

TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG HÀ NỘI
PGS. TS NGUYỄN NGỌC BÍCH



LÝ THUYẾT VÀ BÀI TẬP ĐỊA KỸ THUẬT CÔNG TRÌNH

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG



TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG HÀ NỘI
PGS. TS NGUYỄN NGỌC BÍCH

LÝ THUYẾT VÀ BÀI TẬP ĐỊA KỸ THUẬT CÔNG TRÌNH

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2005

LỜI NÓI ĐẦU

Trong nền kinh tế hàng hóa nhiều thành phần theo định hướng xã hội chủ nghĩa, vận hành theo cơ chế thị trường có sự quản lý của Nhà nước, chất lượng của các công trình xây dựng cũng như hiệu quả của chúng là điều sống còn của các cơ quan quản lý, viện nghiên cứu - thiết kế, các trường đại học và các đơn vị kinh doanh trong lĩnh vực xây dựng cơ bản.

Công tác xây dựng công trình càng phát triển mạnh, càng gây ảnh hưởng tiêu cực đến môi trường tự nhiên. Do đó, cần có dự báo một cách tin cậy những thay đổi môi trường, trong đó có môi trường địa kỹ thuật, nhằm sử dụng chúng một cách có hiệu quả và bền vững lâu dài là nhiệm vụ hết sức cấp thiết. Chính vì vậy, cuốn sách **Lý thuyết và bài tập Địa kỹ thuật công trình** ra mắt bạn đọc nhằm giải quyết những nhiệm vụ trên một cách hữu ích.

Sách bao gồm bốn phần chính:

Phần I: Đất đá trong xây dựng

Phần II: Động lực học nước dưới đất.

Phần III: Địa kỹ thuật động lực công trình.

Phần IV: Công tác khảo sát địa kỹ thuật.

Bốn phần chính trên đây lại được phân nhỏ thành 16 chương để người đọc dễ theo dõi và hiểu sâu hơn nội dung của cuốn sách.

Khi viết cuốn sách này, tác giả đã dựa trên kinh nghiệm của hơn 34 năm giảng dạy tại trường Đại học Xây dựng Hà Nội và hơn 20 năm làm thực tế, đồng thời cập nhật kịp thời những tiến bộ khoa học thuộc lĩnh vực địa kỹ thuật trong nước và trên thế giới.

Chúng tôi hy vọng cuốn sách này sẽ phục vụ thiết thực và đáp ứng kịp thời cho công tác giảng dạy, nghiên cứu và học tập của sinh viên các trường Đại học Xây dựng Cơ bản, đồng thời là tài liệu tham khảo có ích cho cán bộ chuyên khảo sát – thiết kế và thi công nền móng các công trình.

Tác giả xin trân trọng cảm ơn Nhà xuất bản Xây dựng đã tạo điều kiện để cuốn sách sớm ra mắt bạn đọc.

Thành thật xin lỗi bạn đọc vì những thiếu sót có thể xảy ra trong cuốn sách này, chúng tôi mong nhận được ý kiến đóng góp quý báu của các bạn, để lần xuất bản sau được tốt hơn.

Tác giả

Phần I

ĐẤT ĐÁ TRONG XÂY DỰNG

Chương 1

NGUỒN GỐC, CẤU TRÚC VÀ THÀNH PHẦN CỦA QUẢ ĐẤT

1.1. QUẢ ĐẤT TRONG KHÔNG GIAN VŨ TRỤ

Quả đất là một hành tinh trong hệ mặt trời. Cùng với mặt trăng, trái đất quay xung quanh mặt trời trong vòng 365,5 ngày đêm và đồng thời quay quanh trục của nó mất 23 giờ 56 phút 4 giây. Khoảng cách xa nhất của quỹ đạo quả đất so với mặt trời là 152 triệu km; điểm gần nhất là 147 triệu km. Tốc độ vận động trung bình của quả đất là 29,76 km/giây. Tùy theo khoảng cách so với mặt trời (càng xa mặt trời) - tâm của hệ có các hành tinh được phân bố theo trật tự sau: Sao Thủy (Thủy tinh), sao Kim (Kim tinh), quả đất, sao Hỏa (Hỏa tinh), sao Mộc (Mộc tinh), sao Thổ (Thổ tinh), sao Thiên vương (Thiên vương tinh), sao Hải vương (Hải vương tinh) và sao Diêm vương (Diêm vương tinh) - Tất cả là 9 hành tinh và 31 vệ tinh. Những quỹ đạo của gần 2000 hành tinh nhỏ bay giữa sao Mộc và sao Thổ, và chúng được gọi là các tiểu hành tinh (tiếng Hy Lạp gọi là các vì sao). Mọi hành tinh đều quay xung quanh mặt trời gần như theo quỹ đạo tròn từ Tây sang Đông trong một mặt phẳng. Đường kính của hệ mặt trời - gần 12 tỷ km.

Theo xác định của các nhà Thiên văn học, mặt trời - là một vì sao lớn trung bình, một vật thể vũ trụ khổng lồ gồm các khí nóng và huyết tương (plasma). Trên bề mặt mặt trời nhiệt độ đạt tới 6000°C, tại tâm đến 20 triệu °C. Đường kính mặt trời lớn hơn đường kính trái đất tới 109 lần, thể tích bằng 1300 lần. Trong mặt trời chứa 99,87% khối lượng của toàn hệ. Các hành tinh, tiểu hành tinh, các thiên thạch, bụi, khí chỉ chiếm 0,13%. Hệ mặt trời tham gia vào thành phần của một trong vô số các hệ (dải) Ngân hà của vũ trụ. Hệ Ngân hà của chúng ta có trên 150 tỷ vì sao. Khi quan sát, hệ Ngân hà có dạng một cái đĩa, nhìn từ trên xuống nó có dạng một lò xo xoắn ốc. Tại trung tâm hệ Ngân hà có một nhân cấu tạo bởi vô số các vì sao dày đặc, từ đây bắt đầu xuất hiện một xoắn ốc hỗn hợp các vì sao.

Đường kính lớn nhất của cái đĩa hệ Ngân hà có chiều dài bằng 60 - 80 ngàn năm ánh sáng, đường kính nhỏ gần 10 ngàn năm ánh sáng (người ta gọi khoảng cách cho chùm ánh sáng đi qua trong vòng một năm, tức là gần $9,46 \times 10^{12}$ km, là một năm ánh sáng). Hệ mặt trời nằm tại trung tâm của hệ Ngân hà. Nó quay quanh tâm của hệ với tốc độ 230km/giây, và quay hết (hoàn thành) một vòng mất 200 - 240 triệu năm. Vấn đề phát sinh các vật thể của hệ mặt trời, cấu trúc, các tính chất vật lý, thành phần hóa học của chúng đã được ngành khoa học thiên văn nghiên cứu.

1.2. CÁC GIẢ THUYẾT VỀ NGUỒN GỐC CỦA HỆ MẶT TRỜI VÀ QUẢ ĐẤT

Về nguồn gốc của hệ mặt trời và quả đất hiện đang tồn tại hàng loạt các giả thuyết. Phần lớn những giả thuyết đó - sự hình thành hệ mặt trời có liên quan tới tinh vân bụi khí, hoặc liên quan với sự đốt nóng (các giả thuyết của Kant - Laplas, Tremberlen, v.v...) hay với độ nguội lạnh tương đối của trái đất sau khi được nung nóng bởi năng lượng của sự phân hủy phóng xạ (giả thuyết của V. G. Phesenkov). Theo giả thuyết của Smid, quả đất được thành tạo từ đám mây bụi - khí nguội lạnh, đồng thời đám mây bụi - khí này chịu tác dụng lực hấp dẫn của mặt trời khi nó vận động trong dải Ngân hà.

1.3. NHỮNG THÔNG SỐ CHUNG VỀ QUẢ ĐẤT

1. Hình dạng và kích thước quả đất

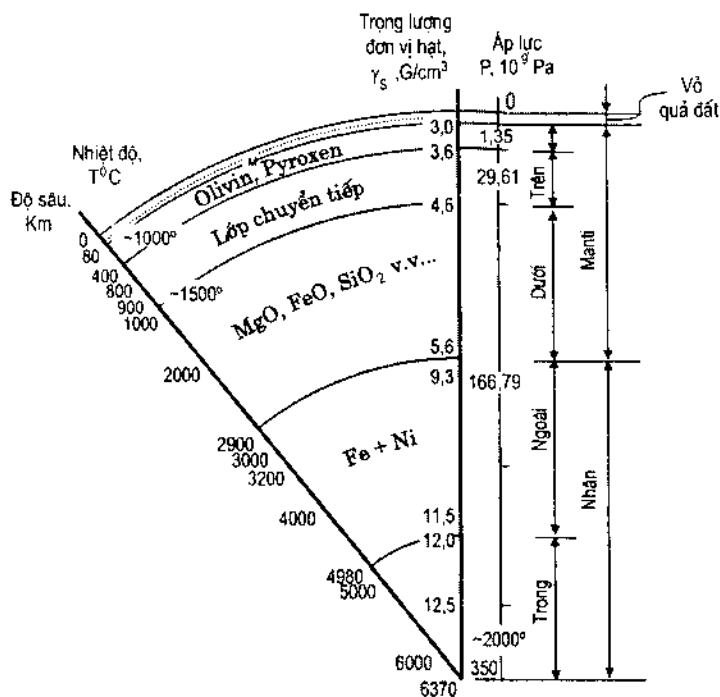
Hình dạng của quả đất được hiểu là hình dáng bề mặt vật lý của các mảng lục địa và đáy đại dương. Các số đo địa vật lý chỉ ra rằng, quả đất có dạng hình cầu, lõm (đẹt) ở hai cực. Chính xác hơn quả đất có dạng elipxoit tròn xoay. Tuy nhiên, khối lượng của quả đất, tại các lớp trên cùng của nó phân chia không đều nhau, điều đó tất yếu cho thấy, hình dạng bề mặt quả đất không có dạng hình học chính tắc. Vào năm 1873, một nhà vật lý người Đức tên là Listang đã giới thiệu hình dạng quả đất là Geoid.

Các kích thước của quả đất: chiều dài bán kính xích đạo $R_{xd} = 6.378,245$ km, bán kính cực $R_c = 6.356,863$ km. Độ chênh giữa R_{xd} và R_c là 21,382 km. Chiều dài đường xích đạo $L_{xd} = 40.075,704$ km, chiều dài kinh tuyến $L_{kt} = 40.008,548$ km. Diện tích bề mặt quả đất 510,08 triệu km^2 , trong đó có 148,63 triệu km^2 lục địa, 361,45 triệu km^2 đại dương. Độ sâu trung bình vỏ thủy quyển của quả đất là 3.974 m, chiều cao trung bình của lục địa so với mực nước biển là 850 m.

2. Cấu trúc của quả đất

Trên cơ sở những nghiên cứu địa vật lý hiện đại, trong đó theo tốc độ vận động và đặc trưng lan truyền của các sóng địa chấn của động đất, đã xác định được rằng, vật thể quả đất có một nhân và hai vòng tròn đồng tâm - manti và vỏ quả đất (thạch quyển). Tỷ trọng vật chất tăng nhảy vọt theo phương hướng vào nhân quả đất. Trên bề mặt quả đất

bao gồm các quyển: thủy quyển (quyển nước); khí quyển (quyển khí) và sinh quyển (quyển hoạt động sống của các sinh vật). Sơ đồ cấu trúc của quả đất cùng các chỉ dẫn những số liệu vật lý cơ bản được giới thiệu trên hình 1.1.



Hình 1.1. Sơ đồ cấu trúc, thành phần và tính chất vật lý của quả đất (theo P. Vinogradov, v.v...)

Nhân quả đất và thành phần vật chất của nó cho đến nay nghiên cứu chưa được nhiều. Một số nhà bác học (E. Vikert) cho rằng, nhân quả đất bao gồm các chất nóng chảy là sắt và niken, các nhà bác học khác (V. N. Lodotnikov, V. Ramzai) lại cho rằng cấu tạo bởi các silicat kim loại cứng, chúng tồn tại ở trạng thái giả chảy đặc biệt dưới ảnh hưởng của áp suất lớn và nhiệt độ cao. Ranh giới của nhân và manti nằm ở độ sâu 2900 km. Bán kính nhân gần bằng 3500 km, trọng lượng đơn vị của vật chất là $11,5 \div 12,0 \text{ G/cm}^3$, nhiệt độ đạt $2000 \div 2500^\circ\text{C}$; áp lực tại tâm nhân là $350 \times 10^6 \text{ KPa}$.

Vào năm 1936, một bác học nữ người Đan Mạch tên là Leman đã tách riêng nhân quả đất có bán kính gần bằng 1200 km. Theo bà, tầng manti của quả đất được tách thành hai phần: Manti trên và manti dưới ở độ sâu gần 900 km so với ranh giới vỏ quả đất. Thành phần của manti trên giả định là peridotit mà chủ yếu là mangan và silic, trọng lượng đơn vị của các vật chất này dao động trong khoảng $3,3 \div 4,5 \text{ G/cm}^3$.

Manti dưới được phân bố từ độ sâu 900 đến 2900 km. Trọng lượng đơn vị của các vật chất manti dưới dao động trong khoảng $5,6 \div 9,3 \text{ G/cm}^3$. A. E. Fersman cho rằng, trong manti dưới chủ yếu là các kim loại Fe, Ni, do vậy ông gọi nó là "Vòng quặng".

3. Thành phần của vỏ quả đất

a) *Vỏ quả đất hay thạch quyển*, được phân biệt với manti trên bởi bề mặt phân chia, mà bề mặt này đã được nhà vật lý tên A. Mokhorovitr phát hiện vào năm 1910 và có tên là ranh giới Mokhorovitr. Mãi sau này mới có tên ngắn gọn "ranh giới M". Chiều dày vỏ quả đất không đều nhau; trên lục địa nó đạt $20 \div 80$ km, dưới đại dương đạt $5 \div 20$ km. Bề mặt vỏ quả đất được phủ bởi các lớp đất đá trầm tích có chiều dày từ một vài mét đến 15 km và lớn hơn. Vỏ quả đất cấu tạo bởi các lớp trên (granit ?) và lớp dưới (bazan). Ranh giới giữa các lớp này đã được nhà bác học V.Konrad xác định vào năm 1925, và sau này được gọi là ranh giới Konrad. Lớp granit ở một số nơi dưới đáy đại dương không có, ví dụ ở vịnh Thái Bình Dương.

Trọng lượng đơn vị hạt đất đá của vỏ quả đất không vượt quá $3,0 \div 3,1 \text{ G/cm}^3$. Theo tài liệu của A.P.Vinogradov, tất cả các nguyên tố hóa học đã biết đều tham gia vào thành phần của vỏ quả đất (tới độ sâu 16 km). Nhưng 99,63% thành phần vỏ quả đất, mà trong đó có 10 nguyên tố chính (tính theo phần trăm trọng lượng) là: ôxy - 47; silic - 29,5; nhôm - 8,05; sắt - 4,65; canxi - 2,96; natri - 2,5; kali - 2,5; magiê - 1,87; titan - 0,45; hydro - 0,15.

Thành phần hóa học ban đầu của vỏ quả đất trong lịch sử phát triển tiến hóa của nó luôn luôn bị thay đổi dưới tác dụng của năng lượng mặt trời, do tác dụng của các thiên thạch từ vũ trụ, sự phân hủy phóng xạ vật chất bên trong hành tinh, các quá trình địa chất ở bên trong và trên bề mặt quả đất.

Một phần ba bề mặt vỏ quả đất được nhô cao đó là các mảng lục địa, đỉnh cao nhất là ngọn núi Chômôlungma (ở Hymalaya - 8882 m), điểm thấp nhất ở Thái Bình Dương cạnh quần đảo Philipin (thung lũng Mariana - 11.034 m so với mực nước biển).

b) *Thủy quyển*: là quyển nước, nó bao gồm nước biển, đại dương, hồ, sông, băng và nước ngầm. Biển và đại dương chiếm 70,80% diện tích bề mặt quả đất.

c) *Khí quyển*: là quyển khí của quả đất có chiều dày tới 3000 km. Trên cùng quyển khí dần dần chuyển sang khoảng không gian giữa các hành tinh. Bề mặt lục địa và đại dương thế giới là ranh giới dưới cùng.

Theo thành phần khí và tính chất vật lý của chúng trong quyển khí, được phân ra ba tầng: tầng dưới cùng là tầng đối lưu, nó nằm sát bề mặt quả đất và chứa 9/10 tổng khối lượng các khí và hơi nước; chiều dày của nó dao động từ 8 đến 16 km. Áp lực không khí tại bề mặt biển vào khoảng 102 KPa (hay 1 atm), ở độ cao 10 km áp lực này giảm xuống còn 26 KPa. Tầng đối lưu có ảnh hưởng nhiều và trực tiếp đến trạng thái của quyển đất đá (nghiên cứu ở phần dưới). Đồng thời nó còn ảnh hưởng không nhỏ đến công tác xây dựng và nhiều lĩnh vực kinh tế khác. Nằm ngay phía trên tầng đối lưu là tầng bình lưu. Trong tầng bình lưu có khoảng 78% N; 21% ôxy, 0,93% Ar; 0,03% C và khối lượng

không đáng kể còn lại là các khí khác. Lên cao hơn nữa là tầng ion (tầng điện ly), tại đây áp lực khí quyển bằng không.

Ranh giới giữa các tầng không khí nêu trên có tính tương đối và quy ước. Chúng thay đổi tùy thuộc vào các mùa trong năm và vĩ độ của từng địa phương. Trong 3 tầng khí nêu trên chỉ có tầng đối lưu có ý nghĩa hơn cả.

Ý nghĩa của khí quyển đối với sự sống trên trái đất rất to lớn. Nó bảo vệ toàn bộ sự sống trên quả đất khỏi tác dụng hủy diệt của các tia vũ trụ, nó ngăn cản được năng lượng mặt trời. Trong khí quyển hình thành nên các điều kiện khí hậu. Những tác nhân khí quyển đó là gió, mưa, băng, những tác nhân này làm nảy sinh tác dụng địa chất vô cùng to lớn.

d) Sinh quyển - đây là quyển đặc biệt của quả đất, mà trong đó có sự cư trú của sinh vật. Sinh vật thâm nhập vào thạch quyển đến độ sâu tới 5 km (vi khuẩn), thâm nhập hết toàn bộ chiều dày tầng thủy quyển (đến 11 km), và thâm nhập vào khí quyển từ 30 ÷ 40 km (các bào tử phấn hoa và vi khuẩn). Sinh quyển đóng vai trò quan trọng trong quá trình tạo thổ nhưỡng và gây ảnh hưởng lớn đến tính chất xây dựng của đất đá nơi nó cư trú. Mặt khác, sự thành tạo các khoáng sản cháy (than bùn, dầu lửa, v.v...) và nhiều khoáng sản có ích khác là kết quả hoạt động sống của sinh vật khác nhau.

4. Tính chất vật lý của quả đất

Gia tốc lực trọng trường, từ tính, tính chất nhiệt, tính chất điện và tính phóng xạ là những tính chất vật lý cơ bản của quả đất.

a) Gia tốc lực trọng trường

Giả sử sinh ra do tác dụng của các sóng trọng lực được biết còn ít (tiếng Latinh Gravitio - sóng trọng lực). Khoảng không gian bao quanh quả đất, trong phạm vi đó xuất hiện lực trọng lực, mang tên trường trọng lực, lực trọng lực giảm theo độ cao và theo độ sâu so với bề mặt quả đất. Nhưng ngay cả trên bề mặt quả đất nó cũng không giống nhau: nó tăng lên từ xích đạo đến hai cực.

Có một mối quan hệ chặt chẽ tồn tại giữa cấu trúc địa chất và lực trọng trường. Lĩnh vực khoa học chuyên nghiên cứu tính chất các lực trọng trường là ngành khoa học địa vật lý.

b) Từ tính

Quả đất là một nam châm khổng lồ, trường lực của nó có tên là quyển từ, ranh giới trên của quyển từ thường vượt 90 ngàn km. Trục từ của quả đất nghiêng một góc $11^{\circ}05'$ so với trục địa lý. Quyển từ chống lại các tia hạt điện tích bức xạ mặt trời xâm nhập vào bề mặt quả đất mà những tia bức xạ này thường gây nguy hiểm cho sự sống. Sự sống của quyển từ liên quan chặt chẽ với hoạt tính (hoạt động) của mặt trời. Sự xuất hiện những vết đen ở mặt trời thường kéo theo các bão nhiễu từ, bão từ trên quả đất. Vấn đề nguồn gốc từ tính của quả đất hiện nay vẫn chưa được hiểu thấu đáo, chỉ mới tồn tại ở các giả thuyết, mà những giả thuyết này liên quan tới các quá trình xảy ra ở sâu trong lòng quả đất.

c) Tính chất nhiệt của quả đất có hai nguồn

Nguồn do bức xạ mặt trời chiếm 99,5% và nguồn nhiệt từ lòng quả đất.

Khối lượng trung bình của năng lượng nhiệt mặt trời mà quả đất tiếp nhận được bằng $710 \times 10^{10} \text{ jun/m}^2$ trong một năm, trong đó đại dương thế giới hấp phụ được 47%, lục địa 23%, khí quyển 30%. Biên độ dao động nhiệt độ trên bề mặt quả đất đạt 150°C (từ -90°C ở Nam Cực đến $+65^\circ\text{C}$ ở Châu Phi). Đồng thời, con người còn quan sát được các dao động nhiệt độ giữa ngày - đêm, mùa, năm, những dao động này phụ thuộc vào điều kiện khí hậu của các vùng khác nhau của bề mặt quả đất.

- Tại độ sâu xác định so với bề mặt quả đất nhiệt độ không phụ thuộc vào thời gian của năm. Tầng này được gọi là đới nhiệt độ không đổi (II).

- Trên đới II là đới I là đới nhiệt độ thay đổi theo mùa.

- Dưới cùng là đới III là đới nhiệt độ tăng dần theo độ sâu. Từ đây có hai khái niệm: cấp địa nhiệt và gradien địa nhiệt.

+ Cấp địa - nhiệt là độ sâu tính bằng mét tính từ đường ranh giới dưới của đới thường ôn (II) để nhiệt độ tăng lên được 1°C .

+ Gradien địa nhiệt là trị số nhiệt độ tăng lên khi xuống sâu 100 m (kể từ ranh giới dưới của đới II).

Vậy cấp địa nhiệt và gradien địa nhiệt có quan hệ nghịch đảo nhau. Gradien địa nhiệt trung bình bằng 3°C trên 100 m và tương ứng với nó là cấp địa nhiệt – gần bằng 33 m. Trong những vùng khác nhau của quả đất, các dao động gradien địa nhiệt nằm trong khoảng $2,3 - 5,0^\circ\text{C}/100 \text{ m}$.

Dựa vào cấp địa nhiệt, có thể xác định được nhiệt độ của đất đá tại độ sâu Z bất kỳ nào đó (T_z):

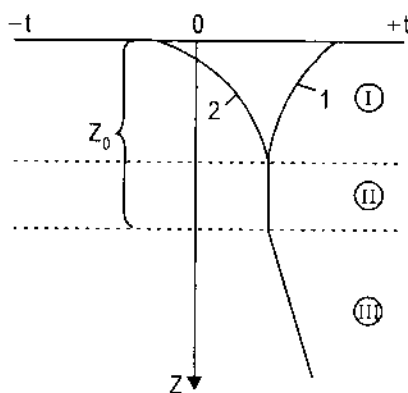
$$T_z = T_{tb} + \frac{Z - Z_0}{\beta} \quad (1.1)$$

Trong đó: β - cấp địa nhiệt (m/độ);

Các ký hiệu khác như chỉ ra trên hình 1.2.

Ví dụ 1.1. Kết quả khảo sát nhiệt tầng trầm tích hạt rời không dính và dính nằm xen kẽ nhau vào tháng 6/2004 trong một hố khoan cho trong bảng dưới đây. Hãy thực hiện:

1) Vẽ đồ thị quan hệ giữa nhiệt độ T° , và độ sâu Z (m)?



Hình 1.2. Sơ đồ thay đổi nhiệt độ theo độ sâu của vỏ quả đất

I - đới dao động nhiệt độ theo mùa;

II - đới nhiệt độ không đổi;

III - đới nhiệt độ tăng dần;

1 và 2 - các đường cong thay đổi nhiệt độ tương ứng vào mùa hè và mùa đông.

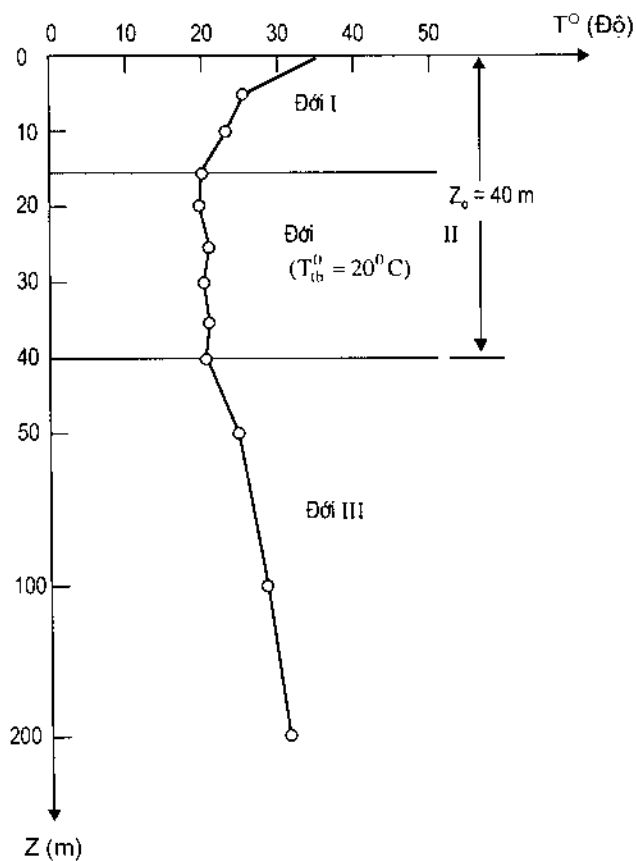
2) Tính nhiệt độ tại độ sâu $Z = 1000 \text{ m}$?

Z (m)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	100	200
T° (độ)	35	25	23	20,0	19,5	20,3	19,8	20,2	20,4	24	25,1	29	31

Bài giải

1) Vẽ đồ thị quan hệ $T^\circ = f(Z)$, như chỉ ra trên hình 1.3.

2) Tính nhiệt độ tại độ sâu $Z = 1000 \text{ m}$:



Hình 1.3. Đồ thị quan hệ $T^\circ = f(Z)$

Từ công thức (1.1), ta có:
$$T_z = T_{tb} + \frac{Z - Z_0}{\beta}$$

hay:
$$\beta = \frac{Z - Z_0}{T_z - T_{tb}}$$

Tại độ sâu $Z = 200 \text{ m}$, có $T_z = 31^\circ\text{C}$, khi đó ta tính được:

$$\beta = \frac{200 - 40}{31 - 20} \approx 14,55 \text{ (m/độ)}$$

Vậy nhiệt độ tại độ sâu $Z = 1000\text{m}$ là:

$$T_{1000} = 20 + \frac{1000 - 40}{14,55} \approx 86,0^{\circ}\text{C}$$

Chiều sâu đối thường ôn (II) phụ thuộc vào khí hậu, địa hình, tính dẫn nhiệt của đất đá, chiều dày đới II dao động từ 20 đến 40m.

Ví dụ: Tại Paris (Pháp) chiều sâu đới II bằng 28m; ở Matxcova là 20 m. Nhiệt độ xác định được ở độ sâu 28m của đài khí tượng thủy văn Paris trong suốt 100 năm cho trị số không đổi bằng $11,83^{\circ}\text{C}$; ở Matxcova xác định được ở độ sâu 20 m có nhiệt độ không đổi bằng $4,2^{\circ}\text{C}$.

d) Tính chất điện của quả đất

Quả đất và các vỏ ngoài của nó là thủy quyển và khí quyển bị các dòng điện xuyên qua, bản chất của chúng còn chưa được nghiên cứu đầy đủ. E. Bullard cho rằng, các dòng điện này tạo thành do sự dịch chuyển vật chất của nhân quả đất và chúng liên quan chặt chẽ với từ trường của nó. Sét đánh trong đám mây vào lúc giông bão là một ví dụ nguồn điện khí quyển.

e) Tính phóng xạ của quả đất

Các nhà bác học cho rằng, sự phân hủy các nguyên tố phóng xạ thường cung cấp một nguồn nhiệt khổng lồ, mà nguồn nhiệt này là nguyên nhân nung nóng các khối riêng biệt bên trong và sát bề mặt quả đất. Một khối lượng lớn các nguyên tố phóng xạ phát hiện được trong các đới đứt gãy lớn của quả đất. Nhà bác học Nhật Bản tên là Kamada thông báo rằng tại những vùng hoạt động núi lửa thoát ra các khí phóng xạ núi lửa. Các quặng Thôri, Radi và Uran có tính phóng xạ rất cao; các đá macma axit có tính phóng xạ cao; các đá trầm tích có tính phóng xạ trung bình (như sét, bùn, phiến sét); các đá cát kết, đá vôi có tính phóng xạ thấp.

Chương 2

KHOÁNG VẬT VÀ ĐẤT ĐÁ

2.1. KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ KHOÁNG VẬT

Khoáng vật là hợp chất của các nguyên tố hóa học tự nhiên hay tự sinh; chúng được hình thành do kết quả của các quá trình hóa - lý xảy ra trong vỏ quả đất hay trên bề mặt của nó.

Khoáng vật được hình thành từ một nguyên tố hóa học (ví dụ: kim cương C, Grafit C) hay từ một vài nguyên tố (như thạch anh SiO_2 , canxit CaCO_3 , v.v...).

Trạng thái khoáng vật cũng rất khác nhau: cứng (thạch anh, kim cương, vàng ...), lỏng (thủy ngân, nước) và khí (mê tan, hydro, ...). Trong tự nhiên phần lớn là khoáng vật cứng. Khoáng vật có ý nghĩa thực tế rất lớn.

2.2. TÍNH CHẤT VẬT LÝ CỦA KHOÁNG VẬT

Bao gồm: hình dạng, trọng lượng đơn vị hạt, độ cứng, cắt khai, vết vỡ, màu sắc, ánh, màu vết vạch, từ tính, phản ứng với axit HCl, ...

Sau đây chúng ta chỉ nghiên cứu một số tính chất liên quan chặt chẽ với tính chất xây dựng của khoáng vật:

- Trọng lượng đơn vị hạt được phân ra ba nhóm: nặng ($\gamma_s \geq 4 \text{ g/cm}^3$); trung bình ($\gamma_s = 2 \div 4 \text{ g/cm}^3$); nhẹ ($\gamma_s = 1 \div 2 \text{ g/cm}^3$).
- Độ cứng: là khả năng chống lại tác dụng cơ học bên ngoài của khoáng vật (bảng 2.1).

Bảng 2.1. Thang độ cứng của khoáng vật (theo F. Moos)

Độ cứng	Khoáng vật	Thành phần (công thức) hóa học
1	Tal	$\text{Mg}_3(\text{Si}_4\text{O}_{10})(\text{OH})_2$
2	Thạch cao	$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$
3	Canxit	CaCO_3
4	Fluorit	CaF_2
5	Apatit	$\text{Ca}_5(\text{PO}_4)_3(\text{Cl}, \text{F}, \text{OH})$
6	Octolaz	$\text{K}[\text{AlSi}_3\text{O}_8]$
7	Thạch anh	SiO_2
8	Topaz	$\text{Al}_2[\text{SiO}_4](\text{F}, \text{OH})_2$
9	Korindon	Al_2O_3
10	Kim cương	C

2.3. PHÂN LOẠI KHOÁNG VẬT

Vì mỗi khoáng vật là một nguyên tố hay hợp chất hóa học xác định, chúng có kiến trúc đặc trưng riêng nên cách phân loại khoáng vật được xuất phát từ thành phần và cấu trúc của chúng (xem bảng 2.2).

Bảng 2.2. Phân loại khoáng vật và hàm lượng của chúng trong vỏ quả đất

Nhóm khoáng vật	Tên khoáng vật và thành phần hóa học	Hàm lượng, %
Silicat và Alumôsilicat	Thạch anh (SiO_2); Tal-Mg ₃ (Si_4O_{10}) (OH) ₂	75,00
Ôxyt và Hydroxyt	Limônit ($2\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$)	17,00
Cabonat	Canxit (CaCO_3)	1,700
Photphát và đồng hình của nó	Apatit ($\text{Ca}_5[\text{PO}_4]_3 (\text{F}, \text{Cl}, \text{OH})$)	0,70
Halit	Halit (NaCl)	0,50
Sunfua và đồng hình của nó	Pirit (FeS_2), ...	1,15
Sunfat	Thạch cao ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), ...	0,50
Các nguyên tố tự sinh	Kim cương (C)	0,10
Các khoáng vật thứ sinh	Sét Kaolinit ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) Montmorilonit ($(\text{OH})_4\text{Si}_8\text{Al}_4\text{O}_{20} \cdot n\text{H}_2\text{O}$) Muskovit $\text{KAl}_2(\text{Al}, \text{Si}_3\text{O}_{10})$	3,35
Tổng cộng		100%

2.4. KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ ĐẤT ĐÁ

Cách phân loại chi tiết đất và đá được giới thiệu trong các phần sau.

Theo điều kiện thành tạo, phân ra 3 loại chính: đá macma, đất đá trầm tích và đá biến chất.

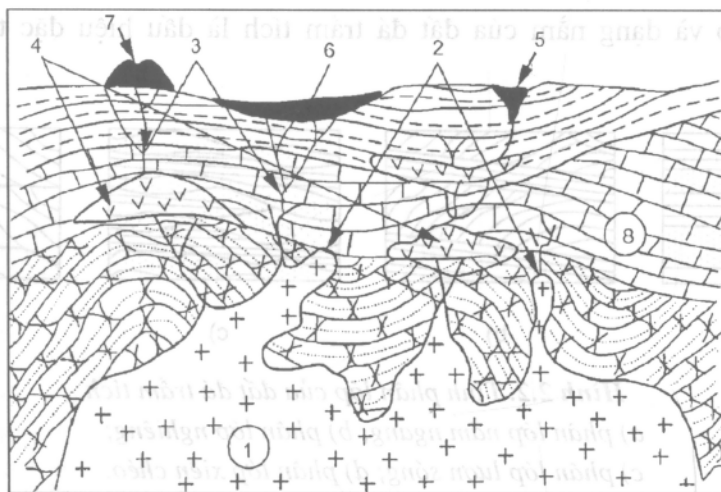
1. Đá macma

Đá macma "được thành tạo do kết quả nguội lạnh của dung dịch silicat nóng chảy - dung dịch macma... ở trong lòng quả đất hay trên bề mặt của nó".

Tùy vào điều kiện thành tạo phân ra đá macma xâm nhập và đá macma phun trào (xem hình 2.1).

- Đá macma xâm nhập: được hình thành do kết quả nguội lạnh dung dịch macma ở sâu trong vỏ quả đất (bao gồm 1, 2, 3, 4 hình 2.1);

- Đá macma phun trào (phún xuất) được thành tạo do kết quả nguội lạnh dung dịch macma khi phun trào lên bề mặt đất (bao gồm 5, 6, 7 hình 2.1).



Hình 2.1. Sơ đồ các dạng nằm của đá macma

1 – thể nền; 2 – thể bướu; 3 – thể mạch; 4 – thể nấm; 5 – thể dòng chảy; 6 – thể lớp phủ (vòm); 7 – núi lửa; 8 – đá vây quanh (đá biến chất và đất đá trầm tích).

Dựa vào hàm lượng SiO_2 phân đá macma ra thành các loại sau:

Nhóm đá	SiO_2 (%)	Đá macma xâm nhập	Đá macma phun trào
Đá axit	$65 \div 75$	Granit, Aplit	Liparit, Poocphia thạch anh
Đá trung tính	$52 \div 65$	Xiênit, Điorit	Andêzit, poocphirit
Đá bazơ	$40 \div 52$	Gabrô, ...	Bazal, Điabaz, ...
Đá siêu bazơ	< 40	Pirôxenit, ...	Meimetrit, ...

- Tính chất xây dựng của đá macma.

Đá macma có độ bền cao, không hòa tan trong nước, thực tế không thấm nước. Độ rỗng của đá rất nhỏ (thường $< 1\%$), riêng đá phun trào có độ rỗng thay đổi từ $19 \div 60\%$ ở tuf núi lửa. Hầu hết đá macma được dùng làm nền tự nhiên cho nhiều công trình xây dựng rất ổn định.

Đá macma có cường độ kháng nén tức thời khá cao:

- Đá macma Granit có: $R_c = (1200 \div 2400) \times 10^5 \text{ N/m}^2$;

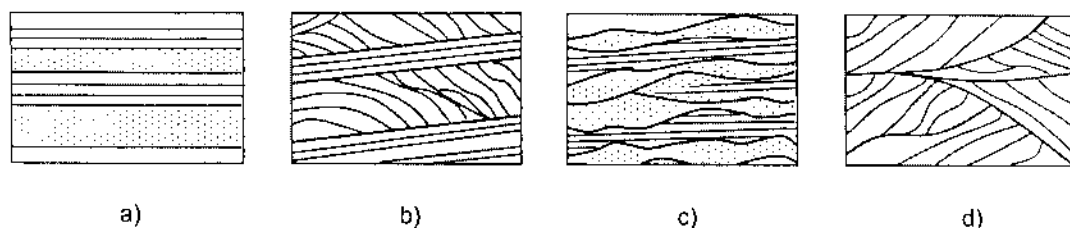
- Đá macma phun trào Bazal có: $R_c = (900 \div 4600) \times 10^5 \text{ N/m}^2$;

Chú ý, khi đá macma bị phong hóa thì độ bền của chúng bị giảm đi đáng kể, dễ gây mất ổn định cho công trình xây dựng trên chúng.

2. Đất đá trầm tích

“Đất đá trầm tích được tạo thành từ các vật trầm tích khác nhau có nguồn gốc vụn cơ học, hóa học, hữu cơ và hỗn hợp trong điều kiện nhiệt động xảy ra trên bề mặt quả đất”.

Tính phân lớp và dạng nằm của đất đá trầm tích là dấu hiệu đặc trưng riêng của chúng (hình 2.2).



Hình 2.2. Tính phân lớp của đất đá trầm tích
a) phân lớp nằm ngang; b) phân lớp nghiêng;
c) phân lớp lượn sóng; d) phân lớp xiên chéo.

- Đất đá trầm tích nguồn gốc vụn cơ học: Nhóm đất đá này được thành tạo chủ yếu ở tầng trên cùng vỏ quả đất bằng con đường tích tụ trầm tích các sản phẩm phá hủy các đá có trước do phong hóa (sẽ trình bày sau). Nhóm đá này có 3 phụ nhóm: 1) nguồn gốc biển; 2) lục địa; 3) vũng vịnh – hồ – đầm lầy.

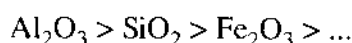
Các đất đá đặc trưng (xem bảng 2.3).

Nhóm đất đá vụn cơ học trên được dùng làm vật liệu xây dựng và nền tự nhiên rất tốt cho các công trình.

Bảng 2.3. Phân loại các đất đá vụn cơ học

Kích thước hạt và mảnh vụn, mm	Hình dạng và tên gọi	
	Tròn cạnh	Góc cạnh
> 200	Tảng lăn	Khối đá lớn
40 ÷ 200	Cuội	Đá rậm
2 ÷ 40	Sỏi	Sạn
0,05 ÷ 2	Cát	Cát
0,005 ÷ 0,05	Bụi	Bụi

Khi các nhóm đất vụn cơ học trong bảng 2.3 trải qua quá trình tạo đá sẽ trở thành đá tảng kết, cuội (rậm) kết, sạn (sỏi) kết, cát kết và bụi kết. Độ bền của các loại đá này phụ thuộc rất nhiều vào độ bền của xi măng gắn kết và chúng tuân theo trật tự sau:



- Nhóm đá trầm tích nguồn gốc hóa học: Được thành tạo chủ yếu do kết tủa các muối từ dung dịch nước, hay do kết quả của các phản ứng hóa học xảy ra trong vỏ quả đất.

Nhóm đá này bao gồm nhóm cacbonat (đá vôi - CaCO_3), silic, haloit, (NaCl) và sunphat, ...

- Nhóm đá trầm tích hữu cơ: Được thành tạo do kết quả tích tụ những di tích (xác) sinh vật khác nhau ở đáy hồ, vùng nước kín. Ví dụ đá vôi vỏ sò (CaCO_3) có lẫn tạp chất khác (như sét, cát, ...). Đá sủi bọt mạnh với HCl, có cấu tạo đặc xít, trong đó có dấu hiệu vỏ sò gọi là đá vôi vỏ sò.

Tính chất xây dựng của đá vôi hóa học với đá vôi vỏ sò gần giống nhau.

- Nhóm đất đá loại sét: Đây là nhóm đất đá được thành tạo khác hẳn so với các nhóm đất đá nêu trên (sẽ trình bày sau). Nhóm đất đá này cấu tạo chủ yếu bằng các hạt có kích thước $\leq 0,005 \text{ mm}$.

- Nhóm đất đá nguồn gốc hỗn hợp: Được thành tạo hỗn hợp từ hai nhóm đất đá nêu trên trở lên. Điển hình là đá macrơ gồm sét + $(20 \div 80)\% \text{ CaCO}_3$.

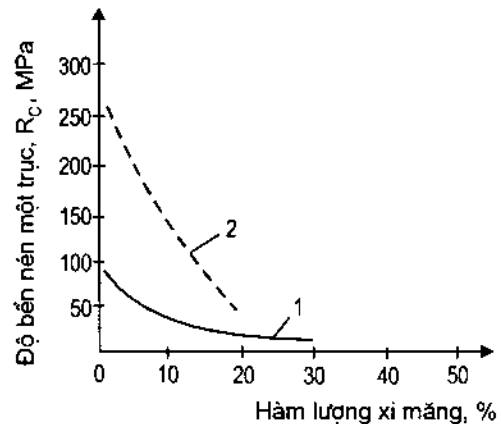
+ Đá macrơ sét gồm $80\% \text{ CaCO}_3 + 20\%$ sét.

+ Đá sét macrơ gồm $20\% \text{ CaCO}_3 + 80\%$ sét.

Đá macrơ được sử dụng làm nguyên liệu sản xuất xi măng pooc lăng.

Đất đá trầm tích, giả thiết cùng là cát thạch anh, thì độ bền của chúng phụ thuộc nhiều vào kiểu và loại xi măng gắn kết (xem hình 2.3).

Hình 2.3. Quan hệ giữa độ bền nén một trục vào thành phần và hàm lượng xi măng gắn kết trong đá trầm tích vụn cơ học.
1 – xi măng xêrêxít – sét – sắt;
2 – xi măng xêrêxít – thạch anh.



3. Đá biến chất

“Đá macma và đất đá trầm tích có trước bị thay đổi thành phần, kiến trúc – cấu tạo và tính chất ban đầu dưới tác dụng của áp lực lớn; nhiệt độ cao và các dung dịch hoạt tính hóa học và khí xảy ra trong vỏ quả đất, gọi là đá biến chất”.

Tùy theo điều kiện thành tạo, người ta phân ra các loại đá biến chất sau:

a) Đá biến chất tiếp xúc và biến chất nhiệt

Loại đá biến chất này được hình thành dưới tác dụng của khối dung dịch macma nóng chảy xâm nhập vào các khối đá macma và trầm tích có trước. Quá trình làm thay đổi các đá vây quanh dưới tác dụng của dung dịch thủy nhiệt, được gọi là đá biến chất thủy nhiệt. Quá trình làm thay đổi các đá có trước dưới tác dụng của các khí và hơi

macma, được gọi là hiện tượng biến chất khí. Tác dụng của nhiệt độ cao từ lò macma làm thay đổi các đá vây quanh, được gọi là biến chất nhiệt.

Biến chất tiếp xúc làm thay đổi nhiều nhất đối với các đá trầm tích. Ví dụ, các đá cát kết khi bị biến chất sẽ tạo thành đá quáczit, đá sét kết thành đá phiến sét, đá vôi thành đá hoa cương.

b) Đá biến chất động lực

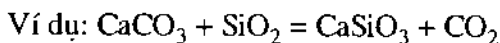
Đó là quá trình làm biến đổi (tái tạo) các đá ở sâu của tầng thạch quyển (vỏ quả đất) dưới tác dụng của áp lực cao. Tác dụng của biến chất động lực trước hết tạo ra cấu tạo phân phiến của các đá, những tinh thể khoáng vật trong khối đá luôn được định hướng lại và nằm song song với nhau ở mức độ cao nhất. Quá trình này xảy ra chủ yếu do các vận động kiến tạo của vỏ quả đất. Bởi vậy, các tinh thể khoáng vật thường nằm vuông góc với phương của lực tác dụng.

c) Đá biến chất khu vực

Loại biến chất này xảy ra trong vùng có diện tích và thể tích lớn hơn nhiều so với hai loại biến chất mang tính cục bộ (địa phương) trên đây. Những tầng đất đá dày (trong các vùng địa máng) luôn luôn chịu tác động của nhiệt độ cao và áp lực lớn. Người ta thường phân ra ba mức độ biến chất đất đá khi bị biến chất khu vực, đó là:

- Mức độ biến chất thứ nhất tương ứng với sự thay đổi yếu của đất đá. Những thay đổi này xảy ra khi nhiệt độ nằm trong khoảng 500°C và áp lực không vượt quá 500 MPa (5000 atmôtphe). Do đó, trong quá trình này chủ yếu là các biến đổi cơ học, còn biến đổi hóa học chỉ chiếm phần nhỏ; đồng thời các đá biến chất vẫn giữ nguyên được các khoáng vật ngậm nước ban đầu. Các khoáng vật đặc trưng cho mức độ biến chất này là: Muskovit; Êpidôt; Albit; đá sừng; Biôtít; Thạch anh, ... Trong giai đoạn biến chất này, đá sét thường biến chất thành Philít; cát kết thành quáczit; đá vôi thành đá hoa cương, ...

- Mức độ biến chất thứ hai xảy ra dưới nhiệt độ $t^{\circ} = 500 \div 1000^{\circ}\text{C}$ và áp lực $p = 500 \div 1000$ MPa ($p = 5000 \div 10.000$ atmôtphe). Trong giai đoạn này, các khoáng vật ngậm (ư) nước bị biến đổi hoàn toàn. Ôxyt Silic (SiO_2) tham gia mạnh vào thành phần các khoáng vật tạo đá mới:



Khoáng vật CaSiO_3 (Volastonit) mới tạo thành có độ bền và độ cứng cao hơn CaCO_3 rất nhiều.

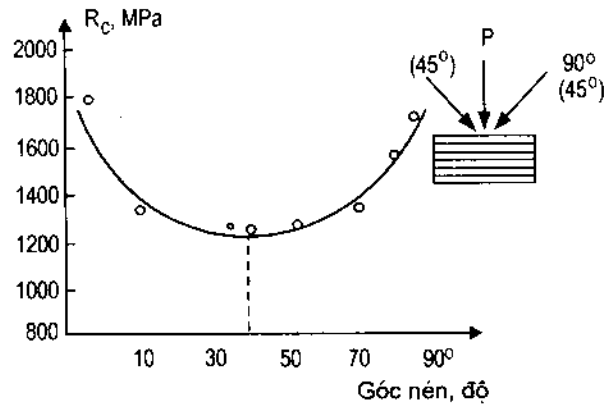
Trong giai đoạn biến chất này, các đá sét và đá thạch anh thường biến thành các đá phiến và gonalit mica; các đá axit thành đá gơ nai; còn các đá kiềm thành đá Amphibôlit.

- Mức độ biến chất thứ ba – xảy ra dưới nhiệt độ cao hơn 1000°C và áp lực lớn hơn 1000 MPa (> 10.000 atmôtphe), tương ứng với giai đoạn biến chất cao. Trong giai đoạn này, áp lực thủy tĩnh chủ yếu tạo ra áp lực bên, còn các biến đổi hóa học do các tác dụng

cơ học là chủ yếu. Khả năng kết tinh của các tinh thể khoáng vật là hoàn toàn. Những khoáng vật được thành tạo trong giai đoạn này là sự thành tạo các khoáng vật có nhiệt độ nóng chảy cao, như: Plagioclaz, Ôlivin, Granat, Thạch anh; Korindôn (bột đá mài, Al_2O_3).

Giới hạn độ bền khi nén của đá biến chất dao động trong khoảng $(5000 \div 40.000) \times 10^5 \text{ N/m}^2$.

- Đá biến chất không thấm nước, không hòa tan trong nước; đặc biệt đá có tính dị hướng cao về mặt cơ học do tính phân phiến của chúng (xem hình 2.4).



Hình 2.4. Quan hệ giữa độ bền nén một trục (R_c) và tính định hướng các phân phiến của đá biến chất Goniabiotit.

Chương 3

THÀNH PHẦN VÀ CẤU TRÚC CỦA ĐẤT

3.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Trước hết cần thống nhất các danh từ đất, đá và đất đá:

1. *Đá cứng* bao gồm các loại đá có liên kết kiến trúc bền và mang bản chất hóa học. Trong đá cứng đại bộ phận có kiểu liên kết kiến trúc cộng hóa trị chiếm ưu thế hơn liên kết iôn. Do đó, đá thường có độ bền cao, độ bền này ít bị thay đổi khi đá bão hòa nước. Nếu trong đá chỉ có liên kết iôn thì chúng có tính hòa tan lớn.

2. *Đất* bao gồm các đất phân tán có liên kết kiến trúc bản chất vật lý, phân tử, iôn - tĩnh điện, mao dẫn và từ tính. Các kiểu liên kết kiến trúc này kém bền hơn so với liên kết kiến trúc bản chất hóa học trong đá cứng. Độ bền của đất phân tán thấp và thay đổi khi bão hòa nước.

3. *Đất đá* đó là danh từ chung cho cả đất và đá, mà trong chúng vừa có kiểu liên kết cấu trúc bản chất vật lý và hóa học.

Nghiên cứu đất, thường phải xét đến các thành phần vật chất cứng, lỏng, khí và sinh vật trong chúng, tùy thuộc vào sự có mặt của các vật chất trên đây mà người ta phân ra 3 hệ sau:

- Hệ hai pha = pha cứng + pha lỏng (nước lấp đầy lỗ rỗng)
- Hệ ba pha = pha cứng + pha lỏng + pha khí
- Hệ bốn pha = pha cứng + pha lỏng + pha khí + pha sinh vật.

3.2. THÀNH PHẦN, CẤU TRÚC VÀ TÍNH CHẤT CỦA PHA CỨNG

Chúng ta chỉ dừng lại nghiên cứu khoáng vật sét.

1. Thành phần, cấu trúc và tính chất của khoáng vật sét.

Có 3 loại khoáng vật sét chủ yếu: Kaolinit, Montmorilonit và Hydromica.

- Kaolinit (lấy tên dãy núi cao ở Trung Quốc là Kaulinh).

Kiến trúc tinh thể khoáng vật có kiểu 1: 1 (tức là một mạch tứ diện SiO_2 và một mạch bát diện Al_2O_3 , hình 3.1 a).

Nhờ cấu trúc như vậy nên tạo cho Kaolinit có mối liên kết H_2O trong ô mạng tinh thể và tạo cho nó có độ chặt đủ lớn. Hiện tượng trương nở khi tác dụng với nước không xảy ra với Kaolinit.

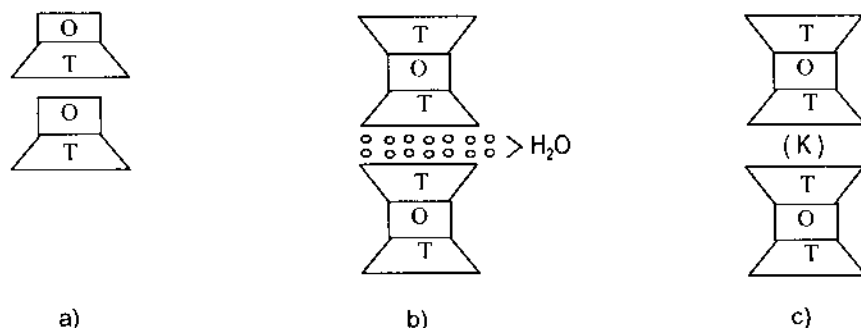
Khoáng vật Kaolinit có màu trắng, khi lẫn Fe có màu đỏ hay vàng, lẫn Mg có màu nâu,... Độ cứng bằng 1, ánh mờ, mỡ. Ở trạng thái ẩm, nó có tính dẻo, dính. Dung tích trao đổi thấp ($3 \div 15 \text{ mg} - \text{dl}/100 \text{ gam}$).

Công dụng làm gạch chịu lửa, dùng trong công nghệ sành, sứ, giấy,...

Ở nước ta, sét Kaolinit có ở Hải Hưng, Quảng Ninh v.v...

– Montmorilonit (theo tên gọi của mỏ Montmorillon ở Pháp) hay Bentonit,...

Kiến trúc của Montmorilonit gồm hai mạch tứ diện, giữa hai mạch này có 1 mạch bát diện, ký hiệu 2: 1 (hình 3.1.b).



Hình 3.1. Sơ đồ minh họa kiến trúc Kaolinit (a); Montmorilonit (b) và Hydromica (c)

O - mạch bát diện; T - mạch tứ diện; các vòng tròn nhỏ là các phân tử H_2O ;

K - Katriôn bù trừ trong khoảng không gian giữa các ô mạng tinh thể.

Mối liên kết kiến trúc giữa các lớp trong kiến trúc tinh thể khoáng vật Montmorilonit là O_2 . Do đó, các phân tử H_2O và dung dịch phân cực khác có thể tự do xâm nhập vào khoảng trống giữa các lớp kiến trúc khoáng vật và làm yếu tác dụng tương hỗ phân tử ion - tinh điện giữa các lớp trong chúng. Hiện tượng này gây ra trương nở mạnh trong ô mạng tinh thể khoáng vật Montmorilonit.

Dung tích trao đổi $\geq 100 \text{ mg} - \text{dl}/100 \text{ g}$.

Độ cứng $1 \div 2$; ánh mờ, dạng tấm.

Được thành tạo do phong hóa đá macma giàu Mg và các biến đổi thứ sinh khác.

Công dụng để làm sạch dầu mỡ, dùng trong công nghệ thủy tinh, xà phòng, mỹ phẩm, dược phẩm và nhiều lĩnh vực khác.

– Hydromica là khoáng vật chuyển tiếp giữa mica và khoáng vật sét.

Hydromica có mạng tinh thể loại 3 lớp không ổn định (hình 3.1 c). Mối liên kết giữa các lớp tạo nên bởi katriôn K^+ hay do điện tích ngược dấu khác. Trong tứ diện mạng tinh

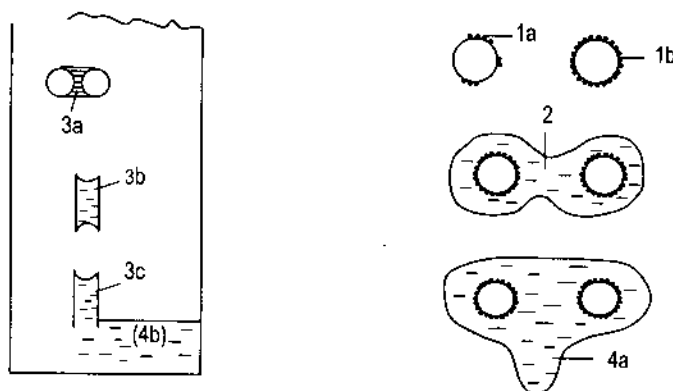
thể Si^{4+} phần lớn được thay thế bởi Al^{3+} . Điều kiện thành tạo và tồn tại Hydromica trong môi trường từ a xít yếu sang kiềm, nhưng nhất thiết phải có nồng độ K^+ cao trong dung dịch môi trường. Hydromica hình thành trong môi trường lục địa, cũng như môi trường biển, nó là sự ngưng keo Silicat - H_2O của ô xít sắt, Kali với các hợp chất đồng hình Al_2O_3 , CaO , MgO , Na_2O .

3.3. CÁC PHA LỎNG TRONG ĐẤT

Trong đất tồn tại pha lỏng đó là nước ở các dạng khác nhau. Cho đến nay chưa có cách phân loại nước thống nhất.

Theo A. F. Lebedev (1946) nước trong đất thường tồn tại các dạng sau (xem hình 3.2):

- Nước ở dạng hơi;
- Nước liên kết, gồm: liên kết bền (nước hấp phụ); và liên kết yếu.
- Nước mao dẫn;
- Nước tự do (nước trọng lực);
- Nước kết tinh và nước liên kết hóa học.



Hình 3.2. Các dạng nước trong đất

- 1 - nước hấp phụ (a - hấp phụ không hoàn toàn; b - hấp phụ hoàn toàn); 2 - nước liên kết yếu;
 3 - nước mao dẫn (a - mao dẫn góc lỗ rỗng; b - nước mao dẫn treo; c - nước mao dẫn thực);
 4 - nước tự do (a - nước thẩm thấu; b - tầng nước ngầm).

Ngoài ra, còn tồn tại loại nước kết tinh và nước liên kết hóa học:

- Nước kết tinh thường tham gia vào thành phần khoáng vật, ví dụ $\text{CaSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$. Loại nước này thường giữ nguyên hình dạng của mình.

- Nước liên kết hóa học tham gia trong quá trình hydrat hóa kiểu hydroxít $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Loại nước này thường không giữ nguyên phân tử của mình.

Tóm lại, nước có ý nghĩa rất lớn trong đời sống sinh hoạt và xây dựng của con người (sẽ nghiên cứu sau).

3.4. CÁC PHA KHÍ TRONG ĐẤT

Chủ yếu là CO_2 , O_2 và N ; ... chúng tồn tại ở trạng thái khác nhau:

– *Khí tự do* luôn luôn vận động trong các lỗ rỗng của đất, thường tham gia trong quá trình trao đổi khí với khí quyển; chúng có thể tách ra khỏi đất khi mực nước dưới đất dâng cao.

– *Khí hấp phụ* 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 lượng độ ẩm trong đất.

– *Khí kín* thành tạo trong đất liên quan với 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 bị giữ lại trong lỗ rỗng của đất ở dạng khí kín.

Khí kín thường gây nên hiện tượng lún sập nền công trình, nhiều trường hợp gây phá hoại nghiêm trọng công trình.

3.5. SINH VẬT TRONG ĐẤT

Bao gồm sinh vật vĩ mô và vi mô.

– Sinh vật vĩ mô: chuột đồng, chuột trù, chuột chũi, ... chúng có thể gây ảnh hưởng nhiều đến ổn định các công trình xây dựng. Rễ cây mọc trong vùng đất nào đó cũng gây ảnh hưởng lớn đến tính chất xây dựng của đất.

– Sinh vật vi mô (vi sinh vật): như vi khuẩn, nấm, ... và chúng có mặt ở nhiều độ sâu khác nhau, từ mặt đất đến 200 m.

Vi sinh vật gây nên hiện tượng ăn mòn sunfat, làm trương nở đất và đóng vai trò quan trọng trong quá trình và hiện tượng phát sinh đất chảy thật (xem phần sau).

3.6. CẤU TRÚC CỦA ĐẤT

Cấu trúc của đất được phân ra: cấu trúc lớn, cấu trúc trung và vi cấu trúc.

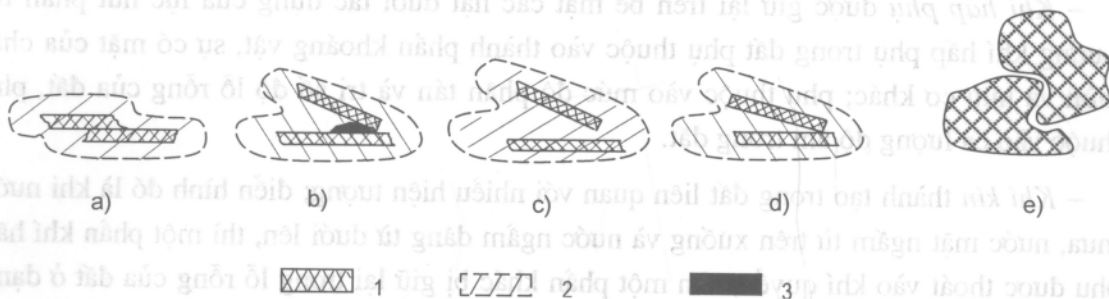
Đặc trưng của cấu trúc lớn và cấu trúc trung đã được nghiên cứu nhiều và khá tỷ mỉ. Riêng vi cấu trúc còn chưa được nghiên cứu chi tiết.

Sau đây, chúng tôi chỉ dừng lại ở việc nghiên cứu vi cấu trúc của đất sét, bởi lẽ vi cấu trúc ảnh hưởng nhiều đến tính chất xây dựng của đất sét.

Vi cấu trúc của đất sét được đặc trưng bởi các liên kết kiến trúc sau đây (xem hình 3.3).

1. Kiến trúc kiểu tiếp xúc pha (hình 3.3a)

Bản chất liên kết giữa các pha (hạt) là bản chất hóa học, đây là loại liên kết kiến trúc bền nhất. Có 4 kiểu liên kết kiến trúc bản chất hóa học trong đất: 1) cộng hóa trị; 2) kim loại; 3) iôn và 4) hydro. Độ bền nén một trục (nở ngang tự do) của đất có liên kết kiến trúc kiểu này đạt tới $\geq 10 \text{ MPa}$ (100 KG/cm^2). Khi bị phá hoại, liên kết kiến trúc trong đất loại này không được khôi phục (tức là đất không có tính chất thuận nghịch về mặt cơ học,...).



