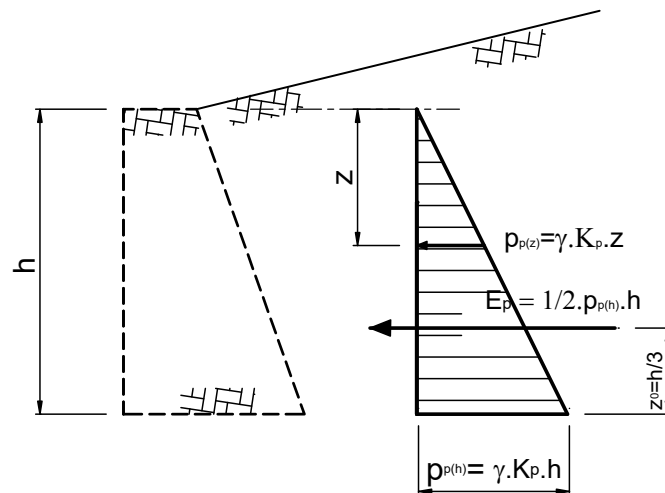
Trong đó: K_p - là hệ số áp lực đất chủ động, tính như sau:

* Khi $\alpha \neq 0; \beta \neq 0; \delta \neq 0$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi' + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (6-58)$$

* Khi $\alpha = \beta = \delta = 0$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (6-59)$$



Hình 6-31: Biểu đồ phân bố áp lực đất bị động theo chiều sâu

Cường độ áp lực đất, chiếu theo phương ngang (hình 6-31), tại chiều sâu(z) sẽ là:

$$p_p = \frac{dE_p}{dz} = \frac{d\left(\frac{1}{2}\gamma K_p z^2\right)}{dz} = \gamma K_p z \quad (6-60)$$

Một cách đơn giản và dễ nhớ hơn là có thể sử dụng công thức áp lực chủ động để tính áp lực đất bị động bằng cách trong công thức áp lực đất chủ động chỗ nào có dấu (-) sẽ được thay bằng dấu (+).

Một cách tổng quát chúng ta có các công thức tính cường độ áp lực đất theo chiều sâu z của áp lực đất bị động (*trường hợp khi các góc $\alpha = \beta = \delta = 0$*) như sau:

$$p_p = \gamma K_p z + qK_p + C_0 c \quad (6-61)$$

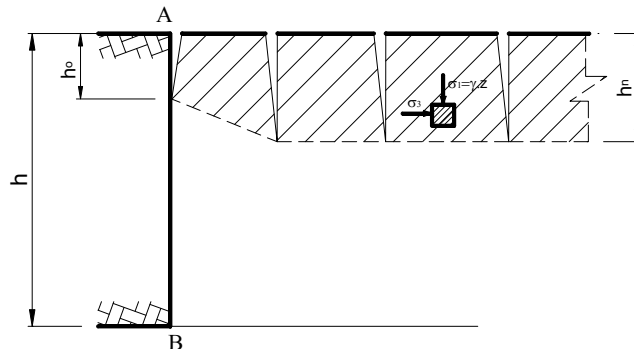
Trong đó:

$$C_0 = 2tg\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) = 2\sqrt{K_p}$$

§ 5 LÝ THUYẾT VỀ KẼ NÚT TRONG KHỐI ĐẤT ĐẮP SAU TƯỜNG CHẮN VÀ ẢNH HƯỞNG CỦA KẼ NÚT ĐỐI VỚI ÁP LỰC ĐẤT

I. CHIỀU SÂU KẼ NÚT PHÁT TRIỂN TRONG KHỐI ĐẤT DÍNH ĐẮP SAU LƯNG TƯỜNG.

Trường hợp đất đắp sau lưng tường chắn thuộc loại đất cát ($c'=0$), mặt đất đắp thường nằm ngang hoặc nghiêng một góc không lớn hơn góc ma sát trong của đất đắp. Khối đất đắp luôn luôn ở trạng thái ứng suất nén. Khi dùng đất dính để đắp sau tường thì mặt đất đắp có thể có độ dốc tùy ý, trị số góc β có thể lớn hơn góc ma sát trong φ .



Hình 6-33: Các kẽ nứt trong khối đất dính sau lưng tường chắn

Xét trường hợp tường chắn đất xây cao đến mặt đất và mặt đất đắp nằm ngang. Thực tế quan sát cũng như lý thuyết chứng minh là sớm hay muộn, phía trên khối đất dính phía sau tường có các kẽ nứt tương đối thẳng đứng xuất hiện (hình 6-33). Ở đây nên phân biệt kẽ hở tiếp giáp giữa tường và đất đắp và kẽ nứt trong khối đất đắp (gọi tắt là kẽ nứt).

1. Kẽ nứt trong khối đất đắp

Để dễ xem xét, khối đất đắp sau tường được xem như ở trạng thái cân bằng chủ động Rankine. Một phần tử đất lấy ở độ sâu z trong khối đất chịu tác dụng của các thành phần ứng suất như hình 6-33 (khối phần tử đất lấy ở đủ xa tường để sự tồn tại của mặt tường được coi như không ảnh hưởng đến trạng thái ứng suất của phần tử ấy).

Ta có :

$$\sigma_z = \sigma_1 = \gamma z$$

$$\sigma_x = \sigma_3$$

Khi khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn chủ động thì trị số σ_3 được xác định từ điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Rankine:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

Từ đó ta có:

$$\sigma_3 = \frac{\gamma z}{\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)} - \frac{2c}{\tan \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)}$$

$$\sigma_3 = \gamma z \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (6-62)$$

Do đại lượng $2c \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right)$ không thay đổi theo chiều sâu nên tùy theo trị số z , trị số σ_3 có thể âm (kéo) hay dương (nén). Độ sâu z_n tại đó $\sigma_3 = 0$, giới hạn vùng ứng suất kéo và vùng ứng suất nén trong khối đất. Trị số z_n xác định từ điều kiện:

$$\sigma_3 = \gamma z \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) = 0$$

Do đó:

$$z_n = \frac{2c}{\gamma} \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (6-63)$$

Đất trong vùng có $z > z_n$ chịu ứng suất nén ($\sigma_3 > 0$), đất trong vùng có $0 \leq z < z_n$ chịu ứng suất kéo ($\sigma_3 < 0$), do đó sớm hay muộn kẽ nứt thẳng đứng sẽ xuất hiện trong lớp đất chịu kéo. Vì vậy, độ sâu kẽ nứt thẳng đứng h_n được xác định:

$$h_n = z_n = \frac{2c}{\gamma} \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (6-64)$$

2. Kẽ hở tiếp giáp đất đắp với lưng tường

Trong trường hợp $\alpha = \beta = \delta = 0$:

$$h_0 = z_n = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (6-65)$$

Trong trường hợp $\alpha > 0$ (tường nghiêng ra, khối đất có dạng hàm ếch) và $\beta = \delta = 0$:

$$h_0 = z_0 = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi' - \alpha}{2} \right) \frac{1}{1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi'} \quad (6-66)$$

Trong trường hợp $\alpha < 0$ (lưng tường nghiêng vào khối đất) và $\beta = \delta = 0$:

$$h_0 = z_0 = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi' + \alpha}{2} \right) \frac{1}{1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi'} \quad (6-67)$$

Chiều cao lưng tường chịu tác dụng của áp lực đất chủ động $p_a > 0$ được ký hiệu là h_a và được tính từ công thức:

$$h_a = h - h_0 \quad (6-68)$$

II. CHIỀU CAO KHÔNG CẦN TƯỜNG CHẮN CỦA KHỐI ĐẤT DÍNH.

Chiều cao không cần tường là chiều cao của một khối đất dính có thành đứng, dù ở trạng thái cân bằng giới hạn, cũng không gây nên áp lực đất chủ động lên tường chắn (nếu có tường chắn khối đất). Như vậy điều kiện để xác định chiều cao không cần tường h_{kt} là:

$$E_a(h = h_{kt}) = 0 \quad (6-69)$$

Theo Terzaghi trị số chiều cao không cần tường h_{kt} được tính từ phương trình:

$$E_a = \int_0^{z=h_{kt}} p_a dz = \int_0^{z=h_{kt}} \left[\gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) \right] dz = 0$$

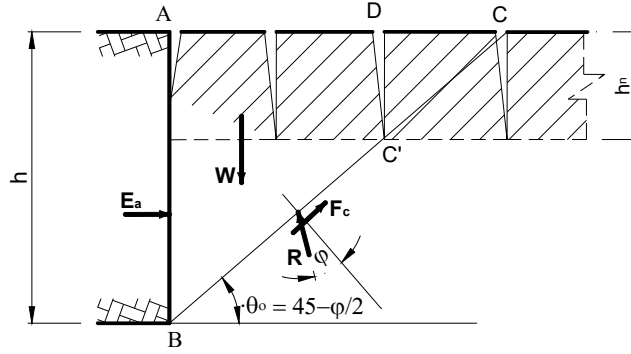
Từ đó rút ra được:

$$h_{kt} = \frac{4c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (6-70)$$

Cách tính của Terzaghi không được hợp lý, do khi tính E_a bằng phép tích phân diện tích biểu đồ phân bố áp lực chủ động trong phạm vi từ $0 \rightarrow h_{kt}$, hay nói cách khác là tích phân từ $0 \rightarrow z_n$ và từ z_n đến h_{kt} rồi cộng lại, nên đã không xét đến ý nghĩa vật lý của phần biểu đồ ($0 \leq z \leq z_n$) có $p_a \leq 0$. Thực ra với chiều cao h_{kt} tính theo (6-70), tường vẫn chịu một trị số áp lực đất bằng:

$$E_a = \int_{z_n}^{h_{kt}} p_a \cdot dz > 0$$

1. Tính chiều cao không cần tường bằng sơ đồ tính toán và công thức tính kê nút



Hình 6-34: Sơ đồ tính chiều cao không cần tường chắn

Trong trường hợp này, góc trượt bằng:

$$\theta_0 = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \quad (6-71)$$

Do có kẻ nứt nên khối đất DCC' không tham gia vào khối trượt, ta có:

$$W = \gamma(\text{diện tích } ABC'D) = \frac{1}{2} \gamma (h^2 - h_n^2) \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (6-72)$$

$$F_c = CBC' = (h - h_n) \frac{c}{\cos\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right)} \quad (6-73)$$

Điều kiện để thỏa mãn phương trình (6-69) như sau:

$$W \sin(\theta_0 - \varphi') = F_c \cos \varphi' \quad (6-74)$$

Thay các công thức (6-71), (6-72) và (6-73) vào phương trình (6-74), rút ra được chiều cao không cần tường h_{kt} :

$$h_{kt} = \frac{4c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) - h_n \quad (6-75)$$

Vậy chiều cao không cần tường phụ thuộc vào chiều sâu nứt nền của khối đất đắp.

Nếu kẻ nứt không xuất hiện, tức $h_n = 0$ thì ta lại có công thức của Terzaghi trong công thức (6-75). Trong thực tế tính toán, đối với đất dính lấy:

$$h_n = z_n = \frac{2c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (6-76)$$

Nên có:

$$h_{kt} = \frac{4c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) - \frac{2c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$h_{kt} = \frac{2c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (6-77)$$

Vậy chiều sâu không cần tường bằng chiều sâu kẻ nứt.

Xét trường hợp $\alpha \neq 0$; $\beta + \delta = 0$ (tức là $\beta = \delta = 0$ hoặc $\beta = -\delta$). Trị số áp lực đất chủ động có dạng:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_{ao} h^2 K_a \quad (6-78)$$

Với:

$$\gamma_{ao} = \gamma - \frac{2c}{h} \frac{\cos \varphi' \cos \alpha}{\cos^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi' - \alpha}{2} \right)} \quad (6-79)$$

$$K_a = \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi' + \alpha}{2} \right) + \operatorname{tg} \alpha \right]^2 \cos \alpha \quad (6-80)$$

Từ (6-78) thấy điều kiện để $E_a = 0$ là:

$$\gamma_{ao} = \gamma - \frac{2c}{h} \frac{\cos \varphi' \cos \alpha}{\cos^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi' - \alpha}{2} \right)} = 0 \quad (6-81)$$

Từ đó, trị số chiều cao không cần tường sẽ là:

$$h_{kt} = \frac{2c}{\gamma} \frac{\cos \varphi' \cos \alpha}{\cos^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi' - \alpha}{2} \right)} \quad (6-82)$$

$$h_{kt} = \frac{4c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi' - \alpha}{2} \right) \frac{1}{2 + \operatorname{tg} \varphi' \operatorname{tg} \alpha} \quad (6-83)$$

Như vậy, từ công thức (6-81) ta có:

- Khi $\alpha = 0$ (khối đất có thành thẳng đứng):

$$h_{kt} = \frac{4c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi' - \alpha}{2} \right) \frac{1}{2 + \operatorname{tg} \varphi' \operatorname{tg} \alpha} \quad (6-84a)$$

- Khi $\alpha > 0$ (khối đất có dạng hàm ếch):

$$h_{kt} = \frac{4c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi' - \alpha}{2} \right) \frac{1}{2 + \operatorname{tg} \varphi' \operatorname{tg} \alpha} \quad (6-84b)$$

- Khi $\alpha < 0$ (khối đất dính có mái):

$$h_{kt} = \frac{4c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi' + \alpha}{2} \right) \frac{1}{2 - \operatorname{tg} \varphi' \operatorname{tg} \alpha} \quad (6-85c)$$

Như vậy, ta có: $h_{kt} (\alpha < 0) > h_{kt} (\alpha = 0) > h_{kt} (\alpha > 0)$

Kết quả trên giải thích hiện tượng dễ sạt của khối đất đào hàm ếch.

2. Khi xét đến kẽ nứt xuất hiện, và có một lực (q) rải đều thì công thức tính các giá trị sẽ như sau:

$$E_{a(h_n \neq 0)} = \frac{1}{2} \gamma (h - h_n)^2 K_a + q(h - h_n) K_a - c(h - h_n) \frac{\cos \varphi' \cos \alpha}{\cos^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi' - \alpha}{2} \right)} \quad (6-86)$$

Từ điều kiện $E_a (h_n \neq 0) = 0$, xác định được chiều cao không cần tường có xét đến kê nút xuất hiện:

$$h_{kt(h_n \neq 0)} = \frac{4c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi' - \alpha}{2} \right) \frac{1}{1 + \operatorname{tg} \varphi' \operatorname{tg} \alpha} - h_n \quad (6-87)$$

Cường độ phân bố áp lực đất chủ động theo chiều sâu tính theo công thức:

$$p_{a(h_n \neq 0)} = [\gamma(z - h_0) + p] K_a + 2c\sqrt{K_a} \quad (6-88)$$

Với:

$$p = \gamma h_n = \gamma \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) = 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (6-89)$$

Độ sâu kê hỗ tiếp giáp h_{oq} giữa khối đất đắp sau tường và lưng tường (khi xét lưng tường thẳng đứng, trơn nhẵn và có tải trọng rải đều là q) sẽ là:

$$h_{oq} = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) - \frac{q}{\gamma} \quad (6-90)$$

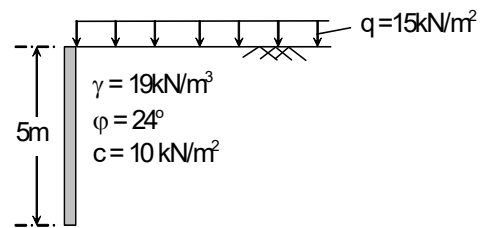
Áp lực chủ động của đất dính phân bố trong phạm vi chiều cao tường h_a sẽ là:

$$h_a = h - h_{oq} \quad (6-91)$$

VÍ DỤ MINH HOẠ

VÍ DỤ 48

Vẽ biểu đồ phân bố áp lực đất chủ động lên lưng tường chắn. Tính trị số áp lực đất chủ động và xác định điểm đặt. Trên mặt đất có tải trọng rải đều kín khắp với cường độ $q=15\text{kN/m}^2$. Biết lưng tường nhẵn, thẳng đứng, mặt đất sau lưng tường nằm ngang (hình vẽ). (tức là các góc $\alpha = \delta = \beta = 0^\circ$).



Bài giải:

1. Vẽ biểu đồ áp lực đất chủ động sau lưng tường (hình VD48)

Cường độ áp lực theo chiều sâu z : $p_a = \gamma \cdot K_a \cdot z + q \cdot K_a - C_0 \cdot c$ (với $z = 0 \div h$)

Hệ số áp lực chủ động: $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{24}{2} \right) = 0.422$

$$C_0 = 2\sqrt{K_a} = 2 \cdot \sqrt{0.422} = 1.3$$

- Tại $z = 0 \rightarrow p_{a0} = q \cdot K_a - C_0 \cdot c = 15 \cdot 0.422 - 1.3 \cdot 10 = -6.67 \text{ kN/m}^2$

- Tại $z = h \rightarrow p_{a1} = p_{a0} + \gamma \cdot K_a \cdot h = -6.67 + 19 \cdot 0.422 \cdot 5 = 33.42 \text{ kN/m}^2$

2. Tính trị số áp lực đất sau lưng tường và điểm đặt:

* Trị số áp lực đất sau lưng tường chính bằng diện tích phần biểu đồ mang dấu (+).

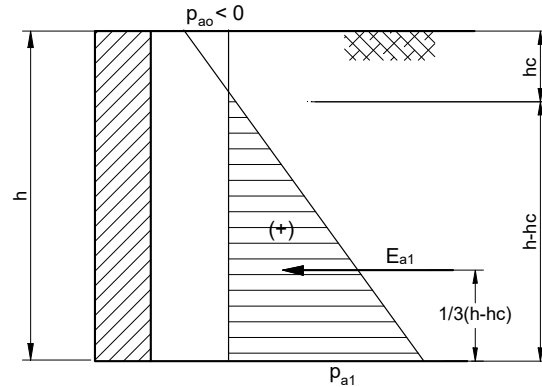
- Nếu gọi khoảng cách từ mặt đất đến điểm mà tại đó $p_a = 0$ là h_0 , thì ta có:

$$h_0 = \frac{C_0 - q \cdot K_a}{\gamma \cdot K_a} = \frac{6.67}{19 \cdot 0.422} = 0.832 \text{ m}$$

- Trị số áp lực đất được tính như sau:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot p_{a1} \cdot (h - h_0)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 33.42 \cdot (5 - 0.832) = 69.64 \text{ kN/m}^2$$



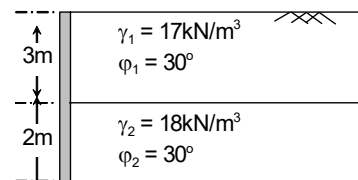
Hình VD48

* Điểm đặt trị số E_a cách chân tường một đoạn:

$$t_a = \frac{1}{3} \cdot (h - h_0) = \frac{1}{3} \cdot (5 - 0.832) = 1.39 \text{ m}$$

VÍ DỤ 49

Vẽ biểu đồ phân bố áp lực đất chủ động lên lưng tường chắn. Tính trị số áp lực đất chủ động và xác định điểm đặt. Biết lưng tường nhẵn, thẳng đứng, mặt đất sau lưng tường nằm ngang, (hình vẽ). (tức là các góc $\alpha = \delta = \beta = 0^\circ$).



Bài giải:

1. Vẽ biểu đồ áp lực đất chủ động sau lưng tường (hình VD49).

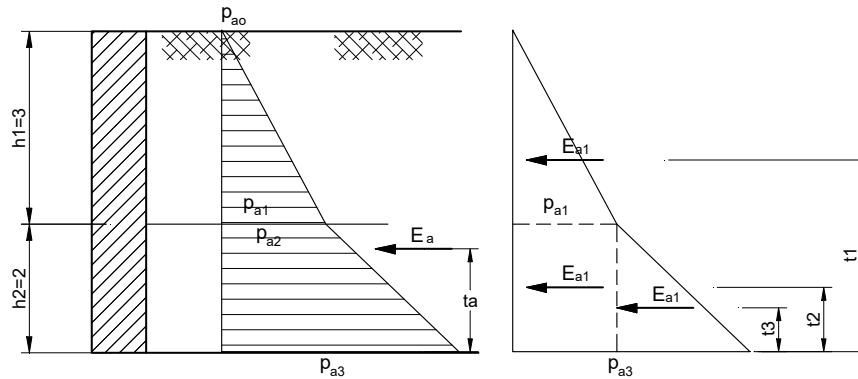
* Biểu đồ của lớp 1:

Cường độ áp lực theo chiều sâu z : $p_a = \gamma_1 \cdot K_{a1} \cdot z$ (với $z = 0 \div h_1$)

Hệ số áp lực chủ động: $K_{a1} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$

- Tại $z = 0 \rightarrow p_{a0} = 0 \text{ kN/m}^2$

- Tại $z = h_1 \rightarrow p_{a1} = 17 * \frac{1}{3} * 3 = 17 \text{ kN/m}^2$



Hình VD49

* Biểu đồ của lớp 2:

Khi vẽ biểu đồ lớp 2 có thể coi toàn bộ trọng lượng bản thân lớp 1 là tải trọng rải đều trên mặt lớp 2 với cường độ $q_0 = \gamma_1 \cdot h_1 = 17 * 3 = 51 \text{ kN/m}^2$, vậy:

Cường độ áp lực theo chiều sâu z : $p_a = \gamma_2 \cdot K_{a2} \cdot z + q_0 \cdot K_{a2}$ (với $z = 0 \div h_2$, và chú ý khi $z = 0$ thì sẽ tương ứng tại điểm ở đỉnh lớp 2)

Hệ số áp lực chủ động: $K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$

- Tại $z = 0 \rightarrow p_{a2} = q_0 \cdot K_{a2} = 51 * \frac{1}{3} = 17 \text{ kN/m}^2$

(như vậy tại cùng một chiều sâu $z=3\text{m}$ có giá trị cường độ $p_{a1} = p_{a2}$)

- Tại $z = h_1 \rightarrow p_{a3} = p_{a2} + \gamma_2 \cdot K_{a2} \cdot h_2 = 17 + 18 * \frac{1}{3} * 2 = 29 \text{ kN/m}^2$

2. Tính trị số áp lực đất sau lưng tường:

Tổng trị số áp lực đất: $E_a = E_{a1} + E_{a2} + E_{a3}$ (1)

$$E_{a1} = \frac{1}{2} \cdot p_{a1} \cdot h_1 = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 3 = 25.5 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a2} = p_{a2} \cdot h_2 = 17 \cdot 2 = 34 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a3} = \frac{1}{2} \cdot (p_{a3} - p_{a2}) \cdot h_2 = \frac{1}{2} \cdot (29 - 17) \cdot 2 = 12 \text{ kN/m}^2$$

Vậy: $E_a = 25.5 + 34 + 12 = 71.5 \text{ kN/m}^2$

3. Xác định điểm đặt của biểu đồ áp lực đất

Trị số áp lực đất E_a cách chân tường một đoạn theo thức sau:

$$t_a = \frac{\sum_{i=1}^3 E_{ai} \cdot t_i}{E_a} = \frac{E_{a1} \cdot t_1 + E_{a2} \cdot t_2 + E_{a3} \cdot t_3}{E_a} \quad (2)$$

$$t_a = \frac{25.5 \cdot 3 + 34 \cdot 1 + 12 \cdot 0.67}{71.5} = 1.66 \text{ m}$$

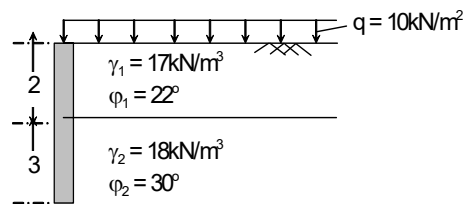
Với: $t_1 = \frac{1}{3} h_1 + h_2 = \frac{1}{3} \cdot 3 + 2 = 3 \text{ m}$

$$t_2 = \frac{1}{2} h_2 = \frac{1}{2} \cdot 2 = 1 \text{ m}$$

$$t_3 = \frac{1}{3} h_2 = \frac{1}{3} \cdot 2 = 0.67 \text{ m}$$

VÍ DỤ 50

Vẽ biểu đồ phân bố áp lực đất chủ động lên lưng tường chắn. Trên mặt đất có tải trọng rải đều kín khắp với cường độ $q=10\text{kN/m}^2$. Tính trị số áp lực đất chủ động và xác định điểm đặt. Biết lưng tường nhẵn, thẳng đứng, mặt đất sau lưng tường nằm ngang. (tức là các góc $\alpha = \delta = \beta = 0^\circ$).



Bài giải:

1. Vẽ biểu đồ áp lực đất chủ động sau lưng tường (hình VD50):

* Biểu đồ của lớp 1:

Cường độ áp lực theo chiều sâu z : $p_a = \gamma_1 \cdot K_{a1} \cdot z + q \cdot K_{a1}$ (với $z = 0 \div h_1$)

Hệ số áp lực chủ động: $K_{a1} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{22}{2} \right) = 0.455$

- Tại $z = 0 \rightarrow p_{a0} = q \cdot K_{a1} = 10 \cdot 0.455 = 4.55 \text{ kN/m}^2$

- Tại $z = h_1 \rightarrow p_{a1} = p_{a0} + \gamma_1 \cdot K_{a1} \cdot z = 4.55 + 17 \cdot 0.455 \cdot 2 = 20.02 \text{ kN/m}^2$

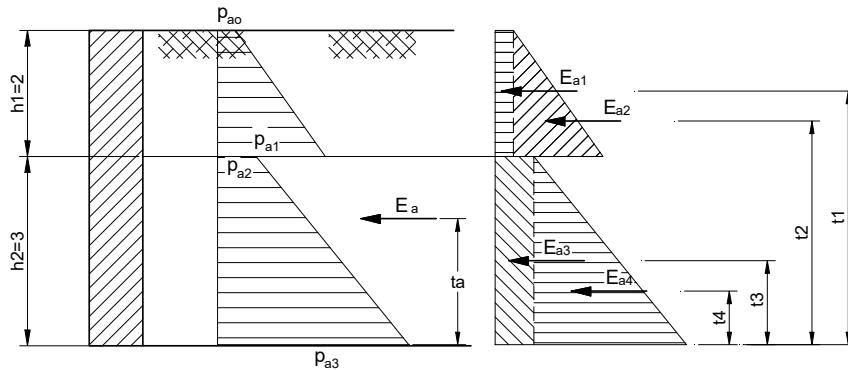
*** Biểu đồ của lớp 2:**

Khi vẽ biểu đồ lớp 2 có thể coi tải trọng rải đều (q) và toàn bộ trọng lượng bản thân lớp 1 là tải trọng rải đều trên mặt lớp 2 với cường độ:

$$q_0 = q + \gamma_1 \cdot h_1 = 10 + 17 \cdot 2 = 44 \text{ kN/m}^2$$

Cường độ áp lực theo chiều sâu z : $p_a = \gamma_2 \cdot K_{a2} \cdot z + q_0 \cdot K_{a2}$ (với $z = 0 \div h_2$)

Hệ số áp lực chủ động: $K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$



Hình VD50

- Tại $z = 0 \rightarrow p_{a2} = q_0 \cdot K_{a2} = 44 \cdot \frac{1}{3} = 11.33 \text{ kN/m}^2$

(Như vậy tại cùng một chiều sâu $z=2\text{m}$ có giá trị cường độ $p_{a1}=20.02 \neq p_{a2}=11.33$, biểu đồ có bước nhảy vào trong)

- Tại $z = h_1 \rightarrow p_{a3} = p_{a2} + \gamma_2 \cdot K_{a2} \cdot h_2 = 11.33 + 18 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3 = 29.33 \text{ kN/m}^2$

2. Tính trị số áp lực đất sau lưng tường:

Tổng trị số áp lực đất: $E_a = E_{a1} + E_{a2} + E_{a3} + E_{a4}$ (1)

$$E_{a1} = p_{a0} \cdot h_1 = 4.55 \cdot 2 = 9.1 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a2} = \frac{1}{2} \cdot (p_{a1} - p_{a0}) \cdot h_1 = \frac{1}{2} \cdot (20.02 - 4.55) \cdot 2 = 15.47 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a3} = p_{a2} \cdot h_2 = 11.33 \cdot 3 = 34 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a4} = \frac{1}{2} \cdot (p_{a3} - p_{a2}) \cdot h_2 = \frac{1}{2} \cdot (29.33 - 11.33) \cdot 3 = 27 \text{ kN/m}^2$$

Vậy: $E_a = 9.1 + 15.47 + 34 + 27 = 85.57 \text{ kN/m}^2$

3. Xác định điểm đặt của biểu đồ áp lực đất

Trị số áp lực đất E_a cách chân tường một đoạn theo thức sau:

$$t_a = \frac{\sum_{i=1}^4 E_{ai} \cdot t_i}{E_a} = \frac{E_{a1} \cdot t_1 + E_{a2} \cdot t_2 + E_{a3} \cdot t_3 + E_{a4} \cdot t_4}{E_a} \quad (2)$$

$$t_a = \frac{9.1 \cdot 4 + 15.47 \cdot 3.67 + 34 \cdot 1.5 + 27 \cdot 1}{85.57} = 2.0 \text{ m}$$

Với: $t_1 = \frac{1}{2} h_1 + h_2 = \frac{1}{2} \cdot 2 + 3 = 4 \text{ m}$

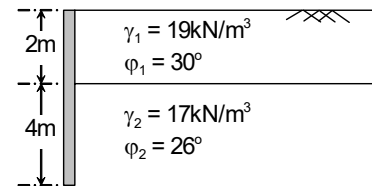
$$t_2 = \frac{1}{3} h_1 + h_2 = \frac{1}{3} \cdot 2 + 3 = 3.67 \text{ m}$$

$$t_3 = \frac{1}{2} h_2 = \frac{1}{2} \cdot 3 = 1.5 \text{ m}$$

$$t_4 = \frac{1}{3} h_2 = \frac{1}{3} \cdot 3 = 1.0 \text{ m}$$

VÍ DỤ 51

Vẽ biểu đồ phân bố áp lực đất chủ động lên lưng tường chắn. Tính trị số áp lực đất chủ động và xác định điểm đặt. Biết lưng tường nhẵn, thẳng đứng, mặt đất sau lưng tường nằm ngang, (hình vẽ). (tức là các góc $\alpha = \delta = \beta = 0^\circ$).



Bài giải:

1. Vẽ biểu đồ áp lực đất chủ động sau lưng tường (hình VD51).

* Biểu đồ của lớp 1:

Cường độ áp lực theo chiều sâu z : $p_a = \gamma_1 \cdot K_{a1} \cdot z$ (với $z = 0 \div h_1$)

Hệ số áp lực chủ động: $K_{a1} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$

- Tại $z = 0 \rightarrow p_{a0} = 0 \text{ kN/m}^2$

- Tại $z = h_1 \rightarrow p_{a1} = 19 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2 = 12.67 \text{ kN/m}^2$

*** Biểu đồ của lớp 2:**

Khi vẽ biểu đồ lớp 2 có thể coi toàn bộ trọng lượng bản thân lớp 1 là tải trọng rải đều trên mặt lớp 2 với cường độ: $q_0 = \gamma_1 \cdot h_1 = 19 \cdot 2 = 38 \text{ kN/m}^2$

Cường độ áp lực theo chiều sâu z : $p_a = \gamma_2 \cdot K_{a2} \cdot z + q_0 \cdot K_{a2}$ (với $z = 0 \div h_2$)

Hệ số áp lực chủ động: $K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{26}{2} \right) = 0.39$

- Tại $z = 0 \rightarrow p_{a2} = q_0 \cdot K_{a2} = 38 \cdot 0.39 = 14.82 \text{ kN/m}^2$

(Như vậy tại cùng một chiều sâu $z=2\text{m}$ có giá trị cường độ $p_{a1}=12.67 \neq p_{a2}=14.82$, biểu đồ có bước nhảy ra ngoài)

- Tại $z = h_1 \rightarrow p_{a3} = p_{a2} + \gamma_2 \cdot K_{a2} \cdot h_2 = 14.82 + 17 \cdot 0.39 \cdot 4 = 41.34 \text{ kN/m}^2$.

2. Tính trị số áp lực đất sau lương tường:

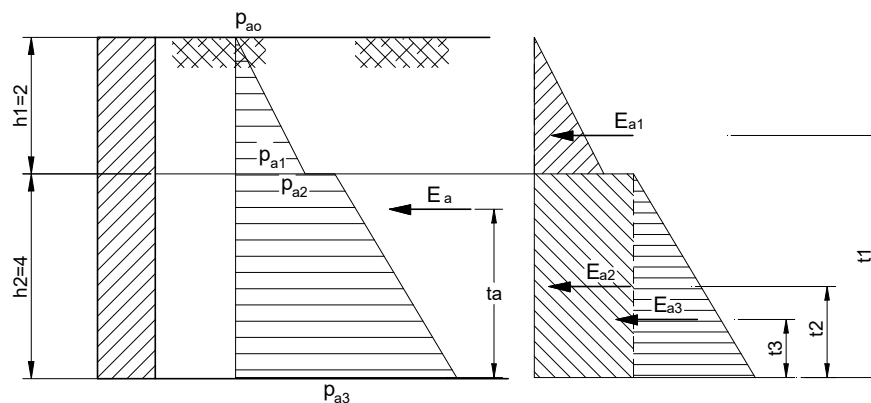
Tổng trị số áp lực đất: $E_a = E_{a1} + E_{a2} + E_{a3}$ (1)

$$E_{a1} = \frac{1}{2} \cdot p_{a1} \cdot h_1 = \frac{1}{2} \cdot 12.67 \cdot 2 = 12.67 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a2} = p_{a2} \cdot h_2 = 14.82 \cdot 4 = 59.28 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a3} = \frac{1}{2} \cdot (p_{a3} - p_{a2}) \cdot h_2 = \frac{1}{2} \cdot (41.34 - 14.82) \cdot 4 = 53.04 \text{ kN/m}^2$$

Vậy: $E_a = 12.67 + 59.28 + 53.04 = 124.99 \text{ kN/m}^2$



Hình VD51

3. Xác định điểm đặt của biểu đồ áp lực đất

Trị số áp lực đất E_a cách chân tường một đoạn theo thức sau:

$$t_a = \frac{\sum_{i=1}^3 E_{ai} \cdot t_i}{E_a} = \frac{E_{a1} \cdot t_1 + E_{a2} \cdot t_2 + E_{a3} \cdot t_3}{E_a} \quad (2)$$

$$t_a = \frac{12.67 \cdot 4.67 + 59.28 \cdot 2 + 53.04 \cdot 1.33}{71.95} = 3.45m$$

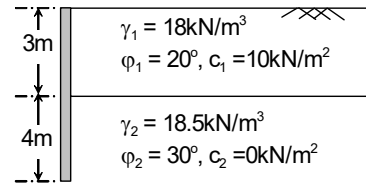
Với: $t_1 = \frac{1}{3} h_1 + h_2 = \frac{1}{3} \cdot 2 + 4 = 4.67m$

$$t_2 = \frac{1}{2} h_2 = \frac{1}{2} \cdot 4 = 2.0m$$

$$t_3 = \frac{1}{3} h_2 = \frac{1}{3} \cdot 4 = 1.33m$$

VÍ DỤ 52

Vẽ biểu đồ phân bố áp lực đất chủ động lên lưng tường chắn. Tính trị số áp lực đất chủ động và xác định điểm đặt. Biết lưng tường nhẵn, thẳng đứng, mặt đất sau lưng tường nằm ngang, (hình vẽ). (tức là các góc $\alpha = \delta = \beta = 0^\circ$).