Hình 3.3. Các kiểu tiếp xúc kiến trúc chủ yếu giữa các yếu tố kiến trúc (hạt hay hợp thể) trong đất;

a) kiểu tiếp xúc pha; b) kiểu xi măng gắn kết; c) kiểu keo tụ; d) kiểu chuyển tiếp; e) kiểu móc khớp;
1 - các hạt (hợp thể) đất; 2 - màng mỏng nước liên kết; 3 - vật chất xi măng.

2. Kiến trúc kiểu xi măng gắn kết (hình 3.3b)

Bản chất liên kết kiến trúc kiểu này chủ yếu là lý học. Độ bền của đất đá thay đổi tùy thuộc vào kiểu gắn kết xi măng và độ bền của bản thân nó.

3. Kiến trúc kiểu keo tụ (ngưng tụ)

Thường đặc trưng cho bùn, đất sét yếu bão hòa nước, thổ nhưỡng và tuf (than bùn). Bản chất liên kết kiến trúc kiểu này là vật lý và hóa - lý. Cụ thể, mối liên kết giữa các yếu tố kiến trúc là lực phân tử, lực tĩnh điện, từ tính, iôn - tĩnh điện, mao dẫn (hình 3.3c).

4. Kiến trúc kiểu chuyển tiếp (pha kết hợp với ngưng tụ)

Đặc trưng cho đất, mà trong đó tiếp xúc kiến trúc kiểu chuyển tiếp là chủ yếu (hình 3.3d). Ví dụ, đất sét bão hòa nước được nén chặt trung bình. Các liên kết kiến trúc loại này vừa mang bản chất hóa học, vừa mang bản chất lý học (chủ yếu là iôn - tĩnh điện).

5. Kiến trúc kiểu móc khớp

Là kiến trúc của đất vụn thô, cát (không có vật chất sét hay keo lấp đầy lỗ rỗng). Bản chất của liên kết kiến trúc này là cơ học thuần túy - kiểu kiến trúc móc khớp (hình 3.3e)... Độ bền của các loại đất kiểu kiến trúc này thay đổi trong phạm vi rộng là tùy thuộc vào trị số lực ma sát trượt, độ chặt kết cấu và lực móc khớp C_{mk} .

6. Kiến trúc hỗn hợp (keo tụ - pha - xi măng gắn kết - chuyển tiếp).

7. Kiến trúc kiểu từ tính xuất hiện trong đất có chứa các chất từ tính.

Chương 4

CÁC HIỆN TƯỢNG HÓA - LÝ TRONG ĐẤT

4.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Bất kỳ loại đất nào, như đã nêu trên đều là hệ đa phân tử. Tất cả những thành phần này tồn tại trong đất dưới mối quan hệ chặt chẽ với nhau và tạo nên hệ không đồng nhất về mặt vật lý và hoạt tính hóa học, v.v...

Dưới đây, chúng ta sẽ nghiên cứu một vài hiện tượng điển hình nhất xảy ra giữa hệ đa phân tử là đất với môi trường bên ngoài - nước và dung dịch khác.

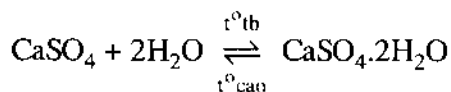
4.2. HIỆN TƯỢNG HÓA - LÝ XẢY RA TẠI RANH GIỚI KHOÁNG VẬT VÀ NƯỚC

Đó là các hiện tượng hydrad hóa, sự tạo thành lớp điện kép, hiện tượng trao đổi, điện di và điện thẩm thấu,...

4.2.1. Hiện tượng hydrad hóa

Khi cho khoáng vật tác dụng với nước, xảy ra hiện tượng hydrad hóa - đó là các khoáng vật hấp phụ trên bề mặt mình các phân tử lưỡng cực nước. Kết quả của các hiện tượng này là tạo ra màng mỏng nước liên kết bao quanh hạt khoáng vật (màng nước liên kết bền và liên kết yếu).

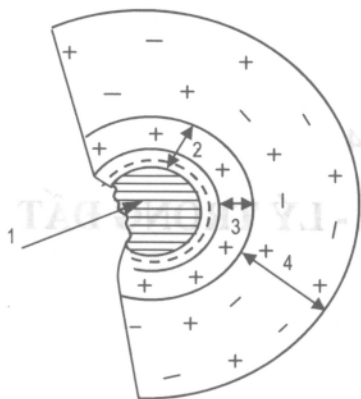
Quá trình hydrad hóa có thể biểu diễn bằng phương trình sau:



Tính chất (khả năng) hydrad hóa của khoáng vật sét sẽ được nghiên cứu chi tiết ở chương 5 dưới đây.

4.2.2. Sự tạo thành lớp điện kép

– Hạt keo (mixen keo) sét tích điện âm khi đặt vào trong nước (hay dung dịch khác), các katriôn bao quanh hạt keo sét tạo nên lớp điện kép (hình 4.1). Đồng thời, các katriôn tham gia tạo nên lớp điện kép có khả năng trao đổi với các katriôn của dung dịch ngoài, khi hạt keo sét tiếp xúc với chúng.

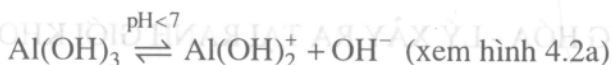


Hình 4.1. Sơ đồ cấu trúc lớp điện kép của hạt keo sét:

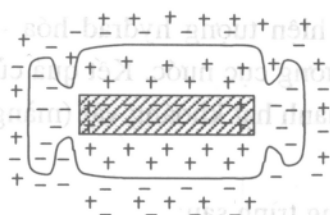
- 1 - hạt sét tích điện tích âm;
- 2 - lớp điện kép;
- 3 - các ion hấp phụ;
- 4 - các ion khuếch tán.

Trong số rất nhiều yếu tố gây ảnh hưởng đến đặc trưng lớp điện kép, thì trị số pH của môi trường được xem như yếu tố ảnh hưởng rõ nét nhất đến đặc trưng của lớp điện kép giữa hạt keo (sét) - dung dịch. Nguyên nhân chính do các ion H^+ và OH^- hấp phụ trên bề mặt hạt sét, gây nên sự sắp xếp lại điện tích ở hai đầu hạt sét khi thay đổi trị số pH môi trường, cụ thể:

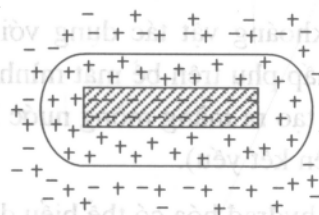
- Trong môi trường axit ($pH < 7$) hai đầu hạt sét tích điện dương:



- Trong môi trường kiềm ($pH > 7$), hai đầu hạt sét tích điện âm (hình 4.2b):



a)



b)

Hình 4.2. Ảnh hưởng pH của dung dịch ngoài đến cấu trúc lớp điện kép xung quanh hạt keo sét

a) trong môi trường axit ($pH < 7$); b) trong môi trường kiềm ($pH > 7$).

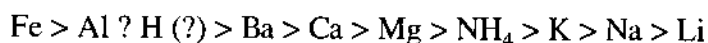
4.2.3. Hiện tượng trao đổi ion

Các ion của lớp hấp phụ và lớp khuếch tán bao quanh hạt keo sét luôn luôn tồn tại ở trạng thái cân bằng hóa - lý với các ion của dung dịch tự do bên ngoài. Khi thay đổi thành phần dung dịch ngoài, hiện tượng trao đổi giữa các ion của lớp điện kép của hạt và dung dịch này sẽ xảy ra. Do vậy, muốn nói về hệ phân tán nhỏ (đất loại sét) phải kể đến sự trao đổi katriôn thậm chí cả anion (rất ít).

Thực chất của hiện tượng trao đổi katriôn là trong quá trình trao đổi có một khối lượng xác định các ion từ dung dịch lỏng rỗng (dung dịch ngoài) đi vào lớp điện kép của hạt, và từ bề mặt hạt tách ra một khối lượng tương đương các ion khác đi vào dung dịch. Hiện tượng này gọi là trao đổi tương đương các ion.

Tổng khối lượng ion trong đất tạo khả năng trao đổi ở điều kiện nào đó, gọi là dung tích trao đổi hay dung tích hấp phụ của đất. Dung tích trao đổi được biểu diễn bằng miligam đương lượng trong 100 gam đất khô tuyệt đối và được xác định trong môi trường trung tính ($\text{pH} = 7$).

- Khả năng trao đổi katriôn trong đất tuân theo trật tự sau:



- Khả năng trao đổi katriôn tăng cùng với sự tăng hóa trị của chúng:



Ví dụ: Sét Na + $\text{CaCl}_2 \rightarrow$ Sét Ca + NaCl

+ Lượng nước liên kết bền tăng theo chiều: $\text{Katriôn}^{3+} > \text{Katriôn}^{2+} > \text{Katriôn}^{1+}$

+ Lượng nước liên kết yếu tăng theo chiều: $\text{Katriôn}^{1+} > \text{Katriôn}^{2+} > \text{Katriôn}^{3+}$

4.3. HIỆN TƯỢNG ĐIỆN DI VÀ ĐIỆN THẨM THẤU

Sự dịch chuyển các hạt keo trong trường điện gọi là hiện tượng điện di, còn sự di chuyển dung dịch qua hệ mao dẫn dưới ảnh hưởng của độ chênh điện thế gọi là điện thẩm thấu. Cả hai hiện tượng này gọi chung là hiện tượng điện động học.

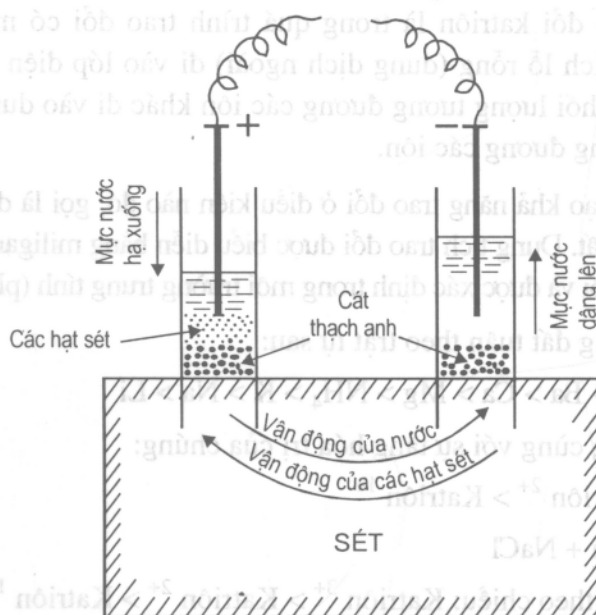
4.3.1. Hiện tượng điện di

Hiện tượng dịch chuyển các hạt keo (sét) trong trường điện dưới ảnh hưởng của độ chênh điện thế, được gọi là hiện tượng điện di.

Thí nghiệm bằng cách cắm hai ống thủy tinh trong suốt vào một mẫu sét ẩm không chứa các muối hòa tan, đổ nhẹ nhàng cát thạch anh đã rửa sạch vào hai ống thủy tinh này, sau đó đổ nước lần lượt vào hai ống thủy tinh sao cho cân bằng nhau. Tiếp đó, cắm hai cực điện dương và âm vào từng ống thủy tinh và cho dòng điện đi qua chúng (xem hình 4.3). Khi đó, chúng ta quan sát thấy hiện tượng sau:

Trong ống có cực dương (anốt), mực nước dần dần hạ từ trên xuống dưới, đồng thời trong ống này xuất hiện các vẩn đục - đó là các hạt sét chui qua lớp cát thạch anh sạch đi lên. Ngược lại, mực nước trong ống thủy tinh cực âm (katốt) từ từ dâng cao lên và rất trong. Điều này chứng tỏ rằng, nước vận động từ cực dương (anốt) sang cực âm (katốt), còn các hạt sét di chuyển từ cực âm sang cực dương, làm cho nước ở anốt đục.

Hiện tượng dịch chuyển các hạt sét dưới dòng điện, được gọi là hiện tượng điện di; còn sự vận động của dung dịch (nước) dưới ảnh hưởng của độ chênh điện thế - gọi là hiện tượng điện thẩm thấu.



Hình 4.3. Sơ đồ thí nghiệm để quan sát hiện tượng điện di và điện thẩm thấu

Nếu thí nghiệm mà không dùng hai ống thủy tinh có nước, tức là cắm trực tiếp hai cực điện âm và dương vào cực đất sét ẩm, không chứa các muối hòa tan, thì sau khi đóng điện ta sẽ quan sát thấy một hình ảnh tương tự như mô tả trên hình 4.3: độ ẩm của đất sét xung quanh cực dương (anốt) giảm đi, còn vùng xung quanh cực âm (katốt) độ ẩm tăng lên. Mặt khác, xung quanh cực dương xuất hiện phản ứng kiềm và oxy tách ra, còn xung quanh cực âm có phản ứng axit - tách hydro ra, đó là hiện tượng điện phân.

Hiện tượng điện phân trên đây có thể được giải thích bằng bề mặt hạt keo sét luôn luôn tích điện âm, khi cho dòng điện một chiều vào, các hạt keo sét này sẽ di chuyển về cực ngược dấu với nó (cực dương). Các kation sẽ dịch chuyển về cực âm cùng với các màng mỏng nước liên kết vật lý, tức là các pha lỏng sẽ dịch chuyển về cực âm, còn pha cứng về cực dương.

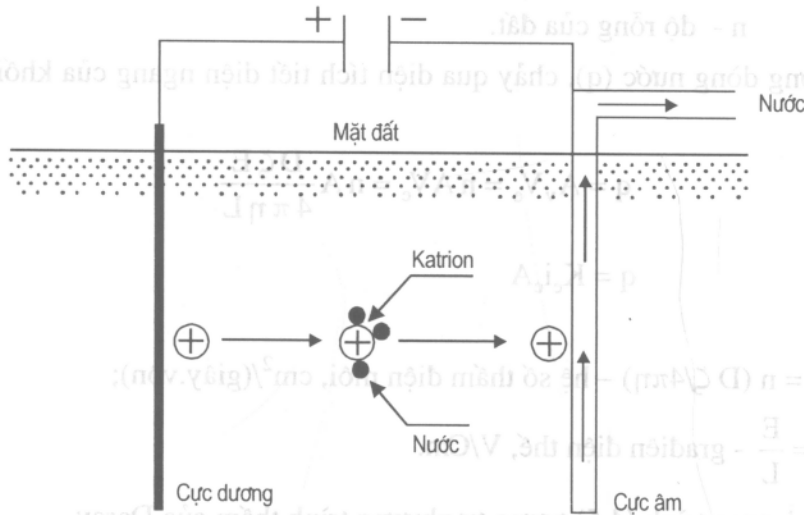
Lợi dụng tính chất điện phân trên đây, người ta đã rất thành công trong việc tháo khô điện thẩm thấu các moong khai thác khoáng sản, các hố móng công trình, đường tàu điện ngầm và nhiều công trình đặc biệt khác khi thi công ở những nơi có loại đất sét pha, cát pha sét bão hòa nước.

4.3.2. Hiện tượng điện thẩm thấu

Bản chất của hiện tượng là thúc đẩy nhanh quá trình thấm nước của đất có hệ số thấm nước vô cùng nhỏ, như các loại đất sét. Hiện tượng này là kết quả của sự làm thay đổi tính chất của các kation hấp phụ trên bề mặt các hạt sét và làm thay đổi tính chất lưỡng cực của các phân tử nước. Nguyên lý này có thể biểu diễn bằng sơ đồ trên hình 4.4.

Khi dưới tác dụng của độ chênh điện thế, các kation bắt đầu chuyển tới cực âm (ống kim loại đục lỗ). Do nước hấp phụ trên bề mặt các kation, nên chúng được các kation

lôi kéo theo khi vận động đến cực âm. Sau khi các katrion dịch chuyển đến cực âm dây đặc, chúng sẽ ép tách nước ra ngoài (lên phía trên) qua cực âm. Quá trình này được gọi là hiện tượng điện thẩm thấu, và người đầu tiên là Casagrande (người Đức) đã áp dụng vào năm 1937 để gia cường đất sét yếu ở Đức.



Hình 4.4. Các nguyên lý của điện thẩm thấu

Hiện nay, đang tồn tại hai lý thuyết tính toán tốc độ thoát nước do điện thẩm thấu sau đây:

1. Lý thuyết của Helmholtz (1879), Smoluchowski (1914) và Mitchell (1970, 1976)

Tốc độ dòng chảy (V_e) dưới tác dụng của điện áp (E) là:

$$V_e = \frac{D \zeta E}{4 \pi \eta L} \quad (4.1)$$

Trong đó: D - hằng số điện môi;

ζ - thế năng Zeta;

η - độ nhớt;

L - khoảng cách giữa các điện cực.

Phương trình (4.1) được dựa trên giả thiết, lỗ mao dẫn có bán kính r , rất nhỏ so với chiều dày của lớp iôn khuếch tán bao quanh hạt sét và mọi thay đổi mang tính đồng đều tập trung gần thành ống mao dẫn. Tốc độ dòng chảy qua ống mao dẫn được biểu diễn:

$$q = a V_e \quad (4.2)$$

Trong đó: a - diện tích tiết diện ngang của ống mao dẫn.

Nếu trong khối đất, các ống mao dẫn tương đương với các lỗ rỗng thông nhau, diện tích tiết diện ngang của các lỗ rỗng này là A_v , thì:

$$A_v = n A \quad (4.3)$$

Trong đó: A - diện tích tiết diện ngang của đất;
 n - độ rỗng của đất.

Lưu lượng dòng nước (q), chảy qua diện tích tiết diện ngang của khối đất (A), có thể được viết:

$$q = A_v V_e = n A V_e = n A \frac{D \zeta E}{4 \pi \eta L} \quad (4.4)$$

hay: $q = K_e i_e A$ (4.5)

ở đây: $K_e = n (D \zeta / 4 \pi \eta)$ - hệ số thấm điện môi, $\text{cm}^2/(\text{giây.vôn})$;

$$i_e = \frac{E}{L} \text{ - gradien điện thế, V/Cm.}$$

Chú ý, phương trình (4.5) tương tự phương trình thấm của Darcy.

2. Lý thuyết của Schmid (1950, 1951)

Schmid giả thiết các ống mao dẫn được tạo nên bởi các lỗ rỗng giữa các hạt sét, chúng có đường kính nhỏ và các katrion dư thừa phân bố đồng đều khắp diện tích tiết diện ngang lỗ rỗng.

Theo lý thuyết của Schmid, thì:

$$V_e = \frac{r^2 A_0 F}{8 \eta} \times \frac{E}{L} \quad (4.6)$$

Trong đó: r - bán kính lỗ rỗng;
 A_0 - mật độ điện tích thể tích trong lỗ rỗng;
 F - hằng số Faraday.

Dựa trên phương trình (4.6), lưu lượng thoát nước q , chảy qua diện tích ngang khối đất (A), là:

$$q = n \frac{r^2 A_0 F}{8 \eta} \times \frac{E}{L} A = K_e i_e A \quad (4.7)$$

Trong đó: n - độ rỗng của đất;
 $K_e = n(r^2 A_0 F / 8 \eta)$ - hệ số thấm điện thẩm thấu của đất.

Hai công thức (4.5) và 4.7) đều chung nhau một biểu thức: $q = K_e i_e A$, nhưng khác nhau về K_e .

Bảng 4.1 giới thiệu một số trị số (K_e) tiêu biểu cho một số loại đất khác nhau.

Bảng 4.1. Các hệ số thấm điện thẩm thấu

Loại đất	W, %	K_e , $\text{cm}^2 / (\text{giây.vôn})$
Kaolin	67,7	$5,7 \times 10^{-5}$
Montmorilonit – Na	170,0	$2,0 \times 10^{-5}$
Montmorilonit – Ca	2000,0	$12,0 \times 10^{-5}$
Bụi mi ca	49,7	$6,9 \times 10^{-5}$
Cát mịn	23,5	$4,3 \times 10^{-5}$
Sét chảy	31,0	$(2,9 \div 2,5) \times 10^{-5}$

Chương 5

TÍNH CHẤT VẬT LÝ, HÓA - LÝ VÀ THÀNH PHẦN CẤP PHỐI HẠT CỦA ĐẤT

5.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Đất là hỗn hợp các khoáng vật khác nhau, chúng kết hợp với khí và nước để tạo ra hệ ba pha. Phần lớn bề mặt quả đất bị bao phủ bởi đất và chúng được dùng rộng rãi làm vật liệu xây dựng, làm nền và môi trường cho nhiều công trình khác nhau.

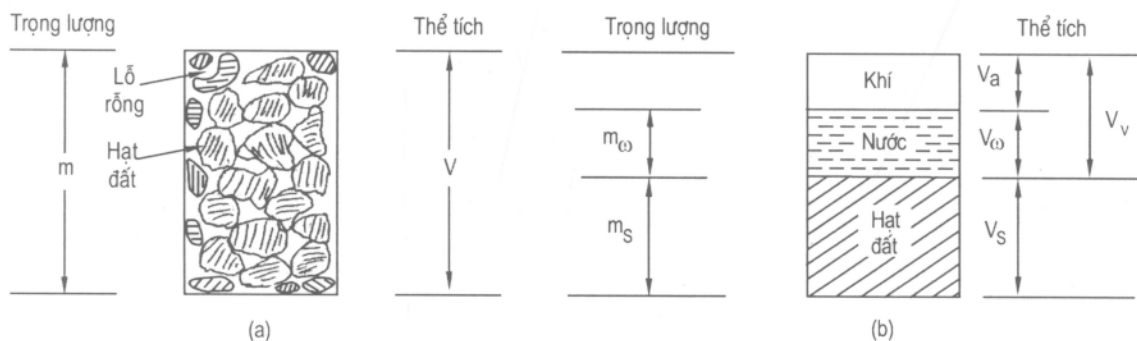
Để hiểu sâu và cận kề các loại đất, trước hết chúng ta cần nghiên cứu tính chất vật lý, tính chất hóa – lý và thành phần cấp phối hạt của chúng.

5.2. CÁC TÍNH CHẤT VẬT LÝ CƠ BẢN CỦA ĐẤT

5.2.1. Những tương quan giữa trọng lượng và thể tích

Hình 5.1a biểu diễn một khối đất có tổng thể tích (V) và tổng trọng lượng (m).

Nếu đất là hệ 3 pha (hạt rắn + nước + khí), có thể biểu diễn nó như trên hình 5.1b.



Hình 5.1. Tương quan giữa trọng lượng và thể tích của hỗn hợp đất

Tổng trọng lượng đất (m) là: $m = m_s + m_{\omega}$ (5.1)

Còn tổng thể tích khối đất (V) là:

$$V = V_s + V_{\omega} + V_a \quad (5.2)$$

và:
$$V_v = V_w + V_a \quad (5.3)$$

Trong đó: m_s - trọng lượng các hạt đất;

m_w - trọng lượng nước;

V_s - thể tích các hạt đất;

V_w - thể tích nước trong các lỗ rỗng;

V_a - thể tích khí trong các lỗ rỗng.

Giả thiết trọng lượng khí bằng không ($m_a = 0$). Khi đó, các tương quan về thể tích thường được dùng trong địa kỹ thuật là hệ số rỗng (e), độ rỗng (n) và mức độ bão hòa nước (S_r).

1. Các tương quan thể tích

a) Hệ số rỗng (e) là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng (V_v) với thể tích hạt đất (V_s):

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (5.4)$$

b) Độ rỗng (n) là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng (V_v) với tổng thể tích đất (V):

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (5.5)$$

vì: $V = V_s + V_v$, nên ta có:

$$n = \frac{V_v}{V_s + V_v} = \frac{V_v / V_s}{V_s / V_s + V_v / V_s} = \frac{e}{1 + e} \quad (5.6)$$

c) Mức độ bão hòa nước (S_r) là tỷ số giữa thể tích nước với thể tích lỗ rỗng trong đất, và thường được biểu diễn bằng phần trăm:

$$S_r(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (5.7)$$

2. Các tương quan trọng lượng

Đó là các tương quan về độ ẩm và trọng lượng đơn vị đất.

a) Độ ẩm (W) là tỷ số giữa trọng lượng nước với trọng lượng các hạt đất, và thường được biểu diễn bằng phần trăm:

$$W(\%) = \frac{m_w}{m_s} \times 100 \quad (5.8)$$

b) Trọng lượng đơn vị của đất ẩm hay còn gọi là dung trọng đất tự nhiên (γ) là tỷ số giữa tổng trọng lượng với tổng thể tích khối đất:

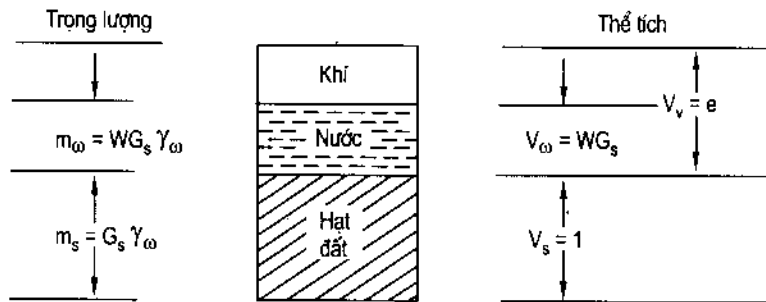
$$\gamma = \frac{m}{V} \quad (5.9)$$

Nếu toàn bộ thể tích các lỗ rỗng của đất được lấp đầy nước (tức là $V_a = 0$), khi đó đất hoàn toàn bão hòa nước, thì phương trình (5.9) sẽ cho ta biểu thức trọng lượng đơn vị đất bão hòa (γ_{bh}).

c) Trọng lượng đơn vị đất khô hay còn gọi là dung trọng khô của đất (γ_d) là tỷ số giữa trọng lượng các hạt đất với tổng thể tích khối đất:

$$\gamma_d = \frac{m_s}{V} \quad (5.10)$$

Các tương quan giữa trọng lượng – thể tích đất có thể được biểu diễn dưới những dạng khác, nếu gọi thể tích các hạt đất $V_s = 1$, như chỉ ra trên hình 5.2; từ phương trình (5.4), ta có $e = V_v$.



Hình 5.2. Tương quan trọng lượng – thể tích khi $V_s = 1$

Trọng lượng các hạt đất được biểu diễn:

$$m_s = G_s V_s \gamma_w = G_s \gamma_w \text{ với } V_s = 1$$

Trong đó: G_s - trọng lượng riêng (hay còn gọi là tỷ trọng) của các hạt đất;

γ_w - trọng lượng đơn vị của nước ($\gamma_w = 9,81 \text{ KN/m}^3$).

Từ phương trình (5.8), trọng lượng nước (m_w), là:

$$m_w = W m_s = W G_s \gamma_w$$

- Do vậy, trọng lượng đơn vị của đất ẩm (dung trọng tự nhiên) được tính:

$$\gamma = \frac{m}{V} = \frac{m_s + m_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s \gamma_w + W G_s \gamma_w}{1 + e}$$

$$\text{hay: } \gamma = \frac{G_s \gamma_w (1 + W)}{1 + e} \quad (5.11)$$

- Trọng lượng đơn vị đất khô (dung trọng khô) được xác định:

$$\gamma_d = \frac{m_s}{V} = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} \quad (5.12)$$

d) Trọng lượng đơn vị của hạt đất (hay dung trọng hạt) (γ_s) là tỷ số giữa trọng lượng hạt (m_s), với thể tích của nó (V_s):

$$\gamma_s = \frac{m_s}{V_s} = \frac{G_s V_s \gamma_w}{V_s} = G_s \gamma_w \quad (5.13)$$

e) Mức độ bão hòa nước (S_r) là tỷ số giữa thể tích nước (V_w), và thể tích lỗ rỗng trong đất (V_v):

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{m_w / \gamma_w}{V_v} = \frac{WG_s \gamma_w / \gamma_w}{V_v}$$

hay:
$$S_r = \frac{WG_s}{e} \quad (5.14)$$

- Đối với đất bão hòa nước hoàn toàn, tức là $S_r = 1$. Khi đó, từ phương trình (5.14) ta có:

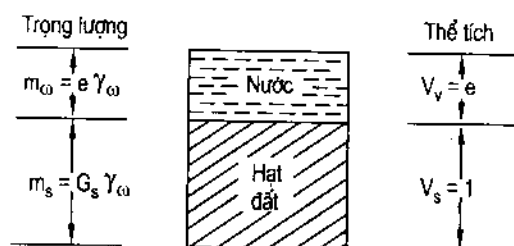
$$e = WG_s \quad (5.15)$$

Theo SNiP II 15 – 74 (TCN 45 – 78) tất cả các loại đất phân tán được phân ra 4 nhóm cơ bản tùy thuộc trị số (S_r):

- + Đất khô : $S_r = 0 \div 0,2$
- + Đất ít ẩm: $S_r = 0,2 \div 0,4$
- + Đất ẩm: $S_r = 0,4 \div 0,8$
- + Đất bão hòa nước : $S_r = 0,8 \div 1,0$.

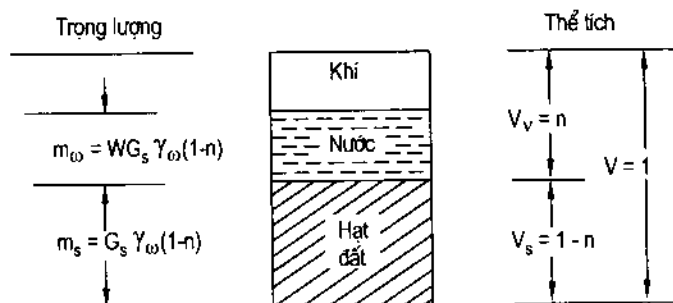
- Tham khảo hình 5.3, đất là hệ 2 pha, trọng lượng đơn vị đất bão hòa (dung trọng bão hòa) có dạng:

$$\gamma_{bh} = \frac{m}{V} = \frac{m_s + m_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1+e} \quad (5.16)$$



Hình 5.3. Tương quan trọng lượng – thể tích của đất bão hòa nước hoàn toàn có $V_s = 1$

Các phương trình (5.11), (5.12) và (5.16) đều có quan hệ với hệ số rỗng (e) hay độ rỗng (n). Những tương quan này cũng có thể được biểu diễn theo cách khác, nếu gọi tổng thể tích mẫu đất $V = 1$ như chỉ ra trên hình 5.4.



Hình 5.4. Tương quan giữa trọng lượng - thể tích đất khi $V = 1$

Từ phương trình (5.5), ta có:

$$V_v = n \rightarrow V_s = V - V_v = 1 - n$$

Khi đó, trọng lượng các hạt đất là:

$$M_s = G_s \gamma_w V_s = G_s \gamma_w (1 - n)$$

Trọng lượng nước là: $m_w = W m_s = W G_s \gamma_w (1 - n)$

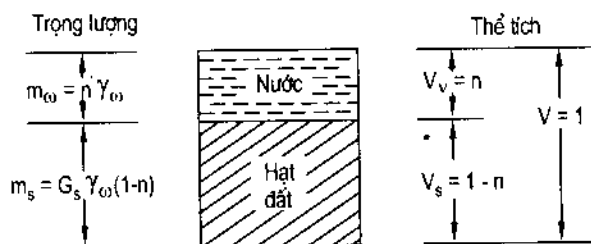
- Trọng lượng đơn vị (dung trọng) đất ẩm tự nhiên là:

$$\gamma = \frac{m}{V} = \frac{m_s + m_w}{1} = G_s \gamma_w (1 - n) + W G_s \gamma_w (1 - n)$$

$$\text{hay:} \quad \gamma = G_s \gamma_w (1 - n) (1 + W) \quad (5.17)$$

- Trọng lượng đơn vị đất khô (dung trọng khô) là:

$$\gamma_d = \frac{m_s}{V} = G_s \gamma_w (1 - n) \quad (5.18)$$



Hình 5.5. Tương quan giữa trọng lượng - thể tích của đất bão hòa nước hoàn toàn với $V = 1$

- Nếu đất bão hòa nước hoàn toàn (xem hình 5.5), ta có:

$$\gamma_{bli} = \frac{m_s + m_w}{V} = G_s \gamma_w (1 - n) + n \gamma_w$$

hay:
$$\gamma_{bh} = [G_s - n(G_s - 1)]\gamma_w \quad (5.19)$$

Ngoài ra, còn một số tương quan cơ bản khác giữa trọng lượng và thể tích đất.

Ví dụ 5.1. Một loại đất ở trạng thái tự nhiên, có $e = 0,8$; $W = 24\%$ và $G_s = 2,68$. Hãy xác định:

1) Trọng lượng đơn vị đất ẩm (dung trọng tự nhiên), trọng lượng đơn vị đất khô (dung trọng khô), và mức độ bão hòa nước ?

2) Muốn cho đất bão hòa nước hoàn toàn thì cần một lượng nước là bao nhiêu ? khi đó dung trọng đất bão hòa là bao nhiêu ?

Bài giải:

1. Đất ở trạng thái tự nhiên là hệ 3 pha, khi đó ta tính được:

a) Dung trọng tự nhiên (γ):

$$\gamma = \frac{m}{V} = \frac{m_s + m_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s \gamma_w (1 + W)}{1 + e}$$

Nếu lấy $\gamma_w = 9,81 \text{ KN/m}^3$, ta tính được:

$$\gamma = \frac{(2,68)(9,81)(1 + 0,24)}{1 + 0,8} \approx 18,11 (\text{KN/m}^3)$$

b) Dung trọng khô của đất được tính:

$$\gamma_d = \frac{m_s}{V} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2,68)(9,81)}{1 + 0,8} \approx 14,61 (\text{KN/m}^3)$$

c) Mức độ bão hòa nước của đất là:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100\% = \frac{WG_s}{e} \times 100\%$$

$$S_r = \frac{(0,24)(2,68)}{0,8} \times 100\% \approx 80,40\%$$

2. Để đất bão hòa nước hoàn toàn, tức là đất ở hệ 2 pha ($S_r = 1$), từ phương trình (5.15) ta có:

$$e = WG_s$$

hay:
$$W (\%) = \frac{e}{G_s} \times 100 = \frac{0,8}{2,68} \times 100 \approx 29,85\%$$

Khi đó, dung trọng đất bão hòa (γ_{bh}), được xác định:

$$\gamma_{bh} = \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1 + e} = \frac{\gamma_w (G_s + e)}{1 + e}$$

$$\gamma_{bh} = \frac{9,81(2,68 + 0,8)}{1 + 0,8} \approx 18,97(\text{KN/m}^3)$$

5.2.2. Độ chặt tương đối của đất

Độ chặt tương đối của đất (D_r) là danh từ chung được dùng để đánh giá mức độ đầm chặt của đất vụn thô, nó thường được xác định như sau:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (5.20)$$

Trong đó: $e_{\max}$, $e_{\min}$ và e - hệ số rỗng lớn nhất, nhỏ nhất và tự nhiên tương ứng của đất.

Phương trình (5.20) còn được biểu diễn dưới dạng các thuật ngữ trọng lượng đơn vị khô của đất.

$$\gamma_{d(\max)} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e_{\min}} \quad (5.21a)$$

hay:
$$e_{\min} = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_{d(\max)}} - 1 \quad (5.21b)$$

Tương tự như vậy, ta có:

$$e_{\max} = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_{d(\min)}} - 1 \quad (5.22)$$

và:
$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad (5.23)$$

Trong đó: $\gamma_{d(\max)}$, $\gamma_{d(\min)}$ và γ_d - trọng lượng đơn vị khô lớn nhất, nhỏ nhất và ở trạng thái tự nhiên của đất.

Sau khi thay các phương trình (5.21b), (5.22) và (5.23) vào (5.20), ta nhận được:

$$D_r = \frac{\gamma_{d(\max)}}{\gamma_d} \cdot \frac{\gamma_d - \gamma_{d(\min)}}{\gamma_{d(\max)} - \gamma_{d(\min)}} \quad (5.24)$$

Độ chặt tương đối (D_r), thường được biểu diễn bằng phần trăm, nó được dùng rộng rãi và thích hợp cho việc lập tương quan với góc ma sát trong (φ), và khả năng hóa lỏng của đất (xem chương 9).

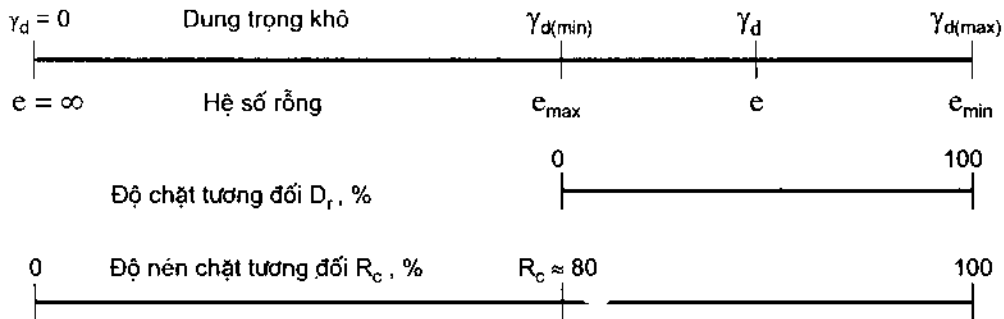
Dựa vào trị số (D_r), người ta phân đất cát ra:

- Cát tơi xốp: $D_r = 0 \div 1/3$
- Cát chặt trung bình: $D_r = 1/3 \div 2/3$
- Cát chặt: $D_r = 2/3 \div 1$

Đôi khi, người ta còn dùng thuật ngữ khác để đánh giá mức độ nén chặt tương đối của đất vụn thô (R_c):

$$R_c = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\max)}} \quad (5.25)$$

Quan hệ giữa D_r , e và R_c được giới thiệu trên hình 5.6:



Hình 5.6. Biểu đồ tương quan giữa độ chặt và độ nén chặt tương đối với hệ số rỗng của cát (theo Lee và Singh, 1971)

Sau khi kết hợp các phương trình (5.24) và (5.25), ta có:

$$R_c = \frac{R_0}{1 - D_r(1 - R_0)} \quad (5.26)$$

Trong đó: $R_0 = \gamma_{d(\min)} / \gamma_{d(\max)}$

Ví dụ 5.2. Dùng khuôn đầm nén tiêu chuẩn có thể tích $V_0 = 944 \text{ cm}^3$, trọng lượng $M_0 = 3140 \text{ G}$ để đầm một loại cát có tỷ trọng hạt $G_s = 2,65$, dung trọng tự nhiên $\gamma = 2,07 \text{ G/cm}^3$ và độ ẩm, $W = 18\%$. Sau khi đầm chặt trong khuôn, cho kết quả:

- Trạng thái chặt nhất (khuôn + cát + nước): $M_1 = 5120 \text{ G}$; ứng với $W_1 = 12,5\%$;
- Trạng thái tối xốp nhất (khuôn + cát + nước): $M_2 = 4820 \text{ G}$; ứng với $W_2 = 24,3\%$.

Hãy xác định độ chặt tương đối (D_r), và độ đầm nén chặt tương đối (R_c), của cát sau khi thí nghiệm ?

Bài giải:

1) Xác định các tham số của cát ở trạng thái chặt nhất:

- Dung trọng cát lớn nhất, ($\gamma_{\max}$):

$$\gamma_{\max} = \frac{M_1 - M_0}{V_0} = \frac{5120 - 3140}{944} \approx 2,10 (\text{G/cm}^3)$$

- Hệ số rỗng nhỏ nhất, ($e_{\min}$):

$$e_{\min} = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_{d(\max)}} - 1$$

Ở đây: $\gamma_{d(\max)} = \frac{\gamma_{\max}}{1 + W_1} = \frac{2,10}{1 + 0,125} \approx 1,867 \text{ (G/cm}^3\text{)}$

$$\rightarrow e_{\min} = \frac{2,65(1)}{1,867} - 1 = 0,42$$

2) Xác định các tham số của cát ở trạng thái xốp nhất:

- Dung trọng cát nhỏ nhất, ($\gamma_{\min}$):

$$\gamma_{\min} = \frac{M_2 - M_0}{V_0} = \frac{4820 - 3140}{944} \approx 1,78 \text{ (G/cm}^3\text{)}$$

- Hệ số rỗng lớn nhất ($e_{\max}$):

$$e_{\max} = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_{d(\min)}} - 1$$

Ở đây: $\gamma_{d(\min)} = \frac{\gamma_{\min}}{1 + W_2} = \frac{1,78}{1 + 0,243} \approx 1,432 \text{ (G/cm}^3\text{)}$

$$\rightarrow e_{\max} = \frac{2,65(1)}{1,432} - 1 \approx 0,85$$

3) Xác định các tham số của cát ở trạng thái tự nhiên:

- Dung trọng tự nhiên của cát, $\gamma = 2,07 \text{ G/cm}^3$;

- Hệ số rỗng tự nhiên của cát (e):

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1$$

Ở đây: $\gamma_d = \frac{\gamma_{\max}}{1 + W} = \frac{2,07}{1 + 0,18} \approx 1,754 \text{ (G/cm}^3\text{)}$

$$\rightarrow e = \frac{2,65(1)}{1,754} - 1 \approx 0,51$$

4) Độ chặt tương đối của cát sau khi thí nghiệm D_r là:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{0,85 - 0,51}{0,85 - 0,42} = 0,79$$

Cát thuộc loại chặt.

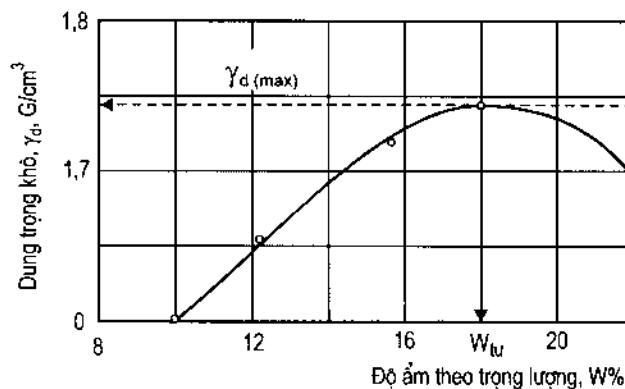
5) Độ đầm chặt tương đối (R_c), được xác định:

$$R_c = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\max)}} = \frac{1,754}{1,867} \approx 0,94$$

5.2.3. Độ ẩm tốt nhất và dung trọng khô lớn nhất

Một loại đất có độ ẩm tốt nhất (tối ưu), (W_{tu}), là loại đất mà ở đó nó có độ chặt cao nhất (dung trọng khô lớn nhất), ($\gamma_{d(\max)}$).

Nhà bác học người Mỹ tên là R.Proktor (1933) đã chứng minh một cách đầy đủ ảnh hưởng của độ ẩm đến quá trình đầm chặt đất như chỉ ra trên hình 5.7.



THEO AASHTO:

- 1) Cối có $V = 944 \text{ cm}^3$
- 2) Trọng lượng búa = 44,5 N
- 3) Độ cao búa rơi = 0,46 m
- 4) Đám 5 lớp x 25 nhát / lớp

Hình 5.7. Đồ thị quan hệ giữa độ ẩm và dung trọng khô của đất

Để xác định (W_{tu}) và ($\gamma_{d(\max)}$), người ta thường tiến hành thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn ở trong phòng bằng cối Proktor.

Trong thực tế, để thiết kế thi công nền công trình, nền đường, nền đập đất đắp người ta thường dùng hai chỉ tiêu (W_{tu}) và ($\gamma_{d(\max)}$).

Để kiểm tra đường đầm chặt tiêu chuẩn, phải tiến hành xác định thêm đường bão hòa. Đường này biểu diễn dung trọng khô của đất đạt được do khí hoàn toàn thoát ra khỏi mẫu nhờ đầm chặt liên tục. Đường bão hòa là đường cong lý thuyết và phụ thuộc vào tỷ trọng hạt (G_s), và nó được biểu diễn dưới dạng:

$$\gamma_{d(bh)} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + W G_s} (1 - A_K) \quad (5.27)$$

Trong đó: $\gamma_{d(bh)}$ - dung trọng khô bão hòa hoàn toàn của đất, ứng với $A_K = 0$;

A_K - hệ số rỗng không khí (hay còn gọi là phần thể tích lỗ rỗng của đất do không khí chiếm chỗ):

$$A_K = \frac{V_a}{V} = \frac{V - V_w}{V} = \frac{e - eS_r}{1 + e}$$

hay:

$$A_K = \frac{e - e(WG_s/e)}{1 + e} = \frac{e - WG_s}{1 + e};$$

W - độ ẩm của đất, đơn vị là số lẻ thập phân;

G_s - tỷ trọng hạt đất.

Ví dụ 5.3. Sau khi đầm nén tiêu chuẩn một loại cát trong cối có đường kính, $d = 10,3\text{cm}$; cao $h = 12,0\text{ cm}$; trọng lượng cối $P = 1933\text{ gam}$, cho kết quả như trong bảng dưới đây:

Mẫu thí nghiệm, số	1	2	3	4	5
Trọng lượng đất ẩm + cối, (gam)	3757,2	3921,4	4109,0	4082,5	4015,2
Trọng lượng đất khô + cối, (gam)	3625,15	3738,3	3874,9	3811,7	3717,9

Hãy thực hiện:

- 1) Vẽ đồ thị quan hệ giữa độ ẩm và dung trọng khô của cát ?
- 2) Xác định độ ẩm tối ưu (W_{tu}), và dung trọng khô lớn nhất (γ_{dmax}) ?
- 3) Vẽ đường cong bão hòa ? Cho biết tỷ trọng hạt cát $G_s = 2,65$.

Bài giải:

- 1) Từ kết quả thí nghiệm, ta lập được bảng tính toán sau:

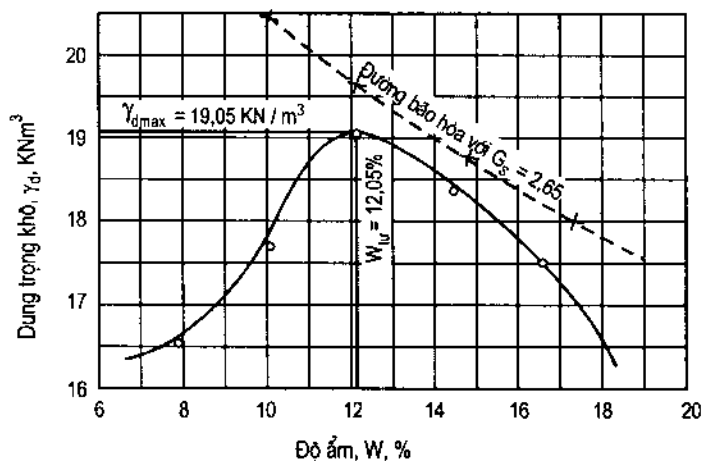
Mẫu thí nghiệm, số	1	2	3	4	5
γ , KN/m^3	17,89	19,50	21,34	21,08	20,42
γ_d , KN/m^3	16,60	17,71	19,05	18,43	17,51
W , %	7,80	10,14	12,05	14,41	16,65
$\gamma_{d(bh)}$, KN/m^3	21,54	20,49	19,70	18,81	18,04

Đường bão hòa được xác định theo phương trình (5.27), ứng với $A_K = 0$:

$$\gamma_{d(bh)} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + WG_s}$$

- 2) Xác định (γ_{dmax}) và (W_{tu})

Từ đồ thị quan hệ thí nghiệm của $\gamma_d = f(W)$, ta dễ dàng xác định được $W_{tu} = 12,05\%$ và $\gamma_{dmax} = 19,05\text{ KN/m}^3$.



Đồ thị quan hệ $\gamma_d = f(W)$

5.2.4. Tính thấm nước của đất

Tính thấm nước của đất là khả năng cho nước và dung dịch khác đi qua chúng.

Vận động của nước trong đất hoàn toàn bão hòa, nước có chế độ chảy tầng sẽ tuân theo định luật thấm đường thẳng Darcy:

$$V = K \frac{\Delta H}{L} = K \cdot I \quad (5.28)$$

Trong đó: V - tốc độ thấm (cm/giây; m/ngđêm);

K - hệ số thấm (cm/giây; m/ngđêm).

$I = \frac{\Delta H}{L}$ - trị số giảm chiều cao cột nước (ΔH) trên chiều dài đường

thấm (L), còn gọi là gradien áp lực hay độ dốc thủy lực.

Phương trình (5.28) chưa phản ánh được tốc độ thấm thực tế của nước trong đất.

Tính thấm nước của đất phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác nhau, đặc biệt là yếu tố gradien áp lực ban đầu (I_0). Thực nghiệm chứng minh được rằng, tính thấm nước trong đất phân tán cao (như sét, than bùn) chỉ xảy ra dưới gradien áp lực $I > I_0$ một trị số nào đó (xem hình 5.8).

Đường cong số 2 chia ra làm 3 đoạn:

Oa - đoạn đầu ứng với $V_0 = 0$ (không thấm);

ab - đoạn chuyển tiếp, ứng với tốc độ thấm rất nhỏ và tuân theo phương trình:

$$V = K \cdot I^n; \quad (5.29)$$

Trong đó: $n \approx 1,5 - 1,6$.

Đoạn bc là đoạn thấm ổn định và Sextakov (1973) đưa ra phương trình:

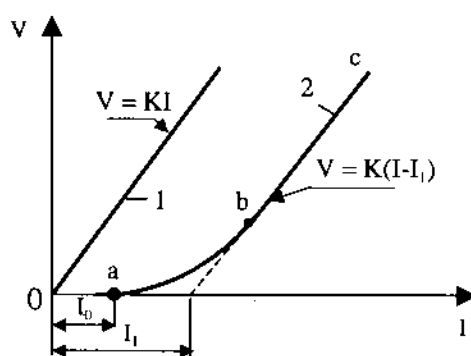
$$V = K(I - I_0) = K\left(I - \frac{4}{3}I_0\right) \quad (5.30)$$

Trị số I_0 phụ thuộc vào từng loại đất:

- Đất sét montmorillonit - Na, có: $I_0 = 10 - 70$
- Đất sét kaolinit, có: $I_0 \leq$ một vài đơn vị
- Đất sét hydromica có: $I_0 \approx 15 - 25$.

Ngoài ra, I_0 còn phụ thuộc vào thành phần dung dịch thấm qua đất, nhiệt độ môi trường xung quanh.

Sự tạo thành màng mỏng nước liên kết bao quanh các hạt đất là nguyên nhân cơ bản phát sinh gradien áp lực ban đầu (I_0). Do đó, nó là nguyên nhân làm giảm đường kính hữu hiệu của lỗ rỗng trong đất phân tán.



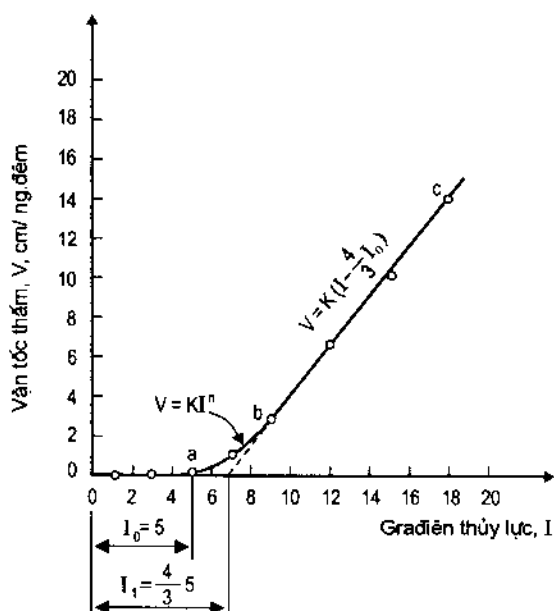
Hình 5.8. Đồ thị quan hệ giữa tốc độ thấm (V) với gradien áp lực ban đầu (I_0) trong cát (1) và trong sét (2) (Theo Sextakov, 1973).

Ví dụ 5.4. Thí nghiệm thấm một loại đất dính cho kết quả ghi trong bảng dưới đây. Hãy vẽ đồ thị quan hệ $V = f(K, I)$ và viết biểu thức định luật Darcy cho loại đất này ?

Gradien thủy lực (I)	1	3	5	7	9	12	15	18
Vận tốc thấm (V), cm/ngđêm	0	0	0	0,8	2,8	6,4	10,0	13,6

Bài giải:

1) Theo V.M. Sextakov (1973), đồ thị biểu diễn định luật thấm cơ bản của đất dính (đất loại sét) như dưới đây:



2) Biểu thức thấm đường thẳng Darcy:

Khi dưới trị số gradien thủy lực rất lớn ($I \gg I_0$), theo V. M. Sextakov (1973) vận tốc thấm trên đoạn thẳng bc có dạng:

$$V = K \left(I - \frac{4}{3} I_0 \right) \quad (a)$$

Theo kết quả thí nghiệm, $I_0 = 5$. Khi đó, biểu thức (a) được viết lại:

$$V = 1,2 \left(I - \frac{4}{3} 5 \right) \text{ với } I \geq 9 \quad (b)$$

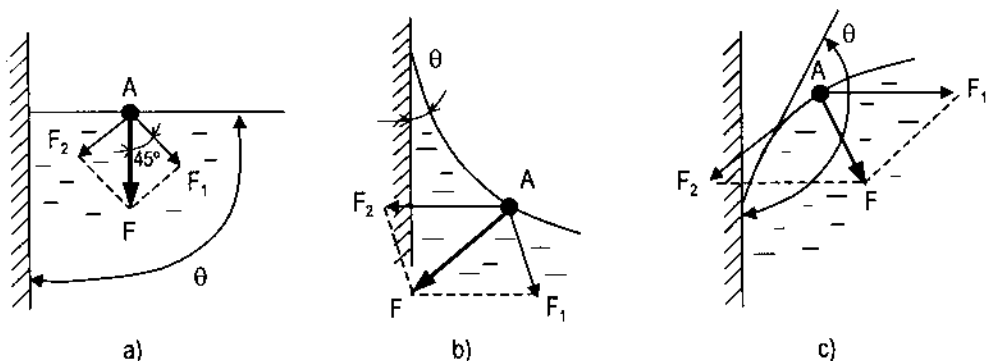
5.2.5. Tính mao dẫn của đất

Khả năng di chuyển nước theo phương đứng và theo phương ngang dọc theo các đường ống mao dẫn dưới tác dụng của lực mao dẫn phát sinh tại ranh giới phân chia các hạt đất và dung dịch lỏng, được gọi là tính mao dẫn của đất.

Sự dâng nước trong đất dọc theo các lỗ mao dẫn có thể xem như là kết quả tác dụng của lực nâng mặt khum được tạo thành dưới tác dụng giữa hạt rắn (đất) và dung dịch.

Mặt khum là bề mặt tự do của nước (dung dịch) ở gần thành ống mao dẫn bị cong đi.

Hình dạng mặt khum phụ thuộc nhiều vào tính chất của nước (dung dịch) và bản chất của thành ống mao dẫn. Nói cách khác, hình dạng mặt khum quyết định bởi 3 phương có thể xảy ra của tổng hợp lực F (xem hình 5.9).



Hình 5.9. Sơ đồ các dạng mặt khum mao dẫn của nước (dung dịch) phụ thuộc vào lực F :

a) mặt khum phẳng ; b) mặt khum lõm xuống dưới ; c) mặt khum lồi lên trên.

Phương trình tổng hợp lực có dạng:

$$F = F_1 + F_2 \quad (5.31)$$

Trong đó: F_1 - lực kéo do các phân tử nước (dung dịch) gây ra;

F_2 - lực kéo của tất cả các hạt rắn ở thành ống mao dẫn.

Từ hình 5.9 cho thấy:

a) *Mặt khum phẳng*: lực F_1 tạo với thành ống mao dẫn (phương thẳng đứng) dưới một góc 45° . Trong trường hợp này, phân tử nước (dung dịch) A ở trạng thái cân bằng, khi đó $F = F_1 + F_2$ hướng vuông góc với mặt phẳng dung dịch (bỏ qua lực trọng lực của phân tử A, vì nó vô cùng nhỏ so với các lực F_1 và F_2). Hay nói cách khác, hợp lực F song song với bề mặt thành ống mao dẫn, bề mặt nước (dung dịch) có góc ướt $\theta = \pi/2$, (hình 5.9a).

b) *Mặt khum lõm xuống dưới*: hợp lực F hướng về phía thành ống mao dẫn, lực hút phân tử A do thành ống mao dẫn gây ra (F_2) vượt xa lực kéo (lực hút) của các phân tử nước (F_1): $F_2 \gg F_1$. Trong trường hợp này góc ướt $\theta < \pi/2$, dung dịch thấm ướt thành ống mao dẫn (hình 5.9b).

c) *Mặt khum lồi lên trên*: hợp lực F hướng về phía dung dịch và $F_1 > F_2$, góc ướt $\theta > \pi/2$, nước (dung dịch) không làm ướt thành ống mao dẫn (hình 5.9c).

1. Xét trường hợp mao dẫn có mặt khum lõm xuống dưới

Dung dịch làm ướt thành ống mao dẫn, góc ướt $\theta < \pi/2$. Từ hình 5.10 theo Laplas, lực nâng mặt khum của nước có dạng:

$$Q = \frac{2\sigma}{R} \quad (5.32)$$

Trong đó: $R = d/2 \cos \theta$ - bán kính mặt khum;

d - đường kính ống mao dẫn;

θ - góc thấm ướt thành ống mao dẫn của nước (dung dịch);

Q - lực nâng mặt khum;

σ - sức căng bề mặt của nước (dung dịch), N/m (xem hình 5.10).

Thay R vào biểu thức (5.32), ta có:

$$Q = \frac{2\sigma \cos \theta}{r} \quad (5.33)$$

Trong đó: r - bán kính ống mao dẫn.

Khi nước (dung dịch) dâng trong ống mao dẫn đến độ cao H ổn định, tức là xảy ra sự cân bằng giữa cột nước áp mao dẫn với lực nâng mặt khum (Q), khi đó phương trình có dạng:

$$H\gamma_w = \frac{4\sigma \cos \theta}{d} \quad (5.34)$$

hay:
$$H = \frac{4\sigma \cos \theta}{\gamma_w d} \quad (5.35)$$

Theo R. Whitlow (Nhà xuất bản Giáo dục, 1999), thì: $d \approx eD_{10}$. Khi đó, phương trình (5-35) được viết dưới dạng:

$$H = \frac{4\sigma \cos \theta}{\gamma_w eD_{10}} \quad (5.36)$$

Theo Terzaghi và Peck (1948), đối với đất có các hạt dạng tấm và hình dạng không đều, thì chiều cao dâng mao dẫn được tính:

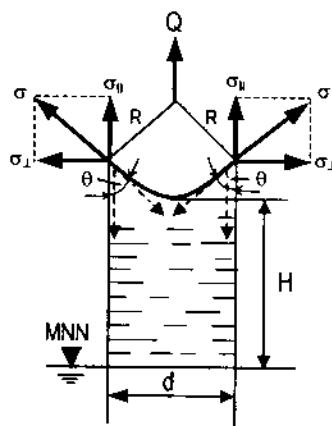
$$H = \frac{C}{eD_{10}} = \frac{(10 \div 40)\text{mm}^2}{eD_{10}} \quad (5.37)$$

Trong đó: e - hệ số rỗng của đất;

D_{10} - đường kính hạt hữu hiệu của đất (xem phần 5.4.1);

γ_w - trọng lượng đơn vị của nước.

Ví dụ 5.5. Một loại đất sét pha, có $e = 1,0$; $D_{10} = 0,0075\text{mm}$. Hãy xác định chiều cao dâng mao dẫn H của nước trong đất ?



Hình 5.10. Sơ đồ tính toán lực nâng mặt khum mao dẫn của nước trong ống mao dẫn

Bài giải:

Giả thiết áp lực khí quyển bằng không, dung dịch nước làm ướt thành ống mao dẫn (xem hình 5.10) và có sức căng bề mặt là: $\sigma = 0,74 \times 10^{-4} \text{ KN/m}$ và $\gamma_w = 9,81 \text{ KN/m}^3$.

Từ phương trình (5-36), ta tính được:

$$H = \frac{4(0,74 \times 10^{-4}) \times 10^6}{(9,81)(1)(0,0075)} \approx 4\,023 \text{ (mm)} = 4,023 \text{ m}$$

Tính mao dẫn của đất được đặc trưng bằng chiều cao dâng nước mao dẫn và bằng tốc độ dâng mao dẫn V (cm/giờ hay m/ngày). Chiều cao H phụ thuộc chủ yếu vào thành phần cấp phối hạt đất:

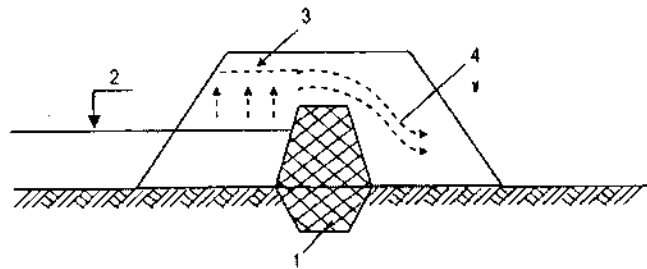
- Cát trung ($d_h = 0,25 \div 0,5 \text{ mm}$) có: $H = 0,15 \div 0,35 \text{ m}$
- Cát nhỏ ($d_h = 0,10 \div 0,25 \text{ mm}$) có: $H = 0,35 \div 1,00 \text{ m}$
- Cát pha sét có: $H = 1 \div 1,5 \text{ m}$
- Sét pha cát có: $H = 3 \div 4 \text{ m}$
- Sét có: $H = 8 \text{ m}$

Ngoài ra, khả năng dâng mao dẫn của nước trong đất còn phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác, như thành phần khoáng vật, cấu trúc, mức độ ẩm ban đầu và hiện tượng trao đổi iôn trong đất.