Bài giải:

1. Vẽ biểu đồ áp lực đất chủ động sau lưng tường (hình VD52)

* Biểu đồ của lớp 1:

Cường độ áp lực theo chiều sâu z : $p_a = \gamma_1 \cdot K_{a1} \cdot z - C_{01} \cdot c_1$ (với $z = 0 \div h_1$)

Hệ số áp lực chủ động: $K_{a1} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{20}{2} \right) = 0.49$

$$C_{02} = 2\sqrt{K_a} = 2 \cdot \sqrt{0.49} = 1.4$$

- Tại $z = 0 \rightarrow p_{a0} = -C_{01} \cdot c_1 = -1.4 \cdot 10 = -14 kN/m^2$

- Tại $z = h_1 \rightarrow p_{a1} = p_{a0} + \gamma_1 \cdot K_{a1} \cdot h_1 = -14 + 18 \cdot 0.49 \cdot 3 = 12.46 kN/m^2$

* Biểu đồ của lớp 2:

Khi vẽ biểu đồ lớp 2 có thể coi toàn bộ trọng lượng bản thân lớp 1 là tải trọng rải đều trên mặt lớp 2 với cường độ $q_0 = \gamma_1 \cdot h_1 = 18 \cdot 3 = 54 kN/m^2$, vậy:

Cường độ áp lực theo chiều sâu z : $p_a = \gamma_2 \cdot K_{a2} \cdot z + q_0 \cdot K_{a2}$ (với $z = 0 \div h_2$)

Hệ số áp lực chủ động: $K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$

- Tại $z = 0 \rightarrow p_{a2} = q_0 \cdot K_{a2} = 54 \cdot \frac{1}{3} = 18 \text{ kN/m}^2$

(Tại cùng một chiều sâu $z=3\text{m}$ có giá trị cường độ ($p_{a1}=12.46$) $\neq$ ($p_{a2}=18$), biểu đồ có bước nhảy ra ngoài)

- Tại $z = h_1 \rightarrow p_{a3} = p_{a2} + \gamma_2 \cdot K_{a2} \cdot h_2 = 18 + 18.5 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3 = 36.5 \text{ kN/m}^2$

2. Tính trị số áp lực đất sau lưng tường

Tổng trị số áp lực đất: $E_a = E_{a1} + E_{a2} + E_{a3}$ (1)

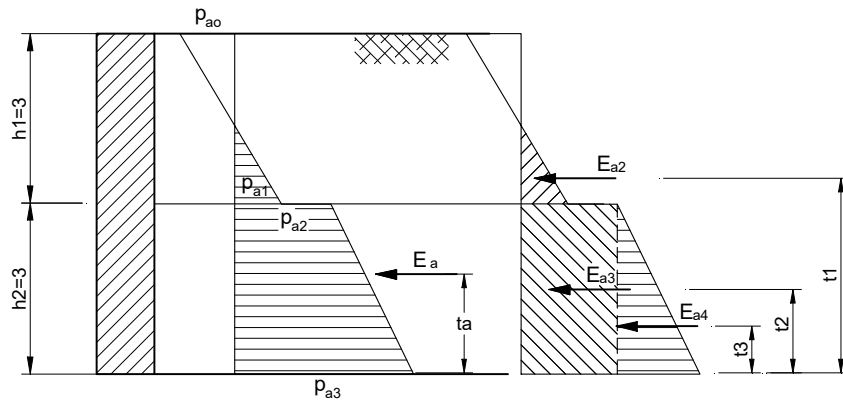
$$E_{a1} = \frac{1}{2} \cdot p_{a1} \cdot (h_1 - h_0) = \frac{1}{2} \cdot 12.46 \cdot (3 - 1.59) = 8.78 \text{ kN/m}^2$$

Với $h_0 = \frac{C_{01} \cdot c_1}{\gamma_1 \cdot K_{a1}} = \frac{14}{18 \cdot 0.49} = 1.59 \text{ m}$

$$E_{a2} = p_{a2} \cdot h_2 = 18 \cdot 3 = 54 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a3} = \frac{1}{2} \cdot (p_{a3} - p_{a2}) \cdot h_2 = \frac{1}{2} \cdot (36.5 - 18) \cdot 3 = 27.75 \text{ kN/m}^2$$

Vậy: $E_a = 8.78 + 54 + 27.75 = 90.53 \text{ kN/m}^2$



Hình VD52

3. Xác định điểm đặt của biểu đồ áp lực đất

Trị số áp lực đất E_a cách chân tường một đoạn theo thức sau:

$$t_a = \frac{\sum_{i=1}^3 E_{ai} \cdot t_i}{E_a} = \frac{E_{a1} \cdot t_1 + E_{a2} \cdot t_2 + E_{a3} \cdot t_3}{E_a} \quad (2)$$

$$t_a = \frac{8.78 \cdot 3.47 + 54 \cdot 1.5 + 27.75 \cdot 1}{90.53} = 1.54m$$

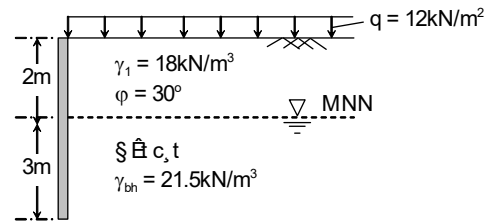
Với : $t_1 = \frac{1}{3}(h_1 - h_0) + h_2 = \frac{1}{3} \cdot (3 - 1.59) + 3 = 3.47m$

$$t_2 = \frac{1}{2} h_2 = \frac{1}{2} \cdot 3 = 1.5m$$

$$t_3 = \frac{1}{3} h_2 = \frac{1}{3} \cdot 3 = 1.0m$$

VÍ DỤ 53

Vẽ biểu đồ phân bố áp lực đất chủ động lên lưng tường chắn. Tính trị số áp lực đất chủ động và xác định điểm đặt. Biết lưng tường nhẵn, thẳng đứng, mặt đất sau lưng tường nằm ngang. Trên mặt đất có tải trọng rải đều kín khắp với cường độ $q=12kN/m^2$, và mực nước ngầm cách mặt đất 2m. ($\alpha = \delta = \beta = 0^\circ$).



Bài giải:

1. Vẽ biểu đồ áp lực đất chủ động sau lưng tường (hình VD53).

* Biểu đồ của lớp 1:

Cường độ áp lực theo chiều sâu z : $p_a = \gamma_1 \cdot K_{a1} \cdot z + q \cdot K_{a1}$ (với $z = 0 \div h_1$)

Hệ số áp lực chủ động: $K_{a1} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$

- Tại $z = 0 \rightarrow p_{a0} = q \cdot K_{a1} = 12 \cdot \frac{1}{3} = 4.0 kN/m^2$

- Tại $z = h_1 \rightarrow p_{a1} = p_{a0} + \gamma_1 \cdot K_{a1} \cdot z = 4.0 + 18 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2 = 16 kN/m^2$

* Biểu đồ của lớp 2:

Khi vẽ biểu đồ lớp 2 có thể coi tải trọng rải đều (q) và toàn bộ trọng lượng bản thân lớp 1 là tải trọng rải đều trên mặt lớp 2 với cường độ $q_0 = q + \gamma_1 \cdot h_1 = 12 + 18 \cdot 2 = 48 kN/m^2$, vậy:

Cường độ áp lực theo chiều sâu z : $p_a = \gamma_{dn2} \cdot K_{a2} \cdot z + q_0 \cdot K_{a2}$ (với $z = 0 \div h_2$)

Do nằm dưới MNN nên phải thay $\gamma_2 = \gamma_{dn} = (\gamma_{bh} - \gamma_n) = 21.5 - 9.81 = 11.69 \text{ kN/m}^3$

Hệ số áp lực chủ động: $K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$

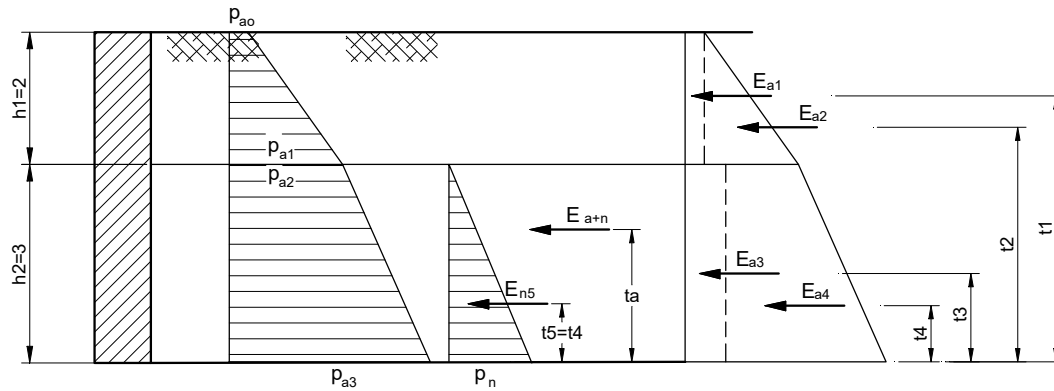
(coi như lớp cát phía dưới MNN không thay đổi góc ma sát trong)

- Tại $z = 0 \rightarrow p_{a2} = q_0 \cdot K_{a2} = 48 \cdot \frac{1}{3} = 16 \text{ kN/m}^2$

(Tại cùng một chiều sâu $z=2\text{m}$ có giá trị cường độ ($p_{a1} = p_{a2}=16$), biểu đồ không có bước nhảy)

- Tại $z = h_1 \rightarrow p_{a3} = p_{a2} + \gamma_{dn2} \cdot K_{a2} \cdot h_2 = 16 + 11.69 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3 = 27.69 \text{ kN/m}^2$

Ngoài ra phần tường trong phạm vi lớp thứ 2 còn chịu áp lực nước tĩnh với cường độ áp lực nước tại chân tường là: $p_n = \gamma_n \cdot h_2 = 9.81 \cdot 3 = 29.43 \text{ kN/m}^2$



Hình VD53

2. Tính trị số áp lực đất sau lương tường:

Tổng trị số áp lực đất: $E_{a+n} = E_{a1} + E_{a2} + E_{a3} + E_{a4} + E_{n5}$ (1)

$$E_{a1} = p_{a0} \cdot h_1 = 4 \cdot 2 = 8 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a2} = \frac{1}{2} \cdot (p_{a1} - p_{a0}) \cdot h_1 = \frac{1}{2} \cdot (16 - 4) \cdot 2 = 12 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a3} = p_{a2} \cdot h_2 = 16 \cdot 3 = 48 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a4} = \frac{1}{2} \cdot (p_{a3} - p_{a2}) \cdot h_2 = \frac{1}{2} \cdot (27.69 - 16) \cdot 3 = 17.53 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{n5} = \frac{1}{2} \cdot p_n \cdot h_2 = \frac{1}{2} \cdot 29.43 \cdot 3 = 44.15 \text{ kN/m}^2$$

Vậy: $E_{a+n} = 8 + 12 + 48 + 17.53 + 44.15 = 129.68 \text{ kN/m}^2$

3. Xác định điểm đặt của biểu đồ áp lực đất

Trị số áp lực đất E_a cách chân tường một đoạn theo thức sau:

$$t_a = \frac{\sum_{i=1}^5 E_{ai} \cdot t_i}{E_a} = \frac{E_{a1} \cdot t_1 + E_{a2} \cdot t_2 + E_{a3} \cdot t_3 + E_{a4} \cdot t_4 + E_{a5} \cdot t_5}{E_a} \quad (2)$$

$$t_a = \frac{8 \cdot 4 + 12 \cdot 3.67 + 48 \cdot 1.5 + 17.53 \cdot 1 + 44.15 \cdot 1}{129.68} = 1.62m$$

Với : $t_1 = \frac{1}{2}h_1 + h_2 = \frac{1}{2} \cdot 2 + 3 = 4m$

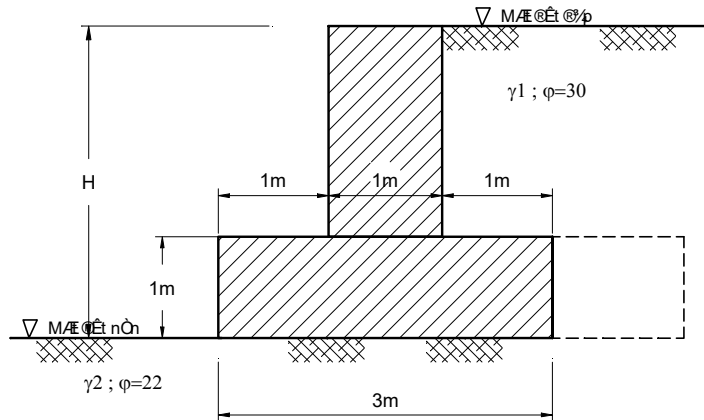
$$t_2 = \frac{1}{3}h_1 + h_2 = \frac{1}{3} \cdot 2 + 3 = 3.67m$$

$$t_3 = \frac{1}{2}h_2 = \frac{1}{2} \cdot 3 = 1.5m$$

$$t_4 = t_5 = \frac{1}{3}h_2 = \frac{1}{3} \cdot 3 = 1.0m$$

VÍ DỤ 54

(Olympic 2006) Tường chắn đất trọng lực bằng bê tông cốt thép có $\gamma_{bt}=25kN/m^3$. Đáy móng đặt trên nền sét pha có $\gamma_2=18kN/m^3$, $\varphi=22^\circ$ và $c=5kN/m^2$ (hình VD54). Đất đắp là cát có $\gamma_1=20kN/m^3$, $\varphi=30^\circ$. Bỏ qua ma sát lưng tường, góc ma sát đáy tường và đất $\delta=22^\circ$.



Hình VD54

- Xác định chiều cao H lớn nhất để tường không bị trượt phẳng theo mặt đáy tiếp giáp với mặt nền.
- Để làm tăng hệ số an toàn ổn định trượt phẳng F_s , người ta mở rộng đáy móng tường về phía đất đắp. Hãy xác định chiều rộng đáy tường tối thiểu để có $F_s=1.5$ với chiều cao tường được xác định ở câu (a).

Bài giải:

a) Xác định chiều cao tường H

Xét sự ổn định về trượt của tường. Các lực tác dụng bao gồm:

* Lực gây trượt là tổng áp lực đất chủ động:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_1 K_a H^2 \quad (1)$$

Trong đó: K_a – hệ số áp lực đất chủ động.

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{3}$$

* Lực chống trượt bao gồm ma sát đất-tường và lực dính theo đáy tường:

$$R = N \cdot f + c \cdot b = N \tan \delta + c \cdot b$$

Trong đó: N – tổng trọng lượng bản thân của tường và cột đất đắp trên tường:

$$N = [3 \cdot 1 + (H - 1) \cdot 1] \gamma_{bt} + \gamma_1 \cdot 1 \cdot (H - 1) = (H - 1) \cdot 45 + 75$$

Vậy: $R = [45 \cdot (H - 1) + 75] \tan \delta + c \cdot b \quad (2)$

* Hệ số an toàn về trượt theo đáy móng tính theo công thức (và từ (1) và (2)), ta có:

$$F = \frac{R}{E_a} \geq 1 \rightarrow \frac{[45 \cdot (H - 1) + 75] \tan \delta + c \cdot b}{\frac{1}{2} \gamma_1 K_a H^2} \geq 1 \quad (3)$$

Thay số vào (3), ĐƯợc kết quả: $10H^2 - 54.543H - 81.36 \leq 0 \rightarrow H = H_2 = 6.67\text{m}$.

($\Delta = 78.926^2$; $H_1 = -1.22\text{m}$ và $H_2 = 6.67\text{m}$)

Vậy chiều cao lớn nhất để tường còn ổn định về trượt theo đáy là $H = 6.67\text{m}$.

b) Xác định chiều rộng tường tối thiểu để $F_s = 1.5$

Các lực xem xét gồm

* Lực gây trượt vẫn là: $E_a = \frac{1}{2} \gamma_1 K_a H^2$

* Lực chống trượt có thêm phần mở rộng Δb sẽ là: $R' = N' \tan \delta + c \cdot (b + \Delta b)$

$$N' = [(3 + \Delta b) \cdot 1 + (H - 1) \cdot 1] \gamma_{bt} + \gamma_1 \cdot (1 + \Delta b) \cdot (H - 1) = N + \Delta b [\gamma_{bt} + \gamma_1 (H - 1)]$$

Vậy $R' = N \tan \delta + c \cdot b + \Delta b [\gamma_{bt} + \gamma_1 (H - 1)] \tan \delta + c \cdot \Delta b$

* Hệ số an toàn chống trượt theo yêu cầu: $F_s = \frac{R'}{E_a} = 1.5$

hay
$$\frac{R}{E_a} = \frac{R + \Delta b [\gamma_{bt} + \gamma_1 (H - 1)] \operatorname{tg} \delta + c \cdot \Delta b}{E_a} = 1.5$$

Có thể nhận xét
$$\frac{R}{E_a} = 1 \rightarrow \frac{\Delta b [\gamma_{bt} + \gamma_1 (H - 1)] \operatorname{tg} \delta + c \cdot \Delta b}{E_a} = 0.5$$

Hoặc thay số $H = 6.67\text{m} \rightarrow \Delta b = 1.217\text{m} \approx 1.22\text{m}$.

Chiều rộng đáy tường tối thiểu: $b' = b + \Delta b = 3 + 1.22 = 4.22\text{m}$.

CHƯƠNG 7

ỔN ĐỊNH MÁI DỐC

§ 1 VẤN ĐỀ CHUNG VỀ ỔN ĐỊNH BỜ DỐC

I. PHÂN LOẠI CÁC HIỆN TƯỢNG MẤT ỔN ĐỊNH BỜ DỐC

Khái niệm về mất ổn định bờ dốc là do nó bị phá hoại do trượt. Nguyên nhân là do sự thay đổi trạng thái ứng suất thiên về mặt bất lợi đối với mái đất. Ở đây sự mất ổn định được hiểu là tất cả các hiện tượng di động dưới mọi hình thức của sườn dốc tự nhiên và mái dốc nhân tạo (*taluy*) theo hướng ra phía ngoài và xuống dưới dẫn tới phá hoại nền đường về ổn định toàn khối cũng như về kích thước hình học vốn có của nó. Mức độ tác hại do hiện tượng phá hoại như vậy gây ra trước hết phụ thuộc vào đặc điểm, phương thức và quy mô chuyển dịch của đất đá. Các biện pháp phòng chống thích hợp đương nhiên cũng phụ thuộc vào các yếu tố đó.

Các hiện tượng gây mất ổn định bờ dốc hoặc mái dốc, theo GS. TS Dương Học Hải và TS. Hồ Chất, nói chung được phân ra làm ba loại lớn: *sụt lở*, *trượt*, và *trôi*.

1. Sụt lở

Sụt lở là hiện tượng đất đá trên sườn dốc hoặc trên mái dốc chuyển dịch về phía dưới không theo mặt tựa nào rõ rệt (hoặc là không có mặt trượt) và không duy trì nguyên khối; đất đá có thể rơi tự do, lăn, đổ... một cách đột ngột, tức thời, nhưng cũng có thể lở, tróc dần, tích tụ lại phía dưới chân dốc. Sụt lở như vậy cũng có thể bao gồm các trường hợp khác nhau dưới đây:

Sụt lở các tầng, khối đá cứng (đá đổ, đá lăn): hiện tượng này chủ yếu là do giảm yếu cường độ liên kết tại các mặt cấu tạo của đá khiến cho từng tầng, từng khối đá tách khỏi đá gốc rơi xuống. Hiện tượng này rất phổ biến và tác hại trầm trọng khi các mặt cấu tạo của đá nằm theo hướng gần thẳng đứng, khi giữa các mặt tầng đá có xen kẽ các lớp đất dễ thấm nước và có nhiều cây mọc từ khe nứt, khi vùng núi tuyến đường đi qua có nhiều đoạn tầng, nhiều vách đá cheo leo phong hoá nặng nề, kể nứt phát triển... Đá đổ, đá lăn có thể làm mất đường, tắc đường và đe dọa các phương tiện giao thông, đặc biệt nguy hiểm ở chỗ chúng thường xảy ra đột ngột, nhanh và tạo ra động năng lớn.

Sụt lở đất hoặc đất lẫn đá hay đá rời rạc: thường xảy ra ở các sườn dốc hoặc mái dốc có độ dốc lớn, ở các tầng sườn tích bị xói hoặc khoét mất chân gây sụt lở đột ngột.

Tróc lở đất đá: khác với hai trường hợp trên, nguyên nhân gây phá hoại ở đây không phải do bản thân cấu tạo địa chất bất lợi mà chủ yếu là do tác dụng phong hoá bề mặt, tác dụng của nước mặt bào mòn và tác dụng của nước ngầm chảy lộ ra trên mặt sườn dốc hoặc mái dốc. Kết quả là đất đá bị tróc lở dần dần tích tụ lại dưới chân dốc và mặt dốc ngày càng bị phá hoại trầm trọng (mặc dù không xảy ra đột ngột và không nguy hiểm tức thời nhưng lâu dài sẽ dẫn tới sụt lở lớn). Trường hợp này hoàn toàn có thể xảy ra ngay cả trên các sườn và mái dốc thoải.

2. Trượt

Trượt là hiện tượng đất đá trên sườn dốc và mái dốc chuyển dịch xuống phía dưới chân dốc theo một hoặc vài mặt trượt rệt, thường với tốc độ chậm (1-2 m/hàng tháng, có khi chỉ 1~2 m/hàng năm); trừ phi ở giai đoạn cuối có thể đột ngột di chuyển nhanh. Hiện tượng trượt xảy ra thường do rất nhiều nguyên nhân phức tạp, hậu quả là phá hoại ổn định của sườn dốc trên một phạm vi nhất định làm cho đất đá bị nứt nẻ, đùn đẩy, tạo nên bậc cấp trên mặt sườn dốc, khiến cho nền đường bị phá hoại hoặc bị dịch chuyển cả đoạn dài. Những trường hợp trượt trên sườn dốc tự nhiên với một quy mô lớn như vậy thường được coi là *trượt sườn*.

Tuỳ theo cơ chế trượt, người ta thường phân biệt hai trường hợp: *trượt nguyên khối* và *trượt không nguyên khối*. Mỗi trường hợp này lại phân thành các loại hình trượt khác nhau.

Trượt nguyên khối là trường hợp trong toàn bộ quá trình trượt, khối đất đá trượt về cơ bản vẫn duy trì nguyên khối (hoặc chỉ tách thành vài khối lớn). Loại trượt này thường xảy ra khi trong cấu tạo sườn dốc có các mặt yếu (như mặt đứt gãy, lớp kẹp mềm yếu, mặt các lớp trầm tích), đồng thời đất đá trong khối trượt tương đối vững chắc. Tuỳ theo dạng mặt trượt, trượt nguyên khối có thể là *trượt quay* (mặt trượt cong), hoặc *trượt phẳng* (mặt trượt tương đối phẳng).

Trượt phẳng thường xảy ra theo mặt đất đá, ví dụ lớp đá cứng trượt trên mặt lớp sét hoặc sét kẹp mềm yếu nằm ở phía dưới.

Trượt không nguyên khối là trường hợp khối đất đá khi di chuyển trên mặt trượt bị biến dạng, xáo động rất đáng kể; khối trượt bị vỡ thành nhiều phần nhỏ hoặc thành mảnh vụn. Như vậy loại trượt này khác với sụt lở ở chỗ đất đá di chuyển theo mặt trượt rõ rệt và với tốc độ chậm không đột ngột. Trượt không nguyên khối xảy ra trước hết phụ thuộc vào đặc điểm cấu trúc địa chất của sườn dốc, như tầng phủ trên đá gốc.

3. Trôi

Trôi là hiện tượng đất đá chảy thành dòng trên sườn dốc xuống phía dưới. Dòng đất đá có thể bao gồm đá tảng, đá hòn, cuội sỏi, cát và đất. Tùy theo mức độ chứa lẫn nước khi trôi, thường phân biệt hai trường hợp *dòng khô* và *dòng ướt*.

Dòng khô: thường là các sản phẩm phong hoá vật lý rời rạc (hàng triệu mét khối) từ các vách núi cao di chuyển liên tục trong một thời gian nhất định xuống phía dưới sườn dốc và tạo nên những khối tích tụ đá mảnh (khác với hiện tượng đá đổ ở chỗ đá mảnh di chuyển liên tục thành đợt trong một thời gian nhất định). Trong quá trình di chuyển, các sản phẩm rời rạc này thường tự phân chuyển theo kích cỡ, khiến cho các khối tích tụ đá có một đặc trưng rất dễ thấy, đó là các mảnh đá to thường nằm phía dưới cùng, rồi đến các mảnh vừa, còn các mảnh nhỏ thì tập trung ở phía trên. Các khối tích tụ đá mảnh như vậy cũng còn có thể được tạo ra do kết quả trượt hoặc sụt lở lớn từ trên núi cao.

Khi tuyến đường đi qua sườn dốc có các khối tích tụ đá mảnh thì phải khảo sát, thiết kế tỉ mỉ. Các sườn tích tụ đá này rất dễ mất ổn định do độ dốc của chúng thường ở trạng thái cân bằng giới hạn. Nếu nền đường thiết kế không thích hợp, làm mất chân khối tích tụ đá hoặc gây quá tải trên các khối đó thì nhất thiết đường sẽ bị phá hoại, không những thế còn có thể khiến cho đất đá lại tiếp tục chảy, gây nên hậu quả không lường trước được.

Dòng ướt: là trường hợp các sản phẩm phong hoá, sụt lở và trượt trên các lưu vực dốc và trơ trụi, ít cây cỏ, gặp điều kiện mưa lũ lớn tạo thành dòng đất đá lẫn bùn chảy ồ ạt xuống khe suối, dồn ra cửa khe tạo nên các bãi lũ tích. Trường hợp này thường được gọi là hiện tượng *dòng lũ bùn đá*. Dòng lũ bùn đá có thể tràn lấp cầu và nền đường đi trong thung lũng. ở những đoạn thung lũng hẹp, bùn đá bị ứ tắc gây nước dâng làm ngập nền đường, kết quả là các công trình cầu, cống và nền đường đều có thể bị phá hoại.

II. NGUYÊN NHÂN CHUNG LÀM MẤT ỔN ĐỊNH BỜ DỐC

Các nguyên nhân chung dẫn đến các hiện tượng mất ổn định bờ dốc bao giờ cũng gồm các yếu tố làm giảm yếu cường độ liên kết kiến trúc, giảm yếu sức chống trượt (chống cắt) của đất đá và các yếu tố làm tăng khối lượng bản thân của chúng, tăng lực gây trượt (lực cắt). Đó thường là các *yếu tố thiên nhiên* như điều kiện cấu trúc địa chất, điều kiện địa hình, thủy văn, địa mạo, các hoạt động địa chất động lực và các *yếu tố do hoạt động của con người* làm biến đổi điều kiện thiên nhiên vốn có.

1. Các nguyên nhân làm giảm yếu cường độ đất đá

a) Các nguyên nhân thuộc bản chất đất đá

Đất đá thuộc loại yếu, dễ phong hoá, dễ hoá mềm khi gặp nước như đất sét, đá phiến sét, các loại đá macma và trầm tích bị phong hoá mạnh, các loại đất đá có kết

cấu rời rạc... Các đá bị cà nát, bị phá huỷ kiến tạo, đá có cấu tạo phân lớp và cấu tạo xen kẽ các lớp yếu, có thể nằm dốc ra phải ngoài sườn dốc đều dễ gây trượt lở.

b) Các yếu tố thúc đẩy quá trình phong hoá và quá trình biến đổi hoá lý khác khiến đất đá bị giảm yếu cường độ.

Sự phá vỡ vật lý của các loại đá có cấu trúc hạt (như đá granite, cát kết...) dưới tác dụng của dao động nhiệt độ.

Sự thuỷ hoá, sự hấp phụ nước của các khoáng vật sét khi tăng độ ẩm; quá trình trương nở và quá trình trao đổi ion của đất sét cũng có thể dẫn đến hậu quả như vậy. Khi bị khô hạn, đất sét sẽ nứt nẻ, đá phiến sét bị vỡ vụn và nước càng dễ thấm vào chúng qua khe nứt.

Nước ngầm hoà tan và mang đi các thành phần dễ hoà tan có trong đất đá (như các muối cacbonat, sunfat, clorua...); nước dưới đất hoà tan đá vôi tạo nên các hang động Karst... (nói chung, nước ngầm là một nguyên nhân chủ yếu gây trượt, sụt lở).

c) Các nguyên nhân về điều kiện địa hình, địa mạo.

Độ dốc của sườn hoặc mái dốc càng lớn, mặt sườn dốc càng trơn trượt, ít cây cỏ thì đất đá càng dễ bị xói mòn, dễ bị phong hoá, do đó sườn dốc hoặc mái dốc càng dễ mất ổn định.

2. Các nguyên nhân tăng lực gây trượt

a) Các nguyên nhân làm tăng tải trọng trên sườn dốc

- Nước mặt và nước ngầm thấm đầy lỗ rỗng đất đá.
- Đất đá trượt, sụt lở từ phía trên xuống rồi tích lại trên sườn dốc.
- Đổ đất đá đào ra trên sườn dốc.
- Đắp nền đường hoặc xây dựng các công trình khác trên sườn dốc, nhất là trên các sườn tích tụ đá mảnh.

b) Các nguyên nhân gây phá hoại chân sườn dốc

- Sông, suối chảy xói mòn mất chân sườn dốc thiên nhiên; rãnh biên quá dốc lại không được gia cố tạo điều kiện cho nước chảy với tốc độ lớn gây xói chân mái dốc nền đường.

- Sóng vỗ phá hoại chân dốc và chân các vách đá ven biển.
- Hạ mực nước dưới chân dốc một cách đột ngột; sau trận lũ mực nước sông xuống, hồ chứa nước hạ đột ngột, làm tăng áp lực thủy động, giảm áp lực ngang của nước dưới chân dốc.
- Xây dựng nền đào, kênh, mở đá, thùng đầu...

c) Các nguyên nhân gây chấn động đất đá

Động đất, nổ mìn khai thác đá hoặc xây dựng đường có thể gây chấn động bờ dốc. Khi xem các nguyên nhân nói trên cần chú ý có những nguyên nhân tiềm tàng và có những nguyên nhân gây phá hoại đột biến. Do đó quá trình phá hoại (trượt, sụt lở, trôi) cũng gồm quá trình tiềm tàng và quá trình đột biến kể từ khi phát sinh nguyên nhân cho đến hậu quả cuối cùng. Những nguyên nhân tiềm tàng nhiều khi rất khó phát hiện và khó có biện pháp loại trừ. Tuy nhiên, để có biện pháp phòng chống thích hợp không những cần chú trọng nghiên cứu, điều tra các nguyên nhân đột biến, mà còn tùy theo ý nghĩa của các công trình đường còn cần xem xét, xử lý cả nguyên nhân tiềm tàng một cách thích đáng. Các hiện tượng phá hoại càng có khả năng gây hậu quả nặng thì càng cần đi sâu điều tra nghiên cứu kỹ các nguyên nhân gây ra chúng.

Các hiện tượng trượt, sụt lở và trôi thường phát sinh và phát triển do tổng hợp nhiều nguyên nhân, nhiều nhân tố tác dụng, rất hiếm thấy một trường hợp nào chỉ do một nguyên nhân duy nhất gây ra. Thực tế, có những nguyên nhân lại chính là nguyên nhân của những nguyên nhân khác. Do đó, khi nghiên cứu xử lý trượt, sụt lở... cần chú ý xem xét phân tích cả quá trình chứ không phải chỉ chú ý riêng các hiện tượng, các sự kiện xảy ra khi đất đá mất ổn định; cần chú ý điều tra cả môi trường xung quanh (bao gồm cả các yếu tố như cấu trúc địa chất, địa chất thủy văn, địa hình, địa mạo, khí hậu chung của cả vùng...) chứ không phải chỉ chú ý đến điều kiện tại riêng chỗ sườn dốc bị phá hoại.

Mặc dù có những nguyên nhân chung giống nhau nhưng tổ hợp các nguyên nhân đối với mỗi loại trượt, sụt lở và trôi thường có những nét khác nhau, dẫn đến phương thức và quá trình di động của đất đá trên sườn dốc cũng khác nhau như trên đã nêu. Đây chính là quan hệ giữa nguyên nhân và hiện tượng, do đó việc phân loại các hiện tượng không thể tách rời việc phân tích các nguyên nhân để đi tới các biện pháp phòng chống thích hợp.

III. CÁC BIỆN PHÁP NÂNG CAO ỔN ĐỊNH BỜ DỐC

Để nâng cao ổn định bờ dốc có thể sử dụng các biện pháp công trình và không có công trình. *Biện pháp không có công trình* là biện pháp nâng cao độ tin cậy trong khảo sát, thiết kế bờ dốc, nâng cao năng lực thi công công trình, điều khiển ổn

định bờ dốc. *Các biện pháp công trình* đều có một nguyên lý chung là dùng công trình hoặc sự gia cố để hạn chế đến mức có thể khắc phục được các nguyên nhân gây trượt, tăng khả năng chống trượt của khối đất đá.

1. Các biện pháp không có công trình

a. Nâng cao chất lượng khảo sát, thiết kế, thi công

Bờ dốc nhân tạo được hình thành do con người, thông qua sự khảo sát thiết kế, và khai đào của con người. Có thể phân ra hai nhóm yếu tố ảnh hưởng tới biến dạng và trượt lở bờ dốc: *yếu tố tự nhiên* và *yếu tố công nghệ*. Các yếu tố công nghệ bằng độ tin cậy cao trong khảo sát, thiết kế, bằng phương án công nghệ khai đào và các biện pháp xử lý kỹ thuật đúng đắn, có khả năng hạn chế những ảnh hưởng xấu và tận dụng những nhân tố thuận lợi của yếu tố tự nhiên, từ đó góp phần nâng cao ổn định của bờ dốc. Nếu làm ngược lại, các yếu tố chủ quan này có thể thúc đẩy sự mất ổn định của bờ dốc. Do vậy các yếu tố tự nhiên ảnh hưởng rất nhiều đến ổn định bờ dốc, nhưng các yếu tố công nghệ điều khiển đúng đắn có thể hạn chế bớt những bất lợi và nâng cao độ ổn định của bờ dốc.

b. Dự báo biến dạng

Đối với những bờ dốc cao, phức tạp hoặc có thể nằm của mặt yếu cắm vào không gian bờ, nơi có thể xảy ra trượt lở, thì cần phải dự báo mức độ ổn định bờ dốc. Để dự báo, thường sử dụng hệ thống quan trắc di động bờ dốc. Các mốc quan trắc trên mặt cho phép đánh giá tốc độ, hướng biến dạng, từ đó đánh giá được mức độ ổn định của bờ dốc. Các quan trắc sâu cho phép đánh giá, xác định mặt trượt của bờ dốc. Dựa vào mức độ ổn định bờ dốc có thể đề ra các giải pháp phòng ngừa, cảnh báo và xử lý thích hợp.