2. Hiện tượng mao dẫn theo phương ngang

Hiện tượng này xảy ra từ phía kênh đào hay sông, có ý nghĩa lớn đối với chế độ nước của nền đường ô tô, đập đất đắp, v.v... (xem hình 5.11).

Theo giáo sư A.Ia.Tulaev, lưu lượng nước trong đới bão hòa mao dẫn đối với cát $\approx 30\%$ so với lưu lượng nước thấm. Trong đất sét nén chặt, hiện tượng vận động mao dẫn của nước thực tế không xảy ra.



Hình 5.11. Sơ đồ minh họa thấm nước mao dẫn theo phương ngang
hiện tượng chảy vòng qua lỗ sét chống thấm chưa đủ độ cao trong thân đập
1 - Lỗ chống thấm; 2 - Mực nước ở thượng lưu và mực nước dưới đất;
3 - Ranh giới bão hòa nước mao dẫn; 4 - Phương vận động của nước mao dẫn.

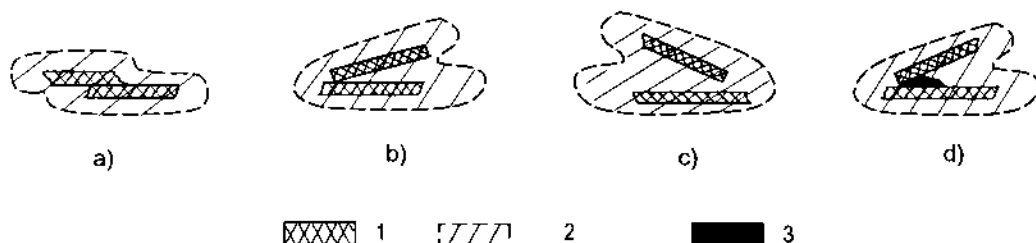
5.3. TÍNH CHẤT HÓA - LÝ CỦA ĐẤT HẠT MỊN

5.3.1. Khái niệm chung

Viện sĩ P.A.Rebinder người sáng lập ra môn khoa học hiện đại đó là cơ học hóa – lý của hệ phân tán tự nhiên, nhân tạo, v.v... Môn khoa học này liên quan chặt chẽ với nhiều lĩnh vực khoa học khác nhau: hóa keo, vật lý phân tử, hóa – lý của vật thể cứng lý tưởng, khoa học lưu biến, hóa cơ, địa kỹ thuật và sinh học,...

Đối tượng nghiên cứu của môn cơ học hóa – lý của hệ phân tán tự nhiên là: đất thổ nhưỡng, đất loại sét và nhiều đối tượng khác trong tự nhiên (hay còn gọi là đất hạt mịn).

Nhiệm vụ chính của môn cơ học hóa – lý này là nghiên cứu lực dính kết giữa các hạt (yếu tố kiến trúc) trong hệ phân tán tự nhiên và ảnh hưởng của các hiện tượng bề mặt đến lực dính trong đó có tác dụng hóa – lý của môi trường xung quanh. Nhiệm vụ thứ hai là nghiên cứu các quá trình tạo kiến trúc trong hệ phân tán (hình 5.12).



Hình 5.12. Sơ đồ các kiểu tiếp xúc kiến trúc chủ yếu giữa các hạt (yếu tố kiến trúc) trong đất phân tán

a) kiểu tiếp xúc pha; b) kiểu tiếp xúc chuyển tiếp; c) kiểu keo tụ; d) kiểu xi măng gắn kết;
1 – hạt sét; 2 – màng mỏng nước liên kết; 3 – xi măng gắn kết.

- Kiểu tiếp xúc pha đặt trưng cho đất sét được nén chặt nhất;
- Kiểu tiếp xúc chuyển tiếp đặc trưng cho đất sét nén chặt trung bình;
- Kiểu tiếp xúc keo tụ đặc trưng cho đất sét yếu bão hòa nước, đất bùn sét;
- Kiểu tiếp xúc xi măng gắn kết. Ví dụ xi măng: Fe_2O_3 , Al_2O_3 , SiO_2 , v.v...

Cơ sở nghiên cứu của môn cơ học hóa – lý là hiệu ứng Rebinder.

5.3.2. Lý thuyết tác dụng tương hỗ tiếp xúc và phương pháp xác định lực dính kiến trúc của đất

Những chỗ tiếp xúc giữa các hạt thông thường là đối yếu nhất, khi chịu tác dụng của tải trọng ngoài những chỗ tiếp xúc này sẽ bị phá hoại đầu tiên. Do đó, độ bền của đất trước hết được xác định bởi lực dính đơn vị (C_1), tiếp đó là số lượng điểm tiếp xúc trong thể tích mẫu đất (χ) (Rebinder, Sukin, Margolis, 1964):

$$R_{kt} = C_1 \chi \quad (5.38)$$

Trong đó: R_{kt} - độ bền kiến trúc của đất, MPa.

Trị số χ tìm được bằng tính toán hay thực nghiệm.

1. Phương pháp tính toán

Giả sử các hạt sét có dạng hình cầu, theo Rebinder, Sukin (1974),..., tính được:

$$\chi = \frac{1}{4r^2 N^2} \quad (5.39)$$

Trong đó: r - bán kính trung bình của hạt

N - số hạt trung bình từ tiếp điểm này đến tiếp điểm kia của mô hình đã định và nó phụ thuộc vào độ rỗng của đất.

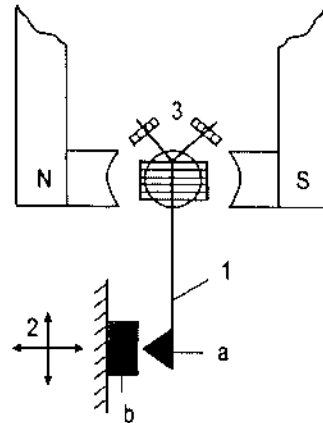
Trị số C_1 phụ thuộc trước hết vào bản chất của các lực tác dụng tại những chỗ tiếp xúc. Theo quan điểm cơ học hóa - lý hiện đại của hệ phân tán (Rebinder, 1996), trị số C_1 còn phụ thuộc vào kiểu tiếp xúc kiến trúc giữa các hạt đất (xem hình 5.12).

2. Phương pháp thực nghiệm

Dùng điện kế cầu (xem hình 5.13).

Nguyên tắc đo được tiến hành như sau:

Lấy hai hạt sét, hạt a được kẹp chặt trên kim điện kế 1, hạt b đặt trên bộ đảo điện 2 (điện tín), sau đó tạo môi trường giống như điều kiện tự nhiên tồn tại của đất và đặt hai hạt a và b vào vị trí định trước. Tiếp đó, cho dòng điện một chiều đi qua khung điện kế cầu 3, và dòng điện này sẽ tác dụng lên hai hạt sét một lực đủ để tách chúng ra xa nhau. Trị số lực đo được chính là C_1 . Phương pháp này đã được kiểm tra bằng thực nghiệm và cho phép ứng dụng (E.A.Amelina, 1985).



Hình 5.13. Sơ đồ nguyên tắc của dụng cụ điện kế cầu đo lực dính kết tại chỗ tiếp xúc giữa các hạt đất

1- kim điện kế; 2 - bộ đảo điện; 3 - điện kế cầu.

Đánh giá sơ bộ lực dính kiến trúc của đất sét như sau:

- Đất có kiểu tiếp xúc pha (hình 5.12a) có $C_{1min} = 10^{-7}$ N.
- Đất có kiểu tiếp xúc keo tụ (hình 5.12c) có $C_{1max} = 10^{-7}$ N.

Tuy nhiên, kết quả trên mới chỉ tương đối, bởi vì kiến trúc tiếp xúc pha khi bị phá hoại chúng không có khả năng khôi phục. Ngược lại, kiến trúc kiểu keo tụ mang tính thuận nghịch cao, tức là nó tự khôi phục kiến trúc của mình sau khi bị phá hoại.

5.3.3. Tính dẻo của đất

Khả năng biến dạng (hay thay đổi hình dạng) của đất dưới tác dụng của các lực cơ học bên ngoài, mà không làm mất tính liên tục - nguyên khối, và giữ nguyên được hình dạng đã tạo ra sau khi ngừng tác dụng của các lực này, được gọi tính dẻo của đất (E.M.Xergeev, 1983).

Tính dẻo của đất đặc trưng cho khả năng xuất hiện tính biến dạng dư trong nó. Đất loại sét, macrơ, than bùn, đất thổ nhưỡng và một vài loại đất nhân tạo khác đều có tính dẻo khi ở độ ẩm xác định và dưới áp lực không lớn. Ngoài ra, đất còn có trạng thái cứng, nửa cứng... hay chảy.

Tính dẻo của đất dính được đặc trưng bởi hai chỉ tiêu độ ẩm sau:

a) Độ ẩm giới hạn dẻo trên (giới hạn chảy) W_l - đó là giới hạn độ ẩm, khi vượt quá giới hạn để đất chuyển từ trạng thái dẻo sang trạng thái chảy.

Dưới độ ẩm W_l , đất có lực dính kiến trúc C_{min} , các hạt đất dễ dàng dịch chuyển và tách xa nhau, đất hầu như mất hết tính ổn định.

b) Độ ẩm giới hạn dẻo dưới (giới hạn lãn) W_p - đó là giới hạn độ ẩm giữa trạng thái nửa cứng và dẻo của đất. Giới hạn này đặc trưng cho độ ẩm nhỏ nhất, ở đó các hạt đất có khả năng dịch chuyển tương đối với nhau, mà tính liên tục (liên khối) của đất không bị phá hoại.

1. Chỉ số dẻo (I_p)

Xác định bằng phương pháp thí nghiệm trong phòng:

$$I_p = W_l - W_p \quad (5.40)$$

Chỉ số I_p càng cao, đất càng dẻo, đây là một chỉ tiêu phân loại đất quan trọng (xem bảng 5.1)

Bảng 5.1. Phân loại đất dính theo chỉ số dẻo (TCN 45 – 78)

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

- Trị số I_p phụ thuộc vào kích thước các hạt đất:

- + Tính dẻo của đất xuất hiện ở đất có kích thước hạt $< 5\mu\text{m}$;
- + Đất hạt có đường kính $3 \div 2 \mu\text{m}$ tính dẻo thấp;
- + Đất hạt có đường kính $2 \div 1 \mu\text{m}$ tính dẻo trung bình;
- + Đất hạt có đường kính $< 0,001 \text{ mm}$ tính dẻo cao.

- Trị số I_p phụ thuộc vào thành phần khoáng vật:

- + Sét montmorillonit có $I_{p(\text{max})}$;
- + Sét kaolinit có $I_{p(\text{min})}$.

- Trị số I_p phụ thuộc vào thành phần kation trao đổi và tăng theo thứ tự sau:



- Thành phần và nồng độ dung dịch tác dụng tương hỗ với đất cũng gây ảnh hưởng không nhỏ đến tính dẻo của đất.

2. Chỉ tiêu độ sét (I_l)

Xác định bằng phương pháp thí nghiệm trong phòng:

$$I_l = \frac{W - W_p}{W_l - W_p} = \frac{W - W_p}{I_p} \quad (5.41)$$

Trong đó: W - độ ẩm tự nhiên của đất.

Chỉ tiêu I_l dùng để đánh giá trạng thái của đất hạt mịn (xem bảng 5.2)

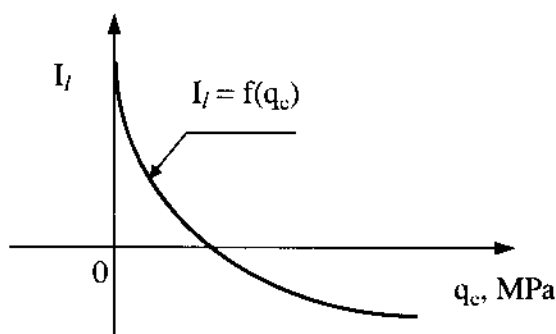
Bảng 5.2. Phân chia trạng thái đất theo I_l (theo TCN 45 - 78)

Tên đất	Trạng thái	I_l
Cát pha	Cứng	< 0
	Dẻo	$0 \div 1$
	Chảy	> 1
Sét và sét pha	Cứng	< 0
	Nửa cứng	$0 \div 0,25$
	Dẻo cứng	$0,25 \div 0,50$
	Dẻo mềm	$0,50 \div 0,75$
	Dẻo chảy	$0,75 \div 1,0$
	Chảy	> 1

Hai công thức (5.40) và (5.41) chưa phản ánh được trạng thái tự nhiên của đất hạt mịn. Bởi vì các trị số W_p , W_l được xác định trong phòng trên các mẫu đất mà kết cấu đã bị phá hoại. Để khắc phục nhược điểm này, người ta dùng phương pháp thí nghiệm hiện trường bằng xuyên tĩnh hay vi chày xuyên để đánh giá độ sệt và nhiều tính chất xây dựng khác của đất dính ở trạng thái tự nhiên (kết cấu nguyên dạng).

Theo IU. G Trophimenkov, bằng thí nghiệm xuyên tĩnh hiện trường, ông đưa ra mối quan hệ giữa sức kháng mũi xuyên đơn vị (q_c) với chỉ tiêu độ sệt (I_f) như chỉ ra trên hình (5.14) và phương trình sau:

$$I_f = 0,65 - 1,13 q_c \quad (5.42)$$



Hình 5.14. Đồ thị quan hệ $I_f = f(q_c)$

Sức kháng xuyên (vi xuyên) của đất phân tán dính được tính theo công thức:

$$R_n = \frac{P}{h^2}, \text{ KG/cm}^2 (\text{MPa}) \quad (5.43)$$

Trong đó: R_n - sức kháng xuyên;

P - lực (áp lực) bên ngoài để nhấn chìm mũi xuyên (vi xuyên) vào đất, KG (N);

h - chiều sâu nhấn chìm mũi xuyên (vi xuyên) vào đất dưới áp lực, P , cm.

Dựa vào trị số R_n phân đất dính ra các trạng thái khác nhau (xem bảng 5.3).

Ngoài ra, dựa vào trị số R_n , có thể phân đất dính thành các dạng sau:

- | | |
|----------------------|---|
| - Đất yếu | $R_n \leq 0,5 \cdot 10^5 \text{ Pa};$ |
| - Đất bền trung bình | $0,5 \cdot 10^5 < R_n \leq 1 \cdot 10^5 \text{ Pa}$ |
| - Đất bền | $1 \cdot 10^5 < R_n \leq 2 \cdot 10^5 \text{ Pa}$ |
| - Đất rất bền | $R_n > 2 \cdot 10^5 \text{ Pa}$ |

Bảng 5.3. Phân chia trạng thái đất dính theo R_n

Trạng thái đất dính	$R_n, 10^5 \text{ Pa}$
- Cứng	$> 1,9$
- Nửa cứng	$0,85 \div 1,9$
- Dẻo cứng	$0,38 \div 0,85$
- Dẻo mềm	$0,17 \div 0,38$
- Dẻo chảy	$0,076 \div 0,17$
- Chảy	$< 0,076$

Riêng chỉ số dẻo còn được dùng để tính toán chỉ tiêu hoạt tính keo (theo Skempton, 1958):

$$K_p = \frac{I_p}{M_c} \quad (5.44)$$

Trong đó: M_c - hàm lượng phần trăm các hạt sét (có $d < 0,01\text{mm}$). Theo chỉ tiêu K_p phân đất dính thành 3 nhóm:

- Đất có hoạt tính keo cao: $K_p \geq 1,25$ (sét montmorilonit)
- Đất có hoạt tính keo trung bình: $0,75 \leq K_p < 1,25$
- Đất có hoạt tính keo thấp: $K_p < 0,75$ (sét kaolinit)

5.3.4. Tính trương nở và lún khô của đất

1. Tính trương nở của đất

Khả năng tăng thể tích của đất trong quá trình tác dụng tương hỗ với nước hay dung dịch gọi là tính trương nở của chúng.

Trương nở của đất sét là một quá trình hóa - lý phức tạp, và cho đến nay vẫn chưa được nghiên cứu đầy đủ.

Xuất phát từ quan điểm cơ học hóa - lý hiện đại của B. V. Rebinder và trường phái của ông 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 vậy, trong đất sét luôn 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 áp lực tháo nê của hệ "đất sét + H_2O " thì sẽ không xảy ra trương nở; ngược lại sẽ xảy

ra trương nở. Nếu hai lực này bằng nhau, hệ "đất sét + H₂O" sẽ ở trạng thái cân bằng (V. I. Osipov, 1979).

a) Khả năng trương nở của đất dính được đặc trưng bằng các chỉ tiêu sau:

- Biến dạng trương nở (R_h) được xác định theo công thức:

$$R_h = \frac{V_h - V_0}{V_0} \cdot 100\% \quad (5.45)$$

hay:
$$R_h = \frac{h_h - h_0}{h_0} \cdot 100\% \quad (5.46)$$

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) biểu diễn bằng phần trăm, ứng với trạng thái mà ở đó quá trình hấp thụ nước hay dung dịch lỏng khác của đất ngừng lại:

$$W_h = \frac{m_h - m_s}{m_s} \cdot 100\% \quad (5.47)$$

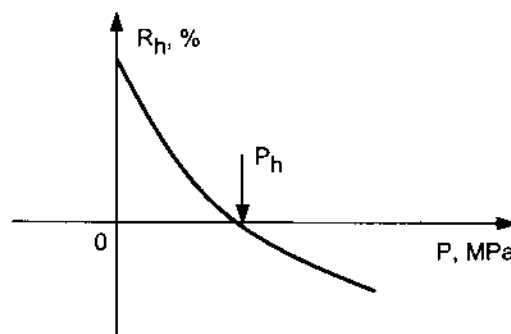
Trong đó:

m_h - trọng lượng mẫu đất sau khi trương nở, gram;

m_s - trọng lượng đất khô tuyệt đối, gram;

- Áp lực trương nở (P_h) - là áp lực tính bằng MPa, nó 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 (hình 5.15).

Theo trị số R_h và P_h phân đất ra các loại sau (bảng 5.4).



Hình 5.15. Biểu đồ xác định áp lực trương nở của đất

Bảng 5.4. 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	$4 \div 10$	$0,025 \div 0,10$
- Trương nở trung bình	$10 \div 5$	$0,10 \div 0,25$
- Trương nở mạnh	> 15	$> 0,25$

b) Các yếu tố ảnh hưởng đến tính trương nở của đất

- Thành phần hóa học và khoáng vật của đất:

+ Sét montmorilonit có $R_h > R_h$ của sét kaolinit

+ R_h tăng theo trật tự:

$$L_i^{+i} > Na^+ > NH_4^+ > K^+ > Mg^{2+} > Ca^{2+} > Al^{3+} > Fe^{3+}$$

+ Độ ẩm tự nhiên ban đầu của đất càng nhỏ, độ chặt càng cao thì trị số R_h càng lớn, và ngược lại.

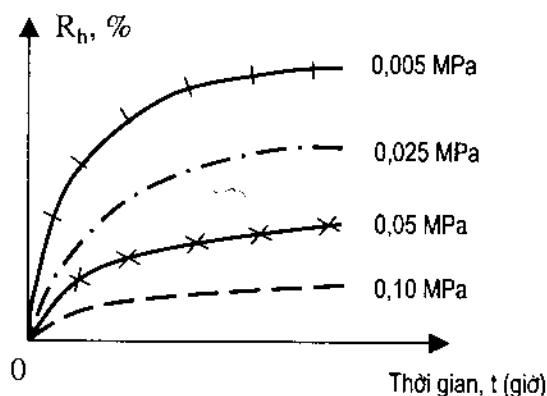
+ Trị số R_h theo chu kỳ (làm ẩm và sấy khô nhiều lần) tăng từ chu kỳ này đến chu kỳ khác.

- Thành phần hóa học và nồng độ dung dịch tác dụng tương hỗ với đất:

Sét montmorilinit - Na trong dung dịch NaCl 1N có R_h nhỏ hơn 10 lần so với đất này trương nở trong nước cất; sét này trương nở mạnh nhất trong dung dịch NaCl 0,01N.

- Các yếu tố bên ngoài:

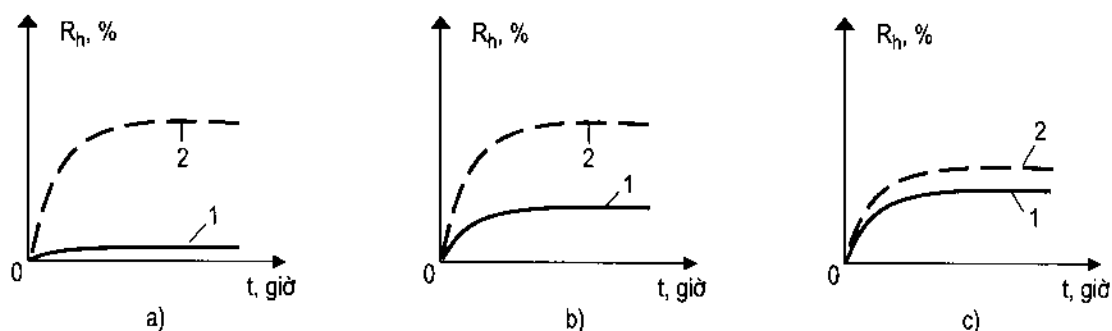
Trị số R_h của đất giảm dần khi áp lực ngoài tăng dần (xem hình 5.16).



Hình 5.16. Động lực học trương nở của đất sét dưới tác dụng của áp lực ngoài khác nhau

- Liên kết kiến trúc trong đất:

Động lực trương nở của đất sét phụ thuộc chủ yếu vào kiểu tiếp xúc kiến trúc trong đất (hình 5.17).



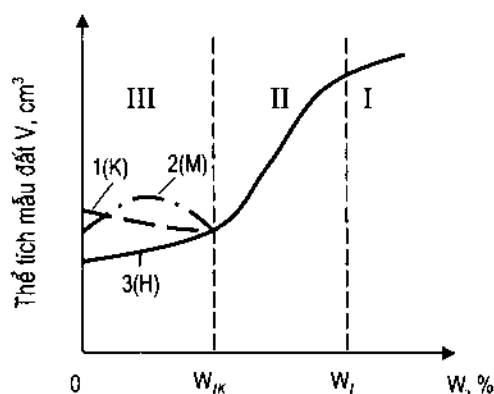
Hình 5.17. Sơ đồ động lực trương nở của đất sét
a) tiếp xúc pha; b) tiếp xúc chuyển tiếp; c) tiếp xúc keo tụ.
1 - đất có kết cấu nguyên dạng; 2 - đất có kết cấu phá hoại.

2. Tính lún khô của đất sét

Sự giảm thể tích đất do kết quả tách (mất) nước khi hong khô hay xuất hiện các quá trình hóa - lý (co vì mất nước, thẩm thấu), được gọi là lún khô của đất.

Lún khô vì mất nước là hiện tượng ngược lại với trương nở. Lún khô là một quá trình hóa - lý phức tạp, làm thay đổi tính liên kết kiến trúc giữa các yếu tố kiến trúc, phân bố lại thành phần hóa học đã được hòa tan bằng nước lỗ rỗng trong đất trước đó.

Lún khô vì mất nước của đất sét bão hòa nước xảy ra theo 3 giai đoạn cơ bản sau (hình 5.18).



I - giai đoạn lún khô chậm;
II - giai đoạn lún khô chuẩn;
III - giai đoạn lún khô dư;
 W_{ik} - độ ẩm ở giới hạn lún khô;
 W_l - độ ẩm ở giới hạn chảy;
1, 2 và 3 - các dạng đường cong lún khô dư của kaolinit (K), montmorillonit (M) và hydromica (H) tương ứng.

Hình 5.18. Sơ đồ thay đổi thể tích mẫu đất sét bão hòa nước khi lún khô vì mất nước (theo R.S.Zianghirov)

I. Giai đoạn lún khô chậm chạp: 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.

II. Giai đoạn lún khô chuẩn: độ giảm thể tích mẫu đất đạt cực đại và tương đương bằng thể tích nước bốc hơi (chủ yếu là bốc hơi nước tự do).

III. Giai đoạn lún khô dư: được bắt đầu khi bốc hơi nước tiếp tục và trị số giảm thể tích mẫu đất lớn hơn $2 \div 3\%$ so với tổng thể tích co ngót vì mất nước của đất. Trong giai đoạn này, có:

Đường cong số 1: đặc trưng cho lún khô dư của kaolinit;

Đường cong số 2: đặc trưng cho lún khô dư của montmorillonit;

Đường cong số 3: đặc trưng cho lún khô của hydromica, đơn điệu giảm.

Khả năng lún khô vì mất nước của đất được đặc trưng bởi các trị số lún khô tuyến tính (b_l) và lún khô thể tích (b_v):

$$b_l = \frac{L_0 - L_1}{L_0} \cdot 100\% \quad (5.48)$$

và

$$b_v = \frac{V_0 - V_1}{V_0} \cdot 100\% \quad (5.49)$$

Trong đó: L_0, V_0 - chiều dài và thể tích ban đầu của mẫu đất;

L_1, V_1 - chiều dài và thể tích sau khi lún khô của mẫu đất.

- Thông thường $b_v = 3b_l$ (đối với đất đẳng hướng về lún khô).
 - Trong điều kiện cân bằng, trị số lún khô của sét montmorillonit là lớn nhất; tiếp đến là sét hydromica và kaolinit - nhỏ nhất.
 - Sét bão hòa kation lún khô tăng theo thứ tự: $K^+ > K^{2+} > K^{3+}$
 - Độ ẩm và độ rỗng ban đầu của đất càng cao, lún khô càng nhỏ, nhưng khi phá vỡ liên kết kiến trúc này, lún khô của đất tăng lên đáng kể.
 - Đất sét phân lớp có tính dị hướng khi lún khô, thông thường trị số lún khô theo phương vuông góc với mặt lớp lớn hơn theo phương song song với mặt lớp.
 - Chế độ hong khô cũng gây ảnh hưởng lớn đến khả năng lún khô của đất.
- Ngoài các chỉ tiêu b_l và b_v người ta còn sử dụng hệ số lún khô thể tích (β_v), để đánh giá khả năng lún khô của đất.

Hệ số lún khô của đất là độ giảm thể tích tương đối của đất khi thay đổi độ ẩm tính bằng số lẻ thập phân (hay phần trăm).

Hệ số lún khô của đất có thể được tính qua trị số lún khô thể tích (b_v), độ ẩm ban đầu (W_0) và độ ẩm cuối cùng (W_1) của mẫu đất:

$$\beta_v = \frac{b_v}{(W_0 - W_1) - b_v W_0} = \frac{b_v}{\Delta W - b_v W_0} \quad (5.50)$$

5.4. THÀNH PHẦN CẤP PHỐI HẠT CỦA ĐẤT

5.4.1. Thành phần cấp phối hạt của đất vụn thô

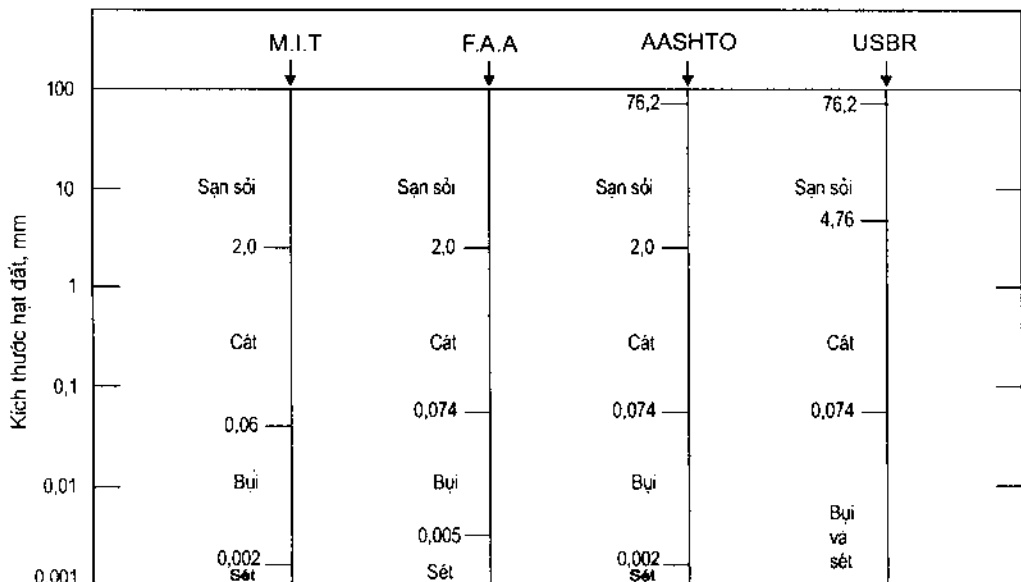
Thành phần cấp phối hạt của các loại đất vụn thô (sạn, sỏi và cát) thường được xác định bằng phương pháp rây (sàng).

Những rây (sàng) tiêu chuẩn của Mỹ được cho trong bảng 5.5.

Bảng 5.5. Các kích thước lỗ rây (sàng) tiêu chuẩn của Mỹ

Rây số	Kích thước lỗ rây, mm	Rây số	Kích thước lỗ rây, mm	Rây số	Kích thước lỗ rây, mm
3	6,35	16	1,19	60	0,25
4	4,76	20	0,84	70	0,21
6	3,36	30	0,59	100	0,149
8	2,38	40	0,42	140	0,105
10	2,00	50	0,297	200	0,074
				270	0,053

Dựa vào kích thước các hạt đất, một số tổ chức – cơ quan của Mỹ đã đưa ra những ranh giới phân chia kích thước của sạn, sỏi, cát, bụi và sét như chỉ ra trên hình 5.19.



Hình 5.19. Ranh giới giữa kích thước các hạt đất khác nhau (Theo M.I.T; F.A.A; AASHTO và USBR)

Để đánh giá thành phần cấp phối hạt tốt hay xấu của đất, người ta thường dựa vào các tham số sau đây:

1. Đường kính hạt hữu hiệu của đất, D_{10}

Đó là đường kính của hạt đất, nhỏ hơn chúng chiếm 10% tổng khối lượng đất lọt qua rây và được biểu diễn bằng D_{10} .

2. Hệ số không đồng nhất, C_u

Được xác định theo công thức sau:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (5.51)$$

Trong đó: D_{60} - đường kính hạt, nhỏ hơn chúng chiếm tới 60% tổng khối lượng hạt đất lọt qua sàng.

3. Hệ số cấp phối hạt, C_c

Được xác định theo công thức sau:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} \quad (5.52)$$

Trong đó: D_{30} - đường kính hạt, nhỏ hơn chúng chiếm 30% tổng khối lượng đất lọt qua sàng.

Một loại đất có thành phần cấp phối hạt tốt, nếu $C_u = 4 \div 6$ và $C_c = 1 \div 3$.

Một loại đất có cấp phối hạt gọi là xấu, nếu $C_c \approx 1$.

5.4.2. Thành phần cấp phối hạt của đất hạt mịn

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 chúng tuân theo định luật Stokes:

$$V = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\eta} D^2 \quad (5.53)$$

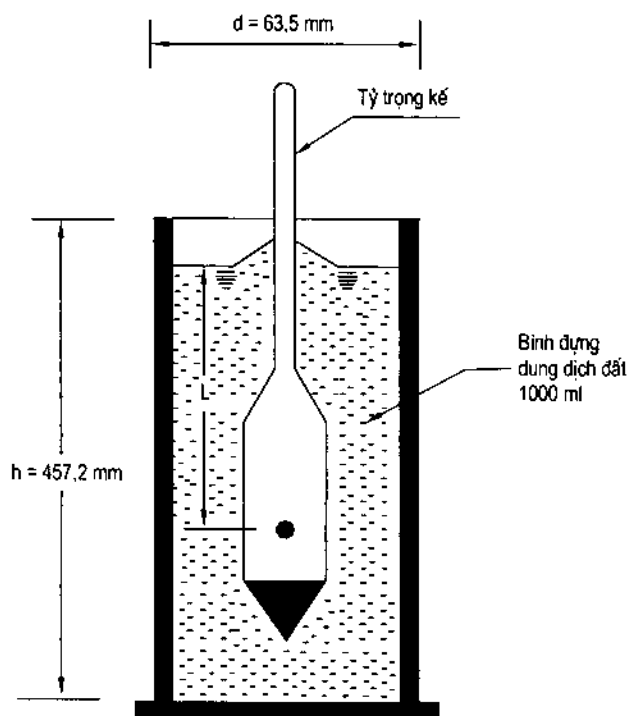
Trong đó: V - tốc độ bằng khoảng cách/thời gian, $V = L/t$;

γ_s, γ_w - trọng lượng đơn vị của hạt đất và nước, tương ứng;

η - độ nhớt tuyệt đối của nước;

D - đường kính của hạt đất.

Sơ đồ dụng cụ tỷ trọng kế được chỉ ra trên hình 5.20.



Hình 5.20. Sơ đồ thiết bị tỷ trọng kế

Chú ý: Điều kiện thí nghiệm ở nhiệt độ, $t^0 = 20^0C$ và tỷ trọng hạt đất $G_s = 2,65$.

BÀI TẬP CHƯƠNG 5

Bài tập 5.1. Cho một loại đất có hệ số rỗng $e = 0,72$, tỷ trọng hạt $G_s = 2,61$. Hãy tính độ rỗng (n), dung trọng khô (γ_d), dung trọng bão hòa (γ_{bh})? Khi đất có mức độ bão hòa nước bằng 60%, thì dung trọng của nó là bao nhiêu ?

Bài tập 5.2. Một loại sét bão hòa nước có độ ẩm bằng 40%, tỷ trọng hạt $G_s = 2,78$. Hãy xác định dung trọng khô (γ_d), dung trọng bão hòa (γ_{bh}) và độ rỗng của đất (n) ?

Bài tập 5.3. Cho một loại đất chưa bão hòa, tổng thể tích của nó bằng $0,14\text{m}^3$, trọng lượng đất ẩm bằng 2,7 KN, trọng lượng đất khô bằng 2,3 KN, và hệ số rỗng $e = 0,6$. Hãy xác định độ ẩm (W), dung trọng khô (γ_d), dung trọng ẩm (γ), mức độ bão hòa (S_r), độ rỗng (n) và tỷ trọng hạt (G_s) ?

Bài tập 5.4. Nếu một loại đất dạng hạt (không dính) sau khi đầm nén cho dung trọng đất ẩm bằng $20,45\text{KN/m}^3$ ở độ ẩm bằng 18%, hỏi độ chặt tương đối của đất sau khi đầm (D_r), là bao nhiêu ? cho $e_{\max} = 0,85$, $e_{\min} = 0,42$ và $G_s = 2,65$.

Bài tập 5.5. Dùng khuôn đầm nén tiêu chuẩn có thể tích $V_0 = 1000\text{cm}^3$, trọng lượng $M_0 = 3,3\text{kg}$, để đầm một loại cát có tỷ trọng hạt $G_s = 2,65$, dung trọng ẩm $\gamma = 1,75\text{ G/cm}^3$ và độ ẩm tự nhiên $W = 18\%$. Sau khi đầm chặt trong khuôn tiêu chuẩn cho kết quả:

- Trạng thái chặt nhất (khuôn + cát + nước): $M_1 = 5,5\text{ kg}$ ứng với $W_1 = 13\%$;
- Trạng thái xốp nhất (khuôn + cát + nước): $M_2 = 5,1\text{ kg}$ ứng với $W_2 = 25\%$.

Hãy xác định:

- 1) Độ chặt tương đối (D_r) của cát ?
- 2) Hệ số đầm nén chặt tương đối (R_c) ?

Chương 6

TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA ĐẤT

6.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Tính chất cơ học của đất phân tán tự nhiên thường được thể hiện qua tính biến dạng, tính bền, tính xúc biến và tính lưu biến dưới tác dụng của tải trọng ngoài khác nhau.

– Tính biến dạng của đất hay còn gọi là tính nén lún của nó, được xác định bằng khả năng giảm thể tích lỗ rỗng trong một đơn vị thể tích đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài. Trong trường hợp xác định, chính sự giảm thể tích lỗ rỗng liên quan tới khả năng làm chặt hơn các hạt trong đất. Quá trình này kéo theo sự dịch chuyển tất yếu của các hạt đất, v.v...

– Tính bền của đất là khả năng chống lại tác dụng của các lực bên ngoài, không gây phá hoại hoàn toàn chúng. Đất mất tính bền xảy ra dưới tác dụng của các ứng suất cắt (trượt), đứt vỡ (do kéo), và ép vỡ (nén một trục nở ngang tự do hay nén ba trục, v.v...). Cần nhấn mạnh rằng, vấn đề về bản chất độ bền của đất là rất phức tạp và cho đến nay vẫn chưa hiểu nó một cách toàn diện.

– Tính xúc biến, đó là quá trình làm mềm hóa hay làm loãng đất phân tán tự nhiên theo thời gian dưới tác dụng cơ học có tính động (như rung động, va đập, lắc và tác dụng của siêu âm, v.v...); khi độ ẩm và dung trọng không thay đổi và chúng tự hóa bền (hóa cứng) khi dừng các tác dụng cơ học này.

– Tính lưu biến của đất xuất hiện dưới dạng từ biến, tức là tăng biến dạng chậm chạp theo thời gian khi dưới tác dụng của ứng suất gây biến dạng không đổi, và dưới dạng tích thoát ứng suất, tức là giảm ứng suất khi biến dạng không đổi.

6.2. TÍNH BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT PHÂN TÁN

Như trên đã nêu, thực chất tính biến dạng của đất là sự giảm thể tích lỗ rỗng hay sự dịch chuyển các hạt đất và hợp thể của chúng dưới tác dụng của tải trọng ngoài, đồng thời chúng trở nên gần nhau hơn, chặt chẽ hơn. Do đó, đôi khi người ta còn gọi kiểu biến dạng này là biến dạng thể tích.

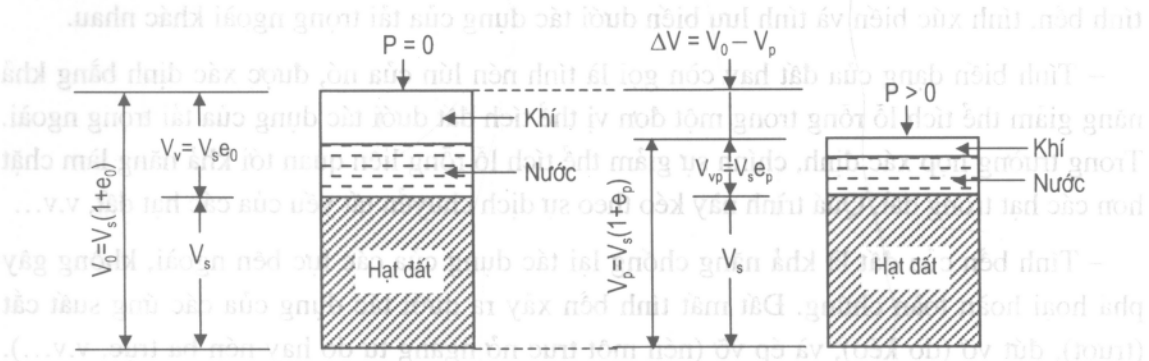
Thật vậy, đất càng chặt hay càng bền sẽ bị biến dạng càng ít, ngược lại đất càng yếu và xốp càng bị biến dạng nhiều, khi chúng chịu tác dụng của tải trọng ngoài như nhau.

Để dự đoán tính biến dạng do nén chặt đất dưới tải trọng ngoài, ngoài các trị số ứng suất gây biến dạng, cần biết một số chỉ tiêu đặc trưng cho tính nén lún của đất, như:

- Quan hệ giữa hệ số rỗng (e) với tải trọng ngoài (P): $e = f(p)$;
- Trị số hệ số nén lún (a);
- Mô đun tổng biến dạng của đất (E_0);
- Trị số biến dạng tương đối (ϵ_p).

6.2.1. Quan hệ giữa hệ số rỗng (e), và tải trọng nén ngoài (P)

Bằng thí nghiệm nén một trục không cho nở ngang (nở hông) tự do trên các mẫu đất phân tán không dính hoặc dính, như chỉ ra trên hình 6.1.



Hình 6.1. Sơ đồ thay đổi kích thước mẫu đất khi nén một trục không nở ngang tự do.

Khi dưới tải trọng nén một trục không nở ngang tự do, thì biến dạng thể tích tương đối bằng biến dạng dọc tương đối:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (6.1)$$

Trong đó: V_0, h_0 - thể tích, chiều cao ban đầu của mẫu, tương ứng;

$\Delta V, \Delta h$ - trị số giảm thể tích và chiều cao tương ứng của mẫu đất.

Từ phương trình (6.1), ta có:

$$\Delta h = h_0 \frac{\Delta V}{V_0} = h_0 \frac{V_0 - V_p}{V_0} \quad (6.2)$$

Ở đây: $V_0 = V_s + V_v$, mà $e_0 = \frac{V_v}{V_s} \rightarrow V_v = V_s e_0$

nên:

$$V_0 = V_s + V_s e_0 = V_s (1 + e_0)$$

Tương tự, ta có:

$$V_p = V_s (1 + e_p)$$

Thay V_0 và V_p vào (6.2), ta nhận được:

$$\Delta h = h_0 \frac{V_s(1 + e_0) - V_s(1 + e_p)}{V_s(1 + e_0)}$$

$$\Delta h = h_0 \frac{e_0 - e_p}{1 + e_0} \quad (6.3)$$

hay:

$$e_p = e_0 - \frac{\Delta h}{h_0}(1 + e_0) \quad (6.4)$$

Thật vậy, dưới tải trọng nén bên ngoài là p_1 sẽ cho ta hệ số rỗng của đất sau khi nén là e_1 , dưới p_2 cho ta $e_2, \dots$. Từ các kết quả thu được, ta có đồ thị quan hệ $e = f(p)$ như chỉ ra trên hình 6.2.

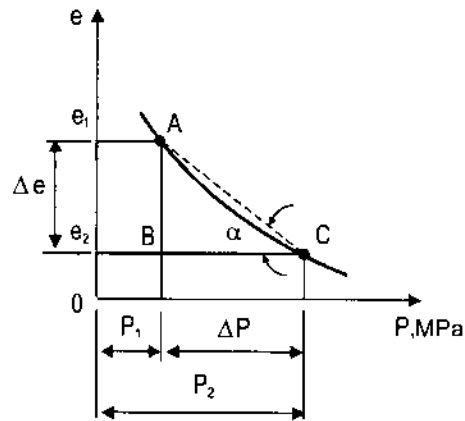
6.2.2. Hệ số nén lún (a)

Từ hình 6.2, ta xác định được hệ số nén lún (a):

$$a = \operatorname{tg} \alpha = - \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

hay:

$$a = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} \quad (4.5)$$



Hình 6.2. Đường cong nén $e = f(p)$

6.2.3. Mô đun tổng biến áp (E_0)

Ta có thể xác định được mô đun tổng biến dạng (E_0), của đất bằng thí nghiệm nén trong phòng:

$$E_0 = \beta \frac{1 + e_0}{a} \quad (6.6)$$

Trong đó:

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}$$

Ở đây: ν - là hệ số nở ngang (hay còn gọi là hệ số Poatson), được tra theo bảng dưới đây:

Loại đất	Hệ số Poatson, ν
Đất vụn thô	0,27
Đất cát và cát pha	0,30
Đất sét pha	0,35
Đất sét	0,42

6.2.4. Trị số biến dạng tương đối (ϵ_p)

Từ phương trình (6.1), ta có:

$$\epsilon_p = \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{\Delta V}{V_0} \quad (6.7)$$

Mô đun tổng biến dạng của đất (E_0), dưới tác dụng của tải trọng ngoài (p), có thể được xác định thông qua biến dạng tương đối (ϵ_p):

$$E_0 = \frac{p}{\epsilon_p} \quad (6.8)$$

Phương trình (6.8) được xem là đơn giản nhất biểu diễn quan hệ của $E_0 = f(p, \epsilon_p)$.

Ví dụ 6.1. Một mẫu đất cao $h = 4\text{cm}$, dưới tải trọng $p = 0,75 \text{ KG/cm}^2$, cho độ lún $\Delta h = 0,2\text{cm}$. Hãy xác định mô đun tổng biến dạng E_0 ?

Bài giải:

Biến dạng tương đối của mẫu đất dưới tải trọng (p), là:

$$\epsilon_p = \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{0,2}{4} = 0,05$$

Theo phương trình (6.8), ta tính được:

$$E_0 = \frac{p}{\epsilon_p} = \frac{0,75}{0,05} = 150 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$$

Ví dụ 6.2. Một nền đất có độ ẩm tự nhiên, $W = 25\%$, dung trọng ban đầu, $\gamma = 1,85\text{G/cm}^3$ và tỷ trọng hạt $G_s = 2,70$. Dưới tải trọng nén bên ngoài $p_1 = 10 \text{ KN/m}^2$ nền bị lún $\Delta h_1 = 60\text{mm}$; dưới tải trọng $p_2 = 20 \text{ KN/m}^2$ cho $\Delta h_2 = 90\text{mm}$ và dưới tải trọng $p_3 = 30 \text{ KN/m}^2$ cho $\Delta h_3 = 120\text{mm}$. Hãy xác định hệ số nén lún ở cấp tải trọng $p_2 \div p_3$: a_{2-3} ? và $E_{0(2-3)}$?

Cho biết: $\nu = 0,35$, và chiều dày tầng đất chịu nén, $h = 3\text{m}$.

Bài giải:

1. Tính trị số hệ số rỗng ban đầu của đất (e_0):

$$\gamma = \frac{m}{V} = \frac{m_s + m_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s V_s \gamma_w / V_s + W G_s V_s \gamma_w / V_s}{V_s / V_s + V_v / V_s}$$

$$\gamma = \frac{G_s \gamma_w + W G_s \gamma_w}{1 + e_0}$$

$$\rightarrow e_0 = \frac{G_s \gamma_w (1 + W)}{\gamma} - 1 = \frac{(2,70)(1)(1 + 0,25)}{1,85} - 1 \approx 0,82$$

2. Xác định các trị số hệ số rỗng dưới các áp lực nén bên ngoài (e):

$$e_1 = e_0 - \frac{\Delta h_1}{h_0} (1 + e_0) = 0,82 - \frac{60}{3000} (1 + 0,82) \approx 0,784$$

$$e_2 = e_0 - \frac{\Delta h_2}{h_0} (1 + e_0) = 0,82 - \frac{90}{3000} (1 + 0,82) \approx 0,765$$

$$e_3 = e_0 - \frac{\Delta h_3}{h_0} (1 + e_0) = 0,82 - \frac{120}{3000} (1 + 0,82) \approx 0,747$$

3. Xác định hệ số nén lún dưới cấp tải trọng $p_2 \div p_3$:

$$a_{2-3} = \frac{e_2 - e_3}{p_3 - p_2} = \frac{0,765 - 0,747}{30 - 20} = 0,0018 \text{ (m}^2/\text{KN)}$$

4. Mô đun tổng biến dạng của đất nền, $E_{0(2-3)}$ là:

$$E_{0(2-3)} = \beta \frac{1 + e_0}{a_{2-3}} = \left[1 - \frac{2v^2}{1 - v} \right] \left(\frac{1 + e_0}{a_{2-3}} \right)$$

hay:

$$E_{0(2-3)} = \left[1 - \frac{2(0,35)^2}{1 - 0,35} \right] \left(\frac{1 + 0,82}{0,0018} \right) = 630 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

6.3. TÍNH BỀN CỦA ĐẤT

Độ bền cắt của đất là một trong các đặc trưng quan trọng cho nhiều bài toán xây dựng (tính toán - thiết kế, thi công móng của nhiều công trình khác nhau, ví dụ: tính toán khả năng chịu tải của móng nông, móng cọc, ổn định sườn (mái) dốc của đê, đập và nền đất đắp, tính toán áp lực ngang của đất tác dụng lên tường chắn).

Trong chương này, chúng ta sẽ nghiên cứu các đặc trưng độ bền của đất dạng hạt không dính và đất dính, cũng như các yếu tố ảnh hưởng đến chúng.

6.3.1. Tiêu chuẩn phá hoại Coulomb - Mohr

Vào năm 1776, nhà bác học Coulomb đã đưa ra phương trình đánh giá độ bền vật liệu (τ) như sau:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C \quad (6.9)$$

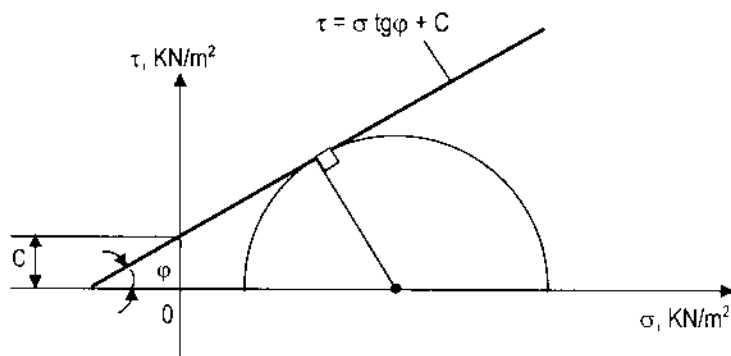
Trong đó: σ - ứng suất pháp;

φ - góc ma sát trong;

C - lực dính.

Năm 1910, Mohr đã đưa ra lý thuyết về phá hoại vật liệu. Theo lý thuyết này, hiện tượng phá hoại dọc theo mặt phẳng nào đó trong vật liệu xảy ra dưới tác dụng đồng thời

của cả ứng suất pháp (σ) và ứng suất tiếp tuyến (τ), chứ không phải do riêng một ứng suất nào. Và, phương trình (6.9) biểu diễn tiêu chuẩn phá hoại của Coulomb - Mohr. Bởi vì, năm 1776 Coulomb đưa ra phương trình đường bao phá hoại (6.9), mãi đến năm 1910, Mohr mới đưa ra các vòng tròn ứng suất, và các vòng tròn ứng suất này nhận đường bao Coulomb là đường phá hoại, như chỉ ra trên hình 6.3.



Hình 6.3. Tiêu chuẩn phá hoại Coulomb - Mohr

Trong đất bão hoà nước, ứng suất do các hạt đất tiếp nhận là ứng suất hữu hiệu (σ'), còn do nước tiếp nhận là áp lực nước lỗ rỗng (U). Khi đó, phương trình (6.9) hoàn toàn được biến đổi như sau:

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi + C = \sigma' \operatorname{tg} \varphi + C \quad (6.10)$$

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 $C > 0$.

Dưới đây, sẽ trình bày các tham số độ bền cắt của các loại đất rời không dính và đất dính.

6.3.2. Độ bền cắt của đất hạt rời không dính

Từ phương trình (6.9), đối với đất rời không dính có $C = 0$, nên ta viết:

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi \quad (6.11)$$

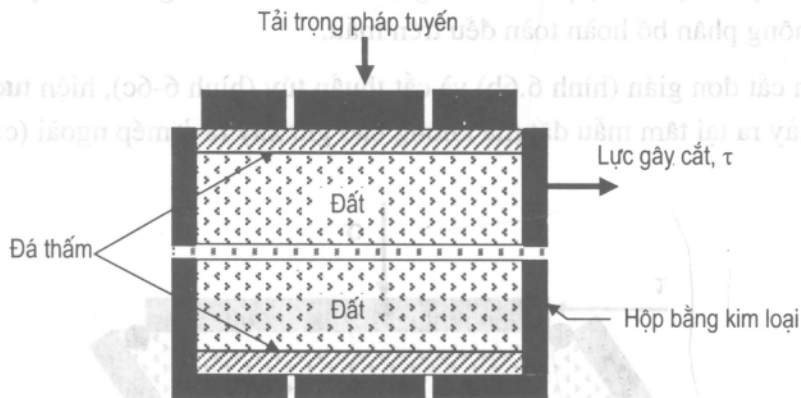
Để xác định góc ma sát trong của đất (φ), có thể dùng một trong hai phương pháp cắt trực tiếp hay thí nghiệm ba trục.

1. Thí nghiệm cắt trực tiếp

Sơ đồ thí nghiệm cắt trực tiếp được chỉ ra trên hình 6.4.

Hộp kim loại đựng mẫu hai nửa, tròn hay vuông, tiết diện ngang bằng $19,35 \div 25,80 \text{ cm}^2$, cao 25,4mm. Lực pháp tuyến tác dụng lên mẫu ở trạng thái tĩnh $\sigma = 1035 \text{ KN/m}^2$, lực gây cắt tác dụng vào bề mặt bên của nửa hộp trên tăng dần cho đến khi mẫu đất bị phá

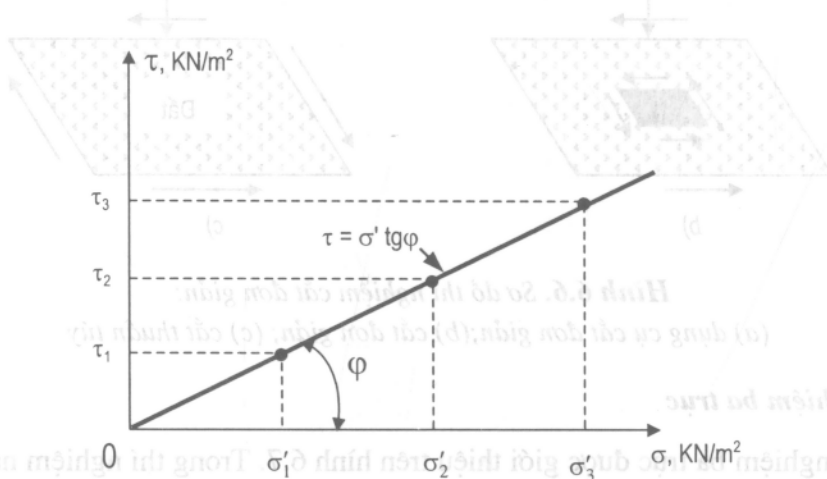
hoại. Hai viên đá thấm chỉ dùng cho đất ẩm, đất khô thì không cần. Trong quá trình thí nghiệm, sự dịch chuyển của nửa hộp trên và thay đổi chiều cao mẫu được ghi lại bằng các máy đo số theo phương ngang và đứng.



Hình 6.4. Dụng cụ thí nghiệm cắt trực tiếp

Thí nghiệm cắt trực tiếp các mẫu cát khô thì $U = 0$, do vậy $\sigma = \sigma'$.

Thí nghiệm cắt trực tiếp được tiến hành dưới một vài ứng suất pháp khác nhau, cho ta các lực cắt (τ) khác nhau, từ đó có thể xác định được tham số độ bền (ϕ) bằng cách lập đồ thị quan hệ $\tau = \sigma' \tan \phi$ như chỉ ra trên hình 6.5.

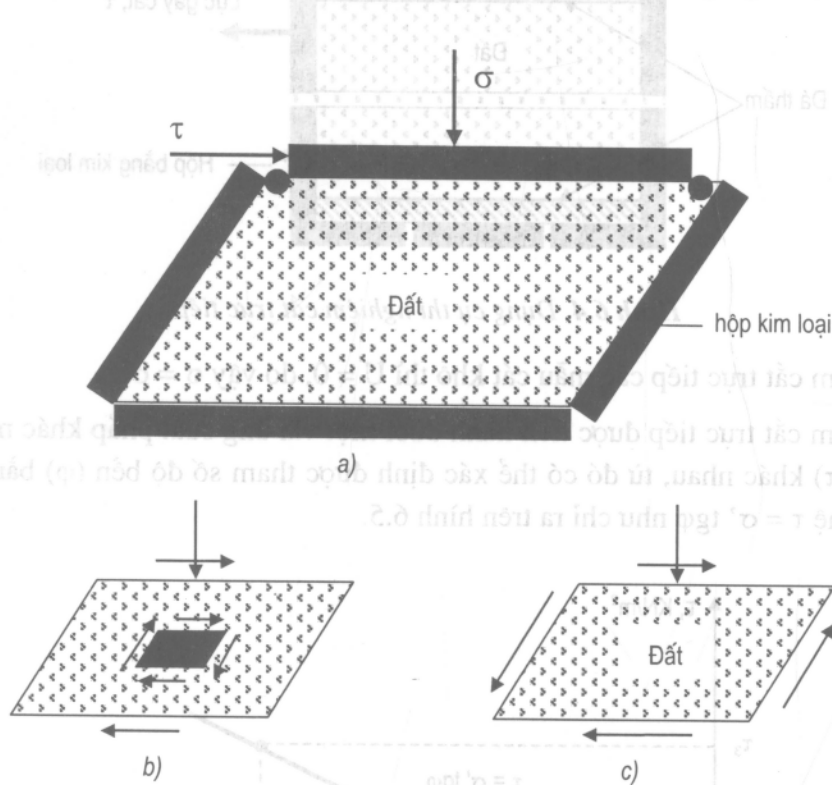


Hình 6.5. Sơ đồ xác định góc ma sát trong ϕ , của cát bằng thí nghiệm cắt trực tiếp

Phương pháp thí nghiệm cắt trực tiếp có một số nhược điểm sau: mẫu đất bị cắt theo một mặt phẳng định trước, tức là theo mặt phẳng nằm ngang chưa chắc đã là bề mặt yếu nhất. Mặt khác, sự phân bố ứng suất trên bề mặt bị cắt (trượt) là không đều nhau, ứng suất tại biên ngoài cùng lớn hơn ứng suất tại tâm mẫu. Kiểu phân bố ứng suất này sẽ dẫn đến sự phá hoại theo kiểu luyến tiến.

Để khắc phục nhược điểm trên đây của dụng cụ cắt trực tiếp, người ta thường dùng dụng cụ cắt đơn giản, như chỉ ra trên hình 6.6. Ở đây, mẫu đất hình chữ nhật được bọc trong màng cao su mỏng, sau đó đặt mẫu đã bọc vào trong hộp kim loại có lắp bản lề. Kiểu dụng cụ này sẽ tạo ra sự phân bố ứng suất đều hơn trong mẫu. Tuy vậy, ứng suất gây cắt vẫn không phân bố hoàn toàn đều trên mẫu.

Thí nghiệm cắt đơn giản (hình 6.6b) và cắt thuần túy (hình 6-6c), hiện tượng phá hoại mẫu đất đều xảy ra tại tâm mẫu đất mà không bao giờ xảy ra ở mép ngoài (cạnh) mẫu.



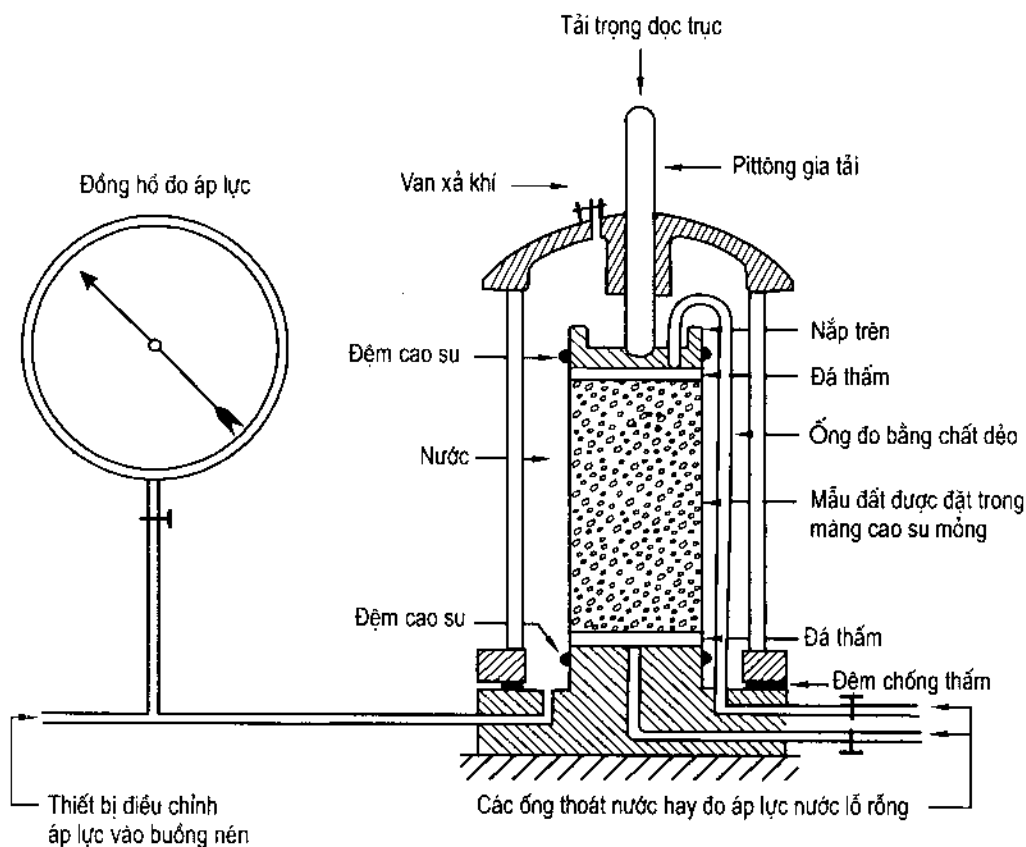
Hình 6.6. Sơ đồ thí nghiệm cắt đơn giản:
 (a) dụng cụ cắt đơn giản; (b) cắt đơn giản; (c) cắt thuần túy

2. Thí nghiệm ba trục

Sơ đồ thí nghiệm ba trục được giới thiệu trên hình 6.7. Trong thí nghiệm này, mẫu đất có đường kính, $D = 38,1\text{mm}$, cao $h = 76,2\text{mm}$, bên ngoài được bọc bằng màng cao su mỏng. Sau đó mẫu được đặt vào buồng nén hình trụ bằng chất dẻo trong suốt. Để thí nghiệm, người ta tiến hành đổ đầy nước hay glyxêrin ($\text{CH}_2\text{OHCHOH.CH}_2\text{OH}$). Mẫu đất luôn luôn chịu áp lực nén ngang (σ_3), do chất lỏng trong buồng nén tạo ra (đôi khi khí được dùng giống như môi trường tạo ra áp lực nén ngang). Để gây phá hoại cắt (trượt) mẫu đất người ta tạo ra một ứng suất dọc trục ($\Delta\sigma$), bằng pittông tạo áp lực theo phương thẳng đứng. Để xác định góc ma sát (φ) của cát, người ta thường thí nghiệm các mẫu cát

khô. Khi thí nghiệm cát bão hoà nước, thì phải mở ống thoát nước của dụng cụ trong suốt quá trình thí nghiệm để sao cho áp lực nước lỗ rỗng trong mẫu luôn luôn bằng không ($U = 0$). Thể tích nước thoát ra khỏi mẫu cần ghi lại đó chính là số đo thay đổi thể tích mẫu đất.