2. Các biện pháp công trình

a. Giảm lực gây trượt bằng cách điều chỉnh góc nghiêng và giảm tải của bờ dốc

Trong trường hợp bờ dốc đã bị trượt thường phải xử lý khối trượt bằng phương pháp hạ thấp góc dốc của bờ. Thực chất của phương pháp này là giảm bớt tải trọng gây trượt. Góc nghiêng của bờ dốc sẽ được tính toán sao cho trọng lượng bản thân của khối đất đá ở bờ dốc tạo được thể cân bằng giữa lực gây trượt và lực chống trượt. Phương pháp hiện đang được sử dụng rộng rãi để xử lý các khối trượt ở các công trình thủy điện và giao thông. Khi xử lý thường xúc đi một phần hay toàn bộ khối trượt, tạo nên sự ổn định tạm thời. Giảm tải phía trên sườn dốc phải giảm đúng chỗ, vì như đã biết, nếu đào đất tùy tiện và không đúng chỗ trên sườn dốc thì sẽ có thể dẫn đến kết quả ngược lại: làm “mất chân”, giảm sức chống đỡ đỡ, dẫn đến

các hậu quả tai hại. Do đó, biện pháp này thường được áp dụng trong các điều kiện sau:

- Khối trượt có mặt trượt không sâu; mặt trượt có dạng trên dốc dưới thoải.
- Phía trên, ngoài phạm vi khối trượt hoặc gần tới đỉnh phân thủy, thấy rõ vách đá ổn định, tức là khối trượt không có khả năng tiếp tục phát triển lên phía trên.
- Bạt thoải mái nền đường quá dốc cũng là một biện pháp giảm tải, tương tự như trên, nếu áp dụng mà không phân tích kỹ thì chẳng những không có lợi mà còn có thể gây ra những hậu quả đáng tiếc. Đặc biệt, trong trường hợp trượt có mặt trượt rõ rệt và nền đường đặt ở phía dưới khối trượt, nếu bạt thoải mái dốc nền đường sẽ dẫn đến giảm sức chống trượt nghiêm trọng đối với cả sườn dốc. Do đó biện pháp bạt thoải mái dốc nền đường thường chỉ áp dụng đối với trường hợp mái quá dốc gây nên hiện tượng trượt lở cục bộ ở vùng lân cận mái dốc.

Để có được ổn định lâu dài, cần khảo sát, tính toán, thiết kế lại bờ dốc. Nếu là bờ làm việc lâu dài, nên lưu ý tới các yếu tố giảm độ bền của khối đất đá như thay đổi trường ứng suất thủy lực, yếu tố phong hoá, độ bền lâu dài... Với trường hợp bờ dốc còn tiếp tục tăng chiều cao thì phương pháp này là thụ động và tạo ra sự ổn định tương đối

b. Tăng sức chống trượt bằng giải pháp thoát nước

Hạn chế ảnh hưởng của nước mặt như san lấp kê nút, làm bằng và đầm nén chặt bề mặt sườn dốc để hạn chế thấm nước. Gia cố bề mặt (xây lát đá bề mặt mái dốc, trồng cỏ trên mái dốc, hoặc trồng cây trên sườn dốc) và đặc biệt là gia cố chân dốc để chống xói... Giải pháp này được áp dụng hầu hết ở bờ dốc nhân tạo: trên các bờ dốc làm các rãnh thoát nước, đưa nước mặt về một hố và từ đây nước được thoát tự chảy hoặc bơm ra khỏi hố đào.

Mục đích chính của các biện pháp xử lý nước mặt là: Không cho nước từ phía trên sườn dốc chảy vào vùng trượt, chặn và đưa nước mặt chảy ra ngoài phạm vi cần duy trì ổn định. Thoát nhanh nước mưa trong vùng trượt, hạn chế đến mức thấp nhất lượng mưa thấm vào khối trượt và làm khô khối trượt.

Hạn chế ảnh hưởng của nước dưới đất. Phương pháp này nhằm làm giảm áp lực thủy tĩnh, thủy động trong khối đất đá, nhờ đó lực chống trượt được tăng lên do tăng ứng suất hữu hiệu, tăng lực liên kết và tăng hệ số ma sát. Trong những trường hợp cần thiết phải cách ly bờ dốc với nguồn cấp nước dưới đất bằng phương pháp tạo màng chống thấm.

c. Tăng cường sức chống trượt bằng các giải pháp gia cường

Để tăng khả năng chống trượt có thể tăng hệ số ma sát hoặc lực liên kết, có thể là:

- (1) Khoan phụt vữa xi măng vào các khe nứt để tăng lực liên kết và góc nội ma sát của khối đất, đá.
- (2) Neo ứng suất trước để tăng lực ma sát ở mặt trượt. Khi làm việc, sức căng của neo tạo ra ứng suất nén trong vùng khe nứt phát triển, một mặt làm đá bị nén lại, tăng thêm hệ số ma sát, mặt khác tăng thêm ứng suất pháp tác dụng trên mặt trượt.
- (3) Dùng cọc để tăng lực liên kết của khối đất, vì muốn trượt được thì khối đất phải cắt hoặc uốn được các cọc này.
- (4) Xây dựng tường chống, tường chắn, kè để tăng lực giữ cho khối đất đá: bằng trọng lượng bản thân và hệ số ma sát nền, chúng tạo nên một lực bổ sung cho thành phần lực giữ. Ví dụ như các loại tường trọng lực, tường bằng đá xếp khan, đá xây, đất có cốt hoặc bê tông. Các loại tường chắn chỉ có tác dụng khi móng của chúng đặt trên phần đất đá ổn định (phía dưới mặt trượt trong trường hợp trượt lở).

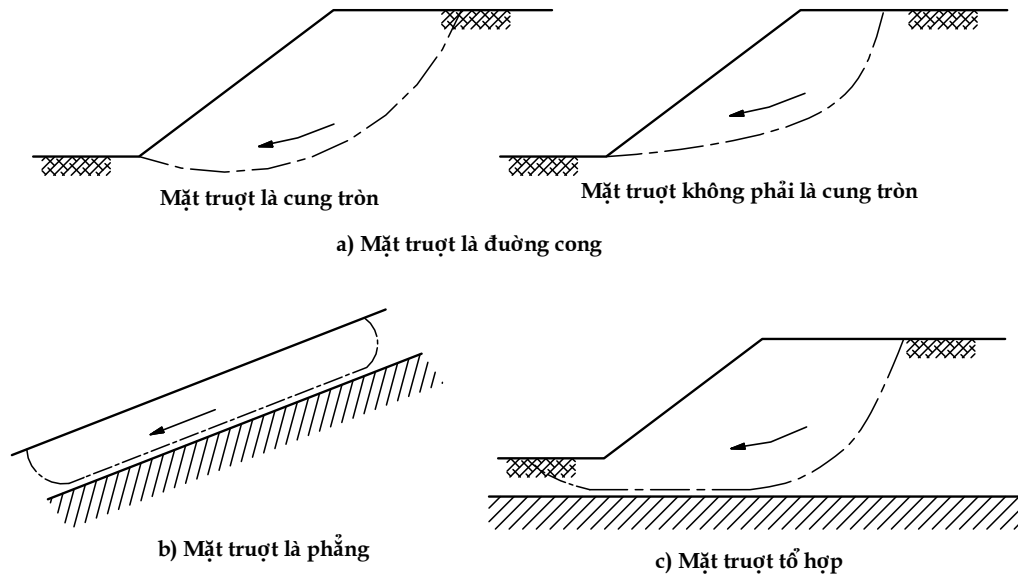
§ 3 TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH MÁI ĐẤT

(PHƯƠNG PHÁP GIẢ THIẾT TRƯỚC DẠNG MẶT TRƯỢT)

I. GIỚI THIỆU

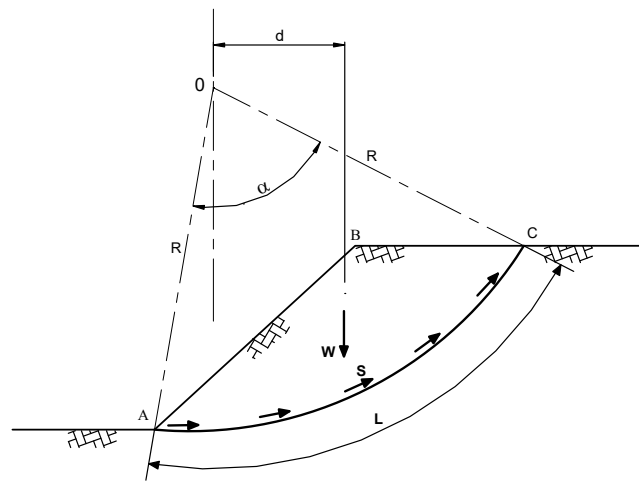
Mái đất tự nhiên, cũng như mái đất đào, mái đắp hay đập đất thường bị mất ổn định do trọng lực hay áp lực của dòng thấm. Các kiểu phá hoại mái dốc thường gặp nhất được minh họa trên **hình 7-1**, gồm: *mặt trượt là mặt cong, mặt phẳng hay là dạng tổ hợp*. Với *mặt trượt là mặt cong* thì mặt phá hoại có thể là cung tròn hay cũng có thể không phải cung tròn. Nói chung mặt trượt là cung tròn thường xảy ra với mái đất đồng nhất, còn không phải cung tròn thì phù hợp với mái đất không đồng nhất. Với dạng mặt trượt là mặt phẳng hay tổ hợp thường xảy ra ở những mái đất bị ảnh hưởng bởi tầng đất gần kề khác nhau đáng kể về cường độ. Mặt trượt phẳng thường xảy ra khi tầng đất cứng gần kề có chiều sâu nhỏ, bên dưới của mái đất, mặt phá hoại có xu hướng là mặt phẳng và song song với mái đất. Mặt trượt dạng tổ hợp thường xảy ra khi tầng cứng gần kề có chiều sâu lớn hơn, mặt phá hoại bao gồm cả mặt phẳng và mặt cong.

Trong thực tế, phương pháp cân bằng giới hạn thường được sử dụng để phân tích ổn định mái dốc, với giả định rằng mặt phá hoại xảy ra theo mặt giả định hay mặt trượt đã biết. Việc xem xét ổn định mái đất thông qua hệ số an toàn, bằng cường độ chống cắt ở trạng thái cân bằng giới hạn (τ_f) so với cường độ chịu cắt của khối đất (τ_m). Bài toán ổn định mái đất thường được xem là bài toán phẳng.



Hình 7-1: Các kiểu phá hoại mái dốc

1. Hệ số ổn định (hệ số an toàn)



Hình 7-2: Sơ đồ xác định hệ số ổn định K

Để đánh giá ổn định của mái đất dính, thường thông qua hệ số an toàn (hay hệ số ổn định):

$$F = \frac{\text{Momen.chong.truot}}{\text{Momen.gay.truot}} = \frac{(SL_a)R}{Wd} = \frac{(SL_{\odot})R}{(\gamma A)d} \quad (7-1)$$

Trong đó: F - hệ số an toàn về ổn định.

S - cường độ chống cắt trung bình của đất trên cung trượt.

L_a - chiều dài cung trượt

$$L_a = \frac{(\pi \cdot \alpha) \cdot R}{180^\circ}$$

R - bán kính cung trượt

α - Góc chắn cung trượt

W - trọng lượng lăng thể trượt ABC (tính cho 1m dài)

A - Diện tích mặt ABC của lăng thể trượt

γ - trọng lượng đơn vị trung bình của khối đất trượt

d - Khoảng cách từ phương lực W đến tâm trượt.

Từ biểu thức (7-1), có thể suy ra:

- Khi $F = 1$: mái đất ở trạng thái cân bằng giới hạn.
- Khi $F > 1$: mái đất ổn định.
- Khi $F < 1$: mái đất mất ổn định.

Tùy thuộc vào tình hình công trình cụ thể cũng như phương pháp tính, trị số ổn định F có thể lấy từ 1.2 $\rightarrow$ 1.5. Đối với một loại đất nhất định thì giá trị của F tùy thuộc vào vị trí của mặt trượt. Mặt trượt ứng với giá trị F_{min} là mặt trượt nguy hiểm nhất. Do đó, tính ổn định bờ dốc chính là đi xác định mặt trượt có F nhỏ nhất.

2. Xác định tâm trượt nguy hiểm nhất

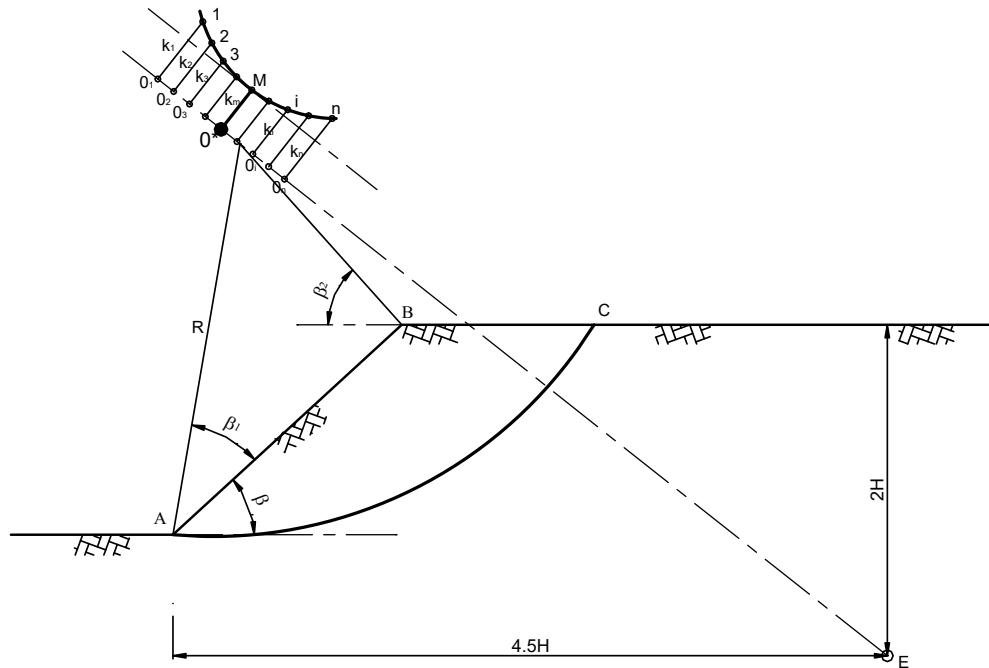
a) Đối với đất dính có tính dẻo cao

Mặt trượt nguy hiểm nhất là mặt trượt đi qua chân mái, có tâm là giao điểm của hai đường thẳng OA và OB: Đường OA làm với mặt mái dốc một góc β_1 , còn đường OB thì làm với phương ngang đỉnh mái một góc là β_2 . Các góc β_1, β_2 thay đổi theo góc mái dốc β , theo bảng (7-1) dưới đây:

b) Đối với đất dính có $\varphi > 0$

Tâm trượt nguy hiểm nhất nằm trên đường thẳng OE kéo dài (hình 7-3). Điểm O được xác định như trên, điểm E cách chân mái một đoạn $4.5H$ và cách đỉnh mái một đoạn $2H$ (H : chiều cao mái dốc). Cách xác định tâm trượt nguy hiểm nhất theo trình tự sau:

(1) Xây dựng đường cong O~F:



Hình 7-3: Sơ đồ xác định tâm trượt nguy hiểm nhất F_{min}

Giả sử tâm trượt là O_1 , ta xác định được hệ số an toàn là F_T ; Từ điểm O_1 kẻ đường thẳng vuông góc với OE ; và trên đường thẳng này lấy theo tỷ lệ định trước một đoạn có giá trị là F_1 được điểm 1.

Tương tự như vậy, giả sử lần lượt tâm trượt thay đổi đến các điểm $O_2, O_3 \dots O_n$; ta cũng tính được lần lượt các giá trị hệ số ổn định tương ứng là $F_2, F_3 \dots F_n$; và trên các đường vuông góc với OE tại các điểm $O_2, O_3 \dots O_n$ lấy theo tỷ lệ lần lượt các đoạn $F_2, F_3 \dots F_n$ được các điểm 2, 3, ..n.

Nội các điểm $1, 2, 3 \dots n$. được đường cong quan hệ $O \sim F$ (đường biểu diễn giá trị F thay đổi khi tâm trượt O thay đổi).

Bảng 7-1 : Bảng trị số $\beta_1; \beta_2$ theo giá trị góc mái dốc β

<i>Độ dốc mái</i>	<i>Góc mái β</i>	β_1	β_2
1 : 0.5	60 ⁰	20 ⁰	40 ⁰
1 : 1	45 ⁰	28 ⁰	37 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

(2) Xác định tâm trượt nguy hiểm nhất và giá trị F_{min} :

Kẻ đường thẳng song song với OE tiếp xúc với đường cong $O \sim F$ tại điểm M . Từ điểm M hạ đường vuông góc với OE tại O^* . Và O^* chính là tâm trượt nguy hiểm nhất. Độ dài đoạn thẳng O^*M theo tỷ lệ chính là giá trị F_{min} .

II. PHÂN TÍCH CHO TRƯỜNG HỢP ĐẤT CÓ $\varphi_u = 0$

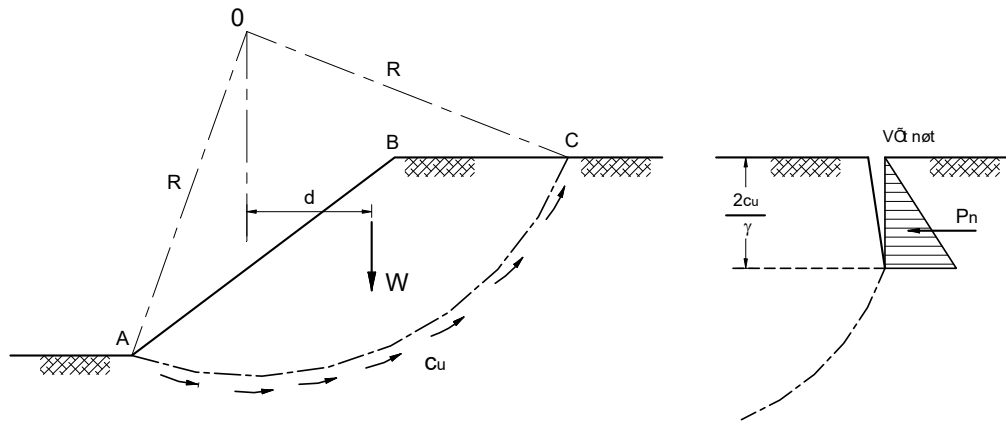
Phân tích này dựa vào ứng suất tổng, cho đất mái dốc là đất sét bão hoà nước và ở điều kiện không thoát nước, ví dụ như ở điều kiện ngay sau khi thi công. Phân tích dựa vào cân bằng mômen. Mặt trượt được giả định là một cung tròn (tâm trượt O , bán kính R và chiều dài cung trượt là L_a) như hình 7-4. Nguyên nhân gây mất ổn định là do trọng lượng của khối trượt phía trên mặt trượt.

Sức chống trượt dọc theo mặt trượt được tính theo công thức sau:

$$\tau_m = \frac{\tau_f}{F} = \frac{c_u}{F} \quad (7-2)$$

Trong đó: F - là hệ số an toàn về cường độ chịu cắt.

Lấy cân bằng mômen tại tâm O ta có: $W \cdot d = \tau_m \cdot L_a \cdot R = \frac{c_u}{F} \cdot L_a \cdot R$

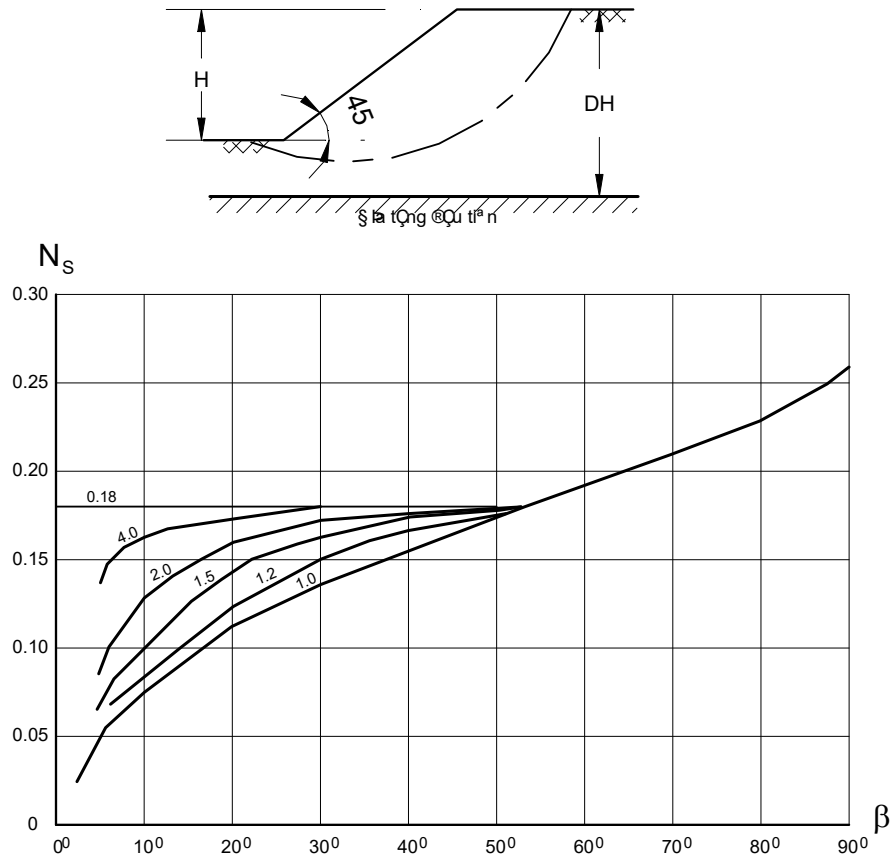


Hình 7-4: Phân tích ổn định mái dốc trong trường hợp $\varphi_u = 0$

Và do đó:

$$F = \frac{c_u L_a R}{W \cdot d} \quad (7-3)$$

Trường hợp có khe nứt chịu kéo phát triển (hình 7-4), thì chiều dài cung trượt L_a sẽ giảm đi và sẽ xuất hiện áp lực thủy tĩnh nếu vết nứt chứa đầy nước. Cần thiết phải phân tích mái dốc với một số mặt trượt để xác định được hệ số an toàn nhỏ nhất.



Hình 7-5: Biểu đồ Taylor với giá trị N_s

Dựa vào các điều kiện hình học tương tự, Taylor đã đưa ra hệ số ổn định cho mái đất đồng nhất với ứng suất tổng. Với mái dốc có chiều cao (H) hệ số ổn định nhỏ nhất là (N_s) tính như sau:

$$N_s = \frac{c_u}{F\gamma H} \rightarrow F = \frac{c_u}{N_s \gamma H} \quad (7-4)$$

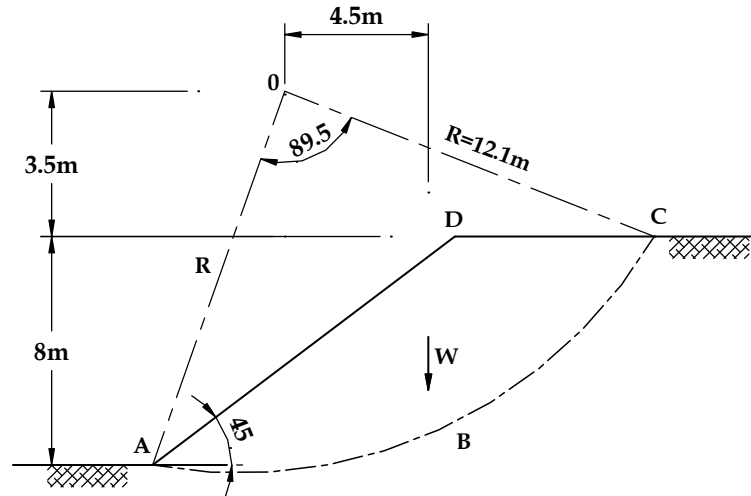
Trường hợp $\varphi_u=0$, giá trị N_s có thể tra trên hình 7-5. Giá trị N_s phụ thuộc vào góc mái dốc β và hệ số chiều sâu $D = \frac{DH}{H}$, trong đó DH – là chiều sâu của địa tầng đầu tiên.

Gibson và Morgenstern đưa ra hệ số ổn định cho mái dốc của đất sét cố kết thông thường thay đổi tuyến tính theo chiều sâu.

VÍ DỤ MINH HOẠ

VÍ DỤ 55

Một mái đất đào có góc nghiêng 45° , chiều cao mái đất $H=8\text{m}$. Đất mái dốc là đất sét bão hoà có trọng lượng thể tích $\gamma=19\text{kN/m}^3$. Cường độ sức chống cắt không thoát nước $c_u=65\text{kN/m}^2$ và $\varphi_u=0$. Hãy xác định hệ số an toàn của mái đất.



Hình VD55

Bài giải:

Theo hình VD55:

- Diện tích mặt cắt ngang của lăng thể trượt ABCD = 70m^2 .
- Trọng lượng khối đất: $W = 70 \cdot 19 = 1330\text{kN/m}$.

Trọng tâm của khối đất cách tâm trượt O là $d=4.5\text{m}$. Góc AOC = 89.5° và bán kính cung trượt $R=12.1\text{m}$. Chiều dài cung ABC tính được là $L_a=18.9\text{m}$. Vậy hệ số an toàn sẽ là:

$$F = \frac{c_u \cdot L_a \cdot R}{W \cdot d} = \frac{65 \cdot 18.9 \cdot 12.1}{1330 \cdot 4.5} = 2.48$$

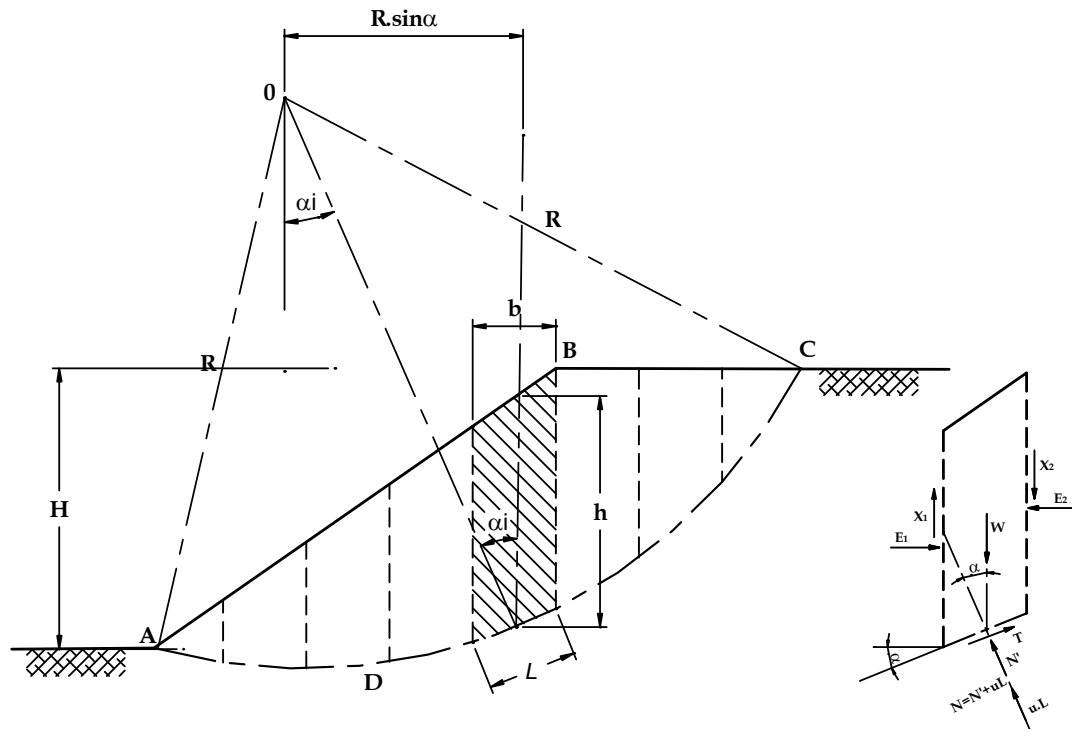
Đây chỉ là hệ số an toàn với mặt trượt giả định chứ chưa phải là mặt trượt có hệ số an toàn nhỏ nhất. Hệ số an toàn nhỏ nhất được xác định bởi phương trình 7-4. Từ hình 7-5, biết $\beta=45^\circ$, và giả thiết rằng chiều sâu địa tầng là lớn, tra được giá trị $N_s = 0.18$. Do đó:

$$F = \frac{c_u}{N_s \cdot \gamma \cdot H} = \frac{65}{0.18 \cdot 19 \cdot 8} = 2.37$$

III. PHƯƠNG PHÁP PHÂN MẢNH

1. Giới thiệu chung

Trong phương pháp này giả định rằng mặt trượt có dạng cung tròn với tâm trượt O và bán kính cung trượt R . Sử dụng các mặt phẳng phân chia khối đất (ABCD) phía trên cung trượt (AC) thành các phân mảnh trượt có bề rộng là b (hình 7-6). Cung trượt dưới đáy mỗi mảnh trượt được coi như là thẳng. Với mỗi mảnh trượt có thể xác định được góc α và chiều cao h xác định theo đường tim của mảnh.



Hình 7-6: Phương pháp phân mảnh

Hệ số an toàn được xác định là tỉ số giữa khả năng chống cắt τ_f và cường độ lực cắt τ_m như sau:

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_m} \quad (7-5)$$

Hệ số an toàn của mỗi mảnh trượt là giống nhau, các mảnh trượt chịu sự tác động lẫn nhau. Các lực tác động lên mỗi mảnh trượt (tính cho 1m chiều dài) gồm có:

1. Trọng lượng của mảnh trượt: $W = \gamma b h$ (có thể là γ_{bh}).
2. Tổng phản lực ở dưới phân mảnh trượt là N ($N = \sigma L$). Trong đó gồm hai thành phần: phản lực do thành phần có hiệu $N' = \sigma' L$ và áp lực nước $U = uL$, với u - áp lực nước lỗ rỗng tác động tại tâm ở đáy mảnh và L là chiều dài cung trượt trong phạm vi của mảnh.

3. Lực cắt dưới đáy mảnh: $T = \tau_m L$
4. Lực ngang tác động của các mảnh trượt lân cận E_1 và E_2 .
5. Lực cắt của các mảnh trượt lân cận: X_1 và X_2 .

Khi có bất kỳ một ngoại lực nào cũng phải được phân tích và tính toán.

Giả định rằng bỏ qua sự tác động của các lực E và X . Lấy mômen với tâm O , tổng mômen các lực cắt T trên cung trượt AC phải bằng với mômen với trọng lượng của khối trượt $ABCD$. Với bất kỳ mảnh trượt nào thì W đều có cánh tay đòn là $R \sin \alpha$, và do đó:

$$\sum TR = \sum W.R \sin \alpha$$

Ta lại có: $T = \tau_m L = \frac{\tau_f}{F} L$

$$\sum \frac{\tau_f}{F} L = \sum W \sin \alpha$$

$$F = \frac{\sum \tau_f L}{\sum W \sin \alpha} \quad (7-6)$$

Khi xem xét với ứng suất có hiệu thì:

$$F = \frac{\sum (c' + \sigma' \tan \varphi') L}{\sum W \sin \alpha} \quad (7-7a)$$

$$F = \frac{c' L_a + \tan \varphi' \sum N'}{\sum W \sin \alpha} \quad (7-7b)$$

Trong đó: L_a – chiều dài cung AC .

2. Phương pháp Fellenius (hoặc Swedish)

Trong phương pháp này giả định rằng sự tương tác của các mảnh trượt lân cận là cân bằng nhau. Do vậy phản lực có hiệu ở dưới đáy mỗi mảnh trượt được tính như sau:

$$N' = W \cos \alpha - uL \quad (7-8)$$

Do đó hệ số an toàn khi tính với ứng suất có hiệu sẽ là:

$$F = \frac{c' L_a + \tan \varphi' \sum (W \cos \alpha - uL)}{\sum W \sin \alpha} \quad (7-9)$$

Các thành phần $W \cos \alpha$ và $W \sin \alpha$ có thể được xác định theo dạng hình học của mỗi mảnh. Giá trị góc α có thể xác định bằng tính toán hoặc đo trực tiếp. Có thể tính toán với một loạt các mặt trượt giả định để tìm ra mặt trượt có hệ số an toàn

nhỏ nhất. Phương pháp này cho kết quả sai số với các phương pháp khác trong khoảng 5~20%.

Khi tính với ứng suất tổng, các tham số c_u và φ_u phải được sử dụng và giá trị áp lực nước lỗ rỗng u trong phương trình (7-9) phải bằng 0. Nếu $\varphi_u = 0$, thì phương trình có dạng:

$$F = \frac{c_u L_a}{\sum W \sin \alpha} \quad (7-10)$$

3. Phương pháp Bishop thông thường

Trong phương pháp này giả định các lực cắt giữa các mảnh lân cận là cân bằng nhau, có nghĩa là $X_1 - X_2 = 0$. Lực cắt dưới đáy mảnh trượt sẽ là:

$$T = \frac{1}{F} (c' L + N' \operatorname{tg} \varphi')$$

Chiếu các lực theo phương thẳng đứng:

$$W = N' \cos \alpha + uL \cos \alpha + T \sin \alpha$$

$$W = N' \cos \alpha + uL \cos \alpha + \frac{1}{F} (c' L + N' \operatorname{tg} \varphi') \sin \alpha$$

$$N' = \frac{\left(W - \frac{c' L}{F} \sin \alpha - uL \cos \alpha \right)}{\left(\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \operatorname{tg} \varphi'}{F} \right)} \quad (7-11)$$

Chú ý rằng $L = b \cdot \sec \alpha$ rồi thay vào phương trình 7-9, ta có:

$$F = \frac{1}{\sum W \cdot \sin \alpha} \sum \left\{ [c' b + (W - u \cdot b) \operatorname{tg} \varphi'] \cdot \frac{\sec \alpha}{1 + \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi'}{F} \right)} \right\} \quad (7-12)$$

Nếu gọi tỉ số áp lực lỗ rỗng là r_u :

$$r_u = \frac{u}{\gamma h} = \frac{u}{W / b} \quad (7-13)$$

Do đó phương trình (7-12) đổi thành:

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left\{ [c' b + W(1 - r_u) \operatorname{tg} \varphi'] \cdot \frac{\sec \alpha}{1 + \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi'}{F} \right)} \right\} \quad (7-14)$$

* Chiều cao h được xác định theo đường tìm của mỗi mảnh trượt và xác định trên hình VD2 dựa vào hình học của mỗi mảnh. Do đó:

$$W \cdot \cos \alpha = 30 \cdot h \cdot \cos \alpha$$

$$W \cdot \sin \alpha = 30 \cdot h \cdot \sin \alpha$$

* Áp lực nước lỗ rỗng tại tâm của mỗi mảnh sẽ là $u = \gamma_n \cdot z_n$, ở đây z_n là khoảng cách theo phương đứng từ MNN đến điểm giữa ở vị trí đáy mảnh (hình vẽ). Một cách chính xác thì áp lực nước lỗ rỗng sẽ được tính $u = \gamma_n \cdot z_e$, trong đó z_e là khoảng cách tính trên đường vuông góc với cung trượt tại điểm tâm (hình vẽ), đây cũng là một trong những sai số thiên về khía cạnh an toàn.