Các thành phần ứng suất chính hữu hiệu trong thí nghiệm ba trục thoát nước trên các mẫu cát, bao gồm: ứng suất chính hữu hiệu lớn nhất: $\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma$; ứng suất chính hữu hiệu nhỏ nhất: $\sigma'_3 = \sigma_3$; và ứng suất chính hữu hiệu trung bình: $\sigma'_2 = \sigma'_3$.



Hình 6.7. Dụng cụ thí nghiệm ba trục (Theo A.W. Bishop và L.Bjerrum, 1960)

Tại thời điểm mẫu cát bị phá hoại, ứng suất chính hữu hiệu lớn nhất $\sigma'_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma$, trong đó ($\Delta\sigma$) là số gia ứng suất tại thời điểm phá hoại và (σ_3) là ứng suất chính hữu hiệu nhỏ nhất.

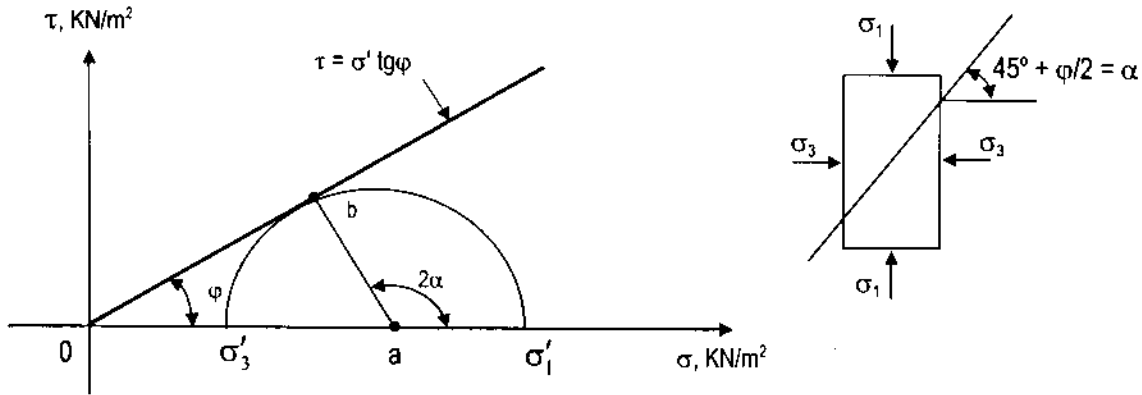
Sau khi có kết quả thí nghiệm ba trục trên ít nhất hai mẫu cát cùng loại trở lên, ta dựng được đường tiếp tuyến với các vòng tròn Mohr ứng suất xuất phát từ gốc toạ độ, như chỉ ra trên hình 6.8. Góc tạo bởi đường bao phá hoại (đường tiếp tuyến) với trục ứng suất pháp tuyến (σ), sẽ cho ta góc (ϕ).

Từ hình 6.8, ta tính được:

$$\sin\varphi = \frac{\overline{ab}}{\overline{oa}} = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2}{(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2}$$

hay:

$$\varphi = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \right)_{\text{phá hoại}} \quad (6.12)$$



Hình 6.8. Sơ đồ kết quả thí nghiệm ba trục thoát nước trên mẫu cát bão hoà nước

6.3.3. Độ bền cắt của đất dính

Để xác định các tham số độ bền cắt của đất loại sét (φ, c), người ta thường tiến hành thí nghiệm trong phòng bằng các dụng cụ cắt trực tiếp hay cắt ba trục. Tuy vậy, dụng cụ thí nghiệm ba trục được dùng rộng rãi hơn cả.

1. Thí nghiệm đất sét bằng dụng cụ ba trục

Sơ đồ thí nghiệm ba trục như đã giới thiệu trên hình 6.7.

Trong thực tế có 3 sơ đồ (kiểu) thí nghiệm ba trục thông dụng đối với đất sét ở trong phòng, đó là:

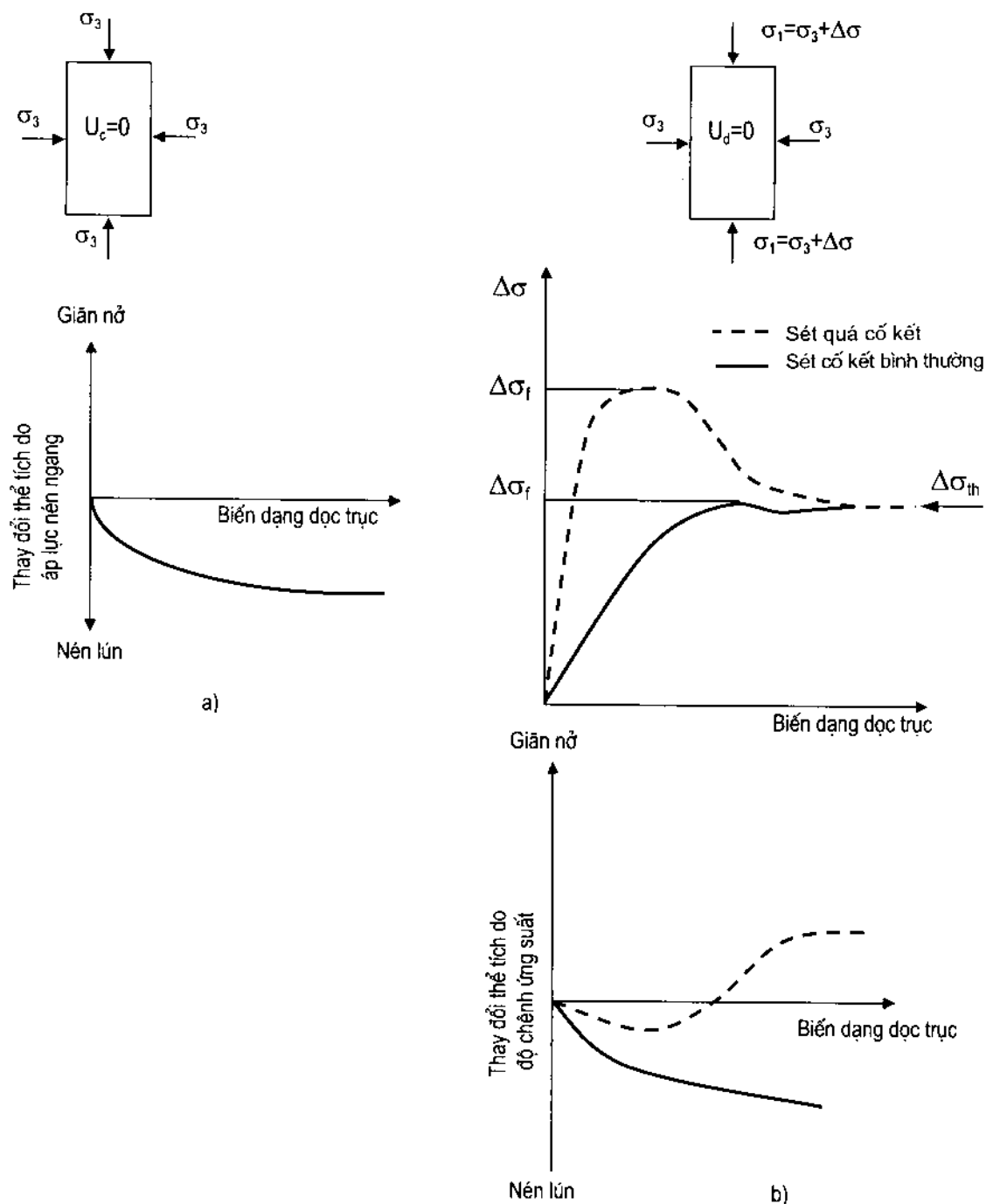
- Thí nghiệm cố kết thoát nước (CD);
- Thí nghiệm cố kết không thoát nước (CU);
- Thí nghiệm không cố kết không thoát nước (UU).

Dưới đây, sẽ trình bày các sơ đồ thí nghiệm ba trục (CD) (CU) và (UU).

a) Thí nghiệm cố kết thoát nước (CD)

Mẫu đất bão hoà nước trước hết chịu tác dụng của áp lực bên σ_3 , thông qua dung dịch trong buồng nén. Kết quả làm cho áp lực nước lỗ rỗng trong mẫu tăng lên là U_c . Mở ống thoát nước ra ngoài hoàn toàn sao cho $U_c = 0$. Sau đó, tăng lực nén dọc trục lên một trị số $\Delta\sigma$ với tốc độ rất chậm, đồng thời cứ giữ nguyên van thoát nước ở tư thế mở để cho

phép tiêu tan hoàn toàn áp lực nước lỗ rỗng một cách hiệu quả, ($U_d = 0$). Hình 6.9 giới thiệu sự biến thiên số gia ứng suất ($\Delta\sigma$) với biến dạng dọc trục của mẫu đất.



Hình 6.9. Sơ đồ thí nghiệm ba trục cố kết thoát nước trong đất sét
a) Tác dụng của áp lực ngang; b) Tác dụng của độ chênh ứng suất.

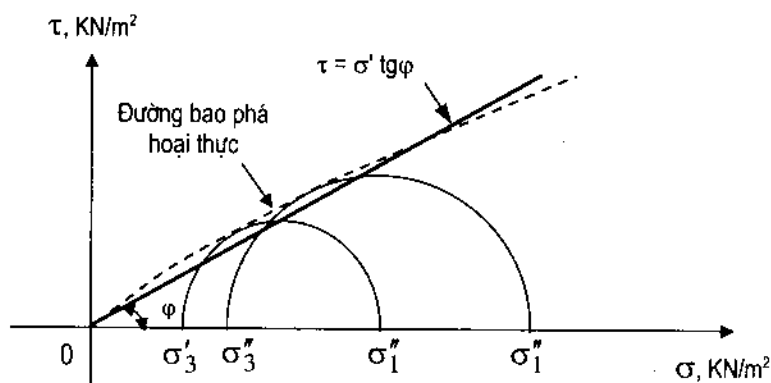
Trong thí nghiệm cố kết thoát nước thì $\sigma = \sigma'$, vì $U = 0$. Tại thời điểm mẫu đất bị phá hoại, ứng suất chính hữu hiệu lớn nhất là:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma$$

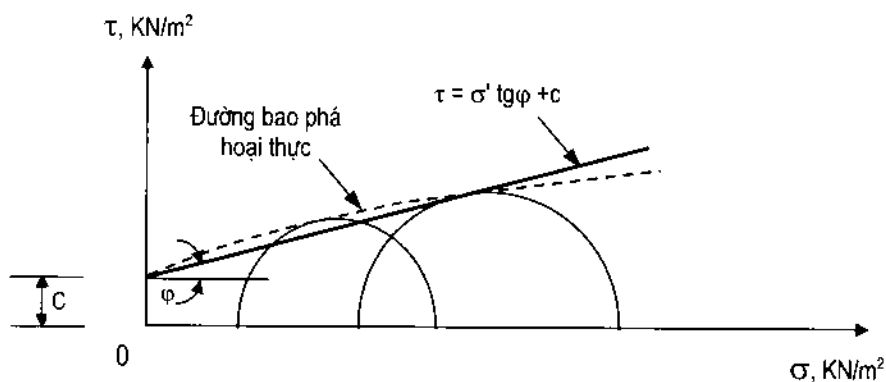
Trong đó: $\Delta\sigma$ - số gia ứng suất tại thời điểm mẫu đất bị phá hoại.

Ứng suất chính hữu hiệu nhỏ nhất là: $\sigma'_3 = \sigma_3$

Theo kết quả của một số thí nghiệm ba trục cố kết thoát nước thực hiện trên các mẫu đất sét cùng loại, tiến hành vẽ các vòng tròn Mohr ứng suất vào thời điểm phá hoại, như chỉ ra trên hình 6.10. Những tham số độ bền (φ, c) của đất sét được xác định bằng cách kẻ đường bao Coulomb - Mohr.



a)



b)

Hình 6.10. Đường bao phá hoại đối với

a) sét cố kết bình thường; b) sét quá cố kết từ các thí nghiệm ba trục cố kết thoát nước.

- Đối với sét cổ kết bình thường

Như chỉ ra trên hình 6.10a, có $C = 0$. Khi đó, đường bao phá hoại Coulomb - Mohr có dạng: $\tau = \sigma' \tan \varphi$. Độ dốc của đường bao phá hoại với trục (σ) cho ta góc ma sát trong (φ), và được xác định như sau:

$$\sin \varphi = \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \right)_{\text{phá hoại}} \quad (6.13)$$

hay:
$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 (45^\circ + \varphi/2) \quad (6.14)$$

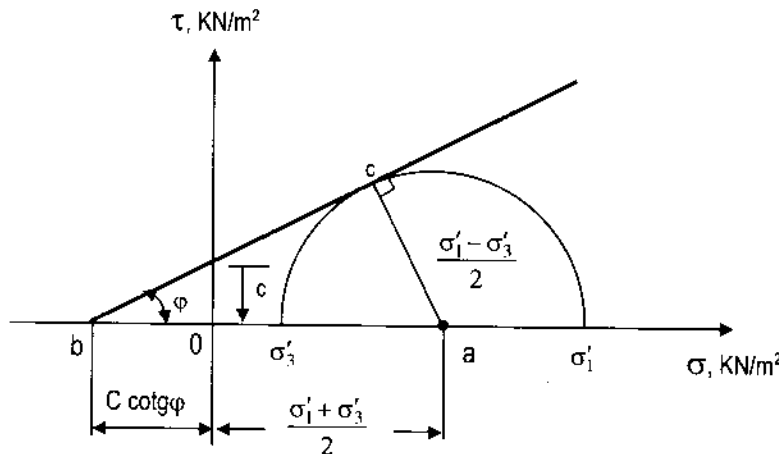
Phương trình (6.14) chỉ ra cho thấy, bề mặt phá hoại của mẫu đất tạo với mặt phẳng ứng suất chính lớn nhất một góc $(45^\circ + \varphi/2)$.

- Đối với sét quá cố kết

Như chỉ ra trên hình 6.10b, ở đây $C \neq 0$. Độ bền cắt của đất sét quá cố kết được biểu diễn bằng phương trình sau:

$$\tau = \sigma' \tan \varphi + C$$

Để có được mối tương quan chung giữa σ'_1 , σ'_3 , C và φ , ta có thể vẽ đồ thị như chỉ ra trên hình 6.11.



Hình 6.11. Đồ thị quan hệ giữa σ'_1 , σ'_3 , C và φ

Từ hình 6.11, ta xác định được:

$$\sin \varphi = \frac{\overline{ac}}{\overline{bo} + \overline{oa}} = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2}{C \cot \varphi + (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2} \quad (6.15)$$

hay:
$$\sigma'_1 (1 - \sin \varphi) = 2 C \cos \varphi + \sigma'_3 (1 + \sin \varphi)$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2C \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (6.16)$$

Chú ý rằng, bề mặt phá hoại tạo một góc $(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ với mặt phẳng ứng suất chính lớn nhất.

Ví dụ 6.3. Các thí nghiệm ba trục cố kết thoát nước trên hai mẫu sét cho kết quả như trong bảng sau:

Thí nghiệm số	Áp lực nén ngang σ'_3 , KN/m ²	Số gia ứng suất tại thời điểm phá hoại, $\Delta\sigma_f$, KN/m ²
1	70	440,4
2	92	474,7

Hãy xác định các trị số tham số độ bền C và φ của đất sét ?

Bài giải:

Từ phương trình 6.16, đối với thí nghiệm 1, ta tính được:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2C \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$$

Trong đó: $\sigma'_3 = 70 \text{ KN/m}^2$; $\Delta\sigma_f = 440,4 \text{ KN/m}^2$

mà: $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \Delta\sigma_f = 70 + 440,4 = 510,4 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

$$\text{Vậy, ta có: } 510,4 = 70 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2C \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (a)$$

Tương tự như trên, đối với thí nghiệm 2, ta có:

$$566,7 = 92 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2C \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (b)$$

Lấy phương trình (b) trừ phương trình (a), ta được:

$$56,3 = 22 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$$

$$\text{hay: } \varphi = 2 \left[\operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{56,3}{22} \right)^{1/2} - 45^\circ \right] = 26^\circ$$

Thay: $\varphi' = 26^\circ$ vào phương trình (a), ta có:

$$C = \frac{510,4 - 70 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{26^\circ}{2})}{2 \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{26^\circ}{2})} = \frac{510,4 - 70(2,56)}{2(1,6)} = 103,5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

b) Thí nghiệm cốt kết không thoát nước (CU)

Trong thí nghiệm ba trục cốt kết không thoát nước, trước hết mẫu đất được nén thoát nước dưới áp lực bên (σ_3) do buồng nén tạo ra; cho phép nước thoát ra hoàn toàn khỏi mẫu. Sau khi áp lực nước lỗ rỗng dư thừa (U_c), tiêu tan hoàn toàn (mà U_c phát sinh ra là do áp lực bên σ_3), bắt đầu tăng ứng suất nén dọc trục ($\Delta\sigma_f$), cho tới khi mẫu đất bị phá hoại. Trong quá trình gia tăng ứng suất nén $\Delta\sigma$, đóng đường thoát nước của dụng cụ để ngăn không cho nước thoát ra khỏi mẫu. Khi đó, áp lực nước lỗ rỗng (U_d) (áp lực nước lỗ rỗng này sinh ra do số gia ứng suất $\Delta\sigma$) trong mẫu tăng lên. Trong quá trình thí nghiệm, tiến hành đo các trị số ($\Delta\sigma$) và (U_d) một cách đồng thời.

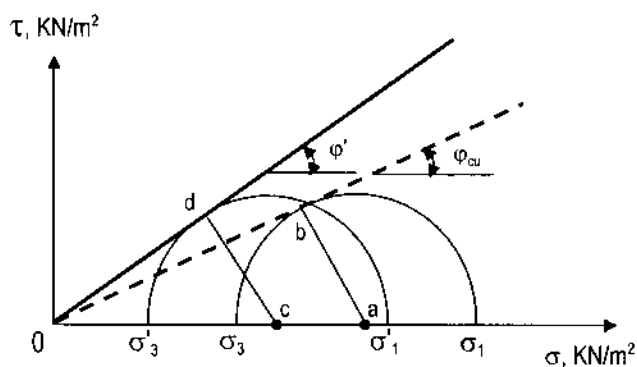
- Đối với sét cốt kết bình thường

Có thể tham khảo hình 6.12, khi đó ta tính được:

$$\sin\varphi_{cu} = \frac{\overline{ab}}{oa} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{(\sigma_1 + \sigma_3)/2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (6.17)$$

Mặt khác, ta có:

$$\sin\varphi' = \frac{\overline{cd}}{oc} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \quad (6.18)$$



Hình 6.12. Đường bao phá hoại đối với sét cốt kết bình thường khi thí nghiệm ba trục cốt kết không thoát nước.

- Đối với sét quá cốt kết

Như chỉ ra trên hình 6.13, từ đây ta xác định được:

$$\sin\varphi_{cu} = \frac{\overline{ab}}{ea + oa} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{C_{cu} \cot\varphi_{cu} + (\sigma_1 + \sigma_2)/2} \quad (6.19)$$

và:

$$\sin\varphi' = \frac{\overline{cd}}{co + oc} = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2}{C' \cot\varphi' + (\sigma'_1 + \sigma'_2)/2} \quad (6.20)$$

Mặt khác, từ công thức (6.18), ta có:

$$\sin \varphi' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}$$

Trong đó: $\sigma'_1 = 204 - 50 = 154(\text{KN/m}^2)$

$$\sigma'_3 = 100 - 50 = 50(\text{KN/m}^2)$$

Thay σ'_1 và σ'_3 vào công thức tính $\sin \varphi'$, ta nhận được:

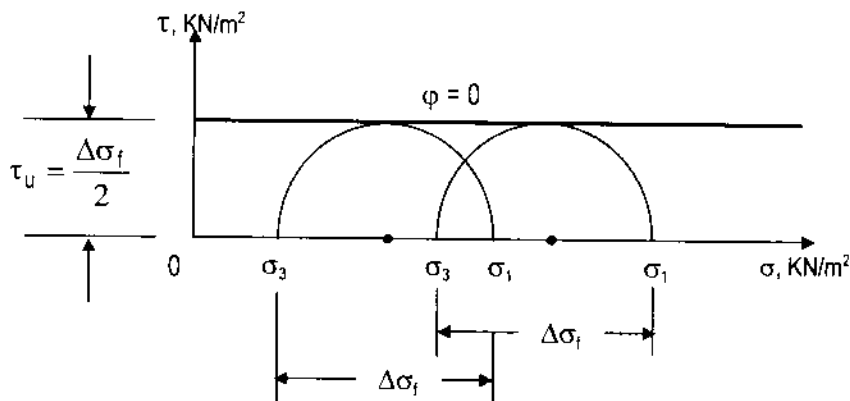
$$\sin \varphi' = \frac{154 - 50}{154 + 50} = \frac{104}{204} = 0,5098$$

Do đó: $\varphi' = 30,7^\circ$

c) Thí nghiệm không cố kết không thoát nước (UU)

Thí nghiệm này được tiến hành trong điều kiện không cho nước thoát ra khỏi mẫu, tức là trong quá trình gia tăng ứng suất nén thẳng đứng ($\Delta\sigma$), đường thoát nước của dụng cụ luôn luôn đóng để ngăn không cho nước thoát ra khỏi mẫu. Khi đó, áp lực nước lỗ rỗng (U_d), trong mẫu tăng lên khi tăng số gia ứng suất nén thẳng đứng ($\Delta\sigma$), cho đến khi mẫu đất bị phá hoại. Trong quá trình thí nghiệm, tiến hành đo các trị số ($\Delta\sigma$) và (U_d) một cách đồng thời.

Về mặt lý thuyết, nếu các mẫu sét cùng loại bão hoà nước 100% và độ ẩm như nhau, thì độ bền cắt của chúng hoàn toàn giống nhau (tức là, các vòng tròn Mohr ứng suất có cùng một bán kính), như chỉ ra trên hình 6.15.



Hình 6.15. Sơ đồ thí nghiệm ba trục không cố kết không thoát nước (UU)

6.4. TÍNH XÚC BIẾN CỦA ĐẤT

Quá trình làm mềm hóa hay làm loãng đất phân tán theo thời gian dưới tác dụng cơ học (như rung động, va đập, lắc và tác dụng của siêu âm, v.v...) khi độ ẩm và dung trọng của

chúng không thay đổi, sau đó chúng tự hóa bền (hóa cứng) khi dừng các tác dụng cơ học này, được gọi là hiện tượng xúc biến.

Quá trình và hiện tượng xúc biến là đẳng nhiệt và thuận nghịch xảy ra theo thời gian.

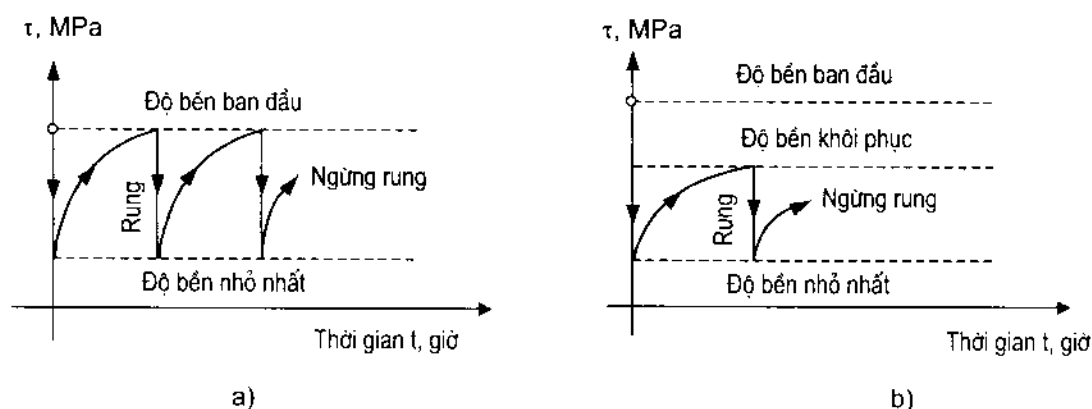
Dưới tác dụng của một lực cơ học (rung, nhào trộn, lắc, va đập, siêu âm v.v...) lên đất phân tán nhỏ bão hòa nước, sẽ xảy ra sự phá hoại các liên kết kiến trúc giữa các hạt đất. Do đó, độ bền và lực dính của đất bị giảm đi đáng kể, lúc này đất gần giống như chất lỏng chảy nhớt (hình 6.16a, b).

Như chỉ ra trên hình (6.16a), sự thay đổi xúc biến trong hệ keo xảy ra tuân theo trật tự sau:

Gel - Zol - Gel

Trong đó: Zol - tiếng Latinh “Solutiō” nghĩa là dung dịch, còn Gel - nghĩa là đông lại.

Khác với hệ keo, đất loại sét tự nhiên khi chịu tác dụng cơ học (rung động, va đập, lắc, nhào trộn, siêu âm, v.v...) sẽ bị giảm (mất) độ bền, và không có khả năng khôi phục lại hoàn toàn độ bền ban đầu sau khi đưa nó về trạng thái yên tĩnh một thời gian thích hợp (hình 6.16,b).



Hình 6.16. Sơ đồ thay đổi xúc biến
a) hệ keo xúc biến lý tưởng; b) đất sét kết cấu tự nhiên
(theo V.I.Ôsipov, 1985)

Hiện tượng xúc biến của đất phân tán dính kết khá phổ biến trong tự nhiên.

Ví dụ: Dưới tác dụng động đất, vận động của tàu xe, khoan rung, đóng cọc bằng búa máy, v.v... thường làm giảm đáng kể độ bền của đất, sau khi dừng các lực tác dụng này, đất lại được khôi phục một phần độ bền của mình.

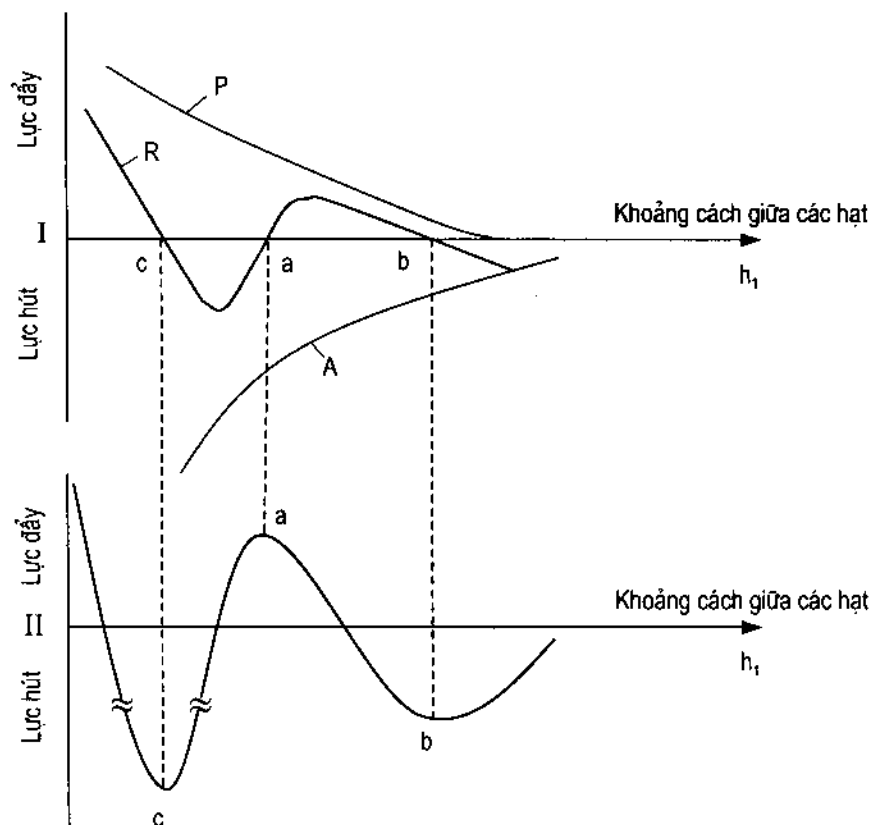
Việc tìm hiểu tính chất xúc biến của đất liên quan chặt chẽ tới việc nghiên cứu những quy luật hóa - lý của quá trình thành tạo kiến trúc keo tụ. Tuy nhiên, cho đến nay tính chất (hiện tượng) xúc biến của đất nghiên cứu còn chưa được đầy đủ.

– N.M.Gerxevanov giả thiết rằng, vận động Braonơ là nền tảng của các hiện tượng xúc biến: Các phân tử dung dịch luôn luôn tạo ra vận động nhiệt không trật tự và nhanh.

Những hạt phân tán nhỏ dạng keo bị đẩy nổi trong dung dịch. Trong vận động Braonơ, phương vận động của các phân tử chất lỏng liên tục bị thay đổi, nên phương di chuyển của những hạt keo (sét) cũng thay đổi một cách tương ứng. Kết quả là, những hạt keo (sét) vận động như chất lỏng. Sau khi cất bỏ các lực tác dụng cơ học bên ngoài này, thì đặc trưng hỗn độn của vận động Braonơ sẽ được khôi phục lại, các hạt keo (sét) mất dần chuyển động tịnh tiến, và toàn khối đất sẽ khôi phục lại kiến trúc ổn định.

– Theo quan điểm của viện sỹ P. A. Rebinder, sự thành tạo kiến trúc ô mạng từ các hạt đất thon dài là cơ sở của các hiện tượng xúc biến. Toàn bộ thể tích của môi trường phân tán đều tham gia vào kiến trúc ô mạng được hình thành.

– Viện sỹ E. M. Xergeev giả thiết rằng, dưới tác dụng của các lực bên ngoài nào đó lên hệ keo (sét), thì nước liên kết sẽ chuyển sang trạng thái tự do và vì thế hệ keo (sét) bị chảy loãng ra. Sau khi dừng tác dụng các lực này, nước tự do đó lại chuyển sang trạng thái liên kết và các hạt keo (sét) dính kết lại với nhau.



Hình 6.17. Các đường cong tổng hợp lực (I) và đường cong thế năng (II) của tác dụng tương hỗ giữa các hạt phân tán nhỏ trong nước

A - đường cong của các lực hút; P - đường cong của các lực đẩy;
 R - đường cong tổng hợp của lực hút và lực đẩy; c - cực tiểu thế năng thứ nhất;
 b - cực tiểu thế năng thứ hai; a - barrier điện năng của các lực đẩy

- Theo lý thuyết ĐLFO (Đeriaghin – Landao và hai bác học Hà Lan tên là Ferveev và Overbek) cho rằng, thay đổi xúc biến của hệ keo (sét), nguyên nhân chủ yếu do keo tụ xa, tức là do tác dụng tương hỗ của các hạt keo (sét) ở vị trí cực tiểu thế năng thứ hai. Như chỉ ra trên hình (6.17) cho thấy, các lực hút có trị số âm (A), còn các lực đẩy có trị số dương (P). Tổng hợp lực của A và P biểu diễn bằng đường cong R:

$$R = P - A \quad (6.21)$$

Hàm năng lượng tác dụng tương hỗ giữa các hạt liên quan chặt chẽ với đặc trưng của đường cong R. Trong trường hợp tổng quát, hàm năng lượng có hai cực tiểu thế năng (c và b) và một barrier điện năng (a). Khi keo tụ, các hạt sét được giữ nguyên trên khoảng cách ứng với cực tiểu thế năng thứ nhất (c) hay thứ hai (b). Nếu các hạt này bị giữ lại ở cực tiểu thế năng thứ hai (b), thì gọi là hiện tượng tích tụ (Efremov, 1971). Sự có mặt của barrier điện năng (a) là một yếu tố làm ổn định quan trọng nhất của hệ phân tán.

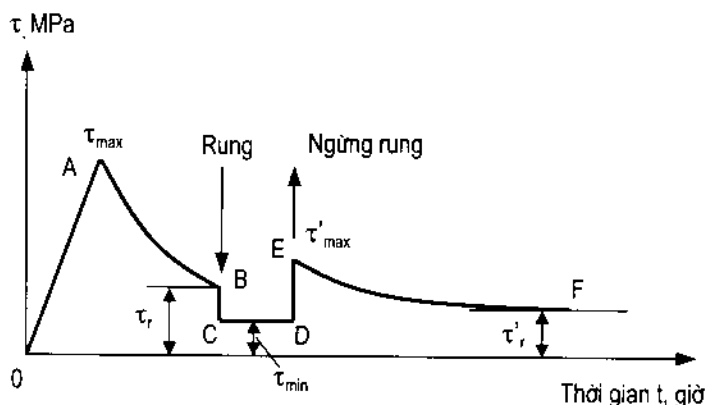
- Để đánh giá định lượng thay đổi xúc biến của đất phân tán, người ta thường dùng chỉ tiêu mức độ giảm độ bền khi rung (I_r):

$$I_r = \frac{\tau_{\max}}{\tau_{\min}} \quad (6.22)$$

- Mức độ khôi phục độ bền tức thời của đất phân tán sau khi dừng tác dụng rung (I_{kp}):

$$I_{kp} = \frac{\tau'_{\max}}{\tau_{\min}} \quad (6.23)$$

Trong đó: $\tau_{\max}$, $\tau'_{\max}$ và $\tau_{\min}$ - độ bền chống cắt của đất phân tán ở điều kiện tĩnh và động (hình 6.18).



Hình 6.18. Đường cong động lực cắt của đất sét ở điều kiện tĩnh (OAB), khi chịu tác dụng rung động (BC) và sau khi ngừng rung (DEF);
(Theo V.I.Osipov và Sokolov, 1985).

Trị số của các chỉ tiêu I_r và I_{kp} càng lớn, hệ phân tán có tính xúc biến càng cao và ngược lại.

Trong thực tế sử dụng nền đất phân tán làm môi trường và nền công trình, người ta thường dùng các chỉ tiêu tính chất xúc biến sau:

+ Thời gian hóa cứng (chỉ tiêu T) là thời gian cần thiết để biến đổi ngược lại của hệ phân tán từ trạng thái dung dịch về trạng thái hóa cứng (hóa keo). Trị số của chỉ tiêu T dao động trong khoảng từ 0 đến một vài ngày đêm. Trị số T càng lớn, hệ phân tán bị xúc biến càng mạnh.

+ Giới hạn xúc biến (θ) - đó là tỷ số giữa thể tích dung dịch (V_w) với thể tích pha cứng (V_s) vào thời gian thí nghiệm:

$$\theta = \frac{V_w}{V_s} \quad (6.24)$$

Trị số θ càng lớn, thì hệ phân tán xúc biến càng mạnh.

Dựa vào các chỉ tiêu I_r , I_{kp} , T và θ của hệ phân tán tự nhiên, người tính toán - thiết kế và thi công công trình có thể sử dụng nền đất có tính xúc biến làm môi trường hay nền công trình một cách hiệu quả nhất về giải pháp kỹ thuật, kinh tế và an toàn lao động.

BÀI TẬP CHƯƠNG 6

Bài tập 6.1. Thí nghiệm nén một trục không nở ngang một mẫu đất sét pha, có: độ ẩm tự nhiên $W_o = 25\%$, dung trọng tự nhiên $\gamma = 18,30 \text{ KN/m}^3$, tỷ trọng hạt $G_s = 2,70$, dưới các cấp tải trọng: $P_1 = 10 \text{ KN/m}^2$ cho độ lún $\Delta h_1 = 0,4\text{mm}$; dưới $P_2 = 20 \text{ KN/m}^2$ cho $\Delta h_2 = 0,6\text{mm}$; và dưới $P_3 = 30 \text{ KN/m}^2$ cho $\Delta h_3 = 0,8\text{mm}$ (chú ý, Δh - là độ lún tích lũy). Hãy xác định:

1. Hệ số nén lún, a_{2+3} ?
2. Mô đun tổng biến dạng, $E_{0(2+3)}$?

Cho biết, hệ số poatson của đất sét pha $\nu = 0,35$, chiều cao ban đầu của mẫu đất, $h_0 = 20\text{mm}$.

Bài tập 6.2. Các kết quả thí nghiệm cắt trực tiếp trên mẫu cát khô, là: ứng suất pháp, $\sigma = 96,6 \text{ KN/m}^2$; ứng suất gây cắt tại thời điểm phá hoại, $\tau = 67,7 \text{ KN/m}^2$. Bằng phương pháp vẽ các biểu đồ Mohr ứng suất, hãy xác định phương và trị số ứng suất chính tác dụng lên phân tử đất trong vùng phá hoại?

Bài tập 6.3. Cho các kết quả của hai thí nghiệm ba trục cố kết thoát nước như sau:

Thí nghiệm, số	$\sigma_3, \text{KN/m}^2$	$\Delta\sigma_f, \text{KN/m}^2$
1	66	134,77
2	91	169,10

Hãy xác định các tham số độ bền của đất, ϕ và C ? đồng thời xác định các trị số ứng suất pháp và ứng suất tiếp tác dụng trên các mặt phẳng phá hoại đối với hai mẫu được dùng trong thí nghiệm.

Bài tập 6.4. Khi thí nghiệm ba trục cố kết không thoát nước một mẫu sét cố kết bình thường, cho các kết quả: $\sigma_3 = 440 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_1 = 840 \text{ KN/m}^2$ và $U_d = 240 \text{ KN/m}^2$. Một mẫu đất cùng loại nhưng quá cố kết, khi thí nghiệm ba trục cố kết không thoát nước, cho các kết quả: $\sigma_3 = 100 \text{ KN/m}^2$, $\sigma_1 = 434 \text{ KN/m}^2$ và $U_d = -18 \text{ KN/m}^2$. Hãy xác định các tham số độ bền của hai mẫu sét trên ϕ' , C' và ϕ_{cu} ?

Chương 7

PHÂN LOẠI ĐẤT ĐÁ TRONG XÂY DỰNG

7.1. NGUYÊN TẮC CHUNG

Đất đá của nền nhà và công trình được phân ra hai loại chính là đá cứng - nửa cứng và đất phân tán (xem mục 3.1 chương 3). Trong mỗi loại đất đá lại được phân ra những nhóm (phụ nhóm) khác nhau:

– Đá cứng và nửa cứng bao gồm các đá có liên kết bền, trong đó được phân ra hai nhóm chính: nhóm đá cứng có cường độ nén một trục nở ngang tự do ở trạng thái bão hòa nước $R_c > 5 \text{ MPa}$ (50 KG/cm^2) và nhóm đá nửa cứng có $R_c \leq 5 \text{ MPa}$.

Trong loại đá cứng - nửa cứng có các đá macma (xâm nhập và phun trào), đá biến chất và đá trầm tích có xi măng gắn kết, chúng được phân chia theo độ bền, độ hóa mềm và mức độ hòa tan trong nước. Ngoài ra, trong loại đá này còn có các nhóm đá nhân tạo, chúng được phân chia theo phương pháp gia cố (xi măng hóa, silicat hóa, bitum hóa, nhựa hóa, nung, ...) và phân theo giới hạn độ bền nén một trục tương tự như đá cứng - nửa cứng tự nhiên.

– Đất phân tán bao gồm đất vụn thô, đất cát, đất sét pha và đất sét, đất bùn, than bùn, bùn thối, và đất thổ nhưỡng. Các nhóm đất trong loại đất phân tán được phân chia theo thành phần cấp phối hạt, chỉ số dẻo (I_p), chỉ tiêu độ sệt (I_L), mức độ bão hòa nước (S_r), hệ số rỗng (e), vật chất hữu cơ, v.v...

Hiện nay, trên thế giới tồn tại các hệ thống phân loại đất, đá chính khác nhau:

- 1) Hệ thống phân loại của Liên bang Nga;
- 2) Hệ thống phân loại đất thống nhất;
- 3) Hệ thống phân loại AASHTO.

Dưới đây chúng tôi sẽ trình bày hai hệ thống phân loại 1 và 2.

7.2. HỆ THỐNG PHÂN LOẠI ĐẤT, ĐÁ CỦA LIÊN BANG NGA

7.2.1. Phân loại đá cứng và nửa cứng

Trong loại đá cứng được phân ra hai nhóm đá cứng và đá nửa cứng, giữa chúng khác nhau về cường độ nén một trục nở ngang tự do ở trạng thái bão hòa nước (R_c),

hệ số mềm hóa trong nước (K_{mh}) và theo mức độ hòa tan trong nước (d_m , g/l) [xem bảng 7.1].

Nhóm đá cứng - nửa cứng nhân tạo cũng được phân chia tương tự như nhóm đá cứng - nửa cứng tự nhiên.

Bảng 7.1. Phân loại đá cứng - nửa cứng

Theo giới hạn độ bền nén một trục ở trạng thái bão hòa nước R_c , MPa	
– Rất bền	> 120
– Bền	$120 \div 50$
– Bền trung bình	$50 \div 15$
– Độ bền nhỏ	$15 \div 5$
– Độ bền rất nhỏ	$5 \div 3$
– Độ bền thấp	$3 \div 1$
– Độ bền rất thấp	< 1
Theo hệ số mềm hóa trong nước K_{mh}	
– Không bị mềm hóa	$\geq 0,75$
– Bị mềm hóa	$< 0,75$
Theo mức độ hòa tan trong nước, d_m , g/l (Đá trầm tích có xi măng gắn kết)	
– Không hòa tan	$< 0,01$
– Khó hòa tan	$0,01 \div 1$
– Hòa tan trung bình	$1 \div 10$
– Dễ hòa tan	> 10

7.2.2. Phân loại đất phân tán

Loại đất phân tán bao gồm các nhóm đất: đất vụn thô, đất cát, đất sét pha và sét, bùn, than bùn, bùn thối, thổ nhưỡng và đất nhân tạo.

1. Nhóm đất vụn thô và đất cát

a) Nhóm đất vụn thô

Bao gồm đất không có xi măng gắn kết, trong chúng khối lượng các hạt có kích thước lớn hơn 2mm chiếm trên 50% (xem bảng 7.2).

b) Nhóm đất cát

Đó là các đất chứa dưới 50% các hạt có kích thước lớn hơn 2 mm và không có tính dẻo [(chỉ số dẻo $I_p < 1\%$) (xem bảng 7.2)].

Bảng 7.2. Phân loại đất vụn thô và đất cát theo thành phần cấp phối hạt

Tên đất	Kích thước hạt, mm	Khối lượng hạt, % so với khối lượng đất sấy khô không khí
1. Đất vụn thô:		
– Đá tảng	> 200	> 50
– Cuội (đá dăm)	> 10	
– Sỏi (sạn)	> 2	
2. Cát:		
– Cát lẫn sạn sỏi	> 2	> 25
– Cát thô	> 0,5	> 50
– Cát trung	> 0,25	> 50
– Cát nhỏ	> 0,1	> 75
– Cát pha bụi	< 0,1	< 75

Theo mức độ bão hòa nước (S_r), phân chia đất vụn thô và đất cát ra các phụ nhóm khác nhau (xem bảng 7.3).

Bảng 7.3. Phân chia đất vụn thô và đất cát theo mức độ bão hòa nước (S_r)

Đất	Mức độ bão hòa nước, S_r
Ít ẩm	$0 < S_r \leq 0,5$
Ẩm	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Bão hòa nước	$0,8 < S_r \leq 1$

Tính chất của đất vụn thô phụ thuộc rất nhiều vào hàm lượng vật chất lấp đầy lỗ rỗng của chúng. Nếu trong lỗ rỗng của đất vụn thô chứa trên 40% hạt cát và trên 30% hạt sét pha và sét, thì tính chất của nó được quyết định bởi tính chất của các vật chất lấp đầy lỗ rỗng. Khi đó, sẽ lấy các chỉ tiêu tính chất cơ - lý của vật chất lấp đầy lỗ rỗng làm chỉ tiêu chính của đất vụn thô. Khi hàm lượng các vật chất lấp đầy lỗ rỗng nhỏ hơn những trị số trên, tính chất của đất vụn thô được xác định bằng các thí nghiệm trên những mẫu đất hỗn hợp. Để xác định tính chất của cát chứa trong lỗ rỗng đất vụn thô, cần chú ý tới các đặc trưng như độ ẩm, hệ số rỗng của cát, còn vật chất lấp đầy lỗ rỗng là sét pha - sét, ngoài các chỉ tiêu nêu trên, cần xác định bổ sung thêm chỉ số dẻo (I_p) và chỉ tiêu độ sệt (I_L).

Độ chặt kết cấu là một chỉ tiêu cơ bản của nhóm đất cát, nó quyết định tính bền và tính biến dạng của đất. Theo độ chặt kết cấu, cát được phân chia theo hệ số rỗng (e), sức kháng mũi xuyên tĩnh đơn vị (q_c) và sức kháng mũi xuyên động đơn vị (q_d) (xem bảng 7.4).

Bảng 7.4. Phân chia đất cát theo độ chặt kết cấu

Đất cát	Phân chia theo độ chặt kết cấu		
	Chặt	Chặt trung bình	Tơi xốp
Theo hệ số rỗng, e			
– Sạn sỏi, thô và trung bình	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
– Hạt mịn	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
– Cát bụi	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$
Theo sức kháng mũi xuyên tĩnh đơn vị (q_c), MPa			
– Cát hạt thô và trung không phụ thuộc vào độ ẩm	$q_c > 15$	$15 \geq q_c \geq 5$	$q_c < 5$
– Cát hạt mịn không phụ thuộc vào độ ẩm	$q_c > 12$	$12 \geq q_c \geq 4$	$q_c < 4$
– Cát bụi:			
+ Ít ẩm và ẩm	$q_c > 10$	$10 \geq q_c \geq 3$	$q_c < 3$
+ Bão hòa nước	$q_c > 7$	$7,5 \geq q_c \geq 2$	$q_c < 2$
Theo sức kháng mũi xuyên động đơn vị (q_d), MPa			
– Cát hạt thô và trung không phụ thuộc vào độ ẩm	$q_d > 12,5$	$12,5 \geq q_d \geq 3,5$	$q_d < 3,5$
– Cát hạt mịn:			
+ Ít ẩm và ẩm	$q_d > 11$	$11 \geq q_d \geq 3$	$q_d < 3$
+ Bão hòa nước	$q_d > 8,5$	$8,5 \geq q_d \geq 2$	$q_d < 2$
– Cát bụi ít ẩm và ẩm	$q_d > 8,5$	$8,5 \geq q_d \geq 2$	$q_d < 2$

Đất cát chứa hàm lượng tương đối vật chất hữu cơ nằm trong khoảng $0,03 \div 0,1$, được gọi là đất chứa hợp chất hữu cơ. Theo mức độ mặn, đất vụn thô - đất cát được phân ra đất không mặn và đất mặn:

– Đất vụn thô thuộc phụ nhóm đất mặn, nếu hàm lượng muối dễ hòa tan và hòa tan trung bình (tính bằng % so với khối lượng đất sấy khô tuyệt đối) bằng hoặc lớn hơn các trị số:

2% – khi hàm lượng cát lấp đầy lỗ rỗng nhỏ hơn 40% hay hàm lượng sét pha - sét nhỏ hơn 30%;

0,5% – khi hàm lượng cát trong lỗ rỗng bằng hay lớn hơn 40%;

5% – khi hàm lượng sét pha - sét trong lỗ rỗng bằng hay lớn hơn 30%;

– Đất cát thuộc phụ nhóm đất mặn, nếu tổng hàm lượng các muối nêu trên bằng hay lớn hơn 0,5%.

2. Nhóm đất sét pha và sét

Đất sét pha và sét được phân chia theo chỉ số dẻo (I_p), và chỉ tiêu độ sét (I_f), (xem các bảng 5.1 và 5.2 chương 5).

Đất sét pha - sét chứa hàm lượng tương đối các vật chất hữu cơ nằm trong khoảng $0,05 \div 0,1$, được gọi là đất có chứa hợp chất hữu cơ.

Theo độ mặn, nếu sét pha và sét chứa hàm lượng muối dễ hòa tan và hòa tan trung bình bằng hay lớn hơn 5%, được gọi là đất mặn, ngược lại gọi là đất không mặn.

Trong nhóm đất sét pha - sét, cần chú ý đến khả năng xuất hiện những tính chất đặc biệt bất lợi cho công trình khi cho chúng tác dụng với nước hay dung dịch hóa học khác: tính trương nở, lún ướt và lún khô (xem chương 5).

3. Nhóm đất bùn hay bùn

Bùn (đất bùn) - đó là trầm tích hồ, vũng - vịnh, nó được thành tạo do tác động (xâm nhập) của các quá trình vi sinh vật, có độ ẩm lớn hơn độ ẩm ở giới hạn chảy ($W > W_l$), và hệ số rỗng cao (xem bảng 7.5).

Bảng 7.5. Phân chia bùn theo hệ số rỗng

Bùn	Hệ số rỗng, e
Bùn cát pha	$e > 0,9$
Bùn sét pha	$e > 1$
Bùn sét	$e > 1,5$

4. Nhóm đất đặc biệt

Các đất phân tán đặc trưng bằng hàm lượng vô cùng lớn vật chất hữu cơ (trầm tích hồ, đầm lầy, sông - hồ - đầm lầy hỗn hợp), đều được xếp vào nhóm đất đặc biệt. Trong nhóm đất này có các phụ nhóm: đất than bùn, than bùn và bùn thối.

a) *Đất than bùn* là các đất sét pha cát, pha bụi có chứa $10 \div 15\%$ (theo khối lượng) vật chất hữu cơ;

b) *Than bùn* là đất có chứa bằng hay trên 50% hàm lượng vật chất hữu cơ;

c) *Bùn thối* là bùn nước ngọt chứa trên 50% hàm lượng vật chất hữu cơ và có hệ số rỗng lớn hơn 3, còn chỉ tiêu độ sét $I_f > 1$ (xem bảng 7.6).

Bảng 7.6. Phân chia bùn thối theo hàm lượng tương đối vật chất hữu cơ

Bùn thối	Hàm lượng tương đối của vật chất hữu cơ, I_{td}
Khoáng	$0,1 < I_{td} \leq 0,3$
Khoáng trung bình	$0,3 < I_{td} \leq 0,5$
Khoáng thấp	$I_{td} > 0,5$

5. Nhóm đất thổ nhưỡng

Đó là đất phân tán tự nhiên, tạo nên lớp bề mặt vỏ quả đất và có độ phì nhất định. Đất thổ nhưỡng được phân chia theo thành phần cấp phối hạt như đất vụn thô và đất cát, còn phân theo chỉ số dẻo như đất sét pha và sét.

6. Nhóm đất nhân tạo

Đó là các đất phân tán tự nhiên sau khi bị thay đổi thành phần và tính chất do tác dụng của con người.

7.3. HỆ THỐNG PHÂN LOẠI ĐẤT THỐNG NHẤT

Người đầu tiên đưa ra hệ thống phân loại đất thống nhất là A.Casagrande vào năm 1942 và được tập thể các kỹ sư và Cục Cải tạo đất toàn Liên bang Mỹ sửa đổi vào năm 1952.

Hệ thống phân loại đất thống nhất phân đất ra hai loại chính: đất hạt thô (bao gồm: sạn sỏi và cát), nếu hàm lượng của chúng nằm trên rây số 200 chiếm trên 50%; và đất hạt mịn (bao gồm bụi và sét), nếu hàm lượng đất lọt rây số 200 chiếm trên 50%. Tiếp đó, đất còn được phân loại chi tiết hơn như chỉ ra trong bảng 7.7.

Bảng 7.7. Hệ thống phân loại đất thống nhất

Các nhóm đất chính	Ký hiệu nhóm	Tên gọi tiêu biểu	Tiêu chuẩn phân loại*
1	2	3	4
1. Đất hạt thô (Lượng hạt lọt rây số 200 dưới 50%)			
<i>a) Sạn sỏi (lượng hạt thô lọt rây số 4 dưới 50%)</i>			
- Sạn sỏi chứa ít hay không chứa hạt mịn.	GW	Sạn sỏi có cấp phối tốt, sạn sỏi chứa cát (ít hay không có hạt mịn)	$C_u = D_{60} / D_{10} > 4$ $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60}) = 1 \div 3$
	GP	Sạn sỏi có cấp phối xấu, sạn sỏi chứa cát (ít hay không có hạt mịn)	Không dùng được hai tiêu chuẩn C_u và C_c như đối với GM

Bảng 7.7 (tiếp theo)

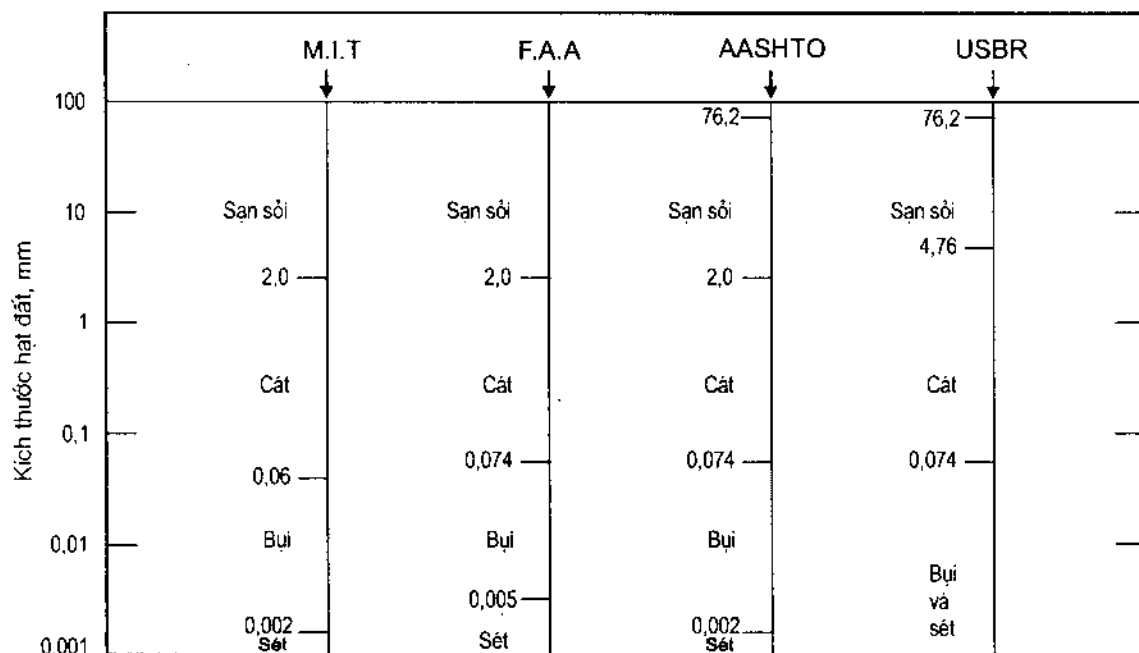
1	2	3	4
- Sạn sỏi chứa các hạt mịn	GM	Sạn sỏi chứa bụi, sạn sỏi chứa cát - bụi	Các giới hạn Atterberg nằm bên dưới đường "A" hay $I_p < 4^{**}$
	GC	Sạn sỏi lẫn sét; sạn sỏi chứa cát, sét	Các giới hạn Atterberg nằm trên đường "A" hay $I_p > 7^{**}$
b) Cát (lượng hạt thô lọt rây số 4 trên 50%):			
- Cát sạch (chứa ít hay không có hạt mịn)	SW	Cát có cấp phối hạt tốt, cát lẫn sạn sỏi (có ít hay không có các hạt mịn)	$C_u = D_{60} / D_{10} > 6$ $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60}) = 1 \div 3$
- Cát chứa các hạt mịn (các hạt mịn có hàm lượng đáng kể)	SP	Cát có cấp phối hạt xấu, cát lẫn sạn sỏi (có ít hay không có các hạt mịn)	Không dùng được hai tiêu chuẩn C_u, C_c như đối với SW.
	SM	Cát pha bụi, cát chứa bụi	Các giới hạn Atterberg nằm dưới đường "A" hay $I_p < 4^{**}$
	SC	Cát pha sét, cát chứa sét	Các giới hạn Atterberg nằm trên đường "A" hay $I_p > 7^{**}$
2. Đất hạt mịn (lượng hạt lọt rây số 200 trên 50%)			
a) Bụi và sét ($W_L < 50\%$)	ML	Bụi vô cơ, cát rất mịn, cát lẫn bụi đá, cát mịn pha bụi hay sét	
	CL	Sét vô cơ (độ dẻo thấp đến trung), sét lẫn sạn sỏi, sét lẫn cát, sét lẫn bụi, sét tinh	
	OL	Bụi hữu cơ, sét pha bụi hữu cơ (độ dẻo thấp)	
b) Bụi và sét ($W_L > 50\%$)	MH	Bụi vô cơ, cát mịn hay đất bụi chứa mì ca hay tảo cát,...	
	CH	Sét vô cơ (dẻo cao), sét béo	
	OH	Sét hữu cơ (dẻo trung bình đến cao), bụi hữu cơ	
c) Đất chứa nhiều hữu cơ	Pt	Than bùn, bùn thối và đất chứa nhiều hữu cơ khác	

Ghi chú: * Phân loại dựa trên phần trăm hạt mịn

Hàm lượng hạt lọt rây số 200	Phân loại
< 5%	GW, GP, SW, SP
> 12%	GM, GC, SM, SC
5 ÷ 12%	Dùng dấu gạch nối ví dụ: GW - GM; GW - GC; GP - GM GP - SC; SW - SM; SW - SC; SP - SM; SP - SC

**** Các giới hạn Atterberg nằm trên đường "A" và chỉ số dẻo $I_p = 4 \div 7$ đó là các trường hợp phân ranh giới, nên cần có dấu nối (ký hiệu ghép).**

Dựa trên kích thước của các hạt đất, Viện nghiên cứu công nghệ Massachusetts (M.I.T); Cục Hàng không Liên bang Mỹ (F.A.A); Hiệp hội các nhà quản lý giao thông và đường cao tốc Mỹ (AASHTO); Liên hiệp các quân đoàn xây dựng và Cục Tác chiến Bộ Quốc phòng Mỹ (USBR) đã đưa ra ranh giới phân chia các hạt đất, như chỉ ra trên hình 7.1.



Hình 7.1. Ranh giới kích thước các hạt đất (Theo M.I.T; F.A.A; AASHTO và USBR)

Những ký hiệu quy ước về đất thường được dùng, như sau:

G: Sạn sỏi

P_r: Than bùn và đất chứa nhiều hữu cơ

S: Cát

W: Cấp phối hạt tốt

C: Sét

P: Cấp phối hạt xấu

M: Bụi

H: Đẻo cao

O: Bụi hay sét chứa hữu cơ

L: Đẻo thấp

Ví dụ 7.1. Sau khi thí nghiệm đất, cho kết quả sau:

Hàm lượng hạt lọt rây số 4 = 92%

Lọt rây số 10 = 81%

Lọt rây số 40 = 78%

Lọt rây số 200 = 65%

Độ ẩm giới hạn chảy, W_L = 48%

Chỉ số dẻo, I_p = 32%

Hãy dùng hệ thống phân loại đất thống nhất để phân loại đất trên ?

Bài giải:

Do hàm lượng hạt đất lọt rây số 200 chiếm trên 50%, điều này có nghĩa là đất có thể được xếp vào các nhóm: ML, CL, OL; MH; CH hay OH.

Theo bài ra, có $W_L = 48\%$ và $I_p = 32\%$, đối chiếu với sơ đồ cho trong bảng 7.7, thì nhóm đất này hoàn toàn nằm trong vùng CL.

Kết luận, đất được xếp vào loại CL.

Ví dụ 7.2. Sau khi dùng rây tiêu chuẩn để phân tích thành phần cấp phối hạt của 650gam đất khô cho kết quả như trong bảng dưới đây:

Rây số	4	10	16	30	40	60	100	200	Còn lại
Khối lượng đất còn lại trên rây, g	10	30	52	80	141	96	105	85	51

Hãy xác định đường kính hữu hiệu của hạt đất D_{10} ? hệ số không đồng nhất C_u ? và hệ số cấp phối hạt C_c ?

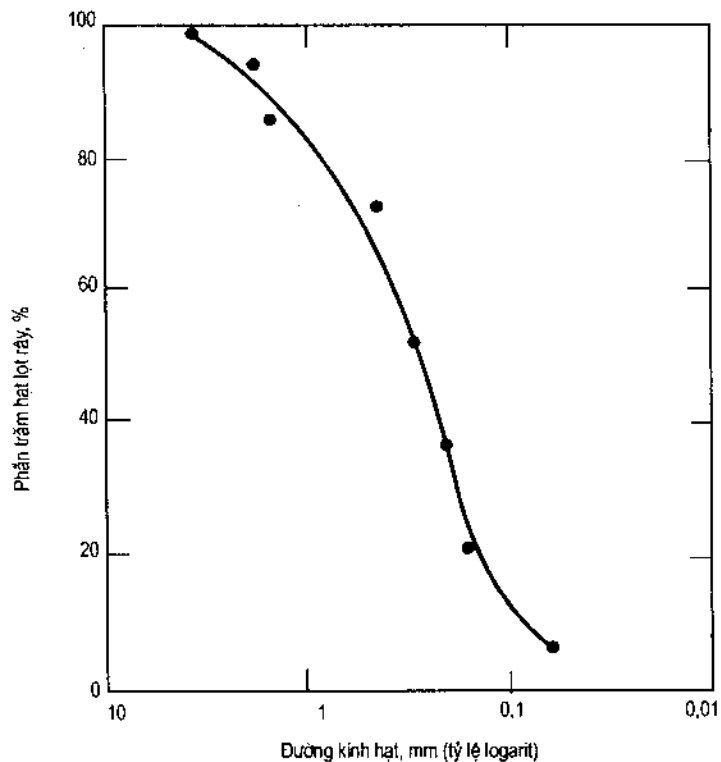
Bài giải:

Theo bài ra, ta lập được bảng kết quả tính toán như sau:

Bảng kết quả tính toán

Rây tiêu chuẩn của Mỹ, số	Kích thước lỗ rây, mm	Khối lượng đất còn lại trên từng rây, g	Tổng khối lượng đất còn lại trên từng rây, g	Tổng khối lượng đất lọt qua từng rây, g	Phần trăm hạt lọt rây, %
4	4,76	10	10	640	98,5
10	2,00	30	40	610	93,8
16	1,19	52	92	558	85,8
30	0,59	80	172	478	73,5
40	0,42	141	313	337	51,8
60	0,25	96	409	241	37,1
100	0,149	105	514	136	20,9
200	0,074	85	599	51	7,8
Còn lại	-	51	-	-	-

Từ bảng kết quả tính toán, ta lập được đồ thị thành phần cấp phối hạt của đất, như chỉ ra trên hình 7.2.



Hình 7.2. Đồ thị thành phần cấp phối hạt của đất

1. Đường kính hữu hiệu của hạt đất D_{10} là đường kính hạt đất, nhỏ hơn nó trong đất chiếm 10% tổng khối lượng hạt lọt qua rây. Như chỉ ra trong bảng kết quả tính toán và hình 7.2 ta tính được: $D_{10} = 0,088 \text{ mm}$.

2. Hệ số không đồng nhất (C_u):

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (7.1)$$

Trong đó: D_{60} - đường kính hạt nhỏ hơn nó có tới 60% hạt lọt qua rây.

Từ kết quả phân tích trên, ta tính được: $D_{60} = 0,5 \text{ mm}$.

Thay các trị số D_{60} và D_{10} vào công thức tính C_u , ta có:

$$C_u = \frac{0,5}{0,088} \approx 5,68$$

3. Hệ số cấp phối hạt (C_c):

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} \quad (7.2)$$

Trong đó: D_{30} - đường kính hạt, nhỏ hơn nó có tới 30% tổng khối lượng hạt lọt qua rây. Ở đây, ta tính được: $D_{30} = 0,2 \text{ mm}$, vậy ta có:

$$C_c = \frac{(0,2)^2}{(0,5)(0,088)} \approx 0,91$$

Theo tiêu chuẩn của Mỹ, đất có $C_u = 4 \div 6$ và $C_c = 1 \div 3$ là đất có thành phần cấp phối tốt. Với loại đất có $C_c \approx 1$ là loại đất có thành phần cấp phối hạt xấu.

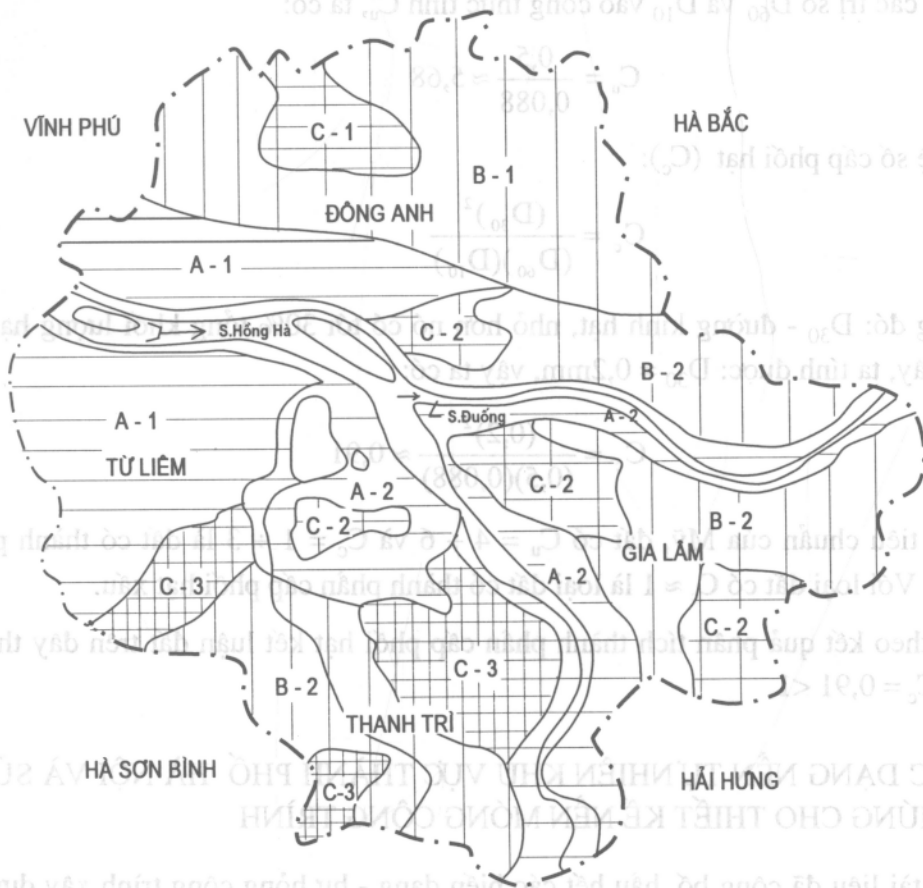
Vậy theo kết quả phân tích thành phần cấp phối hạt kết luận đất trên đây thuộc loại xấu, vì $C_c = 0,91 < 1$.

7.4. CÁC DẠNG NỀN TỰ NHIÊN KHU VỰC THÀNH PHỐ HÀ NỘI VÀ SỬ DỤNG CHÚNG CHO THIẾT KẾ NỀN MÓNG CÔNG TRÌNH

Theo tài liệu đã công bố, hầu hết các biến dạng - hư hỏng công trình xây dựng trong khu vực Hà Nội đều do nguyên nhân nền móng xuất phát từ sai sót về khảo sát, thiết kế và thi công. Mặt khác, do nhận thức không đầy đủ và thiếu nghiêm túc về điều kiện địa kỹ thuật khu vực, nên nhiều công trình đang thi công đã bị lún quá nhiều, lún lệch, lún nghiêng, có những công trình phải rút ngắn thời gian sử dụng hoặc bị phá hoại bất cứ lúc nào nếu không có biện pháp cứu chữa kịp thời. Điều này đã gây tổn kém rất nhiều công sức và tiền bạc của Nhà nước cũng như của nhân dân. Do vậy, việc phân chia khu vực Hà Nội thành một số dạng nền tự nhiên là đặc biệt quan trọng. Nó giúp cho các nhà quy

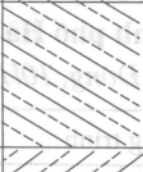
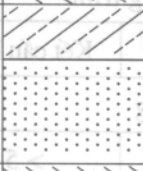
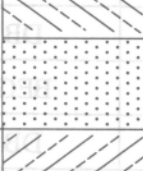
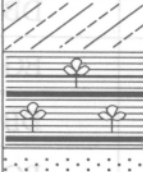
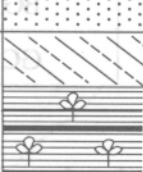
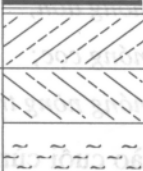
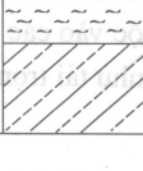
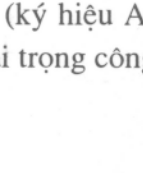
hoạch, tính toán - thi công ngay từ đầu định hướng đúng đắn phương án móng, phương pháp xử lý nền đất cùng biện pháp thi công và khai thác môi trường địa kỹ thuật khu vực một cách hợp lý nhất về kinh tế và kỹ thuật. Qua đó, dự báo được các thay đổi của đất nền trong quá trình thi công và khai thác chúng.

Dựa trên cấu trúc địa chất và các đặc trưng cơ - lý đất nền, đồng thời theo các tài liệu đã công bố (TS. Đoàn Thế Tường, KS. Đỗ Trọng Đông - Tuyển tập Hội nghị Địa kỹ thuật Quốc tế, Hà Nội, tháng 10 năm 1992), khu vực thành phố Hà Nội được phân ra 3 loại nền tự nhiên cơ bản (xem sơ đồ hình 7.3).



Hình 7.3. Sơ đồ phân bố các loại và dạng nền tự nhiên trong khu vực thành phố Hà Nội (theo TS. Đoàn Thế Tường và KS. Đỗ Trọng Đông, 10 - 1992).

Bảng 7.8. Các loại và dạng nền tự nhiên khu vực Hà Nội
(theo TS. Đoàn Thế Tường, KS. Đỗ Trọng Đông, 10/1992)

Loại nền	Dạng nền	Dấu hiệu quy ước	Tuổi đất đá	Các đặc trưng cơ bản
Nền đồng nhất (A)	A - 1		mQ_{III}^2	– Đất loại sét biển, pleistoxen, đồng nhất về thành phần và tính chất Sức mang tải tiêu chuẩn $R_0 = 0,25 \div 0,3 \text{ MPa}$; hệ số nền lún $a_{1-2} = 0,2 \text{ MPa}^{-1}$
	A - 2		aQ_{IV}^2	– Đất loại sét sông, holoxen, thành phần và tính chất tương đối đồng nhất, có: $R_0 = 0,08 \div 0,12 \text{ MPa}$; $a_{1-2} = 0,3 \text{ MPa}^{-1}$
Nền hai lớp (B)	B - 1		mQ_{III}^2	– Đất loại sét biển, pleistoxen, dày 10 m.
	B - 2		aQ_{IV}^3	– Cát sông - biển, holoxen, chặt trung bình, dày 20 m.
Nền nhiều lớp có đất yếu (C)	C - 1		mQ_{III}^2	– Sét pha biển, pleistoxen, dày tới 10 m.
			amQ_{III}^2	– Đất hữu cơ sông - biển, pleistoxen, dày 15 m, $R_0 = 0,05 \div 0,07 \text{ MPa}$; $a = 0,45 \text{ MPa}^{-1}$
			amQ_{III}^2	– Cát sông - biển, pleistoxen.
	C - 2		aQ_{IV}^3	– Sét pha sông, holoxen, dày 10 m.
			bmQ_{IV}^2	– Đất hữu cơ đầm lầy - biển, holoxen, dày 10 m, $R_0 = 0,05 \text{ MPa}$; $a = 0,8 \text{ MPa}^{-1}$
			mQ_{III}^2	– Sét, sét pha biển, pleistoxen.
	C - 3		aQ_{IV}^2	– Sét pha sông, holoxen, dày tới 5 m.
			bmQ_{IV}^2	– Đất bùn đầm lầy - biển, holoxen, dày thay đổi từ 3 ÷ 4m đến 15 ÷ 20 m, $R_0 \leq 0,05 \text{ MPa}$; $a = 1,2 \text{ MPa}^{-1}$.
			mQ_{III}^2	– Sét - sét pha biển, pleistoxen.

– Nền đồng nhất (ký hiệu A): đó là loại nền cấu tạo bởi một loại đất trong phạm vi đối ảnh hưởng của tải trọng công trình;

- Nền hai lớp (ký hiệu B): đó là loại nền cấu tạo bởi hai lớp đất khác nhau;
- Nền phân lớp phức tạp (ký hiệu C): là loại nền có cấu tạo nhiều lớp đất phân tán khác nhau, trong đó có lớp đất yếu với chiều dày thay đổi mạnh.

Trong mỗi loại nền lại được phân ra các dạng nền khác nhau tùy theo đặc trưng cơ bản của chúng (bảng 7.8).

Trên cơ sở tính toán nền theo trạng thái biến dạng, có thể sơ bộ định hướng các giải pháp móng cho từng dạng nền tự nhiên phụ thuộc vào tải trọng và quy mô công trình (theo số tầng) và đặc điểm kết cấu của chúng (xem bảng 7.9).

Bảng 7.9. Các giải pháp móng mang tính định hướng đối với các dạng nền tự nhiên khu vực thành phố Hà Nội
(theo TS. Đoàn Thế Tường, KS. Đỗ Trọng Đông, 10/1992)

Các dạng nền tự nhiên	Kết cấu nhà và công trình				
	Kết cấu tường chịu lực			Kết cấu khung BTCT chịu lực	
	Số lượng tầng				
	5	> 5	9 ÷ 12	> 5	9 ÷ 12
A – 1	B	B	BE	DB	BE
A – 2	B	BEG	GEC	BEG	EGC
B – 1	B	B	BE	DB	EC
B – 2	B	EG	GC	EG	GC
C – 1	B	B	EBC	DB	EB
C – 2	B	EGC	GC	BG	GC
C – 3	BEG	GC	C	GC	C

Ghi chú:

BTCT - bê tông cốt thép;

D - móng đơn;

B - móng băng;

C - móng cọc;

E - móng bè;

G - móng nông trên nền được gia cố.

Cần nhấn mạnh rằng, việc lựa chọn giải pháp móng nào cuối cùng còn phụ thuộc vào giá thành và vật tư hiện có, đồng thời chúng còn phụ thuộc vào các đặc trưng cơ - lý của đất nền ở từng địa điểm cụ thể và đặc điểm kết cấu cũng như tải trọng công trình, ...

BÀI TẬP CHƯƠNG 7

Bài tập 7.1. Cho kết quả phân tích hạt đất bằng rây như trong bản dưới đây. Hãy vẽ đồ thị quan hệ giữa phần trăm các hạt lọt qua rây với đường kính hạt, đồng thời hãy xác định:

- a) Đường kính hạt hữu hiệu D_{10} ?;
- b) Hệ số không đồng nhất (C_u) ?;
- c) Hệ số cấp phối hạt, (C_c) ?

Rây của Mỹ số	4	10	20	40	60	100	200	Còn lại
Đường kính lỗ rây (mm)	4,76	0,2	0,84	0,42	0,25	0,149	0,074	-
Hàm lượng đất trên từng rây (g)	12,0	48,4	92,5	256,5	201,2	106,8	162,4	63,2

Phần II

ĐỘNG LỰC HỌC NƯỚC DƯỚI ĐẤT

Chương 8

NƯỚC DƯỚI ĐẤT VÀ CÁC ĐỊNH LUẬT CƠ BẢN VẬN ĐỘNG CỦA NƯỚC DƯỚI ĐẤT

8.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Nước dưới đất được dùng cho mục đích sinh hoạt của con người, dùng trong công nghiệp và điều trị bệnh (nước khoáng)... Mặt khác, nước dưới đất là yếu tố cơ bản trong quá trình hình thành và phát triển các quá trình - hiện tượng địa kỹ thuật động lực công trình, như: phong hóa, đất chảy, xói ngầm, carstơ, trượt và nhiều hiện tượng khác trong tự nhiên, gây ảnh hưởng xấu đến các công trình. Ngoài ra, nghiên cứu nước dưới đất với mục đích tháo khô mỏ khoáng sản có ích, tháo khô hố móng công trình, tính toán thấm mất nước của các công trình thủy lợi và thủy công, v.v...

8.2. NGUỒN GỐC NƯỚC DƯỚI ĐẤT, TÍNH CHẤT VẬT LÝ, THÀNH PHẦN HÓA HỌC VÀ DIỆN PHÂN BỐ CỦA CHÚNG

8.2.1. Nguồn gốc nước dưới đất

Hiện nay, đang tồn tại nhiều giả thuyết và lý thuyết khác nhau về nguồn gốc nước dưới đất. Theo quan điểm hiện đại, nước dưới đất có nguồn gốc nội sinh và ngoại sinh:

- Nước dưới đất nguồn gốc nội sinh, được hình thành trong đất đá và trong các lò magma do những phản ứng hóa học khác nhau. Đôi khi còn gọi loại nước này là nước tự sinh.
- Nước dưới đất nguồn gốc ngoại sinh, do nước mưa, nước mặt thấm và ngấm sâu vào đất đá.

Ngoài hai loại nước có nguồn gốc nêu trên, trong vỏ quả đất còn tồn tại loại nước phục hồi. Loại nước này được thành tạo khi khử nước của các khoáng vật. Nhờ đó, một phần nước liên kết hóa học chuyển sang trạng thái tự do (giọt nước).

8.2.2. Tính chất vật lý và thành phần hóa học của nước dưới đất

1. Tính chất vật lý

– Nhiệt độ của nước dưới đất thay đổi trong phạm vi rộng, và phụ thuộc vào điều kiện địa lý, khí hậu, cấu trúc địa chất và chế độ cung cấp nước: ở vùng xích đạo nhiệt độ nước dưới đất dao động từ 5° đến 12°C , ở vùng núi cao và tại những khu vực đóng băng vĩnh cửu, nước dưới đất có nhiệt độ -5°C , vùng có nước khoáng nhiệt độ nước dưới đất dao động từ 70° đến 80°C , ở vùng hoạt động núi lửa trẻ nhiệt độ của nước dưới đất đôi khi tăng lên trên 100°C .

Nhiệt độ gây ảnh hưởng vô cùng lớn đến quá trình hóa - lý xảy ra trong vỏ quả đất và đến thành phần của nước dưới đất.

– Độ trong suốt của nước - là khả năng cho các chùm tia sáng đi qua nó. Độ trong suốt phụ thuộc vào hàm lượng vật chất khoáng hòa tan, hợp chất hữu cơ và keo trong nước,... theo mức độ trong suốt của nước dưới đất, phân ra 4 loại : 1) trong suốt; 2) ít đục; 3) đục và 4) rất đục. Nước tinh khiết thường trong suốt.

– Màu của nước dưới đất phụ thuộc vào thành phần hóa học và hợp chất trong chúng. Đa số nước dưới đất không có màu, nước có màu vàng nâu chứng tỏ trong nó có hợp chất hữu cơ, nước có màu xanh lá cây, da trời do có các muối ô xyt Fe^{2+} và H_2S gây ra,...

– Vị trong nước dưới đất thường không có, khi nước chứa trên 600mg/lít muối NaCl , chúng có vị mặn; chứa MgSO_4 - có vị đắng; chứa Fe - có vị tanh; và chứa hợp chất hữu cơ có vị ngọt.

– Mùi của nước dưới đất, nước tinh khiết không xuất hiện mùi. Tuy nhiên, khi chứa H_2S nước có mùi trứng thối. Mùi của nước luôn luôn liên quan với hoạt động của vi khuẩn có tác dụng phân hủy vật chất hữu cơ. Muốn xác định mùi của nước, cần đun nó dưới nhiệt độ $50^{\circ} \div 60^{\circ}\text{C}$. Nước dùng trong sinh hoạt của con người, không nên có mùi.

– Trọng lượng đơn vị của nước là tỷ số khối lượng nước với thể tích của nó ở nhiệt độ nhất định. Quy ước lấy đơn vị trọng lượng đơn vị của nước ở nhiệt độ 4°C . Trọng lượng đơn vị của nước phụ thuộc vào nhiệt độ, lượng muối và khí hòa tan, đồng thời phụ thuộc cả vào những hạt lơ lửng trong nó.

– Độ nhớt của nước đặc trưng cho nội lực chống lại sự vận động của các hạt dung dịch. Độ nhớt giảm khi tăng nhiệt độ, độ nhớt tăng khi tăng độ khoáng hóa của nước dưới đất. Nước chứa các muối MgCl_2 và CaCl_2 làm tăng nhanh độ nhớt so với nước chứa muối NaCl .

2. Thành phần hóa học

Khi vận động qua lại trong các tầng đất đá, nước dưới đất bão hòa những oxyt, muối và sản phẩm phân hủy từ vật chất hữu cơ. Một số muối trong chúng gây ảnh hưởng đến

khả năng sử dụng nước dưới đất cho mục đích khác nhau của con người, một số khác không có ảnh hưởng đáng kể nào.

Theo lý thuyết điện phân, ở nhiệt độ 22°C, nước tinh khiết phân ly ra H^+ và OH^- có nồng độ bằng nhau:

$$H^+ = OH^- = 10^{-7}$$

tức là, cứ 1 lít nước ở nhiệt độ 22°C chứa 10^{-7} gram ion H^+ và 10^{-7} gram OH^- .

Ký hiệu chỉ tiêu hydrô là $pH = -\lg H^+ = 7$, thì nếu :

$pH < 7$ - nước có tính axit;

$pH > 7$ - nước có tính kiềm;

$pH = 7$ - nước trung tính.

Trị số pH của nước dưới đất dao động từ 1,8 đến 11,0 và thường từ 5 đến 8.

Ngoài trị số pH, người ta còn xác định trị số lượng cặn khô và hàm lượng vật chất khác chứa trong nước. Trong thực tế, các công thức của M.G.Kurlov và đồ thị hình vuông của N.I.Tolschikhin được sử dụng nhiều hơn cả.

Hàm lượng các muối cacbonat, sunphat canxi và magiê hòa tan trong nước thường gây hiện tượng gọi là độ cứng của nước và được đo bằng các thang độ cứng của Đức, Pháp và Anh, ví dụ:

- Người Đức lấy 10 mg CaO hay 7,2 mg MgO trong 1 lít nước là một độ cứng;
- Người Pháp lấy 10 mg $CaCO_3$ hay 4,4 mg $MgCO_3$ trong 1 lít nước là một độ cứng;
- Người Anh lấy 14 mg $CaCO_3$ trong 1 lít nước là một độ cứng.

Để chuyển đổi từ hệ thống độ cứng này sang hệ thống độ cứng khác có thể sử dụng những tỷ lệ sau:

$$1,0^\circ \text{ cứng Đức} = 1,79^\circ \text{ cứng Pháp} = 1,25^\circ \text{ cứng Anh};$$

$$0,56^\circ \text{ cứng Đức} = 1,0^\circ \text{ cứng Pháp} = 0,7^\circ \text{ cứng Anh};$$

$$0,8^\circ \text{ cứng Đức} = 1,43^\circ \text{ cứng Pháp} = 1,0^\circ \text{ cứng Anh}.$$

Lượng muối (mg/l), từ đó từng muối riêng tương ứng với 1° cứng, được giới thiệu trong bảng 8.1.

Ở Liên bang Xô viết (cũ) và SNG ngày nay, bên cạnh độ cứng tính bằng độ, còn có khái niệm độ cứng biểu diễn bằng mg-dl. Một độ cứng bằng 1 mg-dl, tức là 20,04 mg Ca tính cho một lít nước. Cùng canxi, có thể lấy 1 mg-dl Magiê, tức là 12,16 mg Mg cho 1 lít nước. Để chuyển từ hệ thống các độ cứng (Đức) sang mg-dl và ngược lại, có thể sử dụng các tỷ lệ sau: 1 mg-dl/l tương ứng với $2,8^\circ$ cứng (Đức), 0,357 mg-dl/l tương đương $1,0^\circ$ cứng (Đức).

Bảng 8.1. Các muối có hàm lượng ứng với 1° cứng

Muối Độ cứng	CaO	MgO	CaCO ₃	MgCO ₃	CaCl ₂	MgCl ₂	CaSO ₄	MgSO ₄
1° Đức	10,0	7,2	17,9	8,0	19,7	17,0	25,0	21,5
1° Pháp	5,6	4,0	10,0	4,4	11,0	9,5	14,0	12,0
1° Anh	8,0	5,8	14,0	6,4	15,8	13,6	20,1	17,2

Đề nghị phân biệt : tổng độ cứng, độ cứng vĩnh cửu và độ cứng tạm thời:

- Tổng độ cứng là tổng hàm lượng các ion Ca^{2+} và Mg^{2+} trong nước, khi đun sôi chúng kết tủa lại.
- Độ cứng vĩnh cửu là hàm lượng các ion Ca^{2+} và Mg^{2+} trong nước, khi đun sôi chúng không kết tủa lại.
- Độ cứng tạm thời là hiệu số giữa tổng độ cứng và độ cứng vĩnh cửu.

8.2.3. Đánh giá tính lợi – hại của nước

Tùy thuộc vào các vật chất có tính hòa tan trong nước, có thể tiến hành đánh giá tính lợi - hại của nó phục vụ các mục đích khác nhau.

1. Nước được xem là có lợi cho sinh hoạt của con người, nếu nó thỏa mãn các yêu cầu sau:

- Lượng cặn khô sau khi chưng cất không được lớn hơn 1000 mg/l;
- Tổng độ cứng không được lớn hơn 7 mg-dl;
- Độ cứng vĩnh cửu không được lớn hơn 5 mg-dl;
- Hàm lượng vật chất có tính hòa tan riêng lẻ, mg/l, phải thỏa mãn các tiêu chuẩn hiện hành.

Nước sinh hoạt phải trong suốt, không màu, không mùi và không vị. Ngoài ra, nước phục vụ cho sinh hoạt của con người còn được xác định theo sự có mặt của trực khuẩn lao đường ruột *Côli*. Bản thân trực khuẩn lao đường ruột không có hại, nhưng sự có mặt của nó cũng chứng tỏ về sự có mặt của các vi trùng gây bệnh. Các chỉ tiêu định lượng được xác định bằng độ chuẩn *Côli*, tức là số lượng các xentimet khối nước chứa một trực khuẩn lao đường ruột, hay bằng *Côli*-test, tức là số lượng các trực khuẩn lao đường ruột chứa trong một lít nước (bảng 8.2).

Bảng 8.2. Tiêu chuẩn nước sinh hoạt theo Còli

Mức độ hữu ích của nước	Độ chuẩn Còli	Còli - test
Đảm bảo cho sức khỏe	700 - 500	< 2
Nghỉ ngơi (cần xem xét)	300 - 200	3 - 5
Không bổ ích	130 - 50	8 - 20
Hoàn toàn không có lợi	50 - 25	20 - 40

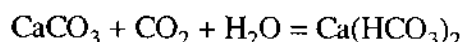
2. Tác hại của nước

Tác dụng xấu của nước dưới đất đối với kim loại và bê tông, được gọi là tính xâm thực của nước. Người ta thường phân ra xâm thực có tính kiềm, tính axit chung, axit cacbonic, xâm thực sunfat và xâm thực magiê:

- Xâm thực kiềm phát sinh dưới hàm lượng nhỏ HCO_3 có trong nước. Ở điều kiện đó, thường xảy ra hiện tượng hòa tan và rửa trôi các chất vôi ra khỏi bê tông.

- Xâm thực axit chung xảy ra do giá trị của chỉ tiêu pH thấp, từ đó làm tăng khả năng hòa tan các chất vôi của bê tông.

- Xâm thực axit cacbonic phát sinh do tác dụng của CO_2 có tính xâm thực. Trong quá trình tác dụng với nước, vôi tự do CaCO_3 được tách ra khỏi bê tông, và chính CaCO_3 này gây phản ứng với CO_2 theo sơ đồ sau:



Nhờ đó, bicacbonat canxi $[\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2]$ được tạo thành là chất hòa tan và dễ bị tách ra khỏi bê tông.

- Xâm thực sunfat phát sinh khi có mặt một khối lượng lớn sunfat SO_4^{2-} ở trong nước và trong bê tông sẽ xảy ra hiện tượng kết tinh những hợp chất mới. Sự thành tạo các hợp chất mới này kéo theo sự tăng thể tích, dẫn tới phá hoại bê tông. Thạch cao $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ và sunfua aluminat canxi $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$ (trực khuẩn xi măng) là những hợp chất mới đó. Khi tạo thành thạch cao thể tích tăng lên hai lần, còn khi tạo thành trực khuẩn xi măng - thể tích tăng lên 2,5 lần.

- Xâm thực magiê tương tự như xâm thực sunfat, sẽ dẫn đến phá hoại bê tông khi tiếp xúc nó với nước, mà nước này chứa một lượng rất lớn Mg^{2+} . Nếu nước chứa hàm lượng các ion Mg^{2+} nhỏ hơn 1000 mg/l, thì nước đó không có tính xâm thực magiê và không phụ thuộc vào hàm lượng ion SO_4^{2-} .

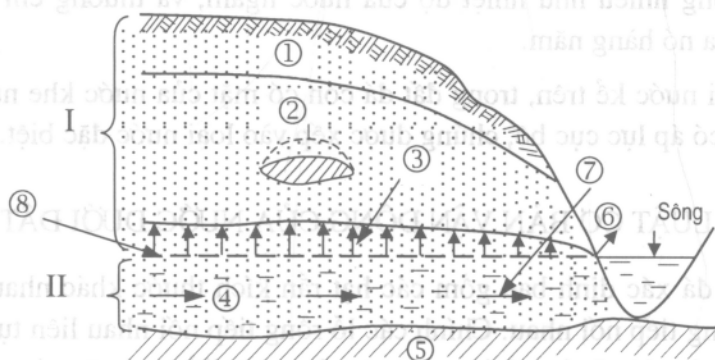
- Độ cứng của nước cũng gây ra tác dụng xâm thực bê tông. Nước được xem là có tính xâm thực bê tông trong các trường hợp sau:

Độ cứng tạm thời, mg-dl	Chỉ tiêu hydro, pH
< 14,4 (< 6° Đức)	> 7,0
< 67,2 (< 24° Đức)	< 7,0
> 67,2 (> 24° Đức)	< 6,7

Trong thực tế tính toán, để đánh giá tính xâm thực của nước cần thực hiện theo đúng tiêu chuẩn, quy trình - quy phạm hiện hành của Nhà nước.

8.2.4. Diện phân bố của nước dưới đất

Nếu vẽ mặt cắt thẳng đứng của một vị trí nào đó, trong trường hợp tổng quát nước dưới đất được phân bố như chỉ ra trên hình 8.1.



Hình 8.1. Sơ đồ thể nằm của các loại nước dưới đất

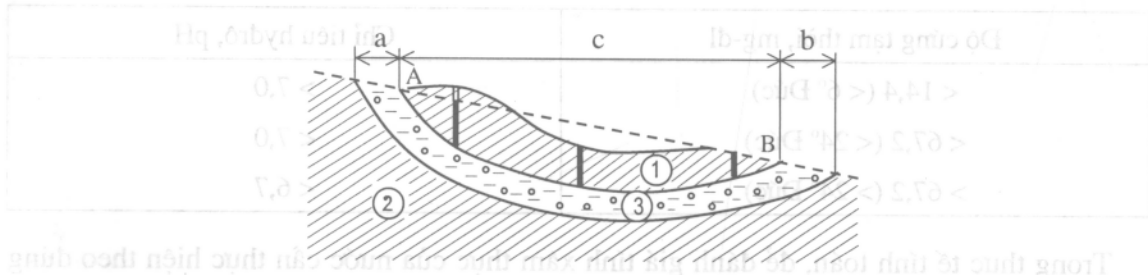
- I. Đối thông khí, bao gồm: 1 - nước trong tầng thổ nhưỡng; 2 - nước thượng tầng; 3 - nước mao dẫn;
 II. Đối bão hòa nước, bao gồm: 4 - tầng nước ngầm; 5 - đáy cách nước; 6 - mạch nước xuất lộ;
 7 - dòng ngầm; 8 - mực nước ngầm.

Các loại nước: nước thổ nhưỡng (1); nước thượng tầng (2), nước mao dẫn (3); nước ngầm (4); (tham khảo Thổ chất và địa chất công trình, NXB Giao thông vận tải, Hà Nội, 1989; Địa kỹ thuật, NXB Nông nghiệp, Hà Nội, 1996).

Riêng loại nước giữa tầng là nước dưới đất nằm giữa hai tầng đất đá cách nước. Theo điều kiện thể nằm, loại nước này có thể không có áp và có áp (nước có áp còn được gọi là nước actêzi):

– Nước giữa tầng không có áp tương đối ít gặp và về mặt lý thuyết chúng tương tự như thể nằm của nước ngầm. Thông thường nước giữa tầng không áp nằm trong các tầng đất đá ở phía trên đáy xâm thực địa phương.

– Nước giữa tầng có áp luôn chịu một áp lực thủy tĩnh do chênh lệch mực nước giữa miền cung cấp và miền thoát gây ra. Đoạn thẳng nối bề mặt cung cấp nước áp với bề mặt miền thoát, được gọi là đường bề mặt áp (hình 8.2).



Hình 8.2. Sơ đồ bốn actêzi

a) miền cung cấp; b) miền thoát (miền giảm áp); c) miền áp lực (miền phân bố);
AB - đường bề mặt nước áp lực; 1 và 2 - đáy cách nước trên và dưới; 3 - tầng chứa.

Nước giữa tầng, như chính tên gọi của chúng - nó nằm giữa hai tầng đất đá cách nước, miền cung cấp và miền thoát không trùng nhau. Do vậy, nhiệt độ của nước giữa tầng không bị dao động nhiều như nhiệt độ của nước ngầm, và thường chỉ thể hiện rõ dao động nhiệt độ của nó hàng năm.

Ngoài các loại nước kể trên, trong đất đá còn có mặt của nước khe nứt và nước trong hang hốc carstơ có áp lực cục bộ, chúng được xếp vào loại nước đặc biệt.

8.3. CÁC ĐỊNH LUẬT CƠ BẢN VẬN ĐỘNG CỦA NƯỚC DƯỚI ĐẤT

Một khối đất đá xác định bao gồm các hạt rắn kích thước khác nhau và các khoảng không gian lỗ rỗng tiếp nối nhau. Chính các lỗ rỗng tiếp nối nhau liên tục trong một loại đất đá nhất định nào đó sẽ cho phép nước vận động từ điểm có năng lượng cao đến điểm có năng lượng thấp. Từ đây, xuất hiện tính thấm nước của đất đá và nó tuân theo những quy luật nhất định.

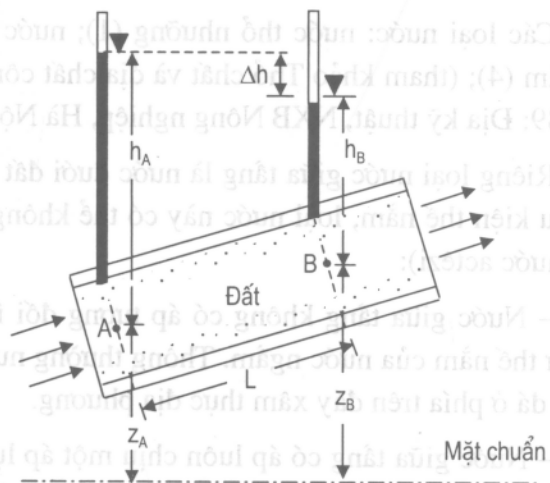
8.3.1. Định luật thấm đường thẳng Darcy

Xét trường hợp như chỉ ra trên hình 8.3, diện tích tiết diện ngang dòng chảy là F và tốc độ thấm là q .

Theo định lý Bernoulli, tổng độ cao cột nước của dòng chảy tại tiết diện nào đó của đất đá được biểu diễn như sau:

Tổng độ cao cột nước = cột nước tĩnh + cột nước áp + cột nước tốc độ.

Cột nước tốc độ khi chảy qua đất đá là rất nhỏ và có thể bỏ qua nó. Vì thế, tổng độ cao cột nước tại tiết diện A và B được thể hiện:



Hình 8.3. Sơ đồ phát triển định luật Darcy

Tổng độ cao cột nước tại A = $Z_A + h_A$

Tổng độ cao cột nước tại B = $Z_B + h_B$

Trong đó: Z_A và Z_B - độ cao cột nước tĩnh tại A và B tương ứng;

h_A và h_B - độ cao cột nước áp tại A và B tương ứng.

Tổn thất (độ chênh) cột nước giữa tiết diện A và B là:

$$\Delta h = (Z_A + h_A) - (Z_B + h_B) \quad (8.1)$$

Gradien thủy lực có thể được viết là:

$$I = \frac{\Delta h}{L} \quad (8.2)$$

Ở đây: L - khoảng cách giữa hai tiết diện A và B.

Darcy (1856) đã công bố mối quan hệ đơn giản giữa tốc độ vận động và gradien thủy lực như sau:

$$V = K.I \quad (8.3)$$

Trong đó: V - tốc độ vận động của nước (vận tốc dòng chảy);

K - hệ số thấm;

I - gradien thủy lực.

Lưu lượng nước chảy trong một đơn vị thời gian qua một tiết diện nhất định của đất đá, được biểu diễn bằng công thức sau:

$$Q = K.I.F \quad (8.4)$$

Trong đó: F - tiết diện ngang dòng chảy.

Do đó, tốc độ thấm nước (q) được xác định:

$$q = \frac{Q}{F} = K.I \quad (8.5)$$

Thật vậy, biểu thức $q = K.I$ có hai ý nghĩa vật lý, nó vừa là trị số lưu lượng nước đơn vị chảy qua một đơn vị tiết diện dòng chảy, đồng thời vừa là trị số tốc độ thấm nước.

Dễ dàng nhận thấy rằng, nếu (q) là trị số tốc độ, còn (I) không có thứ nguyên, thì trị số (q) và (K) có cùng một đơn vị của tốc độ, đó là cm/giây (mm/giây).

Cần chú ý rằng, tốc độ vận động của nước như chỉ ra trong công thức (8.3) là tốc độ vận động của nước tính cho toàn bộ diện tích tiết diện ngang của đất đá nào đó mà nước chảy qua. Bởi vì nước chỉ chảy qua các khoảng không gian lỗ rỗng liên tục của đất đá, nên tốc độ thấm thực của nước (V_t) qua đất đá được biểu diễn bằng công thức sau:

$$V_1 = \frac{V}{n} = \frac{Q}{nF} = \frac{q}{n} \quad \text{hay } q = V_1 \cdot n \quad (8.6)$$

Trong đó: n - độ rỗng của đất đá.

Các phương trình (8.3), (8.4) và (8.5) chỉ đúng cho dòng nước chảy tầng trong đất đá. Một số nghiên cứu đã tiến hành khảo sát phạm vi ứng dụng của định luật Darcy, và đã đưa ra một tổng kết tuyệt vời là công trình nghiên cứu của Muskat (1937). Muskat đã đưa ra số Reynolds (R_n).

$$R_n = \frac{V \cdot D \gamma_w}{\mu} \quad (8.7)$$

Trong đó: V - tốc độ trung bình của dòng chảy, cm/giây;

D - đường kính trung bình của các hạt đất, cm;

γ_w - trọng lượng đơn vị của nước (dung dịch), G/cm^3 ;

μ - độ nhớt động học (tuyệt đối) của nước (dung dịch), $G/(cm \cdot giây)$.

Bằng thực nghiệm, Muskat chỉ ra rằng, đối với dòng chảy tầng trong đất đá phải thỏa mãn điều kiện sau :

$$R_n = \frac{V \cdot D \gamma_w}{\mu} \leq 1 \quad (8.8)$$

Ví dụ 8.1. Cát hạt thô có $D = 0,45$ mm. Hãy xác định hệ số thấm nước (K) và quy luật vận động của dòng chảy trong cát?

Cho biết $I = 1$, trọng lượng đơn vị của nước $\gamma_w = 1 G/cm^3$ và độ nhớt động lực của nước ở nhiệt độ $20^\circ C$ là: $\mu_{20^\circ C} = (10^{-5})(981) G/(cm \cdot giây)$.

Bài giải:

Theo A.Hazen (1911), sau khi thí nghiệm bể lọc bằng cát đưa ra quan hệ:

$$K = 100 (D_{10})^2 ;$$

$$K = 100(0,045)^2 \approx 0,203 \text{ (cm/giây)}$$

và: $V = K \cdot I = 0,203 \times 1 = 0,203 \text{ (cm/giây)}$

Thay các trị số đã có vào công thức (8.7), nhận được:

$$R_n = \frac{(0,203) \times (0,045) \times (1)}{(10^{-5}) \times (981)} \approx 0,931 < 1$$

Kết luận, với kết quả tính trên cho thấy dòng chảy trong cát thô có $D = 0,45$ mm tuân theo quy luật chảy tầng, đồng thời tốc độ trung bình của dòng chảy khi đó đạt:

$$V = 0,203 \text{ cm/giây} = 175,392 \text{ m/ngày đêm.}$$

8.3.2. Quy luật vận động của dòng chảy rối

N.N.Pavlovsky khi nghiên cứu chất lỏng vận động trong đất dạng hạt, ông đã đưa ra công thức xác định số Reynolds:

$$R_e = \frac{1}{0,75n + 0,23} \cdot \frac{V d_e}{\eta} \quad (8.9)$$

Trong đó: d_e - đường kính hữu hiệu của hạt đất, cm;

η - độ nhớt động lực học (tương đối) của nước hay dung dịch và $\eta = \mu/\gamma_w$, $\text{cm}^2/\text{giây}$.

Bằng thực nghiệm, N. N. Pavlovsky đã chỉ ra rằng, trị số Reynolds tới hạn: $R_{eth} = 7,5 \div 9$ sẽ xảy ra sự phá hoại định luật Darcy. Tương ứng với trị số R_{eth} có thể xác định được tốc độ thấm tới hạn của nước (dung dịch):

$$V_{th} = (0,75n + 0,23) \frac{\eta}{d_e} R_{eth} \quad (8.10)$$

Thật vậy, với trị số $V < V_{th}$ - vận động của nước trong đất đá là chảy tầng. Ngược lại, $V > V_{th}$ - chảy rối.

Quy luật chảy rối của nước trong đất đá có thể được biểu diễn bằng công thức của Sêzi:

$$V = C \sqrt{R_r I} \quad (8.11)$$

Trong đó: V - tốc độ vận động của nước, cm/giây (mm/giây);

C - hệ số phụ thuộc vào độ nhám của thành (vách) lỗ rỗng và một số điều kiện khác;

R_r - bán kính thủy lực, cm (mm);

I - gradien thủy lực.

A.A.Krasnopol'sky đề nghị đưa vào công thức của Sêzi ký hiệu:

$$C \sqrt{R_r} = K_k$$

Do đó, có :
$$V = K_k I^{1/2} \quad (8.12)$$

Thật vậy, công thức vận động chảy rối có dạng tương tự dạng công thức vận động chảy tầng.

Trong các lỗ rỗng và hang hốc đất đá có thể phát sinh cái gọi là vận động hỗn hợp của nước - đó là dạng vận động trung gian giữa chảy tầng và chảy rối. Sau khi nghiên cứu dạng vận động này của nước, Smreker đã đưa ra công thức:

$$V = K_S I^{1/m} \quad (8.13)$$

Trong đó: $m = 1 \div 2$.

Theo G. N. Kamensky, định luật thấm đường thẳng hoàn toàn thỏa mãn khi dưới tốc độ vận động trung bình của nước dưới đất đạt tới 1.000 m/ngày đêm hay dưới tốc độ thấm đạt 400 m/ngày đêm. Những tốc độ như vậy thường vượt rất xa tốc độ các dòng chảy tự nhiên của nước dưới đất trong cát và đất vụn thô và chỉ có thể gặp chúng trong các khe nứt lớn hay hang hốc carstơ. Do vậy, thông thường trong lý thuyết hiện đại, vận động của nước dưới đất chỉ xem là thấm đường thẳng (chảy tầng).

8.4. CÁC CƠ SỞ TÍNH TOÁN THẤM PHẪNG ỔN ĐỊNH CỦA NƯỚC DƯỚI ĐẤT

Quy luật vận động của nước trong đất đá có 2 dạng: ổn định và không ổn định.

– Vận động của nước dưới đất được xem là ổn định, khi mực nước và mọi yếu tố khác của dòng chảy luôn luôn không đổi theo thời gian.

– Nếu mực nước tại cùng một điểm luôn luôn thay đổi theo thời gian, thì vận động đó là không ổn định.

Trong thực tế, người ta thường sử dụng những phương trình cơ bản của dòng nước ngầm vận động ổn định. Đối với trường hợp vận động không ổn định, phải đưa thêm các số hiệu chỉnh và chính xác hóa thêm những phương trình cơ bản.

Vận động ổn định của các dòng nước dưới đất có thể đều và không đều:

– Vận động ổn định đều, khi tốc độ dòng chảy và độ nghiêng của bề mặt nước dưới đất không đổi. Dạng vận động này có thể xảy ra trong hai trường hợp: thứ nhất, khi vận động của nước có áp trong tầng nước actêzi có chiều dày tầng đất đá chứa nước không đổi; thứ hai là vận động của dòng nước ngầm không áp dọc theo đáy cách nước nằm nghiêng và có chiều dày dòng chảy không đổi. Các trường hợp này trong tự nhiên rất ít gặp. Thông thường vận động của nước dưới đất là không đều.

– Vận động ổn định không đều - đó là vận động khi chiều dày tầng chứa nước, tốc độ thấm và độ nghiêng bề mặt nước dưới đất luôn thay đổi; bề mặt áp lực hay bề mặt giảm áp là đường cong.

Theo điều kiện thoát nước và phương của các đường dòng chảy, phân ra các dòng chảy phẳng và dòng chảy tỏa tia:

– Dòng chảy phẳng, trên bình đồ các đường dòng chảy song song nhau, và chúng luôn vuông góc với các đường thủy đẳng cao (đường cùng độ cao mực nước). Dòng chảy phẳng thường xuất hiện trong trường hợp dòng nước dưới đất chảy vào các hố đào ngang: hố móng, moong khai thác (lò nổi vĩa) khoáng sản và kênh đào, v.v...

– Dòng chảy tỏa tia là các đường dòng chảy không song song nhau. Trên bình đồ, chúng có thể là các đường thẳng và các đường cong hội tụ hay phân kỳ. Ví dụ, đơn giản hơn cả - đó là dòng chảy ngầm vận động vào các giếng thu nước. Trong trường hợp này, các đường dòng chảy hội tụ tại một điểm là tâm giếng. Trên bình đồ, chúng là các đường

thẳng trùng với đường bán kính giếng. Dòng chảy phân kỳ xuất hiện khi đổ hay ép nước vào trong giếng khoan (hay hố đào), các đường dòng chảy xuất phát từ tâm giếng tỏa ra xung quanh theo phương bán kính.

8.4.1. Vận động ổn định của nước dưới đất trong các tầng đất đá đồng nhất

Dòng nước dưới đất có thể là dòng chảy một chiều, hai chiều hay ba chiều, còn tầng chứa nước có thể được trải dưới bằng đáy cách nước nằm ngang hay nằm nghiêng. Tùy thuộc vào các điều kiện đó, mà phương trình vận động của nước dưới đất có thể rất khác nhau.

1. Dòng chảy một chiều không áp khi đáy cách nước nằm ngang

Như chỉ ra trên hình 8.4. Gradien thủy lực của dòng chảy ngầm là :

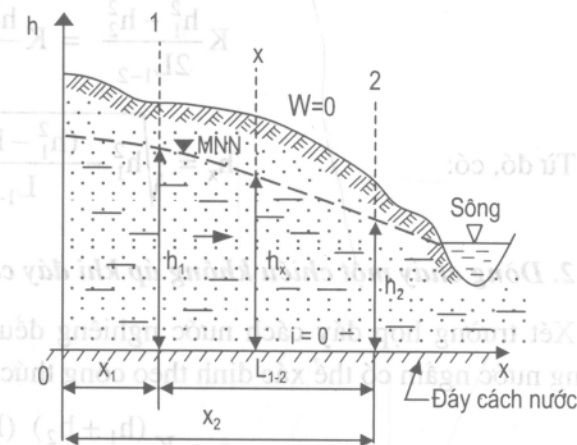
$$I = -\frac{dh}{dx}$$

Theo Darcy, lưu lượng đơn vị cho 1m chiều rộng dòng chảy:

$$q = KI(h \times 1) = -Kh \frac{dh}{dx} \quad (8.14)$$

Sau khi tách biến số và lấy tích phân phương trình (8.14) từ tiết diện 1 đến 2, ta nhận được:

$$q \frac{(x_2 - x_1)}{K} = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2} \quad (8.15)$$



Hình 8.4. Sơ đồ tính toán lưu lượng đơn vị của dòng chảy ngầm khi đáy cách nước nằm ngang

Vì $x_2 - x_1 = L_{1-2}$, nên phương trình (8.15) có dạng:

$$q = K \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_{1-2}} \quad (8.16)$$

Do đó, tổng lưu lượng dòng chảy phẳng ổn định của nước dưới đất không áp là:

$$Q = q \cdot B = B \cdot K \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_{1-2}} \quad (8.17)$$

Trong đó: B - chiều rộng dòng chảy.

Công thức (8.17) được Dupuy giới thiệu. Công thức này chỉ ra rằng, bề mặt tự do của dòng nước ngầm không áp khi không có nguồn nước mưa và nước mặt ngầm từ trên xuống, có dạng parabol (xem hình 8.4).

Để xây dựng đường cong hạ thấp mực nước dưới đất không áp trên đây, người ta cần lập phương trình tính lưu lượng đơn vị cho hai đoạn dòng chảy:

– Đoạn thứ nhất giới hạn bởi hai tiết diện (1 – 2), có:

$$q_{1-2} = K \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_{1-2}}$$

– Đoạn thứ hai giới hạn bởi hai tiết diện (1 – X), có:

$$q_{1-x} = K \frac{h_1^2 - h_x^2}{2X}$$

Theo điều kiện bài toán dòng chảy ổn định, không có miền cung cấp ngầm từ trên xuống dọc theo đường vận động của mình, nên $q_{1-2} = q_{1-x} = \text{const}$, tức là:

$$K \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_{1-2}} = K \frac{h_1^2 - h_x^2}{2X}$$

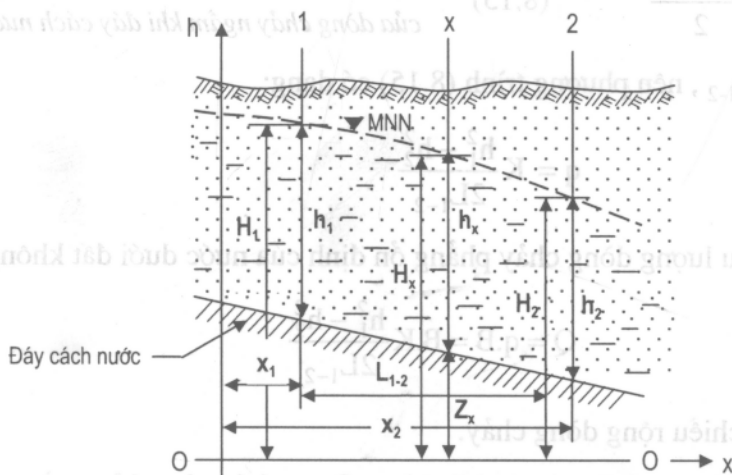
Từ đó, có:

$$h_x = \sqrt{h_1^2 - \frac{(h_1^2 - h_2^2)X}{L_{1-2}}} \quad (8.18)$$

2. Dòng chảy một chiều không áp khi đáy cách nước nằm nghiêng

Xét trường hợp đáy cách nước nghiêng đều về một phía (xem hình 8.5), lưu lượng dòng nước ngầm có thể xác định theo công thức gần đúng của G.N.Kamensky:

$$q = K \frac{(h_1 + h_2)}{2} \cdot \frac{(H_1 - H_2)}{L_{1-2}} \quad (8.19)$$



Hình 8.5. Sơ đồ tính toán để xác định lưu lượng đơn vị của dòng ngầm không áp có đáy cách nước nằm nghiêng: mặt O – O là mặt phẳng nằm ngang quy ước.

Tương tự như trường hợp đáy cách nước nằm ngang, lưu lượng đơn vị cho hai tiết diện 1-2 và 1-X là:

$$q_{1-2} = K \frac{(h_1 + h_2)}{2} \cdot \frac{(H_1 - H_2)}{L_{1-2}}$$

$$q_{1-x} = K \frac{(h_1 + h_x)}{2} \cdot \frac{H_1 - (h_x + Z_x)}{X}$$

Chú ý rằng: $q_{1-2} = q_{1-x} = \text{const}$, sau khi cân bằng các vế phải của hai phương trình trên và qua vài bước biến đổi, ta nhận được:

$$\frac{(h_1 + h_2) \cdot (H_1 - H_2)}{L_{1-2}} = \frac{(h_1 + H_x - Z_x)(H_1 - H_x)}{X} \quad (8.20)$$

Sau khi giải phương trình (8.20) đối với H_x , có thể nhận được độ cao mực nước dưới đất tại tiết diện bất kỳ của dòng chảy. Muốn vậy, chú ý điều kiện: $Z_x = iX$, ở đây i - là độ nghiêng của đáy cách nước.

Phương trình đường cong hạ thấp mực nước của dòng chảy ngầm không áp với đáy cách nước nằm nghiêng, có dạng:

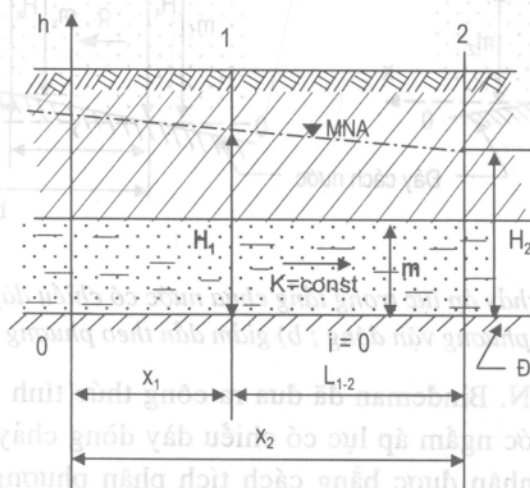
$$h_x = \sqrt{h_1^2 - iX(h_1 - 0,25iX) - 2qX/K - 0,5iX} \quad (8.21)$$

3. Dòng chảy một chiều có áp khi chiều dày không đổi

Đối với dòng ngầm có áp với chiều dày tầng chứa nước không đổi (xem hình 8.6), thì lưu lượng đơn vị của nó được xác định theo phương trình của Duiypuy như sau:

$$q = -Km \frac{dH}{dx} \quad (8.22)$$

Trong đó: $m = \text{const}$ - chiều dày tầng chứa nước có áp.



Hình 8.6. Dòng nước áp lực trong tầng chứa nước có chiều dày không đổi

Theo điều kiện đã cho, $K_m = \text{const}$, nên $\frac{dH}{dx} = \text{const}$, tức là đường cong áp lực là một đường thẳng.

Sau khi tích phân phương trình (8.22) trong phạm vi từ tiết diện 1 đến 2 (hình 8.6), ta nhận được:

$$q = K_m \frac{H_1 - H_2}{X_2 - X_1} = K_m \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}} \quad (8.23)$$

Phương trình đường thay đổi chiều cao cột nước áp được biểu diễn như sau:

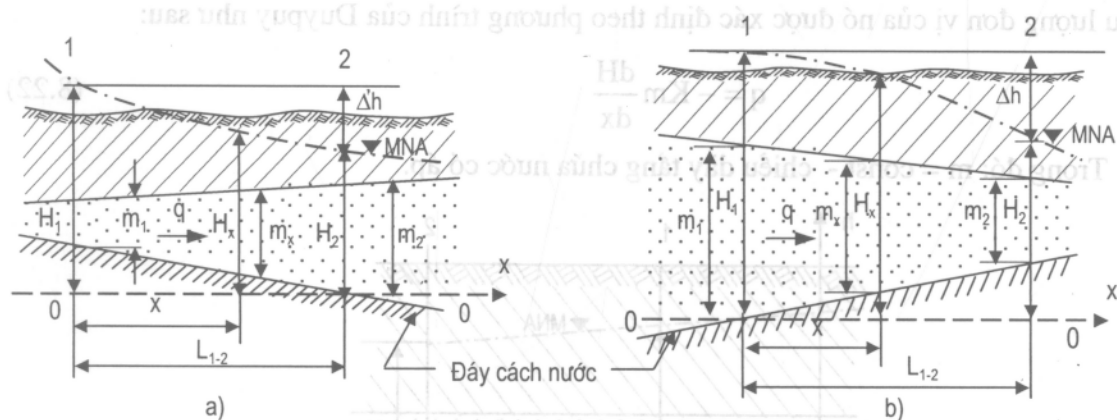
$$H_x = H_1 - (H_1 - H_2)X / L_{1-2} \quad (8.24)$$

4. Dòng chảy một chiều có áp khi chiều dày thay đổi

Dòng nước ngầm trong trường hợp này sẽ vận động không đều, tức là tốc độ thấm thay đổi từ tiết diện này đến tiết diện khác. Điều này được phản ánh bằng dạng của đường hạ thấp mực nước áp - đó là đường cong.

Thông thường, người ta nghiên cứu hai sơ đồ thay đổi chiều dày dòng chảy có áp:

- 1) Chiều dày tầng chứa nước tăng dần theo phương vận động của dòng chảy; (hình 8.7a);
- 2) Giảm chiều dày tầng chứa nước theo phương vận động của dòng chảy (hình 8.7b).



Hình 8.7. Dòng chảy áp lực trong tầng chứa nước có chiều dày thay đổi
a) tăng dần theo phương vận động ; b) giảm dần theo phương vận động

V. I. Đavídôvitx và N. N. Bindeman đã đưa ra công thức tính toán chính xác hơn lưu lượng đơn vị dòng nước ngầm áp lực có chiều dày dòng chảy thay đổi một cách tuyến tính. Lời giải này nhận được bằng cách tích phân phương trình vi phân của Dupuy (8.22).

Xét chung cả hai sơ đồ a và b trên hình (8.7), chiều dày tầng chứa nước tại tiết diện bất kỳ cách tiết diện 1 một khoảng X, được xác định theo công thức:

$$m = m_1 + X \frac{(m_2 - m_1)}{L_{1-2}} \quad (8.25)$$

Thay công thức (8.25) vào phương trình (8.22), ta có:

$$q = -K \left[m_1 + \frac{X(m_2 - m_1)}{L_{1-2}} \right] \cdot \frac{dH}{dx} \quad (8.26)$$

Sau khi tích phân phương trình (8.26) trong khoảng từ tiết diện 1 đến 2, nhận được:

$$q = K \frac{m_2 - m_1}{\ln m_2 - \ln m_1} \cdot \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}} \quad (8.27)$$

Các cách tính toán theo công thức gần đúng của G.N.Kamensky so với công thức rút gọn (8.22) cho kết quả không sai khác nhau nhiều.

Phương trình đường cong mực nước áp của dòng chảy có chiều dày thay đổi được biểu diễn bằng các công thức sau đây:

– Theo G.N.Kamensky:

$$H_x = H_1 - \frac{(m_1 + m_2)}{m_1 + m_x} \cdot \frac{(H_1 - H_2)}{L_{1-2}} X \quad (8.28)$$

– Theo Davidôvit và Bindeman:

$$H_x = H_1 - \frac{(m_2 - m_1)}{(m_x - m_1)} \cdot \frac{(\ln m_x - \ln m_1)}{(\ln m_2 - \ln m_1)} \cdot \frac{(H_1 - H_2)}{L_{1-2}} X \quad (8.29)$$

8.4.2. Vận động ổn định của nước dưới đất trong tầng đất đá không đồng nhất

Tầng đất đá cấu tạo bởi các lớp đất đá khác nhau về thành phần thạch học theo phương ngang hay phương đứng, đều được hiểu là tầng chứa nước không đồng nhất. Trong tự nhiên thường gặp tầng chứa nước không đồng nhất nhiều hơn tầng chứa nước đồng nhất, và phổ biến là ba loại:

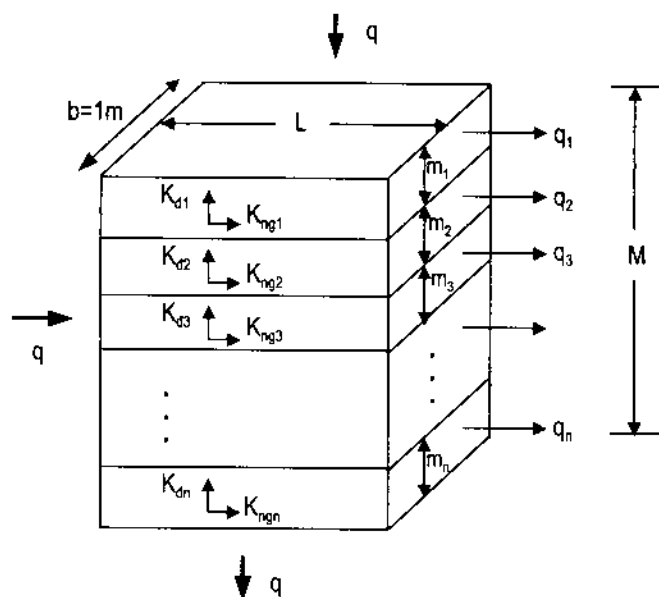
- 1) Tầng đất đá cấu tạo bởi các lớp chứa nước có tính thấm khác nhau nằm xen kẽ nhau;
- 2) Tầng đất đá cấu tạo bởi hai lớp, trong đó: lớp trên cùng có tính thấm nước nhỏ hơn lớp dưới hay ngược lại;
- 3) Tầng đất đá cấu tạo bởi các lớp đất đá có tính thấm nước khác nhau hoặc thay đổi dần theo phương vận động của dòng ngầm (theo phương ngang).

Ngoài ra, có thể xuất hiện tầng đất đá hỗn hợp của ba loại trên.

Chú ý, khi mức độ không đồng nhất, tức là sự sai khác nhau về trị số hệ số thấm nước giữa các lớp đất đá không vượt quá $5 \div 10\%$, thì có thể xem tầng đất đá đó là đồng nhất quy ước, và trị số hệ số thấm là trị trung bình số học của tất cả các hệ số thấm có mặt trong tầng. Sau đó, các tính toán được thực hiện theo phương trình vận động của nước dưới đất trong tầng đất đá đồng nhất.

1. Dòng nước dưới đất không áp trong tầng chứa nước nhiều lớp song song và có đáy cách nước nằm ngang

Trường hợp tổng quát, chúng ta xét dòng chảy dưới đất theo hai phương đứng và ngang trong tầng đất đá chứa nước cấu tạo bởi nhiều lớp khác nhau (hình 8.8).



Hình 8.8. Sơ đồ dòng chảy theo hai phương trong tầng chứa nước nhiều lớp có đáy cách nước nằm ngang

Giả thiết, tầng chứa nước gồm các lớp đất đá khác nhau: 1, 2, 3, ..., n và có các hệ số thấm nước theo phương ngang tương ứng là $K_{ng1}, K_{ng2}, K_{ng3}, \dots, K_{ngn}$; tương tự cho $K_{d1}, K_{d2}, K_{d3}, \dots, K_{dn}$ - là hệ số thấm của dòng chảy theo phương đứng.

Xét một đơn vị chiều rộng dòng chảy ($b = 1m$) của các lớp đất đá (xem hình 8.8), tổng lưu lượng đơn vị thấm theo phương ngang được viết dưới dạng :

$$q = q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_n \quad (8.30)$$

Trong đó: q - tổng lưu lượng nước đơn vị chảy qua các lớp đất đá;

$q_1, q_2, q_3, \dots, q_n$ - lưu lượng nước đơn vị của dòng chảy lần lượt qua các lớp 1, 2, 3, ..., n tương ứng.

Chú ý rằng, dòng chảy theo phương ngang trong trường hợp này có gradien thủy lực trong tất cả các lớp đất đá là như nhau, tức là $i = \text{const}$. Do đó, theo Darcy có:

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= K_{ng1} \cdot i \cdot m_1 \\ q_2 &= K_{ng2} \cdot i \cdot m_2 \\ q_3 &= K_{ng3} \cdot i \cdot m_3 \\ &\vdots \\ q_n &= K_{ngn} \cdot i \cdot m_n \end{aligned} \right\} \quad (8.31)$$

và:

$$q = \sum_{i=1}^n q_i = \sum_{i=1}^n K_{ngi} \cdot i \cdot m_i = \bar{K}_{ng} \cdot i \cdot M \quad (8.32)$$

Trong đó: i - gradien thủy lực;

$\bar{K}_{ng}$ - hệ số thấm trung bình (hữu hiệu) của dòng chảy theo phương ngang;

$m_1, m_2, m_3, \dots, m_n$ - chiều dày của các lớp đất đá 1, 2, 3, ..., n tương ứng

M - tổng chiều dày của tất cả các lớp đất đá, và được tính :

$$M = m_1 + m_2 + m_3 + \dots + m_n = \sum_{i=1}^n m_i$$

Thay các phương trình (8.31) và (8.32) vào phương trình (8.30), ta nhận được hệ số thấm trung bình (hữu hiệu) theo phương ngang.

$$\bar{K}_{ng} = \frac{1}{M} (K_{ng1}m_1 + K_{ng2}m_2 + K_{ng3}m_3 + \dots + K_{ngn}m_n);$$

hay:

$$\bar{K}_{ng} = \frac{\sum_{i=1}^n K_{ngi}m_i}{\sum_{i=1}^n m_i} \quad (8.33)$$

Trong trường hợp này, chiều dày tầng thấm quy đổi theo phương ngang $m_{qđng}$ được biểu diễn bằng công thức:

$$m_{qđng} = \frac{1}{K_\beta} \sum_{i=1}^n K_{ngi}m_i \quad (8.34)$$

Nếu tầng chứa nước có từ ba lớp đất đá trở lên, khi đó $K_\beta = K_1$, nên công thức (8.34) được viết dưới dạng:

$$m_{qđng} = m_1 + \frac{1}{K_1} \sum_{i=2}^n K_{ngi}m_i \quad (8.35)$$

Bằng cách chứng minh tương tự như trên, ta nhận được hệ số thẩm trung bình (hữu hiệu) theo phương đứng của tất cả các lớp đất đá $\overline{K}_d$, là:

$$\bar{K}_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{\sum_{i=1}^n \frac{m_i}{K_{di}}} \quad (8.36)$$

Và chiều dày tầng thấm quy đổi theo phương đứng (m_{qdd}) được xác định theo công thức:

$$m_{qdd} = K_\alpha \sum_{i=1}^n \frac{m_i}{K_{di}} \quad (8.37)$$

Với sơ đồ có từ ba lớp trở lên, thì $K_\alpha = K_1$, khi đó có:

$$m_{\text{qdd}} = m_1 + K_1 \sum_{i=2}^n \frac{m_i}{K_{\text{di}}} \quad (8.38)$$

Đến đây, có thể xác định được hệ số thẩm trung bình cho cả hai phương là:

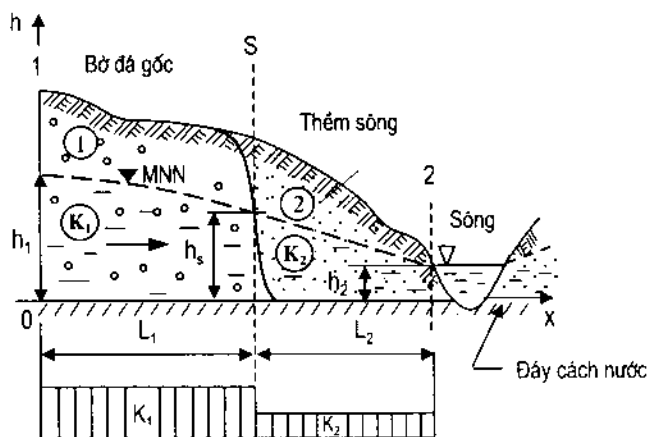
$$K_{th} = \sqrt{K_{ng} \cdot K_d} \quad (8.39)$$

Như vậy, tầng chứa nước không đồng nhất nhiều lớp được quy về đồng nhất có hệ số thấm trung bình K_{tb} , còn chiều dài đường thấm giảm đi một trị số $a = \sqrt{K_{\max}/K_{\min}} = \sqrt{K_{ng}/K_d}$.

2. Dòng nước dưới đất trong tầng chứa nước có tính thấm thay đổi mạnh

a) Dòng nước không áp

Xét trường hợp đáy cách nước nằm ngang, phương thấm vuông góc với bề mặt lớp (vữa) đất đá (xem hình 8.9).



Hình 8.9. Sơ đồ dòng chảy của nước dưới đất khi thay đổi mạnh tính thấm nước theo phương vận động

– Xét tại tiết diện (1 - S), có:

$$q_{1-S} = \frac{K_1(h_1^2 - h_S^2)}{2L_1} \quad (8.40)$$

– Tại tiết diện (S - 2), có:

$$q_{S-2} = \frac{K_2(h_S^2 - h_2^2)}{2L_2} \quad (8.41)$$

Sau khi tách biến số và cộng hai phương trình (8.40) và (8.41), đồng thời với dòng chảy ổn định có $q_{1-S} = q_{S-2} = q = \text{const}$, cuối cùng ta nhận được:

$$q = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2(L_1/K_1 + L_2/K_2)} \quad (8.42)$$

Từ các công thức (8.40) và (8.41), có thể xác định được chiều dày dòng chảy tại ranh giới giữa hai lớp 1 và 2 (h_S). Để làm được điều này, chỉ cần cân bằng hai vế phải của hai phương trình trên đây. Sau một vài phép biến đổi đại số, chúng ta nhận được:

$$h_S = \sqrt{\frac{(K_1L_2h_1^2 + K_2L_1h_2^2)}{(K_1L_2 + K_2L_1)}} \quad (8.43)$$

Việc xây dựng đường cong hạ thấp mực nước, có thể thực hiện trên cơ sở xác định chiều dày dòng chảy (h_x) theo các tiết diện, sau khi dùng công thức (8.18) áp dụng cho tầng đất đá đồng nhất. Khi đó, các tung độ của đường cong hạ thấp mực nước tồn tại riêng cho từng đoạn dòng chảy (1 - S) và (S - 2). Ngoài ra, có thể sử dụng các phương trình liên tục Laplace (8.71) và (8.72).

b) Dòng nước có áp

Xét trường hợp tính thấm nước thay đổi mạnh theo phương vận động của dòng chảy. Lời giải cho dòng chảy áp lực có thể nhận được tương tự như lời giải dòng chảy không áp. Công thức tính toán lưu lượng đơn vị của dòng chảy có áp trong trường hợp này có dạng:

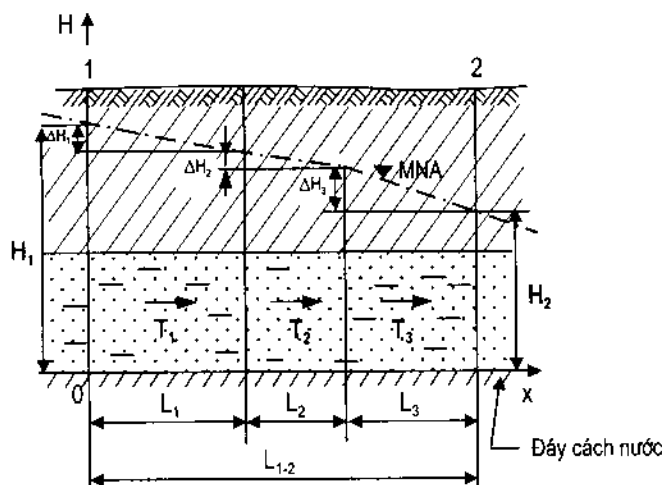
$$q = m \frac{(H_1 - H_2)}{(L_1/K_1 + L_2/K_2)} \quad (8.44)$$

Chiều cao cột nước áp tại tiết diện phân chia giữa hai lớp đất đá khác nhau (H_S), là:

$$H_S = \frac{K_1L_2H_1 + K_2L_1H_2}{K_1L_2 + K_2L_1} \quad (8.45)$$

Trong tự nhiên thường gặp các tầng đất đá chứa nước vừa có hệ số thấm thay đổi, vừa có chiều dày tầng chứa nước cũng thay đổi. Với điều kiện như vậy, người ta dùng phương pháp phân đoạn, sao cho trong từng đoạn đó tính dẫn nước $T = mK = \text{const}$ (hình 8.10).

Bài toán tính lưu lượng được thực hiện theo từng đoạn đã chia, rồi ghép lại với nhau mà vẫn đảm bảo tính liên tục của đường cong mực nước áp và lưu lượng của dòng chảy.



Hình 8.10. Sơ đồ tầng chứa nước áp lực có tính dẫn nước biến đổi theo từng đoạn

Ví dụ, như chỉ ra trên hình 8.10, bao gồm n đoạn có tính dẫn nước khác nhau, từ đây có thể lập được các công thức để tính lưu lượng đơn vị q của chúng. Sau khi sử dụng công thức của Duipey (8.22) trong phạm vi từng đoạn, ta có:

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= T_1 \Delta H_1 / L_1 \\ q_2 &= T_2 \Delta H_2 / L_2 \\ q_3 &= T_3 \Delta H_3 / L_3 \\ &\vdots \\ q_n &= T_n \Delta H_n / L_n \end{aligned} \right\} \quad (8.46)$$

Trong đó: $\Delta H_1, \Delta H_2, \Delta H_3, \dots, \Delta H_n$ - tổn thất cột áp trong phạm vi từng đoạn có chiều dài $L_1, L_2, L_3, \dots, L_n$ và độ dẫn nước $T_1, T_2, T_3, \dots, T_n$, tương ứng.

Chú ý rằng, đây là dòng chảy ổn định, nên tại mọi đoạn đã phân trên đây đều có $q_1 = q_2 = q_3 = \dots = q_n = q = \text{const}$. Do đó, từ các phương trình (8.46), ta có:

$$\left. \begin{aligned} \Delta H_1 &= qL_1 / T_1 \\ \Delta H_2 &= qL_2 / T_2 \\ \Delta H_3 &= qL_3 / T_3 \\ &\vdots \\ \Delta H_n &= qL_n / T_n \end{aligned} \right\} \quad (8.47)$$

Tổng cộng lượng tiêu hao cột áp (ΔH) là:

$$\Delta H = q \left(\frac{L_1}{T_1} + \frac{L_2}{T_2} + \frac{L_3}{T_3} + \dots + \frac{L_n}{T_n} \right) \quad (8.48)$$

Do đó, lưu lượng đơn vị của dòng chảy áp lực có độ dẫn nước thay đổi theo đoạn là:

$$q = \frac{\Delta H}{\left(\frac{L_1}{T_1} + \frac{L_2}{T_2} + \frac{L_3}{T_3} + \dots + \frac{L_n}{T_n} \right)} \quad (8.49)$$

Sau khi đã xác định được lưu lượng đơn vị (q), sử dụng công thức (8.47) có thể xác định được độ tổn thất cột nước áp tại từng đoạn và từ đó xây dựng được đường cong hạ thấp mực nước - đó là đường thẳng gãy khúc.

Lời giải cho dòng nước ngầm không áp có độ dẫn nước ($T = mK$) thay đổi theo từng đoạn, hoàn toàn tương tự như các biểu thức đã giới thiệu trên đây của nước ngầm có áp.

8.5. TÍNH TOÁN THẨM MẤT NƯỚC TRONG VÙNG HỒ CHỨA VÀ CÔNG TRÌNH THỦY CÔNG

Các đập chắn nước, trạm thủy điện, âu tàu - thuyền, v.v... là những công trình thủy công. Đặc điểm của những công trình này là, chúng tạo ra trong sông ở phía thượng lưu cột nước áp cao hơn ở phía hạ lưu. Do vậy, thường xảy ra hiện tượng thẩm mất nước từ thượng lưu về hạ lưu qua đáy đập, vòng qua hai vai đập và qua bờ hồ chứa nước,...

Sự vận động của dòng nước thẩm chảy vòng qua đáy đập, cũng như vòng qua chỗ tiếp giáp giữa bờ và đập, chỗ tiếp giáp công trình với bờ hay với công trình thủy công khác, đều được hiểu là thẩm trong phạm vi của công trình thủy công.

Lý thuyết và phương pháp tính toán thẩm trong phạm vi các công trình thủy công, có thể tìm được trong công trình của Viện sỹ N.N.Pavlovsky (1956), V.I.Aravin và X.N.Numerov (1953, 1955); V.M.Sextakov (1965) và phương pháp mạng lưới thẩm dựa trên phương trình liên tục của Laplace,...

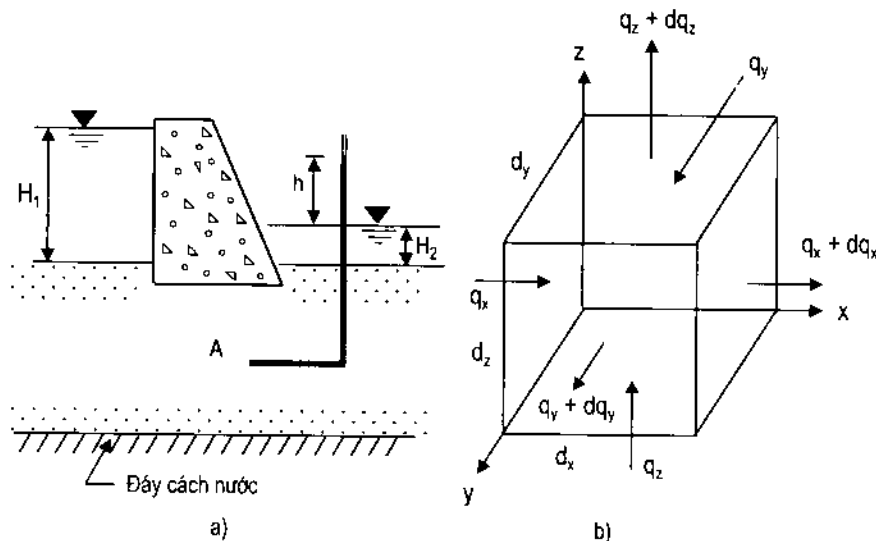
8.5.1. Thẩm mất nước dưới nền đập

Thẩm mất nước từ thượng lưu xuống hạ lưu vòng qua dưới nền đập có cấu trúc đồng nhất, không đồng nhất hai lớp, ba lớp và nhiều hơn đã được tính toán theo phương pháp gần đúng của G.N.Kamensky (Địa kỹ thuật có các ví dụ và lời giải, NXB Nông nghiệp, 1995, tái bản lần 2 - 1996; tuyển tập các bài tập Địa kỹ thuật có lời giải, NXB Nông nghiệp, 1998). Dưới đây, chúng tôi chỉ giới thiệu phương pháp đồ thị kiểu các mạng lưới thẩm dựa trên phương trình liên tục của Laplace, để giải các bài toán thẩm mất nước dưới nền đập.

1. Phương trình liên tục của Laplace

Phương trình này mô tả điều kiện dòng chảy ổn định tại một điểm đã cho trong khối đất.

Để nhận được phương trình liên tục của dòng chảy, hãy xét một lăng thể đất đơn vị tại điểm A dưới nền đập (hình 8.11b) và kết cấu thủy lực được giới thiệu trên hình 8.11a.



Hình 8.11. Sơ đồ để thiết lập phương trình liên tục
a) kết cấu thủy lực; b) lăng thể đất đơn vị tại điểm A

Các dòng chảy đi vào lăng thể đất theo hướng \$x, y\$ và \$z\$ tuân theo định luật thấm đường thẳng Darcy:

$$q_x = K_x i_x F_x = K_x \frac{\partial h}{\partial x} dy dz \quad (8.50)$$

$$q_y = K_y i_y F_y = K_y \frac{\partial h}{\partial y} dx dz \quad (8.51)$$

$$q_z = K_z i_z F_z = K_z \frac{\partial h}{\partial z} dx dy \quad (8.52)$$

Trong đó: \$q_x, q_y, q_z\$ - dòng chảy lần lượt theo chiều \$x, y, z\$;

\$K_x, K_y, K_z\$ - hệ số thấm lần lượt theo chiều \$x, y, z\$;

\$h\$ - chiều cao cột nước áp tại điểm A.

Các dòng chảy rời khỏi lăng thể đất theo hướng \$x, y\$ và \$z\$ là:

$$q_x + dq_x = K_x (i_x + di_x) F_x = K_x \left(\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} dx \right) dy dz \quad (8.53)$$

$$q_y + dq_y = K_y \left(\frac{\partial h}{\partial y} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} dy \right) dx dz \quad (8.54)$$

$$q_z + dq_z = K_z \left(\frac{\partial h}{\partial z} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz \right) dx dy \quad (8.55)$$

Đối với dòng chảy ổn định đi qua môi trường không nén được, thì dòng chảy đi vào lăng thể cơ bản tương đương (bằng) dòng chảy đi ra khỏi lăng thể đó, nên ta có:

$$q_x + q_y + q_z = (q_x + dq_x) + (q_y + dq_y) + (q_z + dq_z) \quad (8.56)$$

Phối hợp các phương trình từ (8.50) đến (8.56), nhận được:

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (8.57)$$

Đối với dòng chảy hai chiều trong mặt phẳng xz, thì phương trình (8.57) có dạng:

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (8.58)$$

Nếu đất nền đẳng hướng về tính thấm, tức là $K_x = K_z = K$, khi đó phương trình liên tục được đơn giản hóa như sau :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (8.59)$$

Phương trình (8.59) giống với phương trình Laplace.

2. Sử dụng phương trình liên tục để giải bài toán dòng chảy một chiều

Để tìm hiểu vai trò của phương trình liên tục [phương trình (8.59)], hãy xét một trường hợp đơn giản của dòng nước chảy qua hai lớp đất như chỉ ra trên hình 8.12. Dòng chảy chỉ xảy ra theo một chiều, tức là theo chiều của trục X. Chiều dài của hai lớp đất (lần lượt là L_1 và L_2), và hệ số thấm của chúng theo chiều trục X (K_1 và K_2) đều biết. Tổng chiều cao cột nước tại các tiết diện 1 và 3 đã xác định. Hãy dựng đồ thị tổng độ cao cột nước tại mọi tiết diện trong khoảng $0 < x < (L_1 + L_2)$.

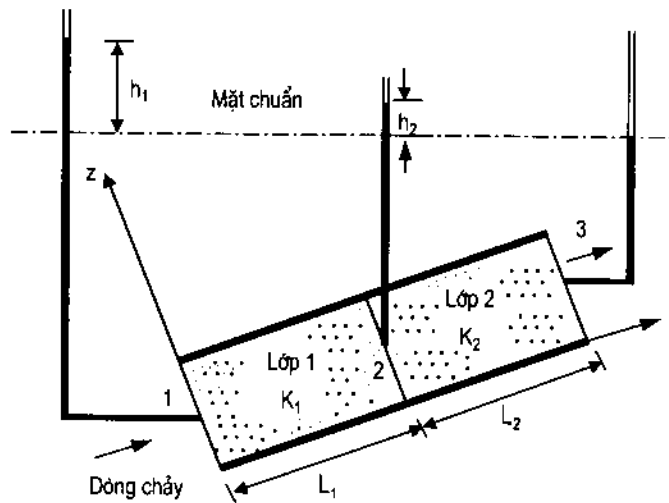
Đối với dòng chảy một chiều theo phương x, phương trình (8.59) được viết lại là:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (8.60)$$

Sau khi tích phân hai lần phương trình (8.60), nhận được:

$$h = C_2 X + C_1 \quad (8.61)$$

Trong đó: C_1 và C_2 là các hằng số tích phân.



Hình 8.12. Dòng chảy một chiều đi qua hai lớp đất khác nhau

Đối với dòng chảy qua lớp đất 1, các điều kiện biên của nó là:

1) Tại $X = 0$, $h = h_1$

2) Tại $X = L_1$, $h = h_2$

Tuy vậy, h_2 chưa biết ($h_1 > h_2$). Từ điều kiện biên thứ nhất và phương trình (8.61), thì $C_1 = h_1$.

Do đó, có:
$$h = C_2 X + h_1 \quad (8.62)$$

Từ điều kiện biên thứ hai và phương trình (8.61), có:

$$h_2 = C_2 L_1 + h_1$$

hay:
$$C_2 = \frac{(h_2 - h_1)}{L_1}$$

Thay trị số C_2 vào phương trình (8.62), nhận được:

$$h = -\frac{h_1 - h_2}{L_1} X + h_1 \quad (\text{với } 0 \leq X \leq L_1) \quad (8.63)$$

Xét dòng chảy qua lớp đất 2, các điều kiện biên để tìm C_1 và C_2 trong phương trình (8.61) là:

3) Tại $X = L_1$, $h = h_2$;

4) Tại $X = L_1 + L_2$, $h = 0$

Từ điều kiện biên thứ ba và phương trình (8.61), có :

$$h_2 = C_2 L_1 + C_1,$$

hay:
$$C_1 = h_2 - C_2 L_1 \quad (8.64)$$

Ngoài ra, từ điều kiện biên thứ tư và phương trình (8.61) :

$$0 = C_2 (L_1 + L_2) + C_1$$

hay: $C_1 = -C_2 (L_1 + L_2)$ (8.65)

Cân bằng các vế phải của hai phương trình (8.64) và (8.65), ta nhận được:

$$h_2 - C_2 L_1 = -C_2 (L_1 + L_2)$$

$$C_2 = -\frac{h_2}{L_2} \quad (8.66)$$

Thay phương trình (8.66) vào (8.64) sẽ có:

$$C_1 = h_2 + \frac{h_2}{L_2} L_1 = h_2 \left(1 + \frac{L_1}{L_2} \right) \quad (8.67)$$

Thật vậy, dòng chảy qua lớp đất 2, nhận được:

$$h = -\frac{h_2}{L_2} X + h_2 \left(1 + \frac{L_1}{L_2} \right) \quad (\text{với } L_1 \leq X \leq L_1 + L_2) \quad (8.68)$$

Theo các phương trình (8.63) và (8.68), chúng ta có thể tính được trị số h cho mọi giá trị X từ 0 đến $L_1 + L_2$, miễn là biết được trị số h_2 .

Muốn vậy, chú ý rằng: $q_1 = q_2 = q = \text{const}$, vì đó là dòng chảy ổn định.

Do đó, có: $q = K_1 \left(\frac{h_1 - h_2}{L_1} \right) F_1 = K_2 \left(\frac{h_2 - 0}{L_2} \right) F_2$ (8.69)

Trong đó: F_1 và F_2 - là diện tích tiết diện ngang của dòng chảy tại 1 và 2.

Từ phương trình (8.69), ta có:

$$h_2 = \frac{K_1 h_1}{L_1 (K_1/L_1 + K_2/L_2)} \quad (8.70)$$

Thay phương trình (8.70) vào các phương trình (8.63) và (8.68), sau khi đơn giản hóa sẽ nhận được:

$$h = h_1 \left[1 - \frac{K_2 X}{K_1 L_2 + K_2 L_1} \right] \quad (\text{với } X = 0 \div L_1) \quad (8.71)$$

$$h = h_1 \left[\frac{K_1}{K_1 L_2 + K_2 L_1} (L_1 + L_2 - X) \right] \quad (\text{với } X = L_1 \div L_1 + L_2) \quad (8.72)$$

3. Phương pháp đồ thị mạng lưới thấm

Một tổ hợp các đường dòng chảy và các đường đẳng thế (đẳng áp) được gọi là một mạng lưới thấm.

Như đã phân tích ở trên, một đường dòng chảy là một đường dọc theo đó có một hạt nước vận động qua. Một đường đẳng thế là một đường nối liền các điểm có cùng độ chênh cột áp (tức là độ cao cột nước $= h(x,z) = \text{const}$).

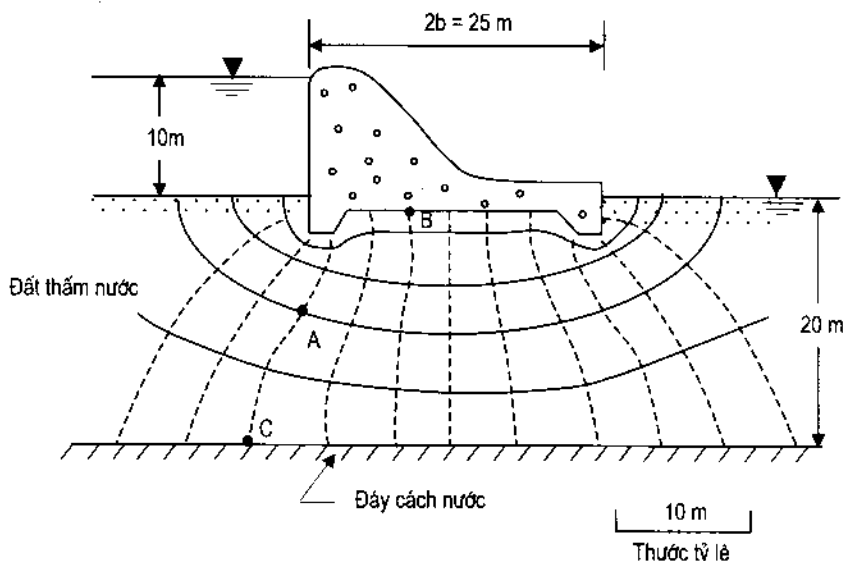
Hình 10.8 (chương 10) là một ví dụ của mạng lưới thấm vòng qua một hàng cọc ván cừ dưới đáy đập. Tầng đất đá dưới đáy đập đồng nhất và đẳng hướng về thấm (tức là $K_x = K_z = K$). Các đường liền nét trên hình 10.8 là các đường dòng chảy, còn các đường không liền nét là các đường đẳng thế (đẳng áp). Để vẽ được một mạng lưới thấm, cần chú ý đến những điều kiện biên của chúng. Ví dụ, trên hình 10.8 có các điều kiện biên sau:

- 1 - AB là một đường đẳng thế;
- 2 - EF là một đường đẳng thế;
- 3 - BCDE (tức là các cạnh của cọc ván cừ) là một đường dòng chảy;
- 4 - GH là một đường dòng chảy.

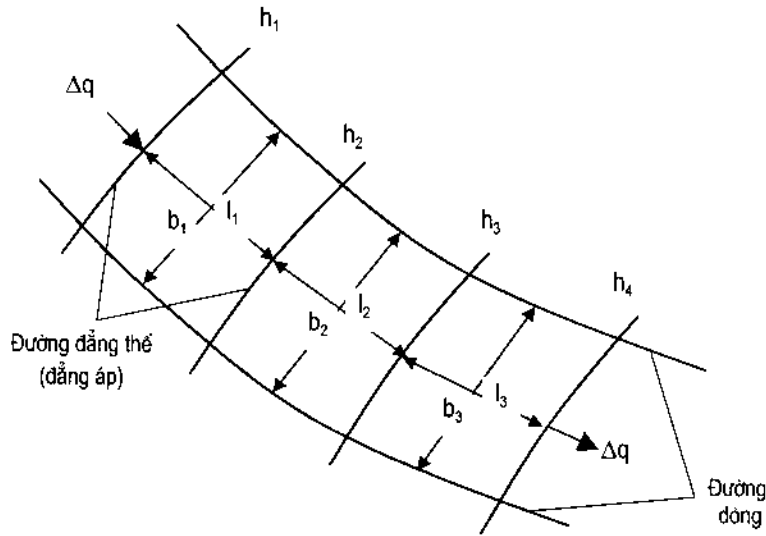
Những đường dòng chảy và đường đẳng thế được vẽ bằng cách đúng đắn. Cần lưu ý, các đường dòng chảy và đường đẳng thế luôn luôn vuông góc với nhau. Công việc này đòi hỏi mất nhiều thời gian do phải thử dần. Khi đã vẽ xong được mạng lưới thấm như mong muốn, thì việc tính toán thấm mất nước từ thượng lưu về hạ lưu qua đáy đập trở nên đơn giản và dễ dàng.

a) Tính toán thấm mất nước dưới nền đập đồng nhất đẳng hướng

Như chỉ ra trên hình 8.13, nếu tách một kênh dòng chảy nằm giữa hai đường dòng cạnh nhau (hình 8.14), thì các đường đẳng thế cắt ngang kênh dòng chảy cũng được thể hiện rõ.



Hình 8.13. Mạng lưới thấm



Hình 8.14. Sơ đồ một kênh dòng chảy liên tục

Gọi (Δq) là lưu lượng nước chảy qua một đơn vị chiều dài của kênh dòng chảy, theo định luật Darcy có:

$$\Delta q = kiF = K \left(\frac{h_1 - h_2}{L_1} \right) (b_1 \times 1) = K \left(\frac{h_2 - h_3}{L_2} \right) (b_2 \times 1) = K \left(\frac{h_3 - h_4}{L_3} \right) (b_3 \times 1) = \dots \quad (8.73)$$

Nếu mỗi phân tố dòng chảy là các hình vuông, thì:

$$L_1 = b_1$$

$$L_2 = b_2$$

$$L_3 = b_3$$

.

.

Khi đó, từ phương trình (8.73), chúng ta có:

$$h_1 - h_2 = h_2 - h_3 = h_3 - h_4 = \dots = \Delta h = \frac{h}{N_d} \quad (8.74)$$

Trong đó: Δh - độ giảm thế năng (tức là trị số giảm độ chênh cột áp giữa hai đường đẳng thế nằm cạnh nhau);

h - tổng độ chênh cột nước giữa thượng lưu và hạ lưu;

N_d - số lượng những chỗ giảm thế năng.

Phương trình (8.74) chỉ ra cho thấy, trị số tổn thất chiều cao cột nước (độ giảm thế năng) giữa từng đôi đường thẳng kế tiếp nhau đều bằng nhau.

Kết hợp các phương trình (8.73) và (8.74), nhận được:

$$\Delta q = K \frac{h}{N_d} \quad (8.75)$$

Nếu có (N_f) kênh dòng chảy trong một mạng lưới thấm, thì tốc độ thấm (lưu lượng đơn vị) tính cho một đơn vị chiều dài của kết cấu thủy lực là:

$$q = N_f \Delta q = K h \frac{N_f}{N_d} \quad (8.76)$$

Mặc dù, các lưới thấm thường được vẽ theo cách mà tất cả các phân tố dòng chảy gần như những hình vuông. Song trong thực tế, có thể vẽ mạng lưới thấm bao gồm những phân tố dòng chảy là những hình chữ nhật. Trong trường hợp này, tỷ số giữa chiều dài với chiều rộng của mọi phân tố dòng chảy đều là một hằng số, tức là:

$$\frac{b_1}{L_1} = \frac{b_2}{L_2} = \frac{b_3}{L_3} = \dots = n \quad (8.77)$$

Đối với các mạng lưới thấm như thế, tốc độ thấm tính cho một đơn vị chiều dài (lưu lượng đơn vị) của kết cấu thủy lực có thể được biểu diễn:

$$q = K h \frac{N_f}{N_d} n \quad (8.78)$$

Ví dụ 8.2. Cho một mạng lưới thấm như chỉ ra trên hình 8.13; chiều cao cột nước ở thượng lưu tối đa là $h = 10$ m, nền đất dưới đáy đập có hệ số thấm $K = 0,01$ mm/giây và có chiều dày $M = 20$ m. Hãy xác định :

- Chiều cao cột nước dâng lên bao nhiêu nếu ta đặt một ống đo áp tại điểm (i)A, (ii)B, (iii)C?
- Lượng thấm mất nước từ thượng lưu về hạ lưu qua đáy đập, tính bằng $m^3/(\text{ngày đêm.m})$?

Bài giải:

Sau khi vẽ hoàn thành một mạng lưới thấm như trên hình 8.13, ta tính được $N_d = 12$, $N_f = 5$ và: $\Delta h = \frac{h}{N_d} = \frac{10}{12} \approx 0,833$.

a), (i): để đến được điểm A, nước phải chảy qua ba chỗ giảm thế năng, vì thế tổn thất cột nước áp là:

$$\Delta h_1 = 3 \times 0,833 = 2,5 \text{ (m)}$$

Do đó, cao trình cột nước trong ống đo áp đặt tại A là:

$$h_A = 10 - 2,5 = 7,5 \text{ (m)}$$

a), (ii): Cao trình mực nước trong ống đo áp đặt tại điểm B là:

$$h_B = 10 - (5 \times 0,833) = 5,84 \text{ (m)}$$

a), (iii): Các điểm A và C đều nằm trên cùng một đường đẳng thế. Vì vậy, nước trong ống đo áp tại C sẽ dâng lên cùng độ cao như ống đo áp đặt tại A, tức là $h_C = 7,5 \text{ (m)}$.

b) Lưu lượng thấm mất nước đơn vị (q) được tính:

$$q = Kh \frac{N_f}{N_d} = 0,01 \times \left(\frac{24 \times 60 \times 60}{1000} \right) \times 10 \times \frac{5}{12} = 3,6 \text{ (m}^3/\text{ngđêm.m)}$$

* Theo công thức gần đúng của G.N.Kamensky :

$$\begin{aligned} q &= K I_{tb} F_{tb} = K \frac{\Delta h}{2 \frac{M}{2} + 2b} \times (M \times l) \\ &= 0,01 \times \frac{24 \times 60 \times 60}{1000} \times \frac{10}{20 + 25} \times 20 \\ q &= 3,84 \text{ (m}^3/\text{ngđêm.m)} \end{aligned}$$

b) *Tính toán thấm mất nước dưới nền đập đồng nhất không đẳng hướng*

Đối với các bài toán dòng chảy hai chiều, từ phương trình (8.58) :

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Trong đó: $K_x = K_{\text{ngang}}$ và $K_z = K_{\text{dứng}}$, phương trình trên có thể viết lại như sau:

$$\frac{\partial^2 h}{(K_z/K_x) \partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (8.79)$$

Đặt $x' = \sqrt{K_z/K_x} X$ thì :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} = \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \quad (8.80)$$

Thay phương trình (8.80) vào phương trình (8.79), chúng ta nhận được:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (8.81)$$

Phương trình (8.81) có cùng dạng với phương trình (8.59) là phương trình mô tả dòng chảy trong môi trường đồng nhất đẳng hướng, và đại diện là hai đường vuông góc nhau trong mặt phẳng đứng $x'z$.

Các bước để lập một mạng lưới thấm trong môi trường không đẳng hướng về thấm như sau:

1. Vẽ mặt cắt của kết cấu thủy lực, chọn tỷ lệ đúng;

2. Xác định $\sqrt{\frac{K_z}{K_x}} = \sqrt{\frac{K_{\text{đứng}}}{K_{\text{ngang}}}}$

3. Chọn tỷ lệ ngang sao cho :

$$\text{Tỷ lệ ngang} = \sqrt{\frac{K_z}{K_x}} \quad (\text{tỷ lệ đứng})$$

4. Với các tỷ lệ đã chọn trong các bước 1 và 3, vẽ một mặt cắt ngang qua kết cấu thủy lực.

5. Vẽ một mạng lưới thấm cho mặt cắt ngang đã tiến hành ở bước 4, đồng thời làm giống như các bước đã tiến hành đối với nền đồng nhất đẳng hướng.

6. Tính toán tốc độ thấm (lưu lượng thấm nước đơn vị) theo công thức:

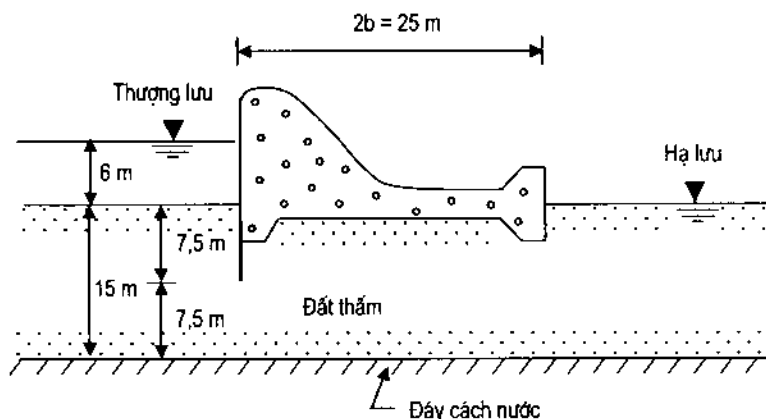
$$q = \sqrt{K_x \cdot K_z} \cdot h \cdot \frac{N_f}{N_d} \quad (8.82)$$

So sánh các phương trình (8.76) và (8.82) cho thấy, hai phương trình này tương tự như nhau, chỉ có điều khác là hệ số thấm K trong phương trình (8.76) được thay bằng $\sqrt{K_x \cdot K_z}$ trong phương trình (8.82).

Ví dụ 8.3. Một mặt cắt đập được trình bày trong hình 8.15. Hệ số thấm nước của đất nền đập theo phương đứng $K_z = 2 \cdot 10^{-2}$ mm/giây, và theo phương ngang $K_x = 4 \cdot 10^{-2}$ mm/giây.

Hãy vẽ một mạng lưới thấm và tính toán lượng thấm mất nước đơn vị (tổng thất vì thấm) dưới nền đập bằng $\text{m}^3/(\text{ngđêm} \cdot \text{m})$?

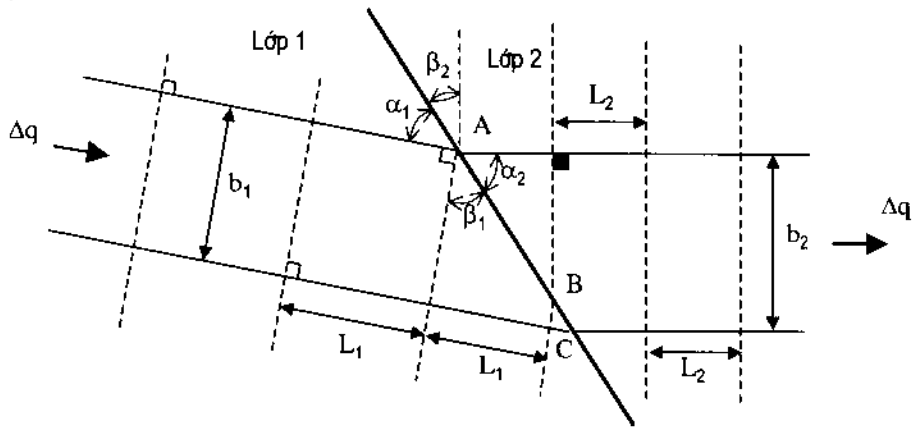
Bài giải:



Hình 8.15. Sơ đồ để tính toán ví dụ 8.3

c) *Tính toán thấm mất nước dưới nền đập không đồng nhất nhiều lớp*

Trong thực tế thường gặp nhiều nền đập cấu tạo bởi hai lớp đất đá khác nhau. Sơ đồ mạng lưới thấm khi đi qua ranh giới giữa hai lớp đất đá khác nhau sẽ bị đổi hướng (xem hình 8.17).



Hình 8.17. Sơ đồ dòng chảy đi qua ranh giới hai lớp đất đá khác nhau

Giả thiết, tổn thất cột nước giữa hai đường đẳng thế (đẳng áp) kề nhau là Δh , và xét cho 1m chiều rộng dòng chảy, ta có:

$$\Delta q = K_1 \cdot \frac{\Delta h}{L_1} (b_1 \times 1) = K_2 \cdot \frac{\Delta h}{L_2} (b_2 \times 1)$$

hay:
$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{b_2/L_2}{b_1/L_1} \quad (8.83)$$

Trong đó: L_1 và b_1 - chiều dài và chiều rộng của các phần tử dòng chảy trong lớp đất đá 1;

L_2 và b_2 - chiều dài và chiều rộng của các phần tử dòng chảy trong lớp đất đá 2.

Liên hệ với hình 8.17, có:

$$L_1 = AB \sin \beta_1 = AB \cos \alpha_1 \quad (8.84a)$$

$$L_2 = AB \sin \beta_2 = AB \cos \alpha_2 \quad (8.84b)$$

$$b_1 = AC \cos \beta_1 = AC \sin \alpha_1 \quad (8.84c)$$

$$b_2 = AC \cos \beta_2 = AC \sin \alpha_2 \quad (8.84d)$$

Từ các phương trình (8.84a) và (8.84c), có:

$$\frac{b_1}{L_1} = \frac{\cos \beta_1}{\sin \beta_1} = \frac{\sin \alpha_1}{\cos \alpha_1}$$

hay:
$$\frac{b_1}{L_1} = \frac{1}{\tan \beta_1} = \tan \alpha_1 \quad (8.85)$$

Tương tự như vậy, từ các phương trình (8.84b) và (8.84d), có:

$$\frac{b_2}{L_2} = \frac{\cos \beta_2}{\sin \beta_2} = \frac{\sin \alpha_2}{\cos \alpha_2}$$

hay:
$$\frac{b_2}{L_2} = \frac{1}{\operatorname{tg} \beta_2} = \operatorname{tg} \alpha_2 \quad (8.86)$$

Kết hợp các phương trình (8.83), (8.85) và (8.86), ta được:

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{\operatorname{tg} \beta_1}{\operatorname{tg} \beta_2} = \frac{\operatorname{tg} \alpha_2}{\operatorname{tg} \alpha_1} \quad (8.87)$$

Chú ý:

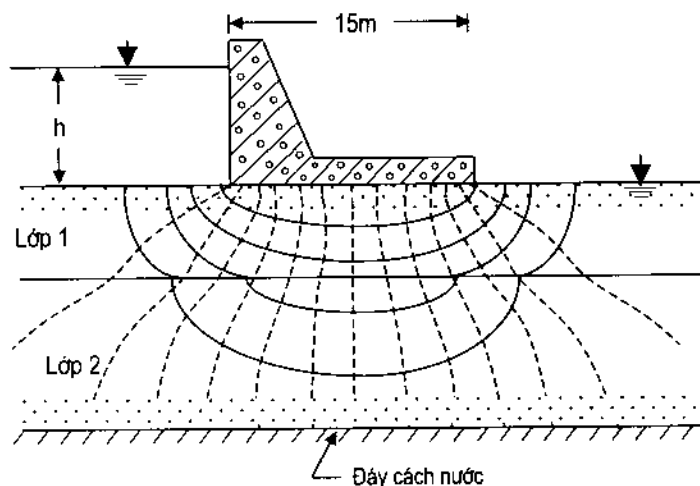
1. Nếu $K_1 > K_2$, chúng ta có thể vẽ các phần tử dòng chảy trong lớp 1 là những hình vuông, nghĩa là $L_1 = b_1$. Khi đó, phương trình (8.83) có dạng: $K_1/K_2 = b_2/L_2$. Do vậy, các phần tử dòng chảy trong lớp 2 sẽ là những hình chữ nhật, và tỷ số chiều rộng trên chiều dài sẽ bằng K_1/K_2 .
2. Nếu $K_1 < K_2$, chúng ta có thể vẽ các phần tử dòng chảy trong lớp 1 là những hình vuông (tức là $L_1 = b_1$), trong lớp 2 là những hình chữ nhật có tỷ số $b_2/L_2 = K_1/K_2$. Như vậy, các phần tử dòng chảy trong lớp 2 cũng sẽ là những hình chữ nhật.

Ví dụ 8.4. Hãy vẽ một mạng lưới thấm cho nền đập hai lớp đất đá khác nhau (hình 8.18). Cho biết, $K_1 = 6 \times 10^{-2}$ mm/giây và $K_2 = 3 \times 10^{-2}$ mm/giây.

Bài giải:

$$\text{Xét tỷ số } K_1/K_2 = \frac{6 \times 10^{-2}}{3 \times 10^{-2}} = 2 = \frac{\operatorname{tg} \beta_1}{\operatorname{tg} \beta_2} = \frac{\operatorname{tg} \alpha_2}{\operatorname{tg} \alpha_1}$$

Trong lớp 1, vẽ các phần tử dòng chảy là hình vuông; còn trong lớp 2 vì $K_1/K_2 = 2$, nên các phần tử dòng chảy trong lớp này sẽ là hình chữ nhật có tỷ số $L_2/b_2 = \frac{1}{2}$, tức là $L_2 = \frac{1}{2} b_2$.



Hình 8.18. Sơ đồ mạng lưới thấm dưới đập

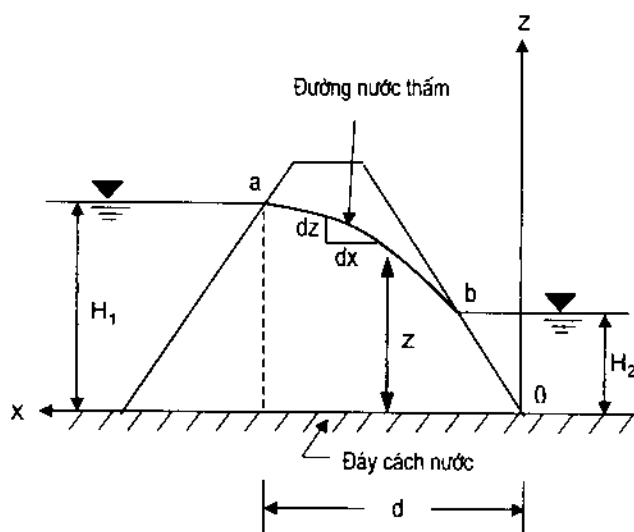
8.5.2. Thẩm thấu nước qua thân đập nằm trên nền không thấm

Hiện nay, đang tồn tại một số lời giải tính toán thẩm thấu nước qua thân đập đất đắp đồng nhất trên nền không thấm:

1. Lời giải của Dupuy

Hình 8.19 giới thiệu mặt cắt đứng của đập đất đắp, trong đó: ab là bề mặt mực nước trong thân đập, tức là đường thẩm cao nhất. Lưu lượng nước thẩm qua một đơn vị chiều dài thân đập, theo Dupuy:

$$q = K.i.F$$



Hình 8.19. Lời giải của Dupuy cho dòng chảy qua thân đập

Dupuy (1863) giả thiết rằng, gradien thủy lực (i) bằng độ dốc của bề mặt đường thẩm nước tự do so với phương ngang và nó không đổi theo độ sâu, tức là:

$$i = \frac{dz}{dx} = \text{const}$$

Do vậy, ta có:

$$q = K \frac{dz}{dx} [(z)(1)] = K \frac{dz}{dx} z$$

$$\int_0^d q dx = \int_{H_2}^{H_1} K z dz$$

$$qd = \frac{K}{2} (H_1^2 - H_2^2)$$

hay:

$$q = \frac{K}{2d} (H_1^2 - H_2^2) \quad (8.88)$$

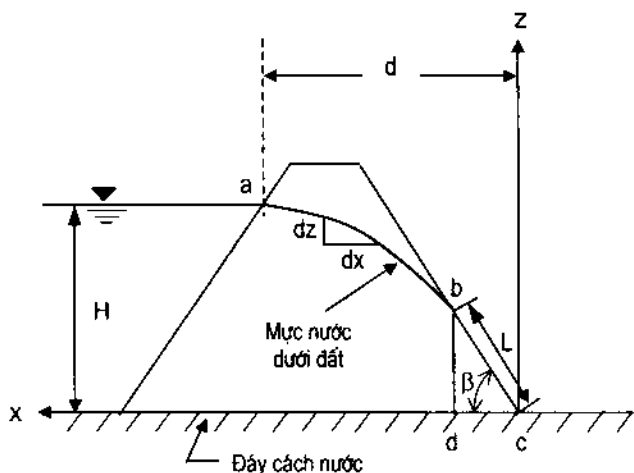
Phương trình (8.88) biểu diễn bề mặt nước tự do dưới đất có dạng parabol. Tuy nhiên, trong khi lấy đạo hàm phương trình trên, không chú ý đến các điều kiện đầu vào và đầu ra. Mặt khác, nếu $H_2 = 0$, thì đường cong mực nước trong thân đập sẽ cắt bề mặt nền không thấm.

2. Lời giải của Schaffernak

Để tính toán thấm mất nước qua thân đập đất đắp đồng nhất, Schaffernak (1917) đề nghị rằng, mực nước dưới đất giống đường ab trên hình (8.20), tức là nó cắt sườn dốc phía hạ lưu tại một đoạn L (tính từ bề mặt nền không thấm). Lưu lượng nước thấm qua một đơn vị chiều dài thân đập trong trường hợp này có thể xác định được bằng cách xét tam giác bcd trên hình 8.20:

$$q = K.i.F$$

$$F = (\overline{bd})(1) = L \sin \beta$$



Hình 8.20. Lời giải của Schaffernak cho dòng thấm qua thân đập đất đắp

Từ giả thiết của Dupuy, $i = dz/dx = \tan \beta$. Do vậy, có:

$$q = K \frac{dz}{dx} z = K(\tan \beta)(L \sin \beta) \quad (8.89)$$

hay:

$$\int_{L \sin \beta}^H z dz = \int_{L \cos \beta}^d (L \sin \beta)(\tan \beta) dx$$

$$\frac{1}{2} (H^2 - L^2 \sin^2 \beta) = (L \sin \beta)(\tan \beta)(d - L \cos \beta)$$

$$\frac{1}{2} (H^2 - L^2 \sin^2 \beta) = \frac{L \sin^2 \beta}{\cos \beta} (d - L \cos \beta)$$

$$\frac{H^2 \cos \beta}{2 \sin^2 \beta} - \frac{L^2 \cos \beta}{2} = Ld - L^2 \cos \beta$$

$$L^2 \cos \beta - 2Ld + \frac{H^2 \cos \beta}{\sin^2 \beta} = 0 \quad (8.90)$$

$$L = \frac{2d \pm \sqrt{4d^2 - 4[(H^2 \cos^2 \beta)/\sin^2 \beta]}}{2 \cos \beta}$$

vậy:

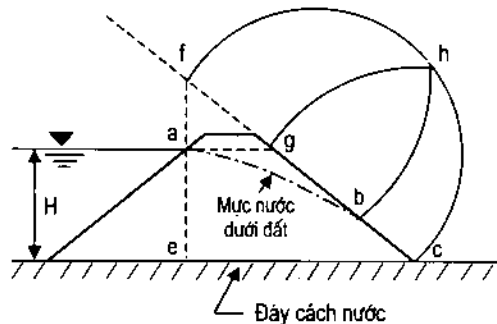
$$L = \frac{d}{\cos \beta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \beta} - \frac{H^2}{\sin^2 \beta}} \quad (8.91)$$

Mỗi khi biết trị số L , thì tốc độ thấm (lưu lượng nước) có thể được tính theo phương trình sau:

$$q = K.L.\sin\beta.\text{tg}\beta$$

Schaffernak giới thiệu một phương pháp đồ thị để xác định đoạn thẳng L như chỉ ra trên hình 8.21. Cách làm như sau:

- 1) Vẽ đường vuông góc ae cắt đường bc kéo dài tại điểm f ;
- 2) Lấy fc làm đường kính quay một cung tròn fhc ;
- 3) Kẻ đường nằm ngang (song song với đáy đập) ag ;
- 4) Lấy c làm tâm quay một cung tròn bán kính cg cắt cung tròn fhc tại h ;
- 5) Lấy f làm tâm quay một cung tròn bán kính fh cắt gc tại b ;
- 6) Đo đoạn $bc = L$.

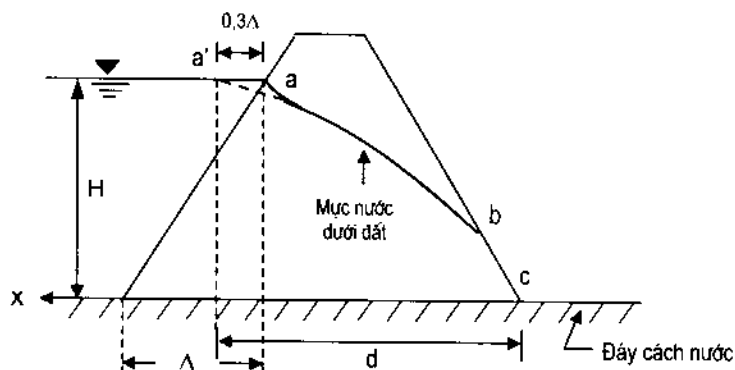


Hình 8.21. Cách dựng đồ thị phục vụ lời giải của Schaffernak

3. Lời giải của L. Casagrande

Năm 1937, bằng thực nghiệm A.Casagrande đã chứng minh được rằng, parabol ab như chỉ ra trên hình 8.20 thực tế phải xuất phát từ điểm a' (xem hình 8.22), chú ý $aa' = 0,3\Delta$.

Như vậy, với sự thay đổi đó, trị số d thường dùng trong phương trình (8.91) sẽ là khoảng cách ngang giữa hai điểm a' và c .

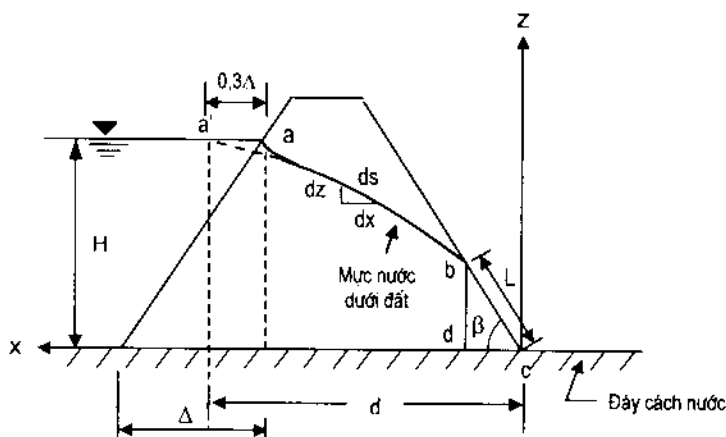


Hình 8.22. Sơ đồ xác định khoảng cách d trong phương trình (8.91)

Năm 1932, L.Casagrande cũng đã dựa trên giả thiết của Dupuy để xác định gradien thủy lực $i = dz/dx$ - đó là trị số gần đúng.

Trong thực tế, như chỉ ra trên hình 8.23, thì:

$$i = dz/ds \quad (8.92)$$



Hình 8.23. Sơ đồ cho lời giải của L.Casagrande

(Ghi chú: chiều dài đường cong $a'bc = S$)

Xét trường hợp, độ dốc ở hạ lưu $\beta > 30^\circ$, thì sai số từ giả thiết của Dupuy là đáng quan tâm.

Lưu lượng nước thấm qua một đơn vị chiều dài thân đập là:

$$q = K \cdot i \cdot F$$

Xét tam giác bcd trên hình 8.23, có:

$$i = \frac{dz}{ds} = \sin\beta \text{ và } F = (bd)(1) = L \sin\beta$$

Vậy:
$$q = K \frac{dz}{ds} z = KL \sin^2 \beta \quad (8.93a)$$

hay:
$$\int_{L \sin \beta}^H z \, dz = \int_L^S (L \sin^2 \beta) \, ds \quad (8.93b)$$

Trong đó: S là chiều dài cung tròn a'bc. Do đó,

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} (H^2 - L^2 \sin^2 \beta) &= L \sin^2 \beta (S - L) \\ H^2 - L^2 \sin^2 \beta &= 2L S \sin^2 \beta - 2L^2 \sin^2 \beta \\ L^2 - 2L S + \frac{H^2}{\sin^2 \beta} &= 0 \end{aligned} \quad (8.94)$$

Lời giải của phương trình (8.94) là:

$$L = S - \sqrt{S^2 - \frac{H^2}{\sin^2 \beta}} \quad (8.95)$$

Với sai số khoảng 4 ÷ 5%, chúng ta có thể lấy $S \approx \overline{a'c}$. Như vậy,

$$S = \sqrt{d^2 + H^2} \quad (8.96)$$

Phối hợp hai phương trình (8.95) và (8.96), có:

$$L = \sqrt{d^2 + H^2} - \sqrt{d^2 - H^2 \cos^2 \beta} \quad (8.97)$$

Nếu biết trị số (L) , thì có thể tính được lưu lượng (tốc độ thấm) nước đơn vị qua thân đập như sau:

$$q = K.L.\sin^2 \beta$$

Gilboy (1934) đã đưa ra lời giải chính xác phương trình (8.97). Sau này, Taylor (1948) đã đưa thành dạng đồ thị để giải phương trình trên (xem hình 8.24).

Dùng đồ thị:

1. Xác định d/H ;
2. Theo các trị số d/H và β đã cho, xác định được m ;
3. Tính $L = mH/\sin \beta$;
4. Tính $q = K.L.\sin^2 \beta$.

$$dq = K.i.d.F; \quad dF = (dz)(1) = dz.$$

$$i = \frac{\text{Tổn thất cột nước, } l_1}{\text{Chiều dài dòng chảy}} = \frac{l_1}{(H_d - Z)\cos\beta_1}$$

Do đó:

$$q = \int dq = \int_0^{h_1} \frac{K l_1}{(H_d - Z)\cos\beta_1} dz = \frac{K l_1}{\cos\beta_1} \ln \frac{H_d}{H_d - h_1}$$

Nhưng: $l_1 = H - h_1$, nên:

$$q = \frac{K(H - h_1)}{\cos\beta_1} \ln \frac{H_d}{H_d - h_1} \quad (8.98)$$

Vùng II (có diện tích ogbd), dòng chảy trong vùng này tuân theo phương trình của Dupuy (8.88). Sau khi thay $h_1 = H_1$; $h_2 = H_2$ và $L = d$, thì phương trình (8.88) có dạng:

$$q = \frac{K}{2L} (h_1^2 - h_2^2) \quad (8.99)$$

Trong đó: $L = B + (H_d - h_2)\cos\beta_2 \quad (8.100)$

Vùng III (có diện tích bcd), tương tự vùng I, các đường dòng chảy trong vùng này cũng được giả thiết là nằm ngang:

$$q = K \int_0^{h_2} \frac{dz}{\cos\beta_2} = \frac{K h_2}{\cos\beta_2} \quad (8.101)$$

Kết hợp các phương trình (8.99), (8.100) và (8.101), có:

$$h_2 = \frac{B}{\cos\beta_2} + H_d - \sqrt{\left(\frac{B}{\cos\beta_2} + H_d\right)^2 - h_1^2} \quad (8.102)$$

Từ các phương trình (8.98) và (8.101), có:

$$\frac{H - h_1}{\cos\beta_1} \ln \frac{H_d}{H_d - h_1} = \frac{h_2}{\cos\beta_2} \quad (8.103)$$

Hai phương trình (8.102) và (8.103) chứa hai ẩn số là h_1 và h_2 , có thể xác định được hai ẩn số này bằng đồ thị (xem ví dụ 8.5). Khi biết h_1 và h_2 , chúng ta dễ dàng xác định được tốc độ thấm nước cho một đơn vị chiều dài thân đập từ bất kỳ một trong các phương trình (8.98), (8.99) và (8.101).

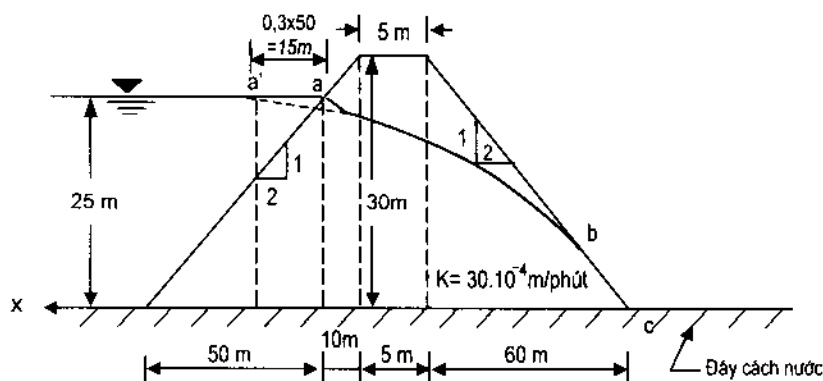
Ví dụ 8.5. Mặt cắt ngang của một đập đất đồng nhất được trình bày trên hình 8.26. Hãy xác định lưu lượng (tốc độ) thấm mất nước đơn vị $[q, \text{m}^3/(\text{phút m})]$ bằng các phương pháp:

- Phương pháp Dupuy,
- Phương pháp Schaffernak,

c) Phương pháp L.Casagrande.

d) Phương pháp Pavlovsky.

Bài giải:



Hình 8.26. Sơ đồ phục vụ cho tính toán ví dụ 8.5.

a) Theo Dupuy, từ phương trình (8.88), có:

$$q = \frac{K}{2d}(H_1^2 - H_2^2)$$

Ở đây: $H_1 = 25\text{m}$;

$H_2 = 0\text{m}$; và $d = 10 + 5 + 60 = 75\text{m}$.

Do vậy :

$$q = \frac{3 \times 10^{-4}}{2 \times 75} (25^2) = 12,5 \times 10^{-4} \text{ m}^3/(\text{phút.m}).$$

b) Theo Schaffernak, từ các phương trình (8.89) và (8.91), có:

$$q = K(L \sin \beta)(\text{tg} \beta)$$

và

$$L = \frac{d}{\cos \beta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \beta} - \frac{H^2}{\sin^2 \beta}}$$

Sau khi sử dụng các điều chỉnh của Casagrande (hình 8.22), khoảng cách d (hình chiếu $a'c$ xuống mặt phẳng nằm ngang) là:

$$d = 60 + 5 + 10 + 15 = 90 \text{ (m)},$$

$$\text{tg} \beta = \frac{1}{2} \rightarrow \beta = 26^\circ 34' = 26,57^\circ.$$

Do vậy:

$$L = \frac{90}{\cos 26,57^\circ} - \sqrt{\left(\frac{90}{\cos 26,57^\circ}\right)^2 - \left(\frac{25}{\sin 26,57^\circ}\right)^2}$$

$$= 100,63 - \sqrt{(100,63)^2 - (55,89)^2} = 16,95 \text{ (m)}$$

$$q = (3 \times 10^{-4})(16,95)(\sin 26,57^\circ)(\tan 26,57^\circ)$$

$$= 11,37 \times 10^{-4} \text{ m}^3/(\text{phút m}).$$

c) Phương pháp Casagrande

Với $d = 90\text{m}$; $H = 25\text{m}$; $\frac{d}{H} = \frac{90}{25} = 3,6$ và $\beta = 26,57^\circ$. Từ đồ thị (8.24), đối với $\beta = 26,57^\circ$, có $m = 0,34$ và tính được:

$$L = \frac{mH}{\sin \beta} = \frac{0,34 \times 25}{\sin 26,57^\circ} = 19,0 \text{ (m)}$$

và

$$q = K.L \sin^2 \beta = (3 \times 10^{-4})(19,0)(\sin 26,57^\circ)^2$$

$$= 11,40 \times 10^{-3} \text{ m}^3/(\text{phút m}).$$

d) Phương pháp Pavlovsky

Từ các phương trình (8.102) và (8.103):

$$h_2 = \frac{B}{\cos \beta_2} + H_d - \sqrt{\left(\frac{B}{\cos \beta} + H_d\right)^2 - h_1^2}$$

và:

$$\frac{H - h_1}{\cos \beta_1} \ln \frac{H_d}{H_d - h_1} = \frac{h_2}{\cos \beta_2}$$

Từ hình (8.26), có: $B = 5 \text{ m}$; $\cos \beta_2 = \cos \beta_1 = \cos 26,57^\circ = 2$; $H_d = 30 \text{ m}$; $H = 25 \text{ m}$.
Thay các trị số đã biết vào phương trình (8.102). Nhận được:

$$h_2 = \frac{5}{2} + 30 - \sqrt{\left(\frac{5}{2} + 30\right)^2 - h_1^2} \quad (\text{a})$$

Tương tự như vậy, từ phương trình (8.103), có:

$$\frac{25 - h_1}{2} \ln \frac{30}{30 - h_1} = \frac{h_2}{2} \quad (\text{b})$$

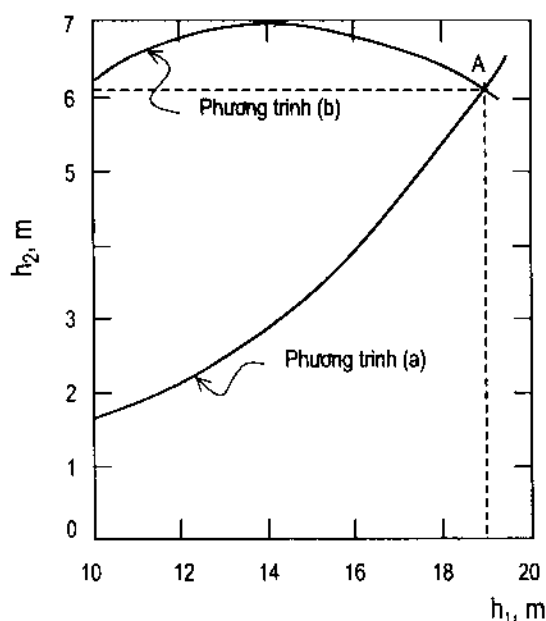
Các phương trình (a) và (b) phải giải bằng phương pháp thử dần:

h_1 , m	h_2 từ phương trình (a), m	h_2 từ phương trình (b), m
2	0,062	1,587
4	0,247	3,005
6	0,559	4,240
8	1,000	5,273
10	1,577	6,082
12	2,297	6,641
14	3,170	6,915
16	4,211	6,859
18	5,400	6,414
20	6,882	5,493

Dùng các trị số h_1 và h_2 tính được trong bảng trên, chúng ta vẽ đồ thị quan hệ $h_2 = f(h_1)$ như chỉ ra trên hình 8.27. Hai đường cong của các phương trình (a) và (b) cắt nhau tại điểm A (18,9; 6,06) và từ phương trình (8.101), có:

$$q = \frac{Kh_2}{\cos \beta_2} = \frac{(3 \times 10^{-4})(6,06)}{2}$$

$$q = 9,09 \times 10^{-4} \text{ m}^3/(\text{phút m}).$$



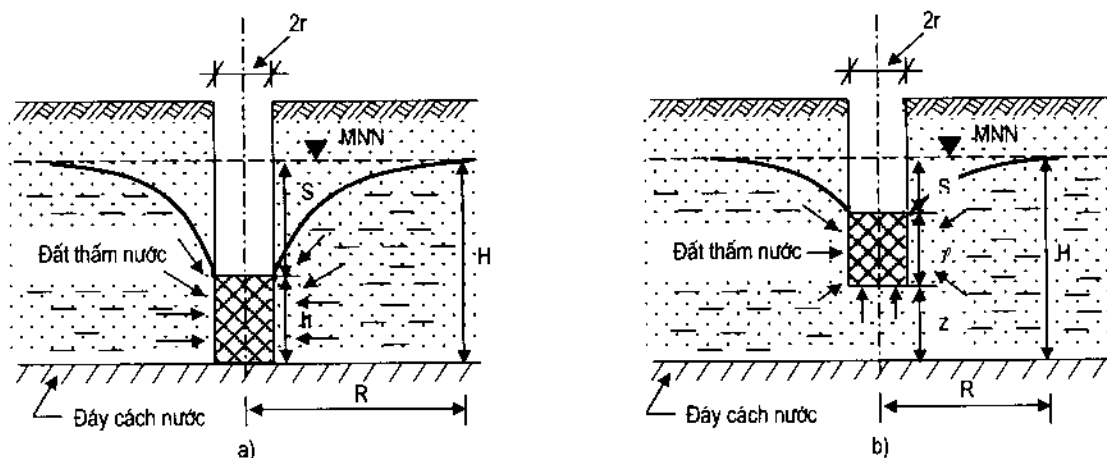
Hình 8.27. Đồ thị quan hệ $h_2 = f(h_1)$

8.6. TÍNH TOÁN DÒNG CHẢY ỔN ĐỊNH CỦA NƯỚC DƯỚI ĐẤT ĐẾN CÁC GIẾNG THU NƯỚC THẮNG ĐÚNG

Trong thực tế thường tồn tại các loại giếng thu nước thắng đúng hoàn chỉnh và không hoàn chỉnh:

Giếng hoàn chỉnh là giếng có chiều sâu xuyên qua toàn bộ chiều dày tầng chứa nước. Nước vận động vào giếng chỉ qua phần ống lọc xung quanh giếng (hình 8.28a).

Giếng không hoàn chỉnh là giếng có chiều sâu phần ống lọc không xuyên qua toàn bộ chiều dày tầng chứa nước, và nước vận động vào giếng qua phần ống lọc xung quanh giếng, đồng thời có thể vận động từ đáy giếng vào (hình 8.28b).



Hình 8.28. Sơ đồ các giếng thu nước thắng đúng hoàn chỉnh (a) và không hoàn chỉnh (b)

H - chiều dày tầng chứa nước; h - chiều cao cột nước trong giếng;

S - độ hạ thấp mực nước trong giếng; l - chiều dài phần ống lọc; r - bán kính giếng;

R - bán kính ảnh hưởng; z - khoảng cách từ đáy giếng đến đáy cách nước.

8.6.1. Giếng thu nước hoàn chỉnh

1. Giếng thu nước hoàn chỉnh trong tầng nước ngầm không áp

Như chỉ ra trên hình 8.29, trong trường hợp này nước chỉ chảy vào giếng qua phần ống lọc, còn đáy giếng cách nước hoàn toàn.

Đối với dòng chảy ổn định theo Darcy, có:

$$Q = K.I.F$$

Xét tại tiết diện y cách tâm giếng một đoạn x , theo Dupuy,

$$I = \frac{dy}{dx}$$

và

$$F = 2\pi \cdot x \cdot y$$

$$K = \text{const}$$

Vậy:

$$Q = 2\pi Kxydy/dx$$

$$Q \int_r^R \frac{dx}{x} = 2\pi K \int_h^H y dy$$

$$Q = \pi K \frac{(H^2 - h^2)}{\ln(R/r)} \quad (8.104)$$

hay:

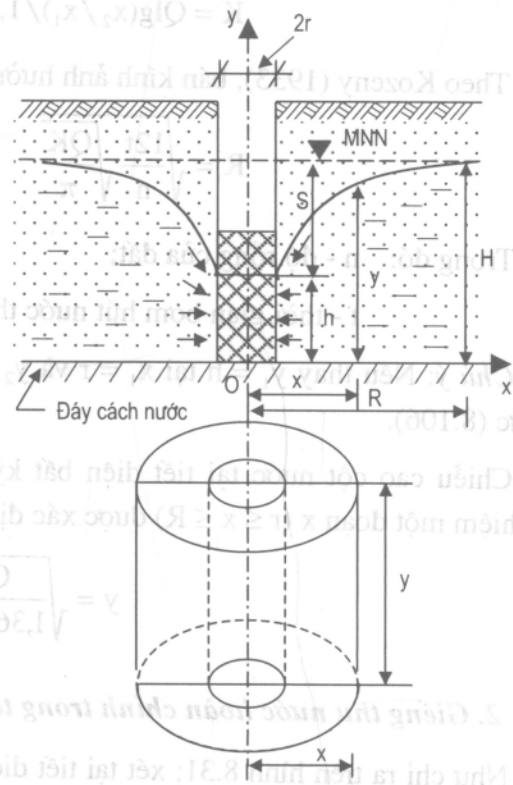
$$Q = \pi K \frac{(H^2 - h^2)}{2,3 \lg(R/r)} \quad (8.105)$$

$$= 1,366K \frac{(H^2 - h^2)}{\lg(R/r)}$$

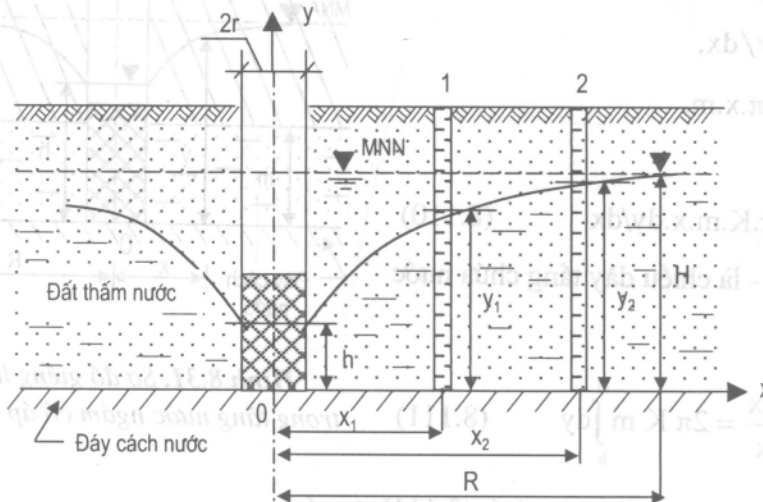
Từ phương trình (8.105), ta tính được hệ số thấm K:

$$K = \frac{Q \lg(R/r)}{1,366(H^2 - h^2)} \quad (8.106)$$

Để xác định trị số R trong công thức (8.106), người ta có thể dùng nhiều cách khác nhau.



Hình 8.29. Sơ đồ tính toán lưu lượng dòng ngầm ổn định chảy vào giếng thu nước thẳng đứng hoàn chỉnh



Hình 8.30. Sơ đồ xác định hệ số thấm K và bán kính ảnh hưởng R bằng giếng bơm hút nước kèm hai giếng quan sát 1 và 2

Trong thực tế, ngoài giếng khoan bơm hút nước thí nghiệm, có thể bố trí thêm một vài giếng khoan quan sát (hình 8.30). Khi đó, ta có:

$$K = Q \lg(x_2/x_1) / 1,366 (y_2^2 - y_1^2) \quad (8.107)$$

Theo Kozeny (1933), bán kính ảnh hưởng lớn nhất R (hình 8.30) được xác định:

$$R = \sqrt{\frac{12t}{n}} \sqrt{\frac{QK}{\pi}} \quad (8.108)$$

Trong đó: n - độ rỗng của đất;

t - thời gian bơm hút nước thí nghiệm ra khỏi giếng với lưu lượng Q.

Chú ý: Nếu thay $y_1 = h$ tại $x_1 = r$ và $y_2 = H$ tại $x_2 = R$, thì chúng ta nhận được công thức (8.106).

Chiều cao cột nước tại tiết diện bất kỳ (y) nằm cách tâm giếng bơm hút nước thí nghiệm một đoạn x ($r \leq x \leq R$) được xác định theo công thức sau:

$$y = \sqrt{\frac{Q}{1,366K} \lg \frac{x}{r} + h^2} \quad (8.109)$$

2. Giếng thu nước hoàn chỉnh trong tầng nước ngầm có áp (giếng actêzi)

Như chỉ ra trên hình 8.31; xét tại tiết diện xy bất kỳ, lưu lượng bơm hút nước ở trạng thái ổn định (Q) từ một giếng khoan là:

$$Q = KIF$$

Ở đây: $I = dy/dx$,

$$F = 2\pi \cdot x \cdot m,$$

Vậy:

$$Q = 2\pi \cdot K \cdot m \cdot x \cdot dy/dx \quad (8.110)$$

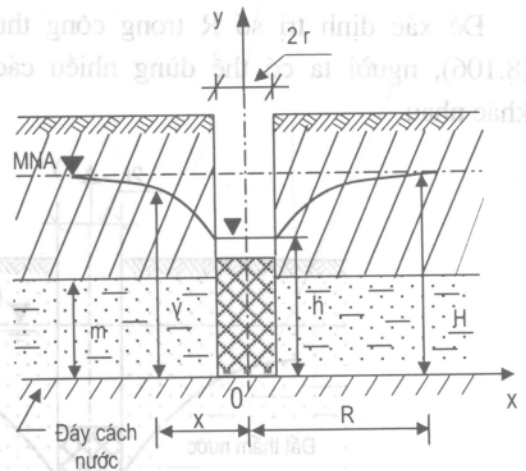
Trong đó: m - là chiều dày tầng chứa nước áp lực, hay:

$$Q \int_r^R \frac{dx}{x} = 2\pi K m \int_h^H dy \quad (8.111)$$

Sau khi lấy tích phân phương trình (8.111), ta có:

$$Q = 2,73K m \frac{H-h}{\lg(R/r)} \quad (8.112)$$

Phương trình chiều cao cột nước tại tiết diện xy bất kỳ ($r \leq x \leq R$), là:



Hình 8.31. Sơ đồ giếng hoàn chỉnh trong tầng nước ngầm có áp (giếng actêzi)

$$y = \frac{Q}{2,73K.m} \lg(x/r) + h \quad (8.113)$$

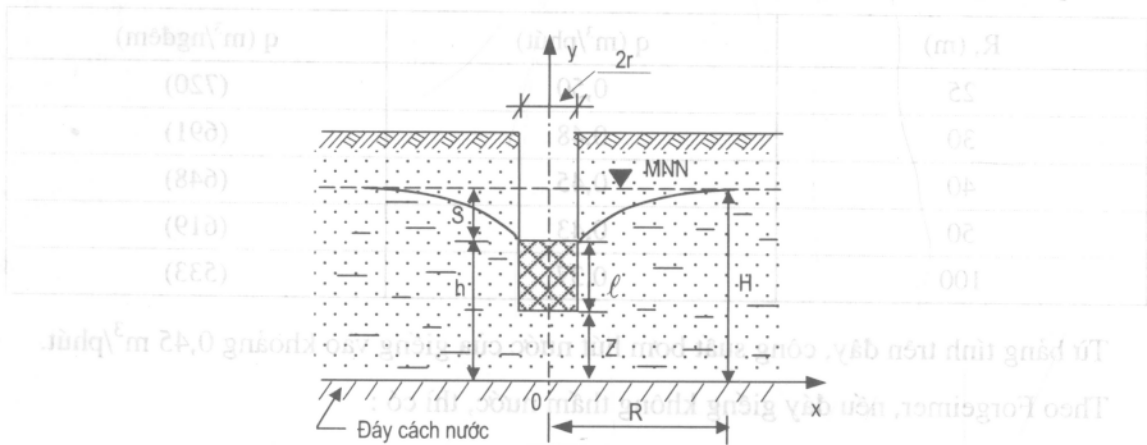
8.6.2. Giếng thu nước không hoàn chỉnh

1. Giếng thu nước không hoàn chỉnh trong tầng nước ngầm không áp

Theo Mansur và Kaufman(1962), lưu lượng bơm hút nước ở trạng thái ổn định từ một giếng khoan không hoàn chỉnh (xem hình 8.32) là:

$$Q = \frac{\pi K[(H-Z)^2 - l^2]}{2,303 \log(R/r)} \left[1 + \left(0,30 + \frac{10r}{H} \right) \sin \frac{1,8Z}{H} \right] \quad (8.114)$$

Các ký hiệu trong công thức (8.114) được chỉ ra trên hình 8.32.



Hình 8.32. Sơ đồ giếng bơm hút nước không hoàn chỉnh trong tầng nước ngầm không áp

Ví dụ 8.6. Tham khảo hình 8.30, tiến hành bơm hút nước từ một giếng nước ngầm không áp. Nếu $x_1 = 15$ m; $x_2 = 27$ m; $y_1 = 28$ m và $y_2 = 29$ m, công suất bơm hút nước từ giếng là $Q = 1$ m³/phút, hãy tính hệ số thấm nước của đất đá K ?

Bài giải:

Theo công thức (8.107), có:

$$K = \frac{Q \log(x_2/x_1)}{1,366(y_2^2 - y_1^2)} = \frac{1 \log(27/15)}{1,366(29^2 - 28^2)} \approx 0,0033 \text{ (m/phút)}$$

hay $K = 4,752$ m/ngđêm.

Ví dụ 8.7. Tham khảo hình 8.32, xét trường hợp thấm ổn định, cho biết: $r = 0,4$ m; $H = 28$ m; $Z = 8$ m và chiều dài phần ống lọc ngập trong nước $l = 10$ m. Hãy xác định lưu lượng đơn vị của giếng (q) ứng với hệ số thấm nước $K = 0,03$ mm/giây ?

Bài giải:

Từ phương trình (8.114), có:

$$q = \frac{\pi K[(H-Z)^2 - l^2]}{2,303 \log(R/r)} \left[1 + \left(0,30 + \frac{10r}{H} \right) \sin \frac{1,8Z}{H} \right]$$

với $K = 0,03 \text{ mm/giây} = 0,0018 \text{ m/phút}$,

$$\text{vậy: } q = \frac{3,14(0,0018)[(28-8)^2 - 10^2]}{2,303 \lg(R/r)} \left[1 + \left(0,30 + \frac{10 \times 0,4}{28} \right) \sin \frac{1,8 \times 8}{28} \right]$$

$$\text{hay: } q = \frac{0,898}{\log(R/0,4)}$$

Từ phương trình tính q , ta có thể lập bảng tính phụ trợ sau:

R, (m)	q (m ³ /phút)	q (m ³ /ngđêm)
25	0,50	(720)
30	0,48	(691)
40	0,45	(648)
50	0,43	(619)
100	0,37	(533)

Từ bảng tính trên đây, công suất bơm hút nước của giếng vào khoảng 0,45 m³/phút.

Theo Forgeimer, nếu đáy giếng không thấm nước, thì có :

$$\frac{Q_{hc}}{Q_{Khc}} = \sqrt{\frac{h}{l}} \sqrt[4]{\frac{h}{2h-l}} \quad (8.115a)$$

Nếu đáy giếng thấm nước, thì có :

$$\frac{Q_{hc}}{Q_{Khc}} = \sqrt{\frac{h}{l+0,5r}} \sqrt[4]{\frac{h}{2h-l}} \quad (8.115b)$$

Trong đó:

h – chiều cao cột nước trong giếng không hoàn chỉnh hoặc độ cao của mực nước hạ thấp trong giếng không hoàn chỉnh, tính từ đáy tầng chứa nước;

l – chiều dài phần thấm nước của giếng hoặc chiều dài phần làm việc của ống lọc.

r – bán kính giếng

Ví dụ 8.8. Làm lại ví dụ 8.7 và dùng phương pháp Forgeimer xác định lưu lượng của giếng không hoàn chỉnh tương ứng với trị số hạ thấp mực nước, $S = 10\text{m}$ và bán kính phễu hạ thấp mực nước, $R = 40 \text{ m}$, Q_{Khc} ?

Bài giải:

Từ phương trình (8.115a), có :

$$Q_{Khc} = Q_{hc} \sqrt{\frac{l}{h}} \sqrt[4]{\frac{2h-l}{h}}$$

$$Q_{Khc} = 1,366K \cdot \frac{H^2 - h^2}{\log R/r} \sqrt{\frac{l}{h}} \sqrt[4]{\frac{2h-l}{h}}$$

$$Q_{Khc} = 1,366 (0,0018) \left(\frac{28^2 - 18^2}{\log \frac{40}{0,4}} \right) \sqrt{\frac{10}{18}} \sqrt[4]{\frac{2 \times 18 - 10}{18}}$$

$$Q_{Khc} = 0,46 \text{ m}^3/\text{phút} = 662 \text{ m}^3/\text{ngày}.$$

2. Giếng thu nước không hoàn chỉnh trong tầng nước ngầm có áp (actêzi)

Theo Forgeimer, xét trường hợp đáy giếng không thấm, có :

$$\frac{Q_{hc}}{Q_{Khc}} = \sqrt{\frac{m}{l}} \sqrt[4]{\frac{m}{2m-l}} \quad (8.116a)$$

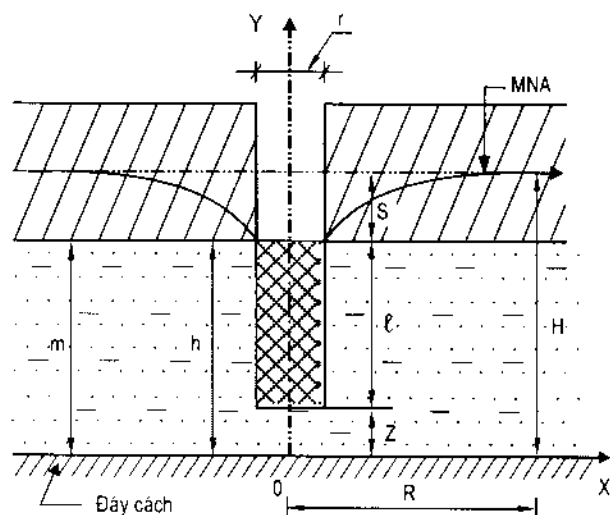
Nếu đáy giếng thấm nước, thì có:

$$\frac{Q_{hc}}{Q_{Khc}} = \sqrt{\frac{m}{l+0,5}} \sqrt[4]{\frac{m}{2m-l}} \quad (8.116b)$$

Trong đó: m – chiều dày tầng chứa nước ngầm có áp;

l – chiều dài phần ống lọc ngập nước hay chiều cao cột nước áp trong giếng tính từ đáy giếng;

r – bán kính giếng.



Hình 8.33. Sơ đồ giếng không hoàn chỉnh trong tầng nước ngầm có áp (actêzi)

Ví dụ 8.9: Tham khảo hình 8.33, xét trường hợp thấm ổn định, cho $r = 0,4 \text{ m}$; $H = 20 \text{ m}$; $Z = 3 \text{ m}$; $l = 9 \text{ m}$. Ứng với $S = 8 \text{ m}$ cho lưu lượng ổn định $Q_{Khc} = 2000 \text{ m}^3/\text{ngày đêm}$ và $R = 250 \text{ m}$. Giả thiết đáy giếng không thấm, hãy xác định:

1) Hệ số thấm nước K ?

2) Chiều cao cột nước áp tại điểm cách tâm giếng một khoảng $X = 50 \text{ m}$?

Bài giải:

1) Xác định hệ số thấm nước (K) theo công thức (8.116a) :

$$Q_{hc} = Q_{Khc} \sqrt{\frac{m}{l}} \sqrt[4]{\frac{m}{2m-l}}$$

hay:

$$2,73Km \frac{S}{\log \frac{R}{r}} = 2000 \sqrt{\frac{12}{9}} \sqrt[4]{\frac{12}{2 \times 12 - 9}}$$

Nên ta có:

$$K = \frac{2000 (1,09) \left(\log \frac{250}{0,4} \right)}{(2,73)(12)(8)} \approx 23 \text{ (m/ngày đêm)}$$

2) Xác định chiều cao cột nước áp tại điểm nằm cách tâm giếng một đoạn $X = 50 \text{ m}$:

$$2,73Km \frac{H-y}{\log R/X} = 2.180$$

hay:

$$y = H - \frac{2.180}{2,73Km} \log \frac{R}{X} = 20 - \frac{2.180}{(2,73)(23)(12)} \cdot \log \frac{250}{50}$$

$$y = 20 - 2 = 18 \text{ (m)}$$

BÀI TẬP CHƯƠNG 8

Bài tập 8.1. Tham khảo hình 8.30, nếu bơm thí nghiệm từ giếng trung tâm (giếng thí nghiệm) cho $x_1 = 25\text{m}$, $x_2 = 27\text{m}$, $y_1 = 38\text{m}$ và $y_2 = 39\text{m}$ và tốc độ bơm từ giếng là 500 lít/phút, hãy xác định hệ số thấm nước K của nền đất ?

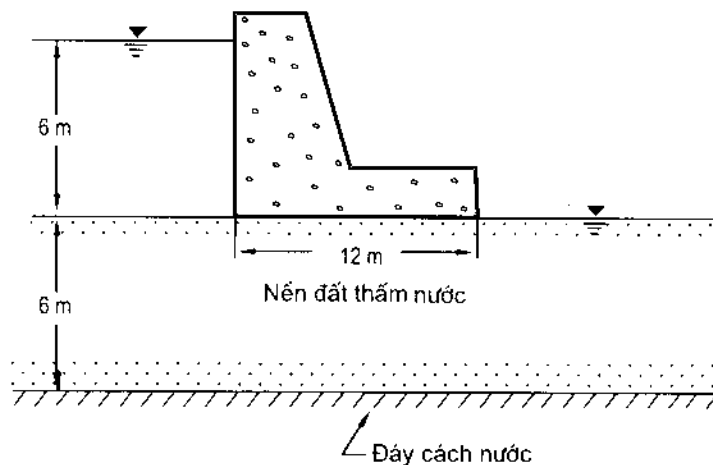
Bài tập 8.2. Tham khảo hình 8.32. Với điều kiện dòng ngầm ổn định, có $r = 0,3\text{ m}$, $H = 20\text{ m}$, $Z = 6\text{ m}$ và $l = 6\text{ m}$. Hệ số thấm nước của tầng chứa nước là $K = 0,03\text{ mm/giây}$. Hãy xác định lưu lượng đơn vị của giếng cho đáy giếng không thấm và đáy giếng thấm nước?

Bài tập 8.3. Tham khảo hình 8.33, xét trường hợp thấm ổn định, cho $r = 0,3\text{ m}$; $H = 25\text{ m}$; $Z = 5\text{ m}$; $l = 10\text{ m}$. ứng với $S = 10\text{ m}$ cho lưu lượng $Q_{hc} = 2000\text{ m}^3/\text{ngày đêm}$ và $R = 200\text{ m}$. Hãy xác định:

- 1) Hệ số thấm nước K ?
- 2) Chiều cao cột nước áp tại điểm cách tâm giếng một khoảng $x = 40\text{ m}$?

Bài tập 8.4. Một mặt cắt đập như chỉ ra trên hình bài tập 8.4. Cho biết $K_x = 9 \times 10^{-5}\text{ mm/giây}$ và $K_y = 1 \times 10^{-5}\text{ mm/giây}$. Hãy thực hiện :

1. Vẽ lưới thấm dưới nền đập ?
2. Tính toán lưu lượng thấm mất nước từ thượng lưu xuống hạ lưu ?

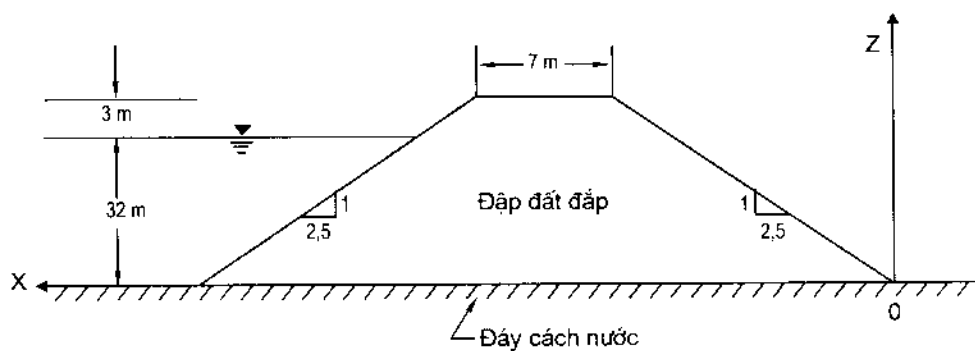


Hình bài tập 8.4

Bài tập 8.5. Một đập đất có tiết diện như chỉ ra trên hình bài tập 8.5. Hãy xác định lượng thấm mất nước qua thân đập theo :

1. Phương pháp của Duiypuy ?
2. Phương pháp của Schaffernak ?
3. Phương pháp của Casagrande ?

Giả thiết: $K = 10^{-5} \text{ mm/s}$



Hình bài tập 8.5

Phần III

ĐỊA KỸ THUẬT ĐỘNG LỰC

CÔNG TRÌNH

Chương 9

CÁC HOẠT ĐỘNG KIẾN TẠO VÀ ĐỘNG ĐẤT

9.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Vỏ quả đất không phải “nằm yên” mà nó luôn luôn vận động.

Kết quả của nhiều công trình quan sát, đo đạc và phân tích ảnh vũ trụ những năm gần đây cho thấy, vỏ quả đất vận động không ngừng. Ở Ba Cu (SNG) trong vòng 800 năm gần đây đã hạ xuống 16 m. Ở Niu York (Mỹ) mỗi năm hạ thấp $40 \div 60$ mm. Trong khi đó bán đảo Xcăngdinavơ nâng lên với tốc độ 10 mm/năm, v.v... Nguyên nhân của những thay đổi trên là do quá trình vận động kiến tạo kéo theo các trận động đất lớn nhỏ khác nhau của vỏ quả đất.

9.2. CÁC DẠNG VÀ QUY MÔ VẬN ĐỘNG KIẾN TẠO

Bất kỳ sự dịch chuyển nào của vỏ quả đất xảy ra do các nội lực phát sinh trong lòng quả đất, đều được hiểu là những vận động kiến tạo.

V. V. Belôusôp phân ra ba dạng vận động kiến tạo: 1) Vận động dao động; 2) Vận động tạo nếp uốn và 3) Vận động tạo đứt gãy.

9.2.1. Vận động dao động

Có hai dấu hiệu phân biệt dạng vận động dao động:

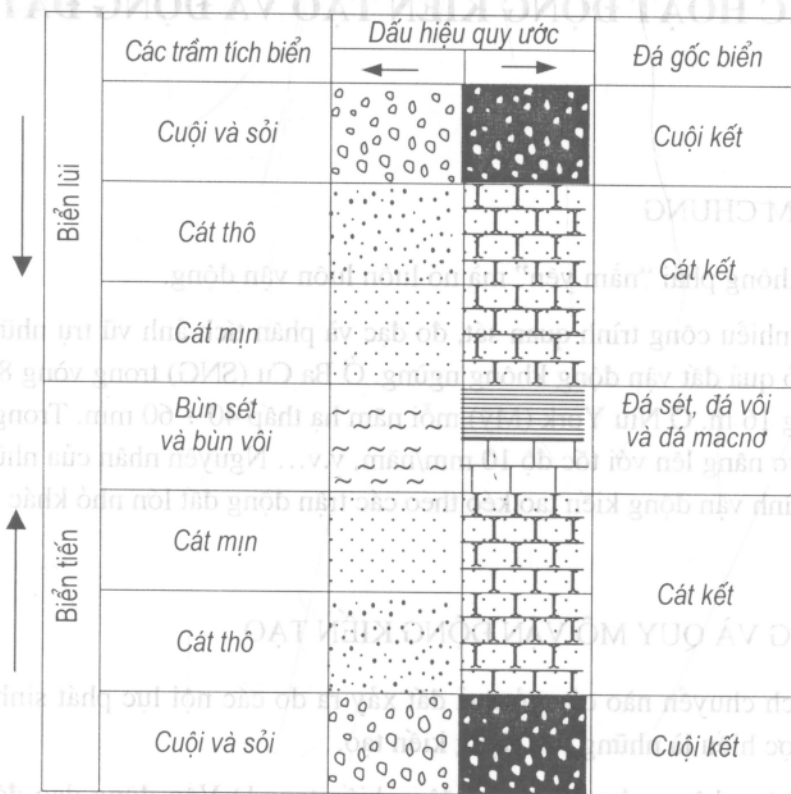
- Thay đổi có tính chu kỳ về phương và dấu: hướng lên có dấu dương và hướng xuống có dấu âm;
- Chủ yếu là dao động theo phương đứng.

Khi vỏ quả đất nâng lên, nước biển rút ra, lục địa được mở rộng, gọi là giai đoạn biển lùi. Ngược lại, vỏ quả đất hạ xuống nước biển tràn vào và lục địa bị thu hẹp - gọi là giai đoạn biển tiến.

Hai hiện tượng biển tiến và biển lùi sẽ làm thay đổi ranh giới bờ biển, do đó làm thay đổi cả điều kiện tích tụ trầm tích các vật chất.

+ Khi biển tiến vào lục địa, các trầm tích vụn thô lắng đọng trước tại dải ven bờ biển (như cuội, sỏi, cát) hầu như nằm rất xa bờ biển, và trên chúng được phủ bởi các vật trầm tích nhỏ hơn (ví dụ các trầm tích sét).

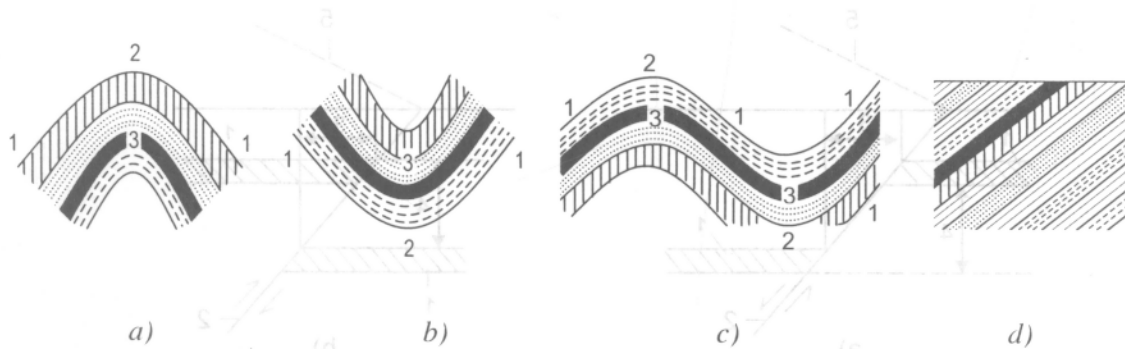
+ Khi biển lùi xa lục địa, quan sát thấy bức tranh ngược lại: các trầm tích nhỏ hơn sẽ bị phủ trên bởi các trầm tích thô hơn (xem hình 9.1).



Hình 9.1. Cấu trúc trầm tích biển do kết quả phát triển liên tục của giai đoạn biển tiến và biển lùi

9.2.2. Vận động tạo nếp uốn

Vận động này xuất hiện dưới dạng biến dạng dẻo của đất đá đồng thời tạo ra các nếp uốn: nếp lồi (bồi tà), nếp lõm (hướng tà), phức nếp uốn (vừa có nếp lồi, vừa có nếp lõm nằm xen kẽ nhau), và thể nằm nghiêng về một phía (đơn tà), v.v... (hình 9.2).

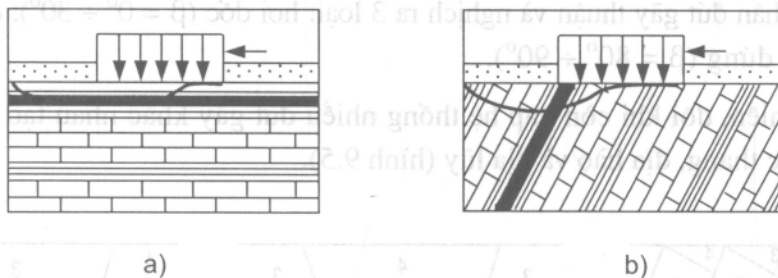


Hình 9.2. Các dạng nằm đã bị phá hoại của đất đá trầm tích

a)- nếp lồi (bồi tà); b) nếp lõm (hướng tà); c) phức nếp uốn; d) nghiêng một phía (đơn tà).

1 - cánh nếp uốn; 2 - khớp nối nếp uốn; 3 - nhân nếp uốn.

Sự có mặt của các biến vị tạo nếp uốn thường làm thay đổi đáng kể điều kiện địa kỹ thuật khu vực xây dựng. Sự thay đổi này biểu hiện trước hết ở chỗ, các biến vị phá hoại tính đồng nhất của nền đất dưới công trình. Trong phần lớn các trường hợp, sự phá hoại thể nằm ngang của các tầng đất đá sẽ làm xấu đi điều kiện xây dựng, bởi vì khi có mặt của nền đất đá không đồng nhất tạo ra khả năng lún không đồng đều cho công trình tăng lên đáng kể (hình 9.3).

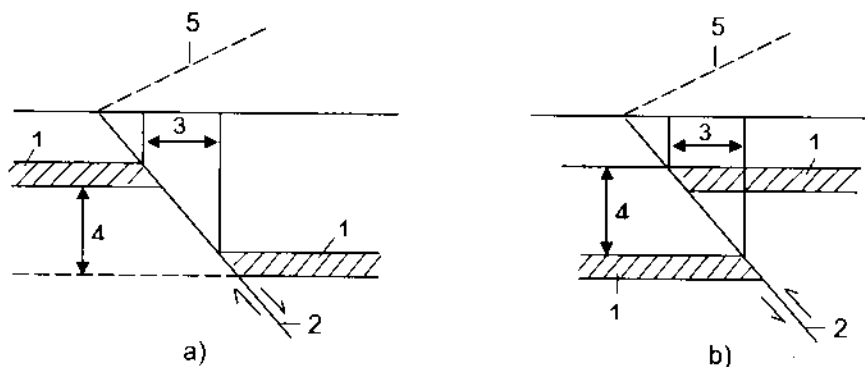


Hình 9.3. Điều kiện thể nằm của các lớp đất đá quyết định tới mức độ biến dạng công trình

a) thể nằm của các lớp đất đá chưa bị phá hoại; b) thể nằm của các lớp đất đá đã bị biến vị

9.2.3. Vận động tạo đứt gãy

Phát sinh sau vận động tạo nếp uốn. Nói cách khác, vượt quá giai đoạn biến dạng dẻo có thể dẫn đến biến dạng cắt (trượt). Trong đá cứng (mang tính biến dạng giòn, đàn hồi), các ứng suất gây biến dạng vượt quá độ bền kiến trúc của chúng, thường xảy ra hiện tượng cắt (trượt) và phá hoại tính liên khối của đá. Hiện tượng này xảy ra kèm theo sự dịch chuyển theo phương đứng và phương ngang của các lớp đất đá so với bề mặt trượt (còn gọi là bề mặt đứt gãy). Tùy thuộc phương dịch chuyển tương đối so với nhau của các khối đất đá ở hai phía bề mặt trượt và góc nghiêng của nó, người ta phân ra đứt gãy thuận, nghịch và phức (tập hợp) các đứt gãy khác nhau nằm kề nhau (xem hình 9.4 và 9.5).



Hình 9.4. Sơ đồ đứt gãy thuận (a) và đứt gãy nghịch (b)

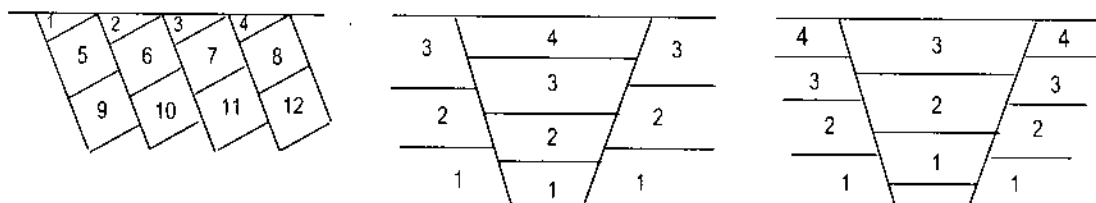
1 - các cánh đứt gãy ; 2 - bề mặt đứt gãy (bề mặt trượt); 3 - biên độ dịch chuyển ngang;
4 - biên độ dịch chuyển đứng ; 5 - đường đứt gãy thuận(nghịch).

– Đứt gãy thuận - là đối phá hoại mà ở đó bề mặt dịch chuyển (trượt) nghiêng về phía các khối đất đá (cánh đứt gãy) bị hạ xuống (hình 9.4a).

– Đứt gãy nghịch - là đối phá hoại có bề mặt trượt nghiêng về phía các khối đất đá (cánh đứt gãy) được nâng lên (hình 9.4b).

Tùy theo trị số góc dốc của bề mặt trượt (bề mặt đứt gãy) so với mặt phẳng nằm ngang (β), người ta phân đứt gãy thuận và nghịch ra 3 loại: hơi dốc ($\beta = 0^\circ \div 30^\circ$); dốc ($\beta = 30^\circ \div 80^\circ$) và thẳng đứng ($\beta = 80^\circ \div 90^\circ$).

Trong tự nhiên, đôi khi còn gặp hệ thống nhiều đứt gãy khác nhau tạo thành đứt gãy thuận dạng bậc thang, địa hào và địa lũy (hình 9.5).



Hình 9.5. Sơ đồ các đứt gãy khác nhau

a) đứt gãy thuận dạng bậc thang; b) địa hào ; c) địa lũy.

– Đứt gãy dạng bậc thang - là hệ thống các đứt gãy thuận nằm kế tiếp nhau (hình 9.5a).

– Địa hào - là các vùng vỏ quả đất bị hạ xuống và được giới hạn bởi hai đứt gãy thuận (hình 9.5b), ở trung tâm địa hào là các đất đá có tuổi trẻ hơn.

– Địa lũy - là các vùng vỏ quả đất được nâng lên và được giới hạn bởi hai đứt gãy nghịch (hình 9.5c), ở trung tâm địa lũy là các đất đá có tuổi già hơn.

9.3. ĐỘNG ĐẤT

Động đất xuất hiện dưới dạng dao động đàn hồi đột nhiên và dữ dội của vỏ quả đất. Hàng năm có tới 100.000 trận động đất, trong đó có 5.000 lần con người cảm nhận được. Trong lịch sử thế giới đã xảy ra nhiều trận động đất có tính hủy diệt.

Ví dụ, vào năm 1737 một trận động đất có tính hủy diệt đã xảy ra tại thành phố Cancutta (Liên Xô cũ) đã làm cho 300.000 người thiệt mạng. Ngày 1/11/1755 xảy ra trận động đất cấp $9 \div 10$ ở thủ đô Lixbon (Bồ Đào Nha) làm 60.000 người bị chết, bình nguyên bị nứt rộng ra rồi khép lại làm 8.000 người rơi vào đó thiệt mạng, 6.000 người khác bị chết cháy; sóng biển rút ra khỏi bờ 1 km, sau đó tạo thành ngọn sóng bạc đầu cao 26 m đập vào bờ, cuốn đi nhiều người và nhà cửa.

Cần nhớ rằng, ngày 1/9/1923 xảy ra trận động đất cực mạnh đã phá hủy hoàn toàn thành phố Tokyo và Iôkôhama (Nhật Bản), kéo theo những tổn thất về người và vật chất vô cùng lớn. Tại thành phố Iôkôhama 11.000 tòa nhà đã bị phá hoại và thiêu cháy 59.000 ngôi nhà khác. Tại thành phố Tokyo trận động đất trên đã giết chết 100.000 người và gây thiệt hại cho trên 300.000 tòa nhà. Một trận động đất xảy ra vào năm 1950 ở Hymalaia (đây là một trong số những trận động đất mạnh nhất nhờ các dụng cụ địa chấn ký ghi lại được), theo năng lượng - trận động đất này bằng năng lượng nổ của 100.000 quả bom nguyên tử.

Cần lưu ý rằng, hầu hết trong mọi trường hợp các đới động đất mạnh nhất đều nằm trùng với những đường đứt gãy kiến tạo. Cụ thể, những trận động đất có tính phá hoại đã biết rộng rãi ở vùng Kapcadơ và ở vùng Sêmakhi (Azecbaizan) trùng với đường đứt gãy của dãy núi chính Kapcadơ. Những trận động đất ở vùng Crum có liên quan tới các đới phá hoại kiến tạo dưới đáy biển Đen và chúng nằm cách bờ biển này chừng 80 km, tại đây phát hiện được một bậc thang ngầm có bước chuyển tiếp tới độ sâu lớn nhất của vùng biển.

Năm 1999 trên thế giới xảy ra những trận động đất mang tính tàn phá nặng nề (ở Thổ Nhĩ Kỳ) mạnh tới $> 6,7$ độ Richter, ở Đài Loan ($22 \div 23/9/1999$) động đất mạnh 7,8 độ Richter.

Trong khi đó, những vùng đồng bằng (bình nguyên) tương ứng với những vùng ổn định nhất của vỏ quả đất (kể cả vùng thềm lục địa), chúng là những vùng ổn định về mặt địa chấn.

Theo tài liệu lịch sử Việt Nam, từ năm 1150 đến 1962 đã ghi nhận được hàng trăm trận động đất lớn nhỏ khác nhau. Năm 1935, cách thị xã Điện Biên khoảng 50 km về phía Đông đã xảy ra một trận động đất mạnh tới 6,75 độ Richter. Ngày 24/6/1983 tại Tuần Giáo có động đất mạnh tới 7 - 8 độ Richter, ảnh hưởng tới cả Hà Nội. Đó cũng là hai trận động đất lớn nhất ở Việt Nam từ trước tới nay. Ngoài ra, trong vòng 10 năm trở

lại đây tại vùng này cũng ghi nhận được một số trận động đất khác ở mức độ nhỏ hơn (từ 4,8 độ Richter trở xuống) vào các năm 1991 - ở giữa Điện Biên và Lai Châu, 1996 - cách Điện Biên 40 km về phía Đông, tháng 10 năm 2000 - cách Tuần Giáo 10 km về phía Lai Châu, ... Có thể nói đây là vùng có nguy cơ xảy ra động đất nhiều nhất nước ta. Đêm 19 rạng sáng ngày 20/2/2001 đã xảy ra trận động đất tại Điện Biên - Lai Châu mạnh tới 5,3 độ Richter. Nguyên nhân là do sự vận động của đứt gãy Điện Biên - Lai Châu. Ngoài ra, cũng có thể do ảnh hưởng của hiện tượng mảng lục địa Ấn Độ đâm vào mảng Á - Âu, hiện tượng này đã gây ra nhiều trận động đất lớn như ở Nam Trung Quốc (năm 1989) hay ở Ấn Độ gần đây (theo Lê Tử Sơn - Trưởng phòng nghiên cứu động đất - Viện Vật lý địa cầu, Trung tâm khoa học tự nhiên và công nghệ quốc gia, tháng 2 năm 2001).

Trận động đất và sóng thần kèm theo xảy ra vào ngày 26/12/2004 có cường độ 9 Richter ở Tây bắc Sumatra, tính đến ngày 30/01/2005 đã có tới 290.000 người thiệt mạng, hàng triệu người mất nhà cửa và người thân, con số người chết vẫn còn tiếp tục tăng lên. Nguyên nhân của trận động đất này do sự hút chìm của mảng Ấn - Úc vào mảng Á- Âu xảy ra trên một đoạn ranh giới xung yếu nhất của hai mảng và là một trong những vùng động đất dữ dội nhất của trái đất. Vỏ trái đất tại phía Tây của đường ranh giới hội tụ mảng (thuộc mảng Ấn - Úc) đã nhanh chóng bị hút chìm xuống dưới mảng Á- Âu. Sự thay đổi đột ngột về thể tích đã xô đẩy một lượng nước khổng lồ lên cao, chồm lên nhau đạt tới độ cao 30m. Khi gặp bờ biển, nó bị xô đẩy và tràn lên bờ với vận tốc 45km/giờ, ở Ấn Độ Dương không có vật cản đã lan truyền với vận tốc 500km/giờ, nghĩa là gần 2 giờ sau nó mới tàn phá Srilanka, Ấn Độ và gần 6 giờ sau mới đến bờ đông Châu Phi. Một số hòn đảo phía Tây Nam Sumatra đã “trôi dạt” về phía Tây Nam 20 m (Ken Hudnut, Cục Địa chất, Hoa Kỳ). Ngay cả đảo Sumatra cũng đã bị dâng cao theo phương thẳng đứng. Nhờ có đảo Thái Lan, Malaysia và đảo Sumatra chắn lại nên mặc dù nằm không xa nguồn phát sinh sóng thần nhưng Nam Bộ chúng ta đã thoát khỏi tai họa. Quả vậy, thủ phạm của thảm họa trên đây là những lục địa trôi dạt. Học thuyết kiến tạo mới (hay còn gọi là kiến tạo mảng) một trong những phát kiến vĩ đại nhất của nhân loại đã chứng minh rằng, lục địa (hay nói rộng hơn là thạch quyển) không phải đứng nguyên tại chỗ, mà chúng đã “trôi dạt” trong không gian và theo thời gian.

Ở Hà Nội đã từng xảy ra động đất vào các năm 1235, 1278, 1285, 1578 mạnh nhất vào khoảng 5,1 độ Richter. Đối hoạt động động đất Đông Triều cũng từng xảy ra những trận động đất có cường độ như vậy, nhưng thường xuyên hơn. Ở Hương Sơn (Hà Tĩnh) năm 2000 cũng đã có động đất mạnh 4,2 độ Richter, làm đất nổi sóng, lò gạch bị đổ sập.

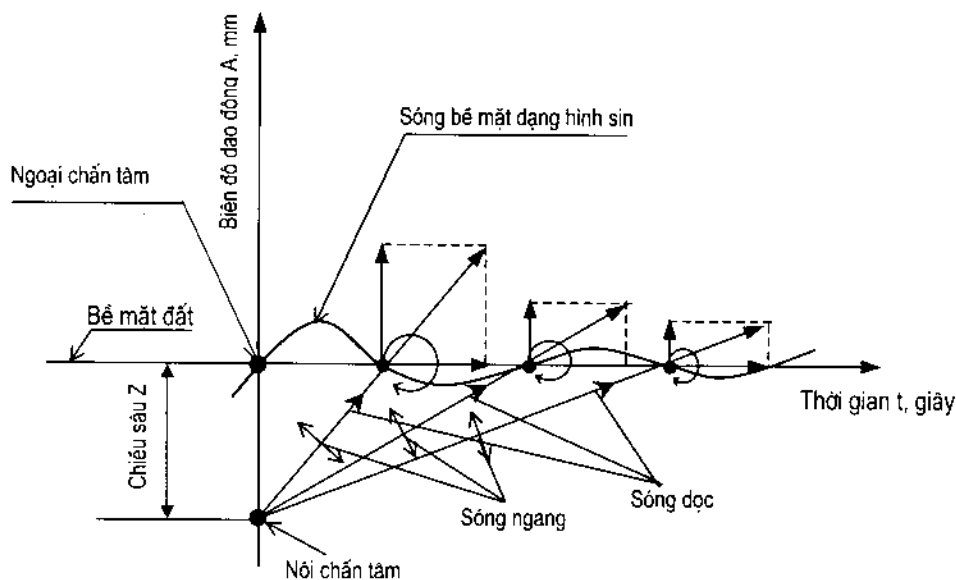
Ở miền Nam Việt Nam, về mặt kiến tạo địa chất, ví dụ ven sông Cà giáp Lào có thể có động đất mạnh chừng 6 độ Richter, vùng ven biển từ Thuận Hải đến Ninh Hải khoảng 5,5 độ Richter, ... Tuy nhiên, ở những vùng đất phía Nam này thực tế cho đến nay vẫn chưa ghi nhận được động đất (Lê Tử Sơn, 2 -2001).

Động đất có các tính chất như sau:

9.3.1. Các sóng địa chấn

Nơi xảy ra động đất trong quả đất, gọi là nội chấn tâm (hình 9.6). Tùy thuộc độ sâu nội chấn tâm, người ta phân ra:

- Động đất nông khi chiều sâu nội chấn tâm (Z) đạt tới: $Z = 50$ km;
- Động đất sâu trung bình : $Z = 50 \div 300$ km;
- Động đất sâu : $Z > 300$ km.



Hình 9.6. Sơ đồ truyền sóng địa chấn từ nội chấn tâm lên mặt đất

Đại đa số các trường hợp, tâm động đất nằm ở độ sâu không vượt quá $20 \div 50$ km. Tuy nhiên có nhiều trường hợp phát sinh những trận động đất sâu mà tâm của chúng đạt tới $500 \div 600$ km cách mặt đất. Điều này càng chứng tỏ rằng, các vận động kiến tạo trong quả đất xảy ra ở dưới độ sâu rất lớn.

Hình chiếu nội chấn tâm lên bề mặt đất, gọi là ngoại chấn tâm.

Nếu như, ngoại chấn tâm nằm ở dưới đáy đại dương và biển, thường các trận động đất này tạo nên các sóng cực mạnh có độ cao đạt tới vài chục mét. Những sóng này lan truyền trong đại dương từ vị trí phát sinh ra chúng với tốc độ đo được hàng trăm, thậm chí lớn hơn 1000 km/h. Hiện tượng này có tên là sóng thần. Sự thành tạo sóng thần gắn liền với hiện tượng nâng lên và hạ xuống nhanh của các vùng rộng lớn của đáy đại dương thế giới.

Ví dụ, trận động đất năm 1896 ở Nhật Bản đã ghi được chiều cao sóng thần là 30 m, sau khi tràn vào bờ ngọn sóng này đã cuốn đi 27.000 người và trên 10.500 ngôi nhà ở của dân địa phương.

Các dao động được truyền đi từ nội chấn tâm dưới dạng các sóng, và các sóng này phụ thuộc rất nhiều vào môi trường truyền sóng.

1. Môi trường đồng nhất vô hạn

Các sóng được lan truyền trong môi trường đồng nhất và vô hạn, bao gồm:

a) Sóng dọc (còn gọi là sóng nguyên sinh - sóng ban đầu, sóng P)

Sóng P gây ra sự co - giãn đàn hồi vật chất theo phương truyền sóng. Phương trình cơ bản của sóng P có dạng:

$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = V_p^2 \cdot \frac{\partial^2 U}{\partial X^2} \quad (9.1)$$

Trong đó: V_p - tốc độ sóng dọc, nó được xác định:

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\gamma}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\gamma(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (9.2)$$

Ở đây: E - mô đun đàn hồi;

γ - dung trọng của đất đá;

ν - hệ số Poisson;

λ - hệ số Lambe, và

G - mô đun cắt:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (9.3a)$$

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (9.3b)$$

b) Sóng ngang (còn gọi là sóng thứ sinh, sóng S)

Phương trình cơ bản của sóng thứ sinh có dạng:

$$\frac{\partial^2 V}{\partial t^2} = V_s^2 \cdot \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} \quad (9.4)$$

Trong đó: V_s - tốc độ sóng ngang (còn gọi là tốc độ sóng gây cắt vật chất):

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\gamma}} \quad (9.5a)$$

hay:
$$V_s = \sqrt{\frac{E}{\gamma} \cdot \frac{1}{2(1+\nu)}} \quad (9.5b)$$

Thông thường sóng ngang gây ra sự dịch chuyển trượt vật chất cũng như hình dạng của chúng dưới phương vuông góc với phương truyền sóng dọc.

Chú ý, sóng P và sóng S chỉ tồn tại trong môi trường đồng nhất và vô hạn. Do đó, hai sóng này còn được gọi là các sóng vật thể.

Tỷ số: V_p / V_s được biểu diễn bằng công thức:

$$V_p / V_s = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (9.6)$$

Chúng ta, tỷ số V_p / V_s chỉ phụ thuộc vào hệ số Poisson. Khi hệ số $\nu = 0,5$ (đối với đất dính bão hòa nước), thì $V_p \rightarrow \infty$ và tỷ số $V_p/V_s \rightarrow \infty$. Tuy vậy, dưới tác dụng của sóng P, một phần nước bị tách ra khỏi đất, và tốc độ thực của sóng P là: $V_p = 1.524\text{m/s}$.

Thật vậy, phương trình (9.6) có thể được dùng để xác định hệ số Poisson (ν) bằng thực nghiệm, khi đo trực tiếp được hai tốc độ sóng dọc (V_p) và sóng ngang (V_s).

Ngoài hai loại sóng trên đây, trong thực tế còn tồn tại loại sóng thứ ba - đó là sóng bề mặt.

c) Sóng Rayleigh (sóng R)

Rayleigh (1885) và Lamb (1904) đã phát hiện ra loại sóng này, nên được gọi là sóng Rayleigh, nó được truyền đi dọc theo bề mặt bán không gian với vận tốc pha (V_R) và phụ thuộc vào tốc độ sóng thứ sinh (V_s) và hệ số Poisson (ν).

Tỷ số V_R/V_s thay đổi theo ν như chỉ ra trong bảng 9.1

Bảng 9.1. Tỷ số V_R/V_s thay đổi theo ν

ν	V_R / V_s
0	0,862
0,25	0,919
0,333	0,932
0,50	0,955

Tốc độ sóng bề mặt, V_R , được xác định theo công thức:

$$V_R = \frac{0,862 + 1,14\nu}{1 + \nu} \cdot V_s \quad (9.7)$$

Trị số: $\nu = 0 \div 0,5$, tương ứng với tốc độ sóng bề mặt là:

$$V_R = (0,862 \div 0,955) V_s \quad (9.8)$$

Đồ thị biến thiên của các sóng V_p , V_s và V_R theo ν được giới thiệu trên hình 9.7.

2. Môi trường không đồng nhất nhiều lớp đất đá khác nhau

Hầu hết những nghiên cứu lý thuyết trạng thái đất đá dưới tải trọng động đất đều giả thiết rằng, các sóng gây cắt di chuyển từ nền đá cứng đi lên. Asada (1975) lại cho rằng, các sóng bề mặt (sóng R) cũng góp phần gây phá hoại công trình. Tsuchida và Kurata (1975) dựa trên các tài liệu quan trắc được tại sân bay Tokyo, ở đó có tầng sét bồi tích dày, họ đã phát hiện được sự dịch chuyển tương đối xảy ra một cách đồng thời.

a) Sự thay đổi biên độ dao động do truyền sóng giữa hai môi trường đàn hồi

Sự truyền sóng địa chấn từ môi trường này sang môi trường khác sẽ tạo ra hai sóng: sóng lan truyền và sóng phản xạ, như minh họa trên hình 9.8a. Nếu biên độ dao động của sóng tới, sóng phản xạ và sóng lan truyền được biểu diễn bằng A_i , A_r và A_t tương ứng, và góc tới là θ , thì ngay lập tức trong trường hợp đơn giản $\theta = 0$, tương quan giữa các biên độ này được viết như sau:

$$A_r = \frac{1 - \bar{\alpha}}{1 + \bar{\alpha}} A_i \quad (9.9a)$$

$$A_t = \frac{2}{1 + \bar{\alpha}} A_i \quad (9.9b)$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\gamma_1 V_1}{\gamma_2 V_2} \quad (9.10)$$

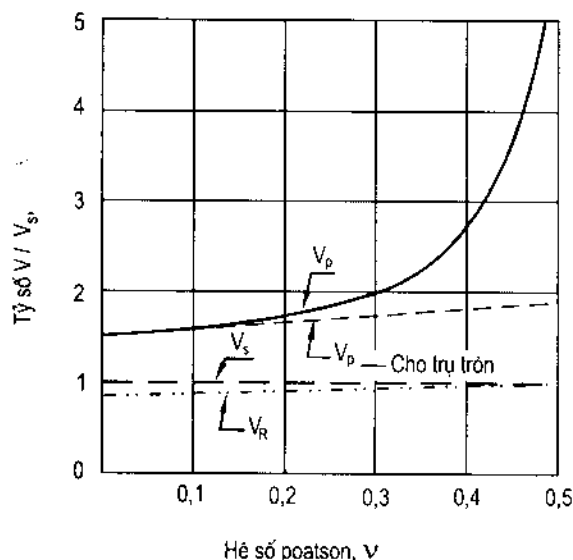
Trong đó: $\bar{\alpha}$ - hệ số trở kháng của sóng;

γ - dung trọng của đất đá;

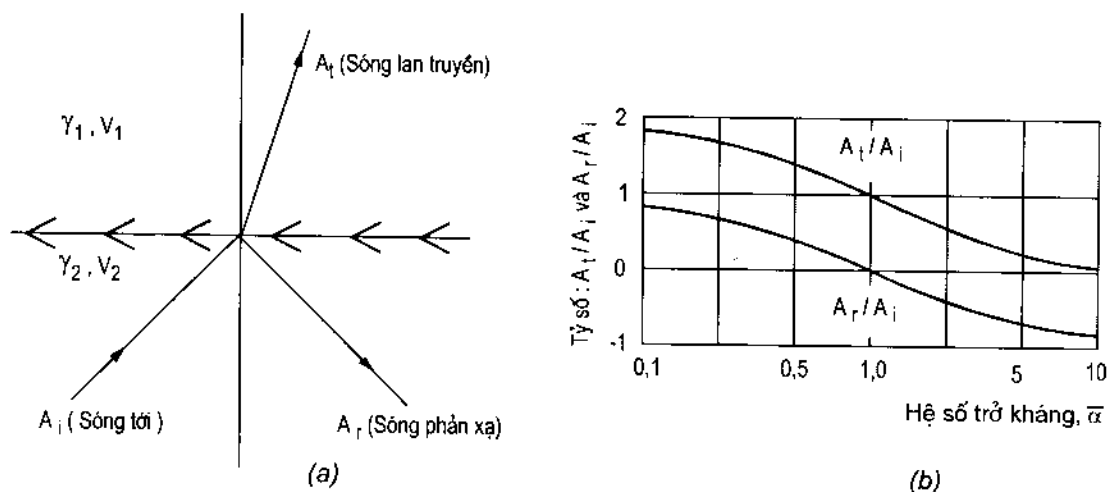
V - tốc độ sóng.

Nói chung, độ trở kháng của lớp sét mềm yếu nhỏ hơn so với tầng đất cứng, do đó, hệ số trở kháng $\bar{\alpha} < 1$ nếu như sóng địa chấn được truyền từ môi trường cứng hơn sang môi trường mềm yếu hơn.

Trên hình 9.8b, trị số của tỷ số $A_t/A_i = 1 + \bar{\alpha}$, điều này chỉ ra cho thấy rằng, sự có mặt của lớp đất sét mềm yếu có thể làm tăng biên độ dao động của sóng lan truyền lên hơn hai lần so với biên độ dao động của sóng tới từ lớp đất cứng hơn.



Hình 9.7. Đồ thị quan hệ giữa các tỷ số V_p/V_s và V_R/V_s theo hệ số Poisson, ν .



Hình 9.8. Sơ đồ thay đổi biên độ sóng địa chấn từ môi trường này sang môi trường khác
(a) các biên độ sóng, (b) các tỷ số biên độ.

b) Hiện tượng cộng hưởng

Như trên đây đã trình bày cho thấy, các biên độ dao động của bề mặt lớp đất mềm yếu có thời gian dài hơn so với các biên độ dao động này trên bề mặt đá cứng lộ thiên.

Kanai và cộng sự (1953) đã xác nhận một hiện tượng “khuyếch đại quá mức” xảy ra do phản xạ nhiều lần của các sóng trong tầng đất mặt mềm yếu.

Tham khảo hình 9.9a, nếu chuyển động sóng tới có dạng hình sin điều hòa, biên độ dao động tại độ sâu \$z'\$ so với đáy lớp đất mềm yếu, được biểu diễn như sau:

$$A_{(z')} = \frac{2A_i \cos \left[\frac{\pi}{2} \cdot \frac{T_g}{T_i} \left(1 - \frac{Z'}{h} \right) \right]}{\sqrt{\cos^2 \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{T_g}{T_i} \right) + \bar{\alpha}^2 \sin^2 \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{T_g}{T_i} \right)}} \quad (9.11)$$

Trong đó: \$A_i\$ - biên độ dao động của sóng tới;

\$h\$ - chiều dày của lớp đất yếu bề mặt;

\$T_i\$ - chu kỳ của sóng tới;

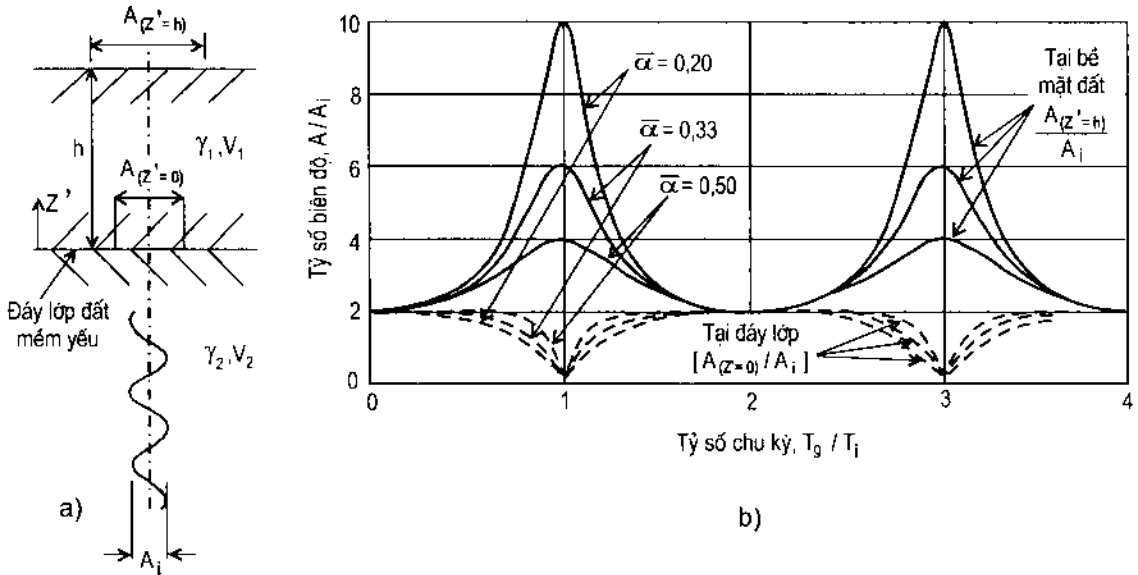
\$T_g\$ - chu kỳ riêng của lớp đất yếu bề mặt (\$T_g = 4h/V_1\$).

Phương trình (9.11) đã được đồ thị hóa trên hình 9.9b theo quan hệ giữa tỷ số \$A/A_i\$ với tỷ số chu kỳ \$T_g/T_i\$.

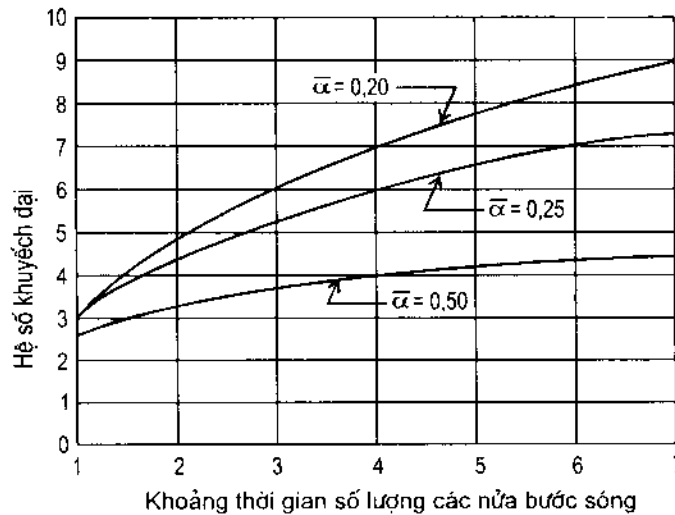
Nếu sóng tới hình sin có chu kỳ \$T_i = T_g = 4h/V_1\$, thì biên độ dao động sóng địa chấn tại bề mặt đất (\$Z' = h\$) sẽ có trị số lớn nhất:

$$A_{(z'=h)} = \frac{2}{\bar{\alpha}} A_i \quad (9.12)$$

Phương trình (9.12) biểu diễn trạng thái cộng hưởng. Điều này thực tế cho thấy, trị số biên độ dao động sóng địa chấn lớn nhất, tại đó $2/\bar{\alpha} > 2$ cho lớp đất bề mặt mềm yếu, vì $\bar{\alpha} = \gamma_1 V_1 / \gamma_2 V_2 < 1$.



Hình 9.9. Các hệ số khuếch đại tại bề mặt và đáy lớp đất sét mềm yếu theo các hệ số trở kháng khác nhau, $\bar{\alpha}$ (sơ đồ biểu diễn phương trình 9.11).



Hình 9.10. Ảnh hưởng của các nửa bước sóng đến hệ số khuếch đại tại thời điểm cộng hưởng với những trị số trở kháng khác nhau (phương trình 9.13).

Nếu dao động sóng hình sin không liên tục, nhưng bao gồm một số giới hạn của các sóng này, thì biên độ dao động tại bề mặt đất sẽ nhỏ hơn $2/\bar{\alpha}$, và được biểu diễn bằng biểu thức dưới đây (theo Sezewa & Kanai, 1932):

$$A_{(z'=h)} = \frac{2}{\bar{\alpha}} \left[1 - \left(\frac{1 - \bar{\alpha}}{1 + \bar{\alpha}} \right)^n \right] \quad (9.13)$$

Trong đó: n - số lượng các nửa bước sóng liên tục.

Phương trình (9.13) được đồ thị hóa như chỉ ra trên hình 9.10.

9.3.2. Gia tốc và hệ số địa chấn

Để đánh giá cường độ động đất, người ta thường dùng trị số Richter, gia tốc và hệ số địa chấn.

1. Trị số Richter (M)

$$M = \log_{10} A \quad (9.14)$$

Trong đó: A - biên độ dao động sóng địa chấn (μm) của máy đo địa chấn tiêu chuẩn đặt trên đất đá rắn chắc cách tâm động đất 100km.

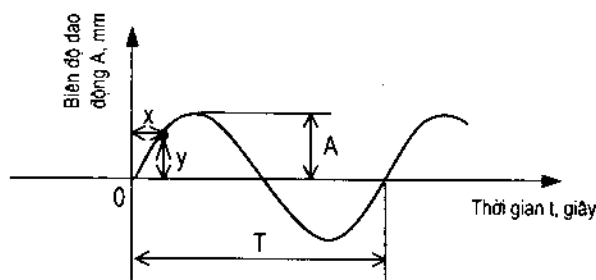
2. Gia tốc địa chấn (a)

Tương ứng với mỗi cấp động đất (theo thang 12 cấp) có một gia tốc địa chấn xác định (a) và nó được tính theo công thức:

$$a = A \cdot \frac{4\pi^2}{T^2}, \text{ mm/giây}^2 \quad (9.15)$$

Trong đó: A - biên độ dao động của sóng địa chấn, mm;

T - chu kỳ dao động của sóng địa chấn, giây (xem hình 9.11).



Hình 9.11. Biên độ và chu kỳ dao động của sóng địa chấn

Ví dụ. Biên độ $A = 81$ mm và chu kỳ $T = 1,8$ giây mà người ta đo được vào thời gian động đất ở Nhật Bản vào năm 1894, gia tốc lớn nhất trong đất bồi tích rời rạc đạt được trị số:

$$a_{\max} = A \cdot \frac{4\pi^2}{T^2} = 81 \frac{4 \times 3,14^2}{1,8^2} \approx 1000 \text{ mm/giây}^2$$

Vào lúc động đất ở Nhật Bản năm 1923, chu kỳ T thay đổi từ 1,33 đến 4 giây, biên độ sóng địa chấn khi đó đạt được $A = 225 \text{ mm}$. Lực động đất xác định được là cấp $9 \div 10$ và trị số gia tốc địa chấn đạt 1000 đến 2500 mm/giây^2 .

Trong đá cứng, biên độ sóng địa chấn đo được thường là các trị số nhỏ hơn nhiều - chừng $2 \div 5 \text{ mm}$.

3. Hệ số địa chấn (K_c)

$$K_c = \frac{a_{\max}}{g} \quad (9.16)$$

Trong đó: g - gia tốc lực trọng trường tại nơi đo.

Như ví dụ tính $a_{\max}$ ở trên, và lấy $g = 9810 \text{ mm/giây}^2$, ta có:

$$K_c = \frac{1000}{9810} \approx \frac{1}{10} = 0,1, \text{ và } \delta = \arctg 0,1 = 6^\circ$$

Những nghiên cứu kết quả quan trắc động đất của các năm gần đây chỉ ra cho thấy, các trị số gia tốc địa chấn theo tiêu chuẩn Liên Xô cũ (GOST 6249 - 52) không phù hợp với thực tế. Thường như, trị số gia tốc địa chấn phần lớn vượt quá các giá trị của chúng ghi trong bảng 9.2.

Bảng 9.2. Phân cấp động đất

Cấp	Lực động đất	a , mm/giây^2	Mô tả tóm tắt
1	2	3	4
1	Không cảm nhận được	2,5	Chỉ có dụng cụ địa chấn mới ghi được
2	Rất yếu	2,6 ÷ 5,0	Người ở chỗ yên tĩnh mới cảm nhận được
3	Yếu	5,1 ÷ 10	Ít người nhận thấy
4	Trung bình	11 ÷ 25	Đồ đạc trong nhà và cửa sổ kính bị rung
5	Tương đối mạnh	26 ÷ 50	Nhiều người cảm thấy, nhà, giường, tủ bị rung, cửa sổ kính bị vỡ
6	Mạnh	51 ÷ 100	Mọi người cảm thấy, tranh treo trên tường bị rơi
7	Rất mạnh	101 ÷ 250	Tường đá bị nứt rạn, những công trình ổn định địa chấn không bị ảnh hưởng
8	Phá hoại	251 ÷ 500	Nhà cửa bị hư hại nặng, nhiều khe nứt trên sườn dốc hình thành; bia, tượng đài kỷ niệm bị gãy vỡ

Bảng 9.2 (tiếp theo)

1	2	3	4
9	Tàn phá	501 ÷ 1000	Làm hư hỏng các tòa nhà bằng đá, nhà gỗ cũng bị cong vênh
10	Hủy diệt	1001 ÷ 2500	Xuất hiện khe nứt trên mặt đất rộng hàng m; trượt và đá đổ xảy ra theo sườn dốc; đường ray tàu hỏa bị cong vênh
11	Thảm họa	2501 ÷ 5000	Nhà bằng đá hoàn toàn bị phá hoại, thành tạo nhiều khe nứt lớn, đường ray tàu hỏa bị cong vênh và bật lên
12	Tai họa lớn	> 5000	Địa hình mặt đất bị thay đổi; sông bị đổi dòng; toàn bộ công trình bị phá hoại

Ngày nay, người ta thử nghiệm đưa ra thang động đất Quốc tế. Hội nghị Quốc tế về địa chấn học và vật lý quả đất đã đề nghị dùng thang MSK.1964 làm thang động đất tạm thời (xem bảng 9.3).

Bảng 9.3. Các trị số gia tốc địa chấn theo thang MSK.1964

Lực động đất (cấp)	a, mm/giây ²	Lực động đất (cấp)	a, mm/giây ²
5	120 ÷ 250	8	1000 ÷ 2000
6	250 ÷ 500	9	2000 ÷ 4000
7	500 ÷ 1000	10	4000 ÷ 5000

Cấp động đất còn phụ thuộc vào cấp đất đá (xem bảng 9.4).

Bảng 9.4. Cấp động đất khu vực xây dựng

Cấp đất đá theo tính chất địa chấn	Cấp địa chấn khu vực xây dựng (cấp) khi dưới cấp động đất của vùng (cấp)		
	7	8	9
I	6	7	8
II	7	8	9
III	8	9	> 9

Trong tính toán thiết kế xây dựng công trình, người ta thường xét ảnh hưởng của các cấp động đất 7, 8 và 9.

– *Đất đá cấp I* : Bao gồm tất cả các loại đá cứng (trong đó kể cả các đất đá vụn thô chưa bị phong hóa hay phong hóa yếu, nén chặt - ít ẩm; nguồn gốc từ đá macma và chứa tới 30% vật chất lấp nhét trong các lỗ rỗng là cát, sét.

– **Đất đá cấp II** : Bao gồm các đá cứng phong hóa và phong hóa mạnh, đất đá vụn thô (ngoài loại đất đá vụn thô của cấp I); cát sạn sỏi; cát hạt thô - trung, nén chặt - chặt trung bình, ít ẩm - ẩm; cát hạt nhỏ - cát bụi, nén chặt - chặt trung bình, ít ẩm; đất sét có chỉ tiêu độ sệt $I_f \leq 0,5$ với $e < 0,9$ (sét và sét pha); và $e < 0,7$ cho cát pha;

– **Đất đá cấp III**: Cát to xốp với độ ẩm và kích thước hạt bất kỳ; cát sạn sỏi; cát hạt thô - trung, nén chặt và chặt trung bình, ẩm - bão hòa nước; đất sét có $I_f > 0,5$; hay $I_f \leq 0,5$ và $e \geq 0,9$ cho sét - sét pha, và $e \geq 0,7$ cho cát pha.

Khi nền công trình cấu tạo bởi các tầng đất đá không đồng nhất, thì nên xếp chúng vào đất đá cấp III, nếu chiều dày của chúng ≥ 5 m.

Trong bảng (9.4) chỉ ra cho thấy, nếu trong vùng có động đất cấp 6, nhưng nền công trình là đất đá cấp III, thì cấp địa chấn trong tính toán thiết kế công trình cần nâng thêm 1 cấp thành động đất cấp 7. Ngược lại, nền công trình là đất đá cấp I - thì hạ xuống 1 cấp, còn cấp 6.

9.3.3. Hiện tượng hóa lỏng và lún do địa chấn

Trong quá trình xảy ra động đất mạnh, các trầm tích đất to xốp không dính, bão hòa nước có thể bị giảm độ bền và độ cứng đột ngột, dẫn tới giảm khả năng chịu tải và tăng biến dạng liên tục, hiện tượng này được gọi là hiện tượng hóa lỏng. Khi không có mặt các tầng trầm tích bão hòa hay gần như bão hòa, động đất mạnh xảy ra có thể gây ra hiện tượng nén lún đất đá, hiện tượng này được gọi là hiện tượng lún địa chấn. Dưới đây, chỉ xét tới hiện tượng hóa lỏng đất.

Theo Dobry và cộng sự (1980) đã đưa ra 5 tiêu chuẩn về khả năng hóa lỏng đất, như sau:

- Khả năng hóa lỏng giảm khi tuổi của các trầm tích đất tăng;
- Khả năng hóa lỏng giảm khi tăng hàm lượng các hạt mịn và chỉ số dẻo, I_p . Theo Seed và Idriss (1982), các loại đất có trên 15% hàm lượng hạt mịn đường kính nhỏ hơn 0.005mm, độ ẩm giới hạn chảy, $W_L > 36\%$, và độ ẩm tự nhiên, $W < 0,9 W_L$, nói chung không xảy ra hiện tượng hóa lỏng.
- Có từ 80 đến 85% các loại đất bão hòa nước có khả năng bị hóa lỏng.
- Khi tầng cát bề mặt có chiều dày trên 30m, nếu hiện tượng hóa lỏng xảy ra ở độ sâu 15m so với mặt đất, thì sẽ xảy ra hiện tượng phá hoại khả năng chịu tải của các cọc cắm trong tầng cát, còn móng nông nói chung không bị ảnh hưởng.
- Theo kết quả nghiên cứu của Seed và Idriss (1982) cho thấy, hiện tượng hóa lỏng không xuất hiện trong các loại trầm tích đất có sức kháng nguyên tiêu chuẩn. $(N_1)_{60} > 22$. Shibata và Teparaska (1988), sau khi dựa trên một khối lượng lớn các quan

trắc hiện trường đã kết luận rằng, không thể xảy ra hiện tượng hóa lỏng khi sức kháng mũi xuyên côn đã chuẩn hóa, $q_c > 15\text{MPa}$.

Để tính toán khả năng hóa lỏng đất do địa chấn gây ra, thường được thực hiện theo các bước sau đây:

Bước 1. Tiến hành thu thập các tài liệu thăm dò, khảo sát địa kỹ thuật hiện trường và thí nghiệm các chỉ tiêu cơ - lý của đất ở trong phòng, như: mực nước dưới đất, các trị số sức kháng xuyên tiêu chuẩn (N), xuyên tĩnh hình côn (q_c), kích thước hạt trung bình, D_{50} , trọng lượng đơn vị và tỷ lệ phần trăm hàm lượng các hạt đất lọt qua rây số 200.

Bước 2. Tính toán tổng ứng suất thẳng đứng (σ'_v), cho mọi lớp đất có khả năng xảy ra hóa lỏng.

Bước 3. Tính toán hệ số giảm ứng suất (r_d):

$$r_d = 1 - 0,015Z \quad (9.17)$$

Trong đó: Z - độ sâu tính từ bề mặt đất xuống, m.

Ngoài ra, có thể tính (r_d) theo phương trình dưới đây:

$$r_d = \frac{(\tau_{\max})_{\text{tại độ sâu } Z}}{(\sigma_v)_{\text{tại độ sâu } Z} (a_{\max}/g)_{\text{tại bề mặt đất}}} \quad (9.18)$$

Trong đó: σ_v - tổng ứng suất thẳng đứng tại độ sâu Z ;

$a_{\max}$ - gia tốc cực đại tại bề mặt đất;

g - gia tốc lực trọng trường;

$\tau_{\max}$ - ứng suất gây cắt cực đại tại độ sâu Z .

Bước 4. Tính toán hệ số ứng suất tới hạn xảy ra do động đất theo thiết kế, CSR_{eq} :

$$CSR_{eq} = 0,65(a_{\max}/g)(\sigma_v/\sigma'_v)r_d \quad (9.19)$$

Nếu có các kết quả phân tích độ nhảy địa chấn khu vực, có thể tính toán được CSR_{eq} , như sau:

$$CSR_{eq} = 0,65\tau_{\max}/\sigma'_v \quad (9.20)$$

Chú ý rằng, tỷ số $\tau_{\max}/\sigma'_v$ tương ứng với trị số gia tốc trung bình cực đại ($a_{\max}$).

Bước 5. Tính toán số nhất búa xuyên tiêu chuẩn được chuẩn hóa, N_{60} (tức là trị số N tương ứng với hiệu suất bằng 60%):

$$N_{60} = \frac{ER}{60\%} N = C_{60} \cdot N \quad (9.21a)$$

Trong đó: ER - “hệ số năng lượng” tính bằng phần trăm để có được số nhất búa xuyên tiêu chuẩn rơi tự do cho từng độ sâu 0,3m;

N - số nhất búa thu được tại hiện trường;

$$C_{60} = C_{HT} \cdot C_{HW} \cdot C_{SS} \cdot C_{RL} \cdot C_{BD} \quad (9.21b)$$

Ở đây: C_{HT} - hệ số hiệu chỉnh kiểu búa;

C_{HW} - hệ số hiệu chỉnh chiều cao rơi búa (H) và trọng lượng búa (W):

$$C_{HW} = \frac{H \cdot W}{(63,5)(762)};$$

C_{SS} - hệ số hiệu chỉnh thiết bị ống lấy mẫu;

C_{RL} - hệ số hiệu chỉnh chiều dài cần xuyên;

C_{BD} - hệ số hiệu chỉnh đường kính hố khoan.

Bước 6. Tính toán số nhất búa xuyên tiêu chuẩn hiệu chỉnh, $(N_1)_{60}$:

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} = C_N \cdot C_{60} \cdot N \quad (9.22)$$

Trong đó: C_N - hệ số hiệu chỉnh cho áp lực tầng phủ.

Theo Liao và Whitman (1986), C_N được xác định như sau:

$$C_N = 9,79(1/\sigma'_v)^{1/2} \quad (9.23)$$

Ở đây: σ'_v - ứng suất thẳng đứng hữu hiệu của tầng phủ tại độ sâu nghiên cứu, KPa.

Bước 7. Xác định hệ số ứng suất tới hạn, $CSR_{7,5}$ chống lại hiện tượng hóa lỏng xảy ra trong quá trình động đất có cường độ $M_w = 7,5$, nó được xem như là một hàm số của $(N_1)_{60}$ (tra theo đồ thị của Seed và cộng sự, 1985).

Bước 8. Xác định hệ số ứng suất tới hạn hiệu chỉnh chống lại hiện tượng hóa lỏng, CSR:

$$CSR_L = CSR_{7,5} \cdot K_M \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (9.24)$$

Trong đó: K_M - hệ số hiệu chỉnh cường độ động đất khác 7,5;

K_σ - hệ số hiệu chỉnh cho các trị số ứng suất lớn hơn 96 KPa.

K_α - hệ số hiệu chỉnh ứng suất cắt tĩnh ban đầu, τ_{ho} .

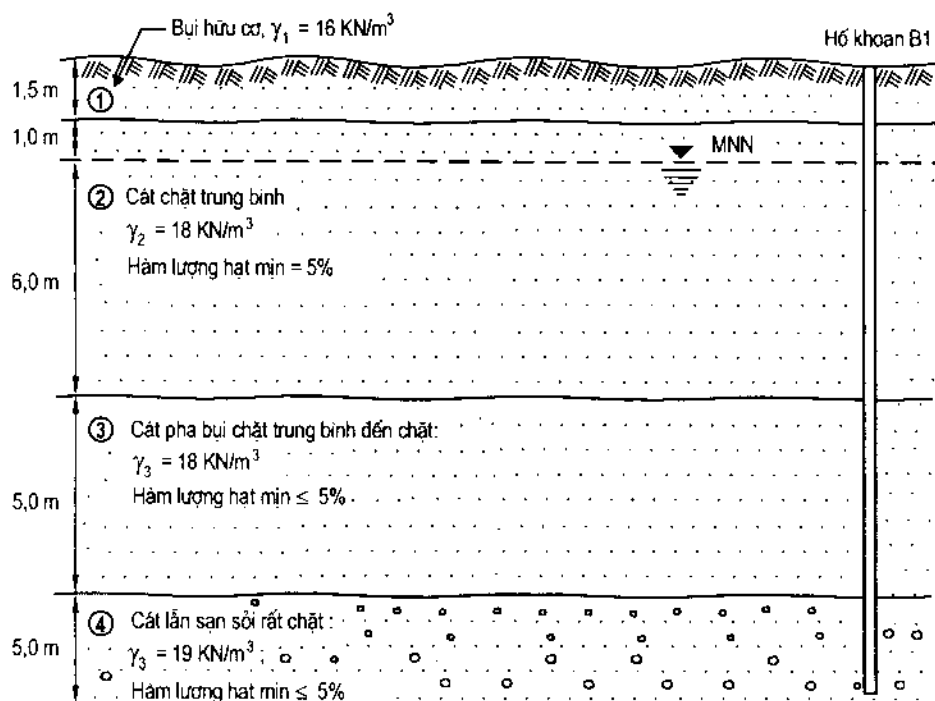
Bước 9. Xác định hệ số an toàn chống hóa lỏng ban đầu (FS_L) , như sau:

$$FS_L = CSR_L / CSR_{eq} \quad (9.25)$$

Ví dụ 9.1. Một mặt cắt đất nền như chỉ ra trên hình 9.12, và kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) cho trong bảng 9.5. Hãy xác định khả năng hóa lỏng của đất nền tại độ sâu $Z = 5m$?

Bài giải:

Bước 1. Tham khảo mặt cắt đất nền như chỉ ra trên hình 9.12 và bảng kết quả thí nghiệm SPT (bảng 9.5).



Hình 9.12. Mặt cắt đất nền

Bảng 9.5. Kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)

Độ sâu Z (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
N, số nhát búa trên 0,3m	9	12	14	15	16	17	18	19	22	27	28	31	32	40	42	48	50	61

Bước 2. Tính toán các ứng suất ban đầu tại $Z = 5\text{m}$:

$$\sigma_0 = (1,5\text{m}) (16 \text{ KN/m}^3) + (3,5\text{m}) (18 \text{ KN/m}^3) = 87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_0 = 87 \text{ KPa}$$

$$U_0 = (2,5\text{m})(9,81 \text{ KN/m}^3) \approx 24,5 \text{ KN/m}^2 = 24,5 \text{ KPa}$$

$$\sigma'_0 = \sigma_0 - U_0 = 87 - 24,5 = 62,5 \text{ KPa}$$

Bước 3. Tính toán hệ số giảm ứng suất (r_d):

$$r_d = 1 - 0,015 Z = 1 - 0,015 (5) = 0,925$$

Bước 4. Tính toán hệ số ứng suất tới hạn do động đất gây ra:

$$CSR_{eq} = 0,65 (a_{max}/g)(\sigma_0/\sigma'_0) r_d \text{ dưới hai điều kiện:}$$

1. Điều kiện động đất theo dự báo (theo thiết kế)

Trong trường hợp này, lấy: $a_{max} = 0,2g$ và $M_w = 8,0$

$$\rightarrow CSR_{eq1} = (0,65)(0,2)(87/62,5)(0,925) = 0,167$$

2. Điều kiện động đất ngẫu nhiên

Trong trường hợp này, lấy $a_{max} = 0,4g$ và $M_w = 7,0$

$$\rightarrow CSR_{eq2} = (0,65)(0,4) (87/62,5) (0,925) = 0,335.$$

Bước 5. Chuẩn hóa các trị số xuyên tiêu chuẩn

Trong trường hợp này đã dùng thiết bị thí nghiệm là xuyên tiêu chuẩn, nên không cần hiệu chỉnh số N (tức là, tại độ sâu $Z = 5$ có: $N = 16$ nhất búa/0,3m).

Bước 6. Hiệu chỉnh trị số xuyên tiêu chuẩn N, theo áp lực tầng phủ:

Với $C_N = 9,79 (1/\sigma'_0)^{1/2} = 9,79 (1/62,5)^{1/2} \approx 1,238$, ta có :

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} = (1,238) (16) \approx 19,81$$

Bước 7. Tính toán hệ số ứng suất tới hạn kháng hóa lỏng

Với $(N_1)_{60} = 19,81$ và hàm lượng hạt mịn = 5%, tra trên đồ thị quan hệ giữa $CSR_M = 7,5$, với $(N_1)_{60}$, ta có:

$$CSR_{7,5} = 0,22$$

Bước 8. Hiệu chỉnh hệ số ứng suất tới hạn kháng hóa lỏng do động đất gây ra, CSR_L :

$$CSR_L = CSR_{7,5} \cdot K_M \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha$$

Với $M_w = 8,0$ có $K_M = 0,93$

Với $M_w = 7,0$ có $K_M = 1,08$

Với $\sigma'_0 = 62,5 \text{ KPa}$ có $K_\sigma = 1,05$

Và $K_\alpha = 1,0$

Vậy ta xác định được các trị số CSR_L cho hai điều kiện sau:

1) Điều kiện động đất theo thiết kế (dự báo) ($a_{max} = 0,2g$; $M_w = 8,0$), có:

$$CSR_{L1} = (0,22)(0,93)(1,05)(1) \approx 0,215;$$

2) Điều kiện động đất ngẫu nhiên ($a_{max} = 0,4 g$; $M_w = 7,0$); có:

$$CSR_{L2} = (0,22) (1,08) (1,05) (1) \approx 0,249$$

Bước 9. Tính toán hệ số an toàn hóa lỏng

1) Điều kiện động đất dự báo ($a_{\max} = 0,2g$; $M_w = 8,0$), có:

$$FS_{L,1} = CSR_{L,1}/CSR_{eq1} = 0,215/0,167 = 1,287;$$

2) Điều kiện động đất ngẫu nhiên ($a_{\max} = 0,4g$; $M_w = 7,0$), có:

$$FS_{L,2} = CSR_{L,2}/CSR_{eq2} = 0,249/0,335 = 0,743.$$

BÀI TẬP CHƯƠNG 9

Bài tập 9.1. Cho số liệu như trong ví dụ 9.1. Hãy xác định hệ số an toàn đối với hiện tượng hóa lỏng đất nền tại các độ sâu 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17 và 18 m do động đất cấp 7 ÷ 8 gây ra?

Bài tập 9.2. Một mặt cắt đất nền và bảng kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn như cho trong ví dụ 9.1, nhưng nếu đắp trên nó một khối đất cao 3,5m, với độ dốc là 1:1,5, chiều rộng dưới chân bằng 28,5, đỉnh khối là 18m, đất đắp có dung trọng $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$. Hãy xác định hệ số an toàn đối với hiện tượng hóa lỏng đất dưới độ sâu từng mét một cho đến hết 18m, do động đất từ cấp 7 đến cấp 8 gây ra ? cho 2 trường hợp :

- 1) Dưới tâm khối đất đắp ?
- 2) Dưới chân khối đất đắp ?

Chương 10

TÁC DỤNG CƠ HỌC CỦA NƯỚC DƯỚI ĐẤT LÊN ĐẤT ĐÁ, HIỆN TƯỢNG TẠO THÀNH ĐẤT CHẢY VÀ XÓI NGẦM

10.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Trong từng loại đất, đá đều bao gồm những hạt khoáng vật và lỗ rỗng được lấp đầy hoàn toàn hay một phần bằng nước. Thể tích lỗ rỗng trong đá cứng thường nhỏ, nên hàm lượng nước lỗ rỗng thực tế không có ý nghĩa. Trong đá nửa cứng, hàm lượng nước lỗ rỗng đóng vai trò khá quan trọng trong sự tạo ra tính hòa tan hay xói mòn chúng. Khi đó, độ bền của đá có thể bị giảm đi. Trong đất phân tán không dính (đất vụn thô, đất cát), nước lấp đầy các lỗ rỗng sẽ quyết định nhiều tới sự hình thành và làm thay đổi tính chất xây dựng của đất. Mức độ lấp đầy nước trong các lỗ rỗng của đất dính (đất loại sét) có ý nghĩa đặc biệt quan trọng. Nếu như, các lỗ rỗng của đất loại sét hoàn toàn chứa đầy nước, nhưng độ ẩm của nó vẫn nhỏ hơn hay gần bằng độ hút ẩm phân tử cực đại, thì đất này tồn tại ở trạng thái cứng. Trong điều kiện này, hầu hết nước trong đất sẽ tồn tại ở dạng nước kín. Nếu như, toàn bộ các lỗ rỗng của đất loại sét bị lấp đầy nước và độ ẩm của chúng lớn hơn độ hút ẩm phân tử cực đại, thì đất đó sẽ tồn tại ở trạng thái dẻo chảy hoặc chảy.

Nước chứa trong lỗ rỗng của đất đá thường phát sinh ra áp lực thủy tĩnh hay áp lực thủy động. Đồng thời, đây là nguyên nhân chính gây ra hiện tượng đất chảy và xói ngầm.

10.2. ÁP LỰC THỦY TĨNH VÀ ÁP LỰC THỦY ĐỘNG TRONG ĐẤT PHÂN TÁN

10.2.1. Áp lực thủy tĩnh

Khi nước chứa đầy trong các lỗ rỗng của đất phân tán, nó có thể tồn tại ở trạng thái tĩnh hay trạng thái động. Trong trường hợp, khi lượng nước trọng lực (nước tự do) trong đất lớn hơn lượng hút ẩm mao dẫn và mối liên kết thủy lực giữa các hạt hoàn toàn dư thừa nước, thì nước lỗ rỗng sẽ đẩy nổi các hạt đất theo định luật Acsimet.

Bằng tính toán cho thấy, trong đất phân tán không dính (đất vụn thô, đất cát) tác dụng đẩy nổi của nước cần được chú ý tới ngay khi các trị số mức độ bão hòa nước: $S_r \geq 0,5$. Trong đất phân tán dính (đất loại sét), tác dụng đẩy nổi của nước bắt đầu xuất hiện ngay khi

dưới các trị số chỉ tiêu độ sệt: $I_f \geq 0,25$; nghĩa là dưới độ ẩm bắt đầu từ giới hạn nửa cứng sang giới hạn dẻo cứng. Tại ranh giới này, độ ẩm của đất lớn hơn độ hút ẩm phân tử cực đại của nó, và nước lỗ rỗng có thể tạo thành các liên kết nước.

Khi xuất hiện áp lực thủy tĩnh, các hạt đất sẽ ở trạng thái đẩy nổi và dung trọng của đất bị nước đẩy nổi là:

$$\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n) = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} \quad (10.1)$$

Sự đẩy nổi các hạt đất đá dưới mực nước dưới đất có ý nghĩa thực tế quan trọng khi tính toán khả năng chịu tải của đất và hiện tượng bùng hay bục đáy hố móng khi có mặt của nước áp lực dưới nền.

Đất đá cũng như mọi vật thể khác, sau khi bị nhấn chìm vào nước chúng cũng bị mất trọng lượng. Rõ ràng, tác dụng đẩy nổi của nước chỉ xuất hiện đối với vật chất cứng, tức là đối với các hạt tạo nên đất đá. Cát, sạn sỏi, cuội và đá dăm,... đều có trị số độ rỗng rất lớn. Do đó, khi nhấn chìm đất đá này xuống dưới nước, thì các lỗ rỗng của chúng hoàn toàn được lấp đầy nước.

Ví dụ 10.1. Đất đá có tỷ trọng hạt $G_s = 2,65$, độ rỗng $n = 0,4$ và trọng lượng đơn vị của nước, $\gamma_w = 1,0 \text{ T/m}^3$.

Khi đó ta tính được:

- Dung trọng khô của đất là: $\gamma_d = (1 - n) \gamma_w G_s = (1 - 0,4)2,65 \approx 1,6 \text{ T/m}^3$;
- Dung trọng đẩy nổi của đất là: $\gamma' = (G_s - 1) (1 - n) = 1,65 \times 0,6 \approx 1,0 \text{ T/m}^3$;
- Dung trọng tự nhiên của đất là: $\gamma = \gamma_d + \gamma_w n = 1,6 + (1 \times 0,4) \approx 2 \text{ T/m}^3$.

Rõ ràng, theo ví dụ trên dung trọng tự nhiên của đất: $\gamma = 2 \text{ T/m}^3$, thì dung trọng của đất bị đẩy nổi $\gamma' = 1 \text{ T/m}^3$.

10.2.2. Hiện tượng đẩy nổi tầng đất đá dưới tác dụng của nước áp lực

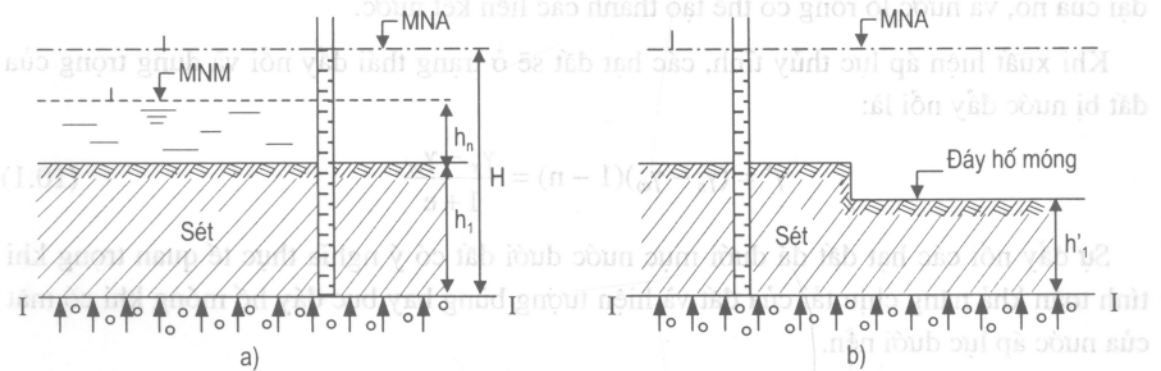
Khi đào các hố đào, hố móng công trình hay moong khai thác khoáng sản, thường xảy ra hiện tượng bùng đáy hố thậm chí phá bục đáy của chúng do nước ngầm có áp phía dưới gây ra.

Như chỉ ra trên hình 10.1, nền công trình là tầng đất sét không thấm nước dày h_1 , có dung trọng tự nhiên γ_1 , trái dưới nó là tầng cuội sỏi chứa nước áp lực có chiều cao cột áp là H . Tầng nước mặt có chiều cao h_n . Dưới đây chúng ta sẽ nghiên cứu hai giai đoạn:

1. Giai đoạn I - Điều kiện tự nhiên (hình 10.1, a)

Áp lực tự nhiên (P_{tn}) tác dụng lên nóc tầng chứa nước áp lực (I - I) được xác định theo công thức:

$$P_m = (\gamma_w h_n + \gamma_1 h_1) - \gamma_w H \quad (10.2)$$



Hình 10.1. Sơ đồ tính toán ảnh hưởng đẩy nổi của nước áp lực

a) Điều kiện tự nhiên ; b) Khi mở hố móng;

1 - Mực nước mặt (MNM) ; 2 - Mực nước áp (MNA)

2. Giai đoạn II - Giai đoạn hố móng đã được mở và tháo khô hoàn toàn (hình 10.1.b)

Áp lực đất từ đáy hố móng tác dụng lên nóc tầng chứa nước áp lực (I - I) là:

$$P_m = \gamma_1 h'_1 - \gamma_w H \quad (10.3)$$

Từ biểu thức (10.3) cho thấy rằng, áp lực tại bề mặt (I - I) có thể bằng 0 hoặc thậm chí có dấu âm.

Điều kiện cân bằng ($P_m = 0$) sẽ xảy ra khi:

$$\gamma_1 h'_1 = \gamma_w H \quad (10.4)$$

Dung trọng của đất thường gần đạt tới trị số $\gamma = 2 \text{ T/m}^3$ và $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$. Do đó trị số chiều dày tối hạn của lớp đất dưới đáy hố móng được xác định:

$$h_{th} = \frac{H}{2} \quad (10.5)$$

Dưới mọi trị số h_1 gần bằng h_{th} , đất đá dưới đáy hố móng tồn tại ở trạng thái kém ổn định. Khi đó, thường xảy ra hiện tượng bùng đáy hố móng, thậm chí làm bục nó do tác dụng của tầng nước có áp phía dưới gây ra. Trong một số trường hợp, hiện tượng bùng đáy hố móng có thể đo được tới hàng chục centimet.

Ví dụ 10.2. Xác định chiều dày tầng đất an toàn dưới đáy hố móng công trình để tránh khả năng làm bục thùng do nước ngầm có áp ở phía dưới gây ra (hình 10.2). Cho biết, tầng đất sét pha (1) có $\gamma_1 = 1,8 \text{ T/m}^3$; tầng sét pha (2) có $\gamma_2 = 1,95 \text{ T/m}^3$; Các thông số khác như chỉ ra trên hình 10.2.

Bài giải:

Sau khi đào hố móng và tháo khô phần nước có trong hố, áp lực đất từ đáy hố móng tác dụng lên mặt phẳng I - I là:

$$P_m = \gamma_1 h'_1 + \gamma_2 h_2 - \gamma_w H \quad (1)$$

Để đáy hố móng không bị bùng hay bục thủng, thì phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$P_m = \gamma_1 h'_1 + \gamma_2 h_2 - \gamma_w H \geq 0; \quad (2)$$

Thay các trị số đã cho vào phương trình (2), và lấy $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$, ta nhận được:

$$h'_1 \geq \frac{\gamma_w H - \gamma_2 h_2}{\gamma_1} = \frac{(1 \times 8) - (1,95 \times 2)}{1,8} = \frac{8 - 3,9}{1,8} \approx 2,28 \text{ (m)}$$

Vậy chiều sâu hố móng chỉ nên đào (h_m):

$$h_m = h_1 - h'_1 = 4 - 2,28 = 1,72 \text{ (m)}$$

10.2.3. Áp lực thủy động

Trong trường hợp nước dưới đất ở trạng thái động, ngoài tác dụng của áp lực thủy tĩnh, nó còn phát sinh tác dụng của áp lực thủy động lên các hạt đất. Trị số áp lực thủy động có thể xác định được từ việc nghiên cứu sơ đồ như trên hình 10.3.

Tách riêng trụ tròn nguyên tố AB, có chiều dài l và diện tích tiết diện ngang ω .

Áp lực nước tại điểm A bằng:

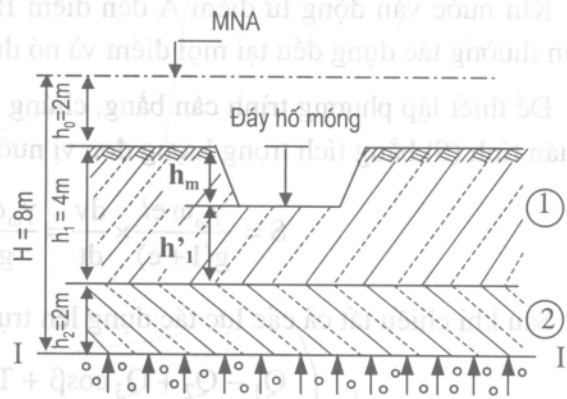
$$Q_1 = h_1 \gamma_w \omega \quad (10.6)$$

Phản lực nước tại điểm B là:

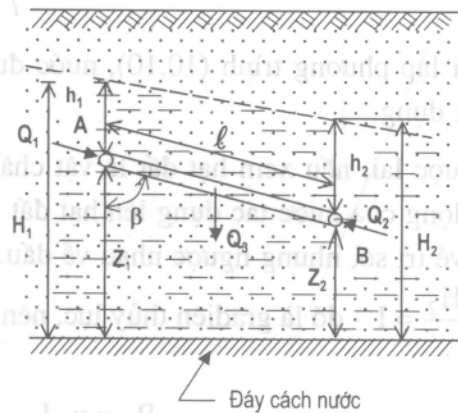
$$Q_2 = h_2 \gamma_w \omega \quad (10.7)$$

Lực trọng lực bản thân của hình trụ nguyên tố AB là:

$$Q_3 = \gamma_w l \omega \quad (10.8)$$



Hình 10.2. Sơ đồ để tính toán ví dụ 10.2



Hình 10.3. Sơ đồ xác định áp lực thủy động

Khi nước vận động từ điểm A đến điểm B, các hạt đất sẽ cản lại vận động này. Lực cản thường tác dụng đều tại mọi điểm và nó được thể hiện như lực hãm đơn vị (T).

Để thiết lập phương trình cân bằng, chúng ta sử dụng nguyên tắc D'alambert và đặt lực quán tính (S) bằng tích trọng lượng đơn vị nước (γ_w) với gia tốc lực (g):

$$S = \frac{\gamma_w \omega e l}{g(1+e)} \times \frac{dv}{dt} = \frac{\gamma_w \omega l}{g} \times \frac{dq}{dt} \quad (10.9)$$

Sau khi chiếu tất cả các lực tác dụng lên trục hình trụ tròn AB, ta nhận được:

$$Q_1 - Q_2 + Q_3 \cos\beta + T\omega l - S = 0 \quad (10.10)$$

Chú ý rằng, như chỉ ra trên hình 10.3, có:

$$h_1 = H_1 - Z_1;$$

$$h_2 = H_2 - Z_2;$$

$$Z_1 - Z_2 = l \cos\beta.$$

Thay các trị số trên đây vào phương trình (10.10) và rút gọn, khi đó phương trình (10.10) có dạng:

$$T + \gamma_w \frac{H_1 - H_2}{l} - \frac{\gamma_w}{g} \times \frac{dq}{dt} = 0 \quad (10.11)$$

Khi lập phương trình (10.10), nước được xem như là vật chất, còn hạt đất xem như lực tác dụng.

Ngược lại, nếu xem hạt đất là vật chất, còn nước là lực tác dụng, thì rõ ràng áp lực thủy động của nước tác dụng lên hạt đất phải bằng lực cản của các hạt đất tác dụng lên nước về trị số, nhưng ngược nhau về dấu. Lưu ý rằng, trong phương trình (10.11), trị số $\frac{H_1 - H_2}{l} = I$ - đó là gradien thủy lực, nên áp lực thủy động sẽ là:

$$P_{td} = \gamma_w I - \frac{\gamma_w}{g} \times \frac{dq}{dt} \quad (10.12)$$

Trong phương trình (10.12), tốc độ thấm dq/dt là vô cùng nhỏ so với I . Bởi vậy, vế hai của phương trình (10.12) có thể bỏ qua. Từ đây, ta có áp lực thủy động là:

$$P_{td} = \gamma_w I \quad (10.13)$$

Phương tác dụng của áp lực thủy động có ý nghĩa lớn đối với ổn định của đất phân tán. Dưới tác dụng của áp lực thủy động hướng từ trên xuống dưới thì đất sẽ được nén chặt lại. Ngược lại, khi tác dụng này hướng từ dưới lên trên thì đất sẽ bị toi xốp ra.

Ví dụ. Khi thấm nước dưới nền đập, tại vùng phía trên đỉnh đập sẽ xảy ra hiện tượng nén chặt đất, trực tiếp ngay dưới đập xảy ra hiện tượng dịch chuyển và trượt các hạt đất, còn phía trước đập thì xảy ra hiện tượng dịch chuyển các hạt đất lên phía trên. Thoát nước lộ thiên bằng cách bơm hút nước từ các hố móng công trình sẽ làm tơi xốp đất dưới đáy hố móng đó. Thoát nước nhờ các ống kim lọc bố trí dọc chu vi ngoài hố móng, sẽ nén chặt đất xung quanh và ngay dưới đáy hố móng (hình 10.4).

Xét trường hợp cụ thể, một hố móng sau khi đào vào trong tầng đất chứa nước, rồi tháo khô nó. Trị số áp lực thủy động toàn phần (P_{tp}) tác dụng lên thể tích đất trong phạm vi hố móng bằng:

$$P_{tp} = \gamma_w IFH_2 \quad (10.14)$$

Trong đó: F - diện tích đáy hố móng.

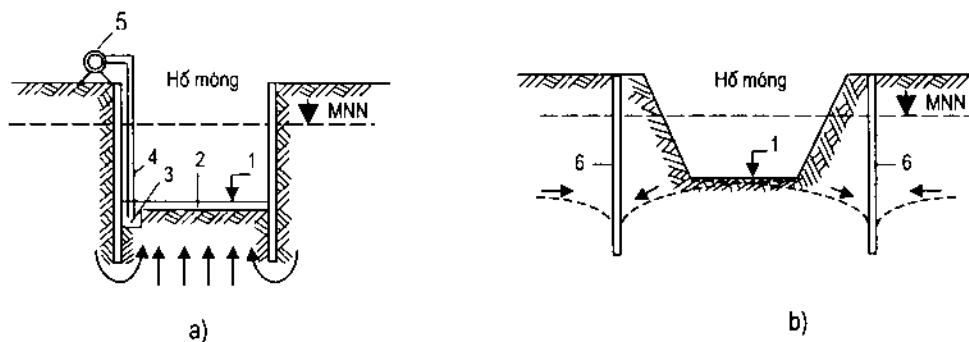
Phản lực của chính thể tích đất đá đó bằng:

$$P = \gamma' FH_2 \quad (10.15)$$

Trong điều kiện cân bằng: $P_{tp} = P$, hay:

$$\gamma_w IFH_2 = \gamma' FH_2 \rightarrow I = \gamma' / \gamma_w \quad (10.16)$$

Trong đó: γ' - dung trọng đẩy nổi của đất; H_2 - cột nước trong hố móng.



Hình 10.4. Sơ đồ dòng nước chảy vào hố móng khi tháo khô
(các mũi tên chỉ phương vận động của dòng nước)

a) Tháo khô hố móng bằng thoát nước lộ thiên

b) Tháo khô hố móng bằng hệ thống các ống kim lọc;

1 - Đáy hố móng; 2 - Rãnh thu nước; 3 - Hố thu nước; 4 - Ống dẫn nước;

5 - Máy bơm nước; 6 - Các ống kim lọc; MNN - Mực nước ngầm.

Trong các điều kiện nêu trên, thể tích đất đá trong hố móng tồn tại ở trạng thái không trọng lượng, và bất kỳ một vật thể nào đặt lên bề mặt của nó cũng bị chìm xuống. Gradient áp lực gây ra trạng thái không trọng lượng của đất đá đúng bằng dung trọng của đất đá bị nước đẩy nổi về trị số, và được gọi là gradient tới hạn (I_{th}). Dưới các trị số $I > I_{th}$, đất sẽ bị nước lôi kéo và vận chuyển đi khi nước chảy qua vùng hố móng. Bởi vì, trị số

dung trọng của đất bị nước đẩy nổi (γ') thường gần bằng một đơn vị, nên trong tính toán có thể lấy $I_{th} = 1$.

10.3. HIỆN TƯỢNG ĐẤT CHẢY

Trong thực tế xây dựng, các loại đất phân tán, vụn thô (sạn sỏi, cát) và đất loại sét bão hòa nước, đồng thời chứa các vật chất keo, hữu cơ,... chúng có thể chảy đùn ra khi mở các hố móng công trình hay đào các hố đào, được xếp vào loại đất chảy.

Hiện tượng đất chảy gây nhiều khó khăn cho công tác thi công các hố móng công trình, khi đào hố thăm dò và khai thác mỏ khoáng sản, v.v... Dòng đất chảy có thể kéo dài tới khoảng cách rất lớn so với vị trí mở hố đào, nó thường gây nên hiện tượng sụt lún bề mặt đất, làm mất ổn định các công trình xây dựng trên chúng.

Vào năm 1959, P.Uxov đã liệt đất chảy vào các loại đất đặc biệt, chúng có tính chảy.

Năm 1923, K.Terzaghi đưa ra một khái niệm mới, đó là tính linh động của đất khi tạo nên đất chảy không phải vốn sẵn có của bất kỳ loại đất đặc biệt nào, mà nó là kết quả của chế độ thủy động nhất định. Theo quan điểm của ông, đất chảy - đó không phải là tính chất của loại đất đặc biệt, mà các loại đất khác nhau cũng có thể mang trạng thái chảy. Quan điểm này đã được chứng minh bằng nhiều tài liệu quan sát được. Các loại đất rất khác nhau, bắt đầu từ đất sét - sét pha và cuối cùng là các loại đất vụn thô đều mang trạng thái chảy. Thậm chí, tính chảy này còn phát hiện được ở một số loại đá phiến sét xerixit.

Sau khi nghiên cứu các hiện tượng đất chảy, A.F.Lebedev đã khẳng định rằng, theo dấu hiệu bên ngoài dòng đất chảy gần giống dung dịch nhớt và nó có thể xảy ra do hai nguyên nhân hoàn toàn khác nhau: trường hợp thứ nhất, tính chảy của đất như K.Terzaghi đã nhấn mạnh, nó xảy ra là do chế độ thủy động đặc biệt; trường hợp thứ hai là kết quả của các tính chất đặc biệt của đất, trước hết chúng được quyết định bởi thành phần khoáng vật, thành phần cấp phối hạt và cuối cùng nó phát sinh trên cơ sở các thay đổi xúc biến kiến trúc của đất.

Khi thay đổi chế độ thủy động, một số loại đất nào đó sẽ dừng chảy. Đối với các đất chảy như vậy không phải do tính chất, mà do trạng thái của chúng quyết định; bởi vậy A.F.Lebedev đã gọi chúng là đất chảy giả. Đất chảy giả thường chuyển sang trạng thái chảy dưới tác dụng của áp lực thủy động của dòng thấm, nên P.N.Paniukov mới gọi đất chảy giả dưới cái tên thích hợp nhất - đó là đất chảy do thấm, điều này hoàn toàn phù hợp với nguyên nhân phát sinh ra chúng.

Hiện tượng đất chảy phát sinh do thay đổi xúc biến của kiến trúc, A.F.Lebedev xếp chúng vào loại đất chảy đặc biệt và gọi là đất chảy thật; còn P.N.Paniukov đề nghị gọi là đất chảy xúc biến.

10.3.1. Hiện tượng đất chảy do thấm (đất chảy giả)

Hiện tượng này xảy ra dưới tác dụng của áp lực thủy động của dòng nước thấm trong đất vụn thô và đất cát, chúng không chứa các hạt phân tán nhỏ, hạt keo và vật chất hữu cơ. Khả năng chuyển đất chảy do thấm sang trạng thái chảy quyết định bởi trị số gradien áp lực tới hạn (I_{th}):

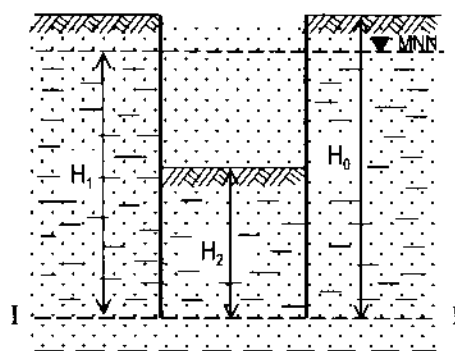
$$I_{th} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (10.17)$$

Thay $\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n) = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{(1 + e)}$ vào công thức (10.17), ta có:

$$I_{th} = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)(1 - n)}{\gamma_w} = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) (1 - n)$$

hay: $I_{th} = (G_s - 1)(1 - n) = (G_s - 1) / (1 + e) \quad (10.18)$

Muốn xác định tính chất chảy của đất do thấm, có thể sử dụng dụng cụ do V.A.Mosansky chế tạo. Đồ đất cần nghiên cứu chùng 3 kg vào một cái hộp có vách trong suốt (xem hình 10.5). Đất được đổ vào sao cho tạo nên sườn dốc có góc dốc $\alpha = 30^\circ$ so với phương nằm ngang, cho nước thấm mao dẫn từ dưới lên. Sau khi mực nước trong hộp dâng cao được 3 cm và giữ nguyên mực nước này trong suốt thời gian làm thí nghiệm. Đổ thêm nước vào khoang bên cạnh của hộp thí nghiệm, với cột nước dâng cao trong cát thì cường độ của dòng thấm cũng tăng lên hướng từ khoang bên cạnh sang phía mực nước ổn định. Dưới gradien áp lực tới hạn nhất định (I_{th}) sẽ xảy ra sự phá hoại và tạo nên góc sườn dốc mới. Theo kết quả nghiên cứu của V.A.Mosansky, trong cát hạt nhỏ thì trị số $I_{th} = 0,17 \div 0,36$; còn góc tạo nên sườn dốc $\alpha = 14^\circ \div 17^\circ 30'$.



Hình 10.5. Sơ đồ dụng cụ để xác định gradien thấm tới hạn

Trong quá trình chuyển đất chảy giả sang trạng thái chảy thường làm giảm đáng kể trị số góc ma sát trong của đất. P. N. Paniukov nhấn mạnh rằng, lực rung động là một trong những yếu tố quan trọng nhất làm giảm trị số góc ma sát trong của đất. Đất cát hạt nhỏ và sạch, dưới tác dụng của rung động chúng có thể chuyển sang trạng thái loãng hay chảy thậm chí khi đất hoàn toàn khô (không có nước). Hiện tượng này thường gọi là “đất chảy khô”.

Đất bão hòa nước, dưới tác dụng rung động có thể chuyển sang trạng thái chảy mà không phụ thuộc vào trị số gradien áp lực.

Để chuyển đất chảy giả sang trạng thái chảy dưới tác dụng của rung động, cần thỏa mãn điều kiện sau:

$$\gamma' h (2\xi\pi - 1) - (P - P_d) > 0 \quad (10.19)$$

Trong đó: h - chiều sâu, tại đó kiểm tra khả năng chuyển sang trạng thái chảy (cm);

ξ - hệ số áp lực ngang (áp lực hông);

P - tải trọng thường xuyên tại độ sâu nghiên cứu, trong điều kiện tự nhiên được tính:

$$P = \sum_{i=1}^n \gamma'_i h_i \quad (\text{N/cm}^2) \quad (10.20)$$

P_d - tải trọng rung động theo chu kỳ, N/cm^2 .

Khả năng chuyển đất chảy giả sang trạng thái chảy cần quan tâm đến khi mở hố móng công trình, hố đào hay moong khai thác khoáng sản, v.v...

Dấu hiệu nhận biết đất cát chảy giả là, bấc nắm cát để lên một tấm cứng phẳng, nước chảy ra từ đồng cát trong và sau khi nước chảy ra hết, để lại đồng cát có dạng hình đồng thốc.

Ví dụ 10.3. Một hố móng hình chữ nhật đào vào tầng đất cát pha có độ ẩm tự nhiên $W = 42\%$, dung trọng tự nhiên $\gamma = 17,65 \text{ KN/m}^3$, tỷ trọng hạt $G_s = 2,69$. Đáy hố móng nằm cao hơn đáy cách nước thứ nhất cách mặt