* Tổng chiều dài cung trượt được tính $L_a = 14.35\text{m}$. Kết quả được ghi trong **bảng VD56**.

Bảng VD56: Kết quả tính toán

Mảnh trượt thứ	α	h	$h \cdot \cos \alpha$	$h \cdot \sin \alpha$	u	L	$u \cdot L$
	($^\circ$)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^2)	(m)	(kN/m)
1	11.31	0.765	0.75	-0.15	5.9	1.55	9.1
2	3.18	1.80	1.80	-0.10	11.8	1.50	17.7
3	8.43	2.73	2.70	0.40	16.2	1.55	25.1
4	17.10	3.40	3.25	1.00	18.1	1.60	29.0
5	26.90	3.87	3.45	1.75	17.1	1.70	29.1
6	37.16	3.89	3.10	2.35	11.3	1.95	22.0
7	49.82	2.94	1.90	2.25	0	2.35	0
8	59.93	1.10	0.55	0.95	0	2.15	0
Tổng			17.5	8.45		14.35	132.0

Từ **bảng VD56** ta có:

$$\sum W \cdot \cos \alpha = 30 * \sum h \cos \alpha = 30 * 17.5 = 525 \text{ kN/m}$$

$$\sum W \cdot \sin \alpha = 30 * \sum h \sin \alpha = 30 * 8.45 = 254 \text{ kN/m}$$

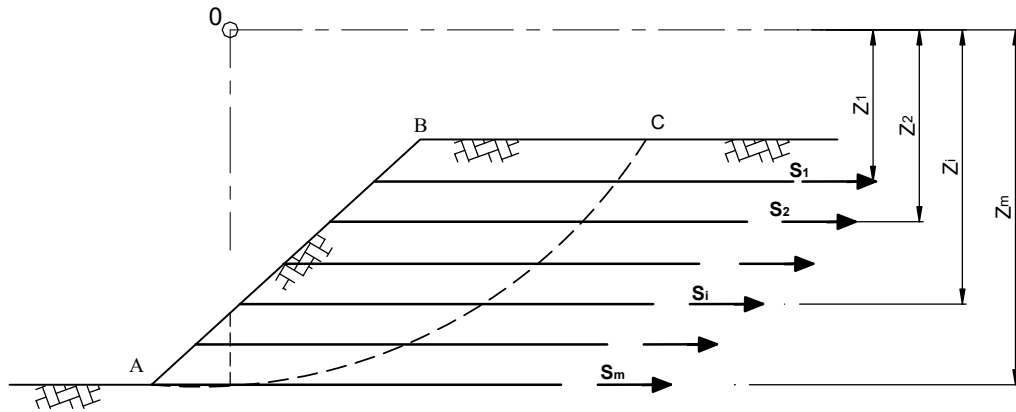
$$\sum (W \cdot \cos \alpha - uL) = 525 - 132 = 393 \text{ kN/m}$$

* Hệ số an toàn được tính theo công thức của Fellenius:

$$F = \frac{c' L_a + tg \varphi' \sum (W \cos \alpha - uL)}{\sum W \sin \alpha} \rightarrow F = \frac{10 * 14.35 + 0.554 * (393)}{254} = 1.42$$

4. Một số trường hợp khác

a). Hệ số ổn định trong trường hợp mái đất có gia cường bằng vật liệu địa kỹ thuật



Hình 7-7: Mái đất có gia cường bằng vật liệu địa kỹ thuật

Hệ số ổn định được tính theo công thức sau:

$$F = \frac{\left(c' L_a + tg \varphi' \sum_{i=1}^n N' \right) . R + \left(\sum_{j=1}^m S_j Z_j \right)}{\left(\sum_{i=1}^n W \sin \alpha \right) . R} \quad (7-16)$$

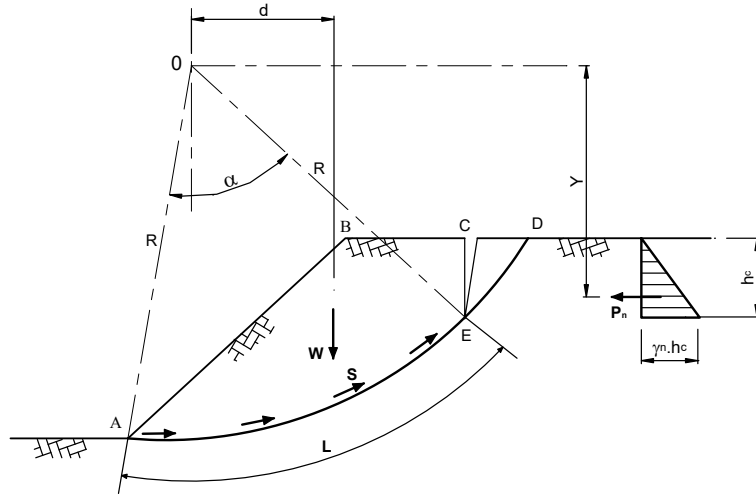
Trong đó: S_i - lực kéo của vật liệu địa kỹ thuật trên 1m dài.

Z_i - khoảng cách từ lớp vật liệu địa kỹ thuật thứ (j) đến tâm trượt O.

b). Ảnh hưởng của khe nứt thẳng đứng

Đối với đất dính, do hiện tượng lúc đất bị khô, trên đỉnh mái thường xuất hiện vết nứt gần như thẳng đứng. Trong trường hợp này, độ dài mặt trượt giảm đi chỉ còn lại là AE, lực chống trượt giảm đi do mặt trượt bị rút ngắn lại. Đồng thời các lực gây trượt cũng giảm đi do thể tích khối đất trượt giảm. ảnh hưởng của hai hiện tượng trái ngược nhau này cần phải xem xét trong những trường hợp cụ thể và phải cẩn thận.

Xét mái đất dính, khi ở điều kiện cân bằng giới hạn xó khe nứt căng ở đỉnh mái với chiều sâu h_c . Sự phát triển cung trượt được kết thúc ở độ sâu khe nứt và chiều dài cung trượt thực tế là AE. Trong khe nứt độ bền kháng cắt không có nhưng chứa đầy nước, do đó ở phần mômen phá hoại phải tính thêm lực thủy tĩnh P_n tác dụng theo phương ngang.



Hình 7-8: Ổn định của mái đất khi có vết nứt thẳng đứng

Chiều sâu khe nứt lúc này là:

$$z_0 = \frac{2c_u}{\gamma} \quad (7-17)$$

$$F = \frac{(c_u \cdot L_a) \cdot R}{W \cdot d + P_n \cdot Y} \quad (7-18)$$

$$F = \frac{c_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot \alpha \cdot R}{180} \right) \cdot R}{W \cdot d + P_n \cdot Y} = \frac{c_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot \alpha}{180} \right) \cdot R^2}{W \cdot d + P_n \cdot Y}$$

Trong đó: c_u - cường độ lực dính không thoát nước của đất.

Y - khoảng cách điểm đặt lực P_n đến tâm trượt.

5. Mặt trượt là mặt phẳng

Giả định mặt trượt song song với mặt mái dốc và có chiều sâu bé hơn rất nhiều so với chiều dài mái dốc. Mái dốc có góc nghiêng so với phương ngang là β và chiều dày so với mặt trượt phẳng là z như trên hình 7-10.

Mực nước ngầm được giả định song song với mặt mái dốc với chiều cao $m \cdot z$ so với phía trên mặt trượt ($0 < m < 1$). Dòng thấm ổn định có chiều song song với mặt mái dốc. Các lực của phân mảnh bên cạnh được coi như bằng nhau và cân bằng đối xứng từng cặp, và điều kiện ứng suất tại các điểm trên mặt trượt là như nhau.

Tính với ứng suất có hiệu, cường độ chống cắt của đất dọc theo mặt trượt sẽ là:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi'$$

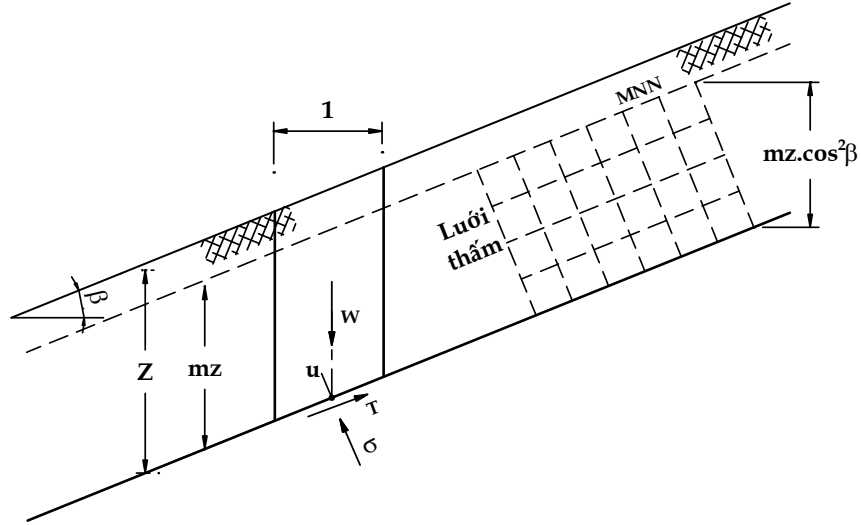
Và hệ số an toàn sẽ là: $F = \frac{\tau_f}{\tau}$

Trong đó:

$$\sigma = [(1-m)\gamma + m.\gamma_{bh}]z.\cos^2 \beta$$

$$\tau = [(1-m)\gamma + m.\gamma_{bh}]z.\sin \beta.\cos \beta$$

$$u = m.z.\gamma_n.\cos^2 \beta$$



Hình 7-10: Mặt trượt là mặt phẳng

Nếu $c' = 0$ và $m = 0$ (đất giữa mặt mái dốc và mặt trượt là không hoàn toàn bão hoà):

$$F = \frac{tg \varphi'}{tg \beta} \quad (7-20)$$

Nếu $c' = 0$ và $m = 1$ (Mức nước ngầm trùng với mặt mái dốc):

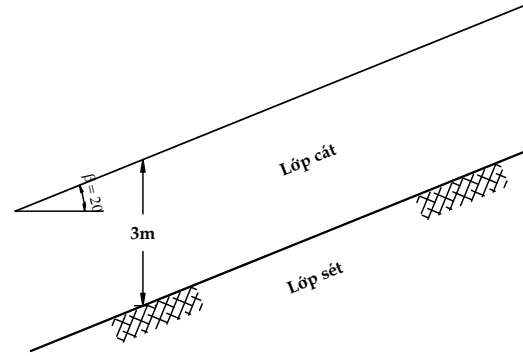
$$F = \frac{\gamma_{dn}}{\gamma_{bh}} \cdot \frac{tg \varphi'}{tg \beta} \quad (7-21)$$

VÍ DỤ MINH HOẠ

VÍ DỤ 57

(Olympic 2006) Một mái dốc phẳng vô hạn có độ dốc $\beta=20^\circ$ (hình vẽ). Lớp cát chiều dày 3m có $\gamma=18\text{kN/m}^3$.

- a) Hãy kiểm tra ổn định trượt phẳng theo bề mặt lớp sét với hệ số an toàn $F_s=1.5$. Biết rằng sét có $c=10\text{kN/m}^2$ và $\varphi=20^\circ$.

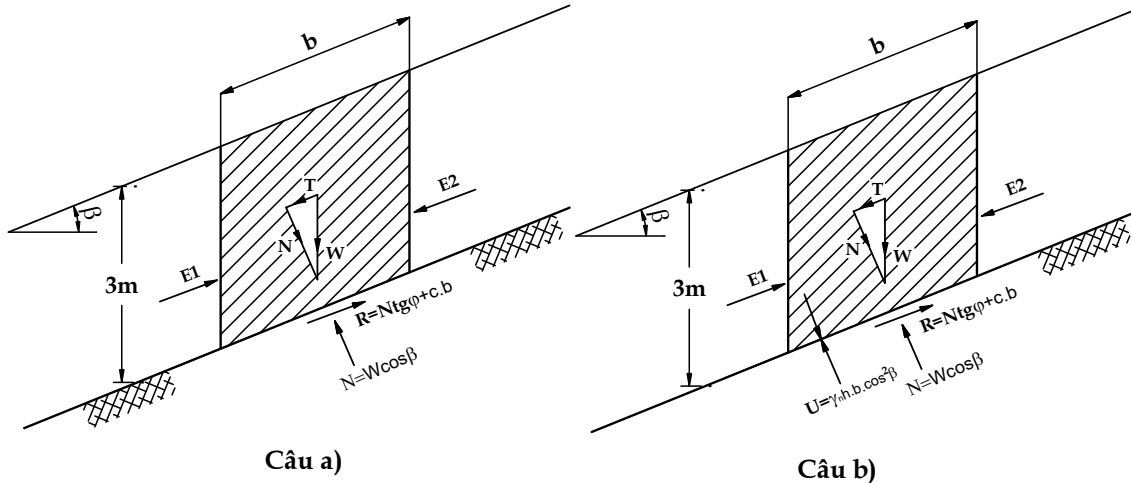


- b) Nếu mái dốc ngập nước với dòng thấm ổn định song song từ mặt lớp cát thì mái dốc có ổn định không? Biết rằng cát bão hoà có $\gamma_{bh}=20.5\text{kN/m}^3$, còn lớp sét có $c'=0$ và $\varphi'=20^\circ$.

Bài giải:

- a) kiểm tra ổn định trượt phẳng

Để xem xét ổn định trượt của mái dốc phẳng vô hạn, ta xem xét sự ổn định về trượt của lăng thể đất có bề rộng b như hình VD57.



Hình VD57

Các lực tác dụng lên lăng thể trượt gồm có:

* Trọng lượng của lăng thể: $W = \gamma b \cdot \cos \beta$

→ Phản lực pháp tuyến lên mặt trượt: $N = W \cos \beta$

→ Lực tiếp tuyến hướng xuống mái dốc: $T = W \sin \beta$

* Lực kháng cắt chống lại sự trượt: $R = N \tan \varphi + c \cdot b$

* Các nội lực E_1 và E_2 bằng nhau và ngược chiều nên triệt tiêu nhau.

Hệ số ổn định về trượt:

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{N \tan \varphi + c \cdot b}{W \sin \beta} = \frac{(W \cos \beta) \tan \varphi + c \cdot b}{W \sin \beta} = \frac{(\gamma \cdot z \cos^2 \beta) \tan \varphi + c}{\gamma \cdot z \cos \beta \sin \beta}$$

Thay số với: $\gamma=18\text{kN/m}^3$, $\varphi=20^\circ$, $\beta=20^\circ$, $c=10\text{kN/m}^2$, $z=3\text{m}$, ta có:

$$F_s = \frac{(18 \cdot 3 \cdot \cos^2 20^\circ) \tan 20^\circ + 10}{18 \cdot 3 \cdot \cos 20^\circ \sin 20^\circ} = 1.576 > [F_s] = 1.5$$

Vậy mái dốc ổn định theo yêu cầu.

b) Kiểm tra ổn định mái dốc khi có dòng thấm song song

Các lực tác dụng lên lăng thể gồm có:

* Trọng lượng của lăng thể: $W = \gamma z b \cdot \cos \beta$

→ Phản lực pháp tuyến lên mặt trượt: $N = W \cos \beta$

→ Lực tiếp tuyến hướng xuống mái dốc: $T = W \sin \beta$

* Áp lực nước lỗ rỗng lên mặt trượt: $U = \gamma_n z b \cos^2 \beta$

* Lực kháng cắt chống lại sự trượt: $R = \tau' b = N' \tan \varphi' + c' b$

Trong đó: $c'=0$; $N' = N - U \rightarrow R = (N - U) \tan \varphi$

Hệ số ổn định về trượt:

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{(N - U) \tan \varphi'}{T} = \frac{(\gamma z b \cos^2 \beta - \gamma_n z b \cos^2 \beta) \tan \varphi'}{\gamma z b \cos \beta \sin \beta}$$

Rút gọn, ta được: $F_s = \frac{(\gamma_{bh} - \gamma_n)}{\gamma_{bh}} \cdot \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$

Thay số với: $\gamma_{bh}=20.5\text{kN/m}^3$, $\varphi'=20^\circ$, $\beta=20^\circ$, ta có:

$$F_s = \frac{(20.5 - 9.81)}{20.5} \cdot \frac{\tan 20^\circ}{\tan 20^\circ} = 0.521 < 1$$

Mái đất không ổn định khi gặp nước.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Bùi Anh Định – *Cơ học đất* – Trường Đại học Giao thông Vận tải, 2004
2. R. Whitlow – *Cơ học đất* – Tập 1,2 – Người dịch: Nguyễn Uyên, Trịnh văn Cương – Nhà xuất bản giáo dục, 1999
3. N.A. Xutôvich – *Cơ học đất* – Người dịch: Đỗ Bằng, Nguyễn Công Mẫn – Nhà xuất bản Nông nghiệp, Hà Nội, 1987
4. R.F. Craig – *Soil Mechanics* – Chapman & Hall, University and Professional Division, London-Glasgow-NewYork-Tokyo-Melbourne-Madris.
5. Hsai-Yang Fang – *Foundation Engineering Handbook* – New York, London, 1991.
6. Trần văn Việt – *Cẩm nang dùng cho kỹ sư Địa Kỹ thuật* – Nhà xuất bản xây dựng, Hà nội, 2004.
7. Nguyễn Ngọc Bích, Lê Thanh Bình, Vũ Đình Phụng - *Đất xây dựng, địa chất công trình, kỹ thuật cải tạo đất trong xây dựng* – Nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội, 2004.
8. Phan Trường Phiệt - *Áp lực đất lên tường chắn* – Nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội, 2004.
9. Nguyễn Ngọc Bích, Nguyễn Hồng Đức - *Địa Kỹ Thuật thực hành* - Nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội, 1997.
10. Dương Học hải, Hồ chất – *Phòng chống các hiện tượng phá hoại nền đường vùng núi* - Nhà xuất bản khoa học kỹ thuật, Hà Nội, 2002.
11. Nguyễn Ngọc Bích – *Lý thuyết và bài tập Địa Kỹ Thuật công trình* – Nhà xuất

bản xây dựng, Hà Nội, 2005.

12. Vũ Công Ngũ - *Bài tập cơ học đất* – Nhà xuất bản giáo dục, Hà Nội, 2001.
13. Trần Thanh Giám – *Bài tập Địa Kỹ Thuật* - Nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội, 2005.
14. *Tạp chí Địa Kỹ Thuật* – Số 1, 2, 3, 4 năm 2006.
15. *Olympic cơ học toàn quốc* – năm 2004, 2005, 2006.
16. TCXD 45-1978 – Quy phạm “*Thiết kế nền nhà, công trình*”.
17. 20TCN 74-1987 – “*Đất xây dựng – Phương pháp chỉnh lý, thống kê các kết quả của chúng*”
18. *Tiêu chuẩn kỹ thuật công trình giao thông đường bộ* – Tập II, *Khảo sát và thiết kế* – Nhà xuất bản Giao thông Vận tải.
19. Và một số tiêu chuẩn của một số quốc gia khác như AASHTO, BS, JRA...

MỤC LỤC

LỜI MỞ ĐẦU	3
CHƯƠNG 1	
<i>BẢN CHẤT VÀ TÍNH CHẤT VẬT LÝ CỦA ĐẤT</i>	
§1 - SỰ HÌNH THÀNH ĐẤT	5
I. Quá trình phong hoá và đặc điểm của đất tàn tích	5
II. Quá trình trầm tích và đặc điểm của đất trầm tích	6
1. Trầm tích lục địa	6
2. Trầm tích vũng vịnh	7
3. Trầm tích biển	
III. Hoạt động phát triển của con người và sự hình thành một số loại đất đặc biệt	8
§2 - CẤU TRÚC CỦA ĐẤT	8
I. Pha rắn (hạt đất)	8
1. Khái niệm chung	8
2. Một số đặc tính của khoáng vật sét và đất chứa hạt sét	11
II. Nước trong đất	14
1. Nước trong khoáng vật của hạt đất	14
2. Nước kết hợp mặt ngoài	15
3. Nước tự do	15
III. Khí trong lỗ rỗng của đất	16
IV. Kết cấu và liên kết kiến trúc của đất	17
1. Kết cấu của đất	17
2. Liên kết kiến trúc của đất	18
§3 - CÁC CHỈ TIÊU TÍNH CHẤT CỦA ĐẤT	19
I. Trọng lượng thể tích	19
1. Trọng lượng thể tích tự nhiên	19
2. Trọng lượng thể tích bão hoà	21

3. Trọng lượng thể tích đầy nổi	21
4. Trọng lượng thể tích khô	22
5. Trọng lượng thể tích hạt	22
II. Độ rỗng và hệ số độ rỗng	23
1. Độ rỗng	23
2. Hệ số rỗng	23
III. Độ ẩm và độ bão hoà của đất	24
1. Độ ẩm	24
2. Độ bão hoà	25
IV. Một số công thức liên hệ	26
Ví dụ minh hoạ	26
§4 - CÁC CHỈ TIÊU TRẠNG THÁI CỦA ĐẤT	30
I. Chỉ tiêu độ chặt của đất rời	30
1. Chỉ tiêu độ chặt và cách đánh giá trạng thái của đất rời	30
2. Thí nghiệm xác định e_{max} và e_{min}	31
II. Độ sệt của đất dính	32
1. Sự thay đổi trạng thái của đất dính khi độ ẩm thay đổi	32
2. Chỉ số dẻo	32
3. Chỉ số độ sệt	33
4. Xác định các giới hạn Atterberg	33
Ví dụ minh hoạ	36
§5 - XÂY DỰNG ĐƯỜNG CONG CẤP PHỐI	38
I. Thí nghiệm xác định thành phần hạt	38
1. Phân tích thành phần hạt của đất cát	39
2. Phân tích thành phần hạt của đất dính	41
II. Đường cong cấp phối	42
1. Xây dựng đường cong cấp phối	42
2. Các ứng dụng của đường cong cấp phối	43
Ví dụ minh hoạ	45
§6 - PHÂN LOẠI ĐẤT XÂY DỰNG	47
I. Phân loại và mô tả đất đá trong xây dựng	47

1. Mục đích phân loại đất trong xây dựng	47
2. Phân loại đất theo nguồn gốc địa chất	47
3. Phân loại đất theo hệ U.S. (Unified Classification for Soil)	48
4. Phân loại đất theo tiêu chuẩn BS (British Classification for Soil)	50
5. Phân loại đất theo tiêu chuẩn AASHTO/ASTM (USA)	53
II. Phân loại đất theo qui phạm của Liên Xô và tiêu chuẩn 22TCN 18-79	54
1. Phân loại đá	55
2. Phân loại đất	56

CHƯƠNG 2

CÁC TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA ĐẤT

§1 - TÍNH CHỊU NÉN CỦA ĐẤT	59
I. Thí nghiệm nén đất tại hiện trường (Pbt)	59
1. Giới thiệu khái quát	59
2. Mục đích và nguyên lý thí nghiệm	59
3. Thiết bị thí nghiệm	59
4. Tiến hành thí nghiệm	60
5. Trình bày kết quả	62
6. Diễn dịch kết quả	62
II. Thí nghiệm nén đất trong phòng (OCT)	65
1. Khái quát chung	65
2. Thiết bị và phương thức tiến hành	65
3. Các kết quả xác định từ thí nghiệm	70
Ví dụ minh họa	77
§2 - TÍNH THẨM CỦA ĐẤT	79
I. Điều kiện xuất hiện dòng thấm, vận tốc thấm và áp lực thấm, ảnh hưởng của dòng thấm tới ứng suất có hiệu	79
1. Điều kiện xuất hiện dòng thấm, vận tốc thấm, áp lực thấm	79
2. Ảnh hưởng của dòng thấm tới ứng suất có hiệu	81
3. Điều kiện chảy và độ dốc thủy lực tới hạn	82
II. Xác định hệ số thấm trong phòng và ngoài trời	82
1. Xác định hệ số thấm trong phòng thí nghiệm	82

2. Xác định hệ số thấm ở hiện trường	85
3. Hệ số thấm trong đất không đồng nhất nhiều lớp	89
III. Các nhân tố ảnh hưởng đến tính thấm	90
1. Gradien thuỷ lực ban đầu trong đất sét	90
2. Các nhân tố ảnh hưởng đến tính thấm	91
V. Lý thuyết Cổ kết thấm của Terzaghi	92
1. Mô hình cổ kết thấm của Terzaghi cho đất dính bão hoà	92
2. Phương trình vi phân cổ kết thấm của Terzaghi cho đất dính no nước	93
Ví dụ minh hoạ	96
§3 - SỨC CHỐNG CẮT CỦA NỀN ĐẤT	100
I. Định luật A.Coulomb về sức chống cắt	100
II. Thí nghiệm cắt trực tiếp (DST)	101
1. Giới thiệu chung	102
2. Thiết bị thí nghiệm	102
3. Chuẩn bị mẫu	103
4. Tiến hành thí nghiệm	103
5. Trình bày kết quả thí nghiệm	105
III. Thí nghiệm nén ba trục (TCT)	106
1. Giới thiệu chung	106
2. Chuẩn bị mẫu	106
3. Thiết bị và vận hành thí nghiệm	107
4. Các sơ đồ thí nghiệm nén ba trục (UU, CU, CD)	107
IV. Điều kiện cân bằng Morh-Rankine	111
1. Điều kiện cân bằng Morh-Rankine	111
2. Xác định phương của mặt trượt	113
VI. Các nhân tố ảnh hưởng đến sức chống cắt	113
1. Thành phần khoáng, hình dạng cấp phối hạt	113
2. áp lực có hiệu theo chiều pháp tuyến	113
3. Độ chặt ban đầu	113
4. Độ ẩm	114

Ví dụ minh hoạ	115
§4 - THÍ NGHIỆM ĐẦM CHẶT ĐẤT	120
I. Thí nghiệm đầm chặt đất (SCT)	120
1. Thiết bị thí nghiệm	120
2. Phương thức thí nghiệm	121
3. Một số lưu ý	122
II. Hệ số chặt đất (k)	122
Ví dụ minh hoạ	123

CHƯƠNG 3

PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT

§1 - PHÂN BỐ ỨNG SUẤT DO TRỌNG LƯỢNG BẢN THÂN	125
I. Áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất hiệu quả	125
II. Áp lực nước lỗ rỗng trong đất bão hoà một phần	127
III. Ảnh hưởng của dòng thấm tới ứng suất có hiệu	127
Ví dụ minh hoạ	128
§2 - PHÂN BỐ ỨNG SUẤT DO TẢI TRỌNG NGOÀI GÂY NÊN TRONG NỀN ĐỒNG NHẤT	131
I. Tác dụng của lực tập trung thẳng đứng	131
II. Phân bố ứng suất trong trường hợp bài toán không gian	137
1. Tải trọng phân bố trên diện tích hình chữ nhật	137
2. Tải trọng phân bố tam giác trên diện tích hình chữ nhật	141
Ví dụ minh hoạ	143
III. Phân bố ứng suất trong trường hợp bài toán phẳng	147
1. Tải trọng đường thẳng	147
2. Tải trọng hình băng phân bố đều	148
3. Tải trọng hình băng phân bố tam giác	152
IV. Tác dụng của tải trọng bất kỳ, có hình gẫy khúc	152
Ví dụ minh hoạ	155
§3 - PHÂN BỐ ỨNG SUẤT DƯỚI ĐÁY MÓNG	158
I. Phân bố ứng suất dưới đáy móng cứng	158
1. Trường hợp bài toán không gian	158

2. Trường hợp bài toán phẳng	161
II. Phương pháp đơn giản tính ứng suất dưới đáy móng cứng	162
Ví dụ minh họa	164

CHƯƠNG 4

DỰ TÍNH ĐỘ LÚN CỦA NỀN ĐẤT

§1 - LÝ THUYẾT CHUNG VỀ LÚN CỦA NỀN ĐẤT	166
I. Các dạng chuyển vị của nền đất và nguyên nhân gây lún	166
1. Nén chặt	166
2. Cố kết	166
3. Biến dạng đàn hồi	166
4. Ảnh hưởng của việc hạ thấp mực nước ngầm	167
5. ảnh hưởng của thấm và xói mòn	167
II. Lý thuyết chung về lún	167
1. Lún tức thời - S_i	168
2. Lún cố kết sơ cấp - S_c	170
3. Lún cố kết thứ cấp - S_α	170
§2 - DỰ TÍNH ĐỘ LÚN CỦA NỀN ĐẤT DỰA THEO KẾT QUẢ BÀI TOÁN NÉN ĐẤT MỘT CHIỀU	171
I. Phương pháp áp dụng trực tiếp	171
II. Phương pháp cộng lún từng lớp	172
§3 - DỰ TÍNH ĐỘ LÚN CỦA NỀN ĐẤT THEO LÝ THUYẾT NỀN BIẾN DẠNG TUYẾN TÍNH	177
I. Trường hợp nền đất có chiều dày vô hạn	177
II. Trường hợp nền đất có chiều dày giới hạn	180
III. Trường hợp nền có nhiều lớp đất	182
Ví dụ minh họa	183
§4 - DỰ TÍNH ĐỘ LÚN THEO THỜI GIAN	192
I. Độ cố kết	192
II. Các trường hợp và sơ đồ thường gặp	194
Ví dụ minh họa	197

CHƯƠNG 5

XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN ĐẤT

§1 – KHÁI QUÁT CHUNG VỀ SỰ LÀM VIỆC CỦA NỀN ĐẤT	208
I. Các quá trình cơ học trong đất	208
II. Các giai đoạn làm việc của nền đất	208
III. Định nghĩa về sức chịu tải	209
§2 - XÁC ĐỊNH P_{GH1} THEO LÝ THUYẾT HẠN CHẾ VÙNG BIẾN DẠNG DỄ	210
I. Thành lập công thức	210
II. Lời giải của một số tác giả	212
1. Lời giải của Puzurievski	212
2. Lời giải Maxlov	212
3. Lời giải Iaropolski	213
§3 - XÁC ĐỊNH P_{GH2} THEO LÝ LUẬN CÂN BẰNG GIỚI HẠN	213
I. Thành lập hệ phương trình cơ bản	213
1. Vấn đề chung	213
2. Hệ phương trình cơ bản	214
II. Một số lời giải của một số tác giả	214
1. Lời giải của Prandtl	214
2. Lời giải của Xôcôlovski	215
3. Lời giải của Berezantsev	216
4. Lời giải của Terzaghi và các tác giả khác	219
5. Thiết kế ổn định giới hạn cho móng nông	220
Ví dụ minh họa	222
§4 - SỨC CHỊU TẢI THEO TIÊU CHUẨN CỦA MỘT SỐ NƯỚC	230
I. Theo tiêu chuẩn 22TCN-18-1979	230
II. Tiêu chuẩn hiệp hội đường bộ nhật bản (JRA)	232
1. Khả năng chịu tải của đất nền dưới đáy móng	232
2. Khả năng chịu tải của đất nền dưới đáy móng có xét đến sự lệch tâm của tải trọng	232
3. Hệ số xét đến chiều sâu chôn móng có hiệu	234
4. Các hệ số hình dạng	235
5. Hệ số khả năng chịu tải xét đến độ nghiêng của tải trọng	235

6. Diện tích chịu tải có hiệu	236
-------------------------------	-----

CHƯƠNG 6

ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN

§1 - CÁC KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ TƯỜNG CHẮN VÀ ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN	239
I. Tường chắn đất	239
1. Khái quát về tường chắn	239
2. Phân loại tường chắn đất	239
3. Điều kiện sử dụng các loại tường chắn	243
II. Khái niệm về áp lực đất	244
1. Áp lực đất chủ động	244
2. Áp lực đất bị động	245
3. Áp lực đất tĩnh	245
§2 - CÂN BẰNG DẸO VÀ LÝ THUYẾT RANKINE VỀ ÁP LỰC ĐẤT	247
I. Cân bằng dẻo và lý thuyết rankine về áp lực đất	247
1. Lý thuyết Rankine về áp lực đất	247
2. Đất dính thoát nước và không thoát nước	250
II. Ảnh hưởng của mặt đất nghiêng sau lưng tường	251
III. Ảnh hưởng của tải trọng trên mặt đất	252
1. Tải trọng phân bố đều kín khắp	252
2. Tải trọng phân bố theo đường thẳng	252
3. Tải trọng tập trung	253
§3 - LÝ THUYẾT C.A. COULOMB VỀ ÁP LỰC ĐẤT CHỦ ĐỘNG	255
I. Trường hợp đất sau lưng tường là đất rời đồng nhất	255
II. Trường hợp đất sau lưng tường là đất dính đồng nhất	260
III. Trường hợp đất sau lưng tường có tải trọng rải đều kín khắp	262
1. Trường hợp đất sau lưng tường là đất rời	262
2. Trường hợp đất sau lưng tường là đất dính	266
IV. Trường hợp lưng tường gãy khúc	267
V. Trường hợp đất sau lưng tường gồm nhiều lớp đất	269
§4 - LÝ THUYẾT C.A. COULOMB VỀ ÁP LỰC ĐẤT BỊ ĐỘNG	272

§5 - LÝ THUYẾT VỀ KẼ NÚT TRONG KHỐI ĐẤT ĐẤP SAU TƯỜNG CHẮN VÀ ẢNH HƯỞNG CỦA KẼ NÚT ĐỐI VỚI TRỊ SỐ ÁP LỰC ĐẤT CHỦ ĐỘNG	272
I. Chiều sâu kẽ nút phát triển trong khối đất dính đắp sau lưng tường	272
1. Kẽ nút trong khối đất đắp	273
2. Kẽ hở tiếp giáp đất đắp với lưng tường	273
II. Chiều cao không cần tường chắn của khối đất dính	274
Ví dụ minh họa	277

CHƯƠNG 7

ỔN ĐỊNH MÁI DỐC

§1 - VẤN ĐỀ CHUNG VỀ ỔN ĐỊNH BỜ DỐC	291
I. Phân loại các hiện tượng mất ổn định bờ dốc	291
1. Sụt lở	291
2. Trượt	292
3. Trôi	292
II. Nguyên nhân chung làm mất ổn định bờ dốc	293
1. Các nguyên nhân làm giảm yếu cường độ đất đá	293
2. Các nguyên nhân tăng lực gây trượt	294
III. các biện pháp nâng cao ổn định bờ dốc	295
1. Các biện pháp không có công trình	296
2. Các biện pháp công trình	296
§2 – TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH MÁI ĐẤT DÍNH	298
I. Giới thiệu	298
1. Hệ số ổn định (hệ số an toàn)	299
2. Xác định tâm trượt nguy hiểm nhất	300
II. Phân tích cho trường hợp đất có $\varphi_u=0$	302
Ví dụ minh họa	304
III. Phương pháp phân mảnh	305
1. Giới thiệu chung	305
2. Phương pháp Fellenius (hoặc Swedish)	306
3. Phương pháp Bishop thông thường	307
Ví dụ minh họa	308

4. Một số trường hợp khác	310
5. Mặt trượt là mặt phẳng	311
Ví dụ minh hoạ	312
TÀI LIỆU THAM KHẢO	315
MỤC LỤC	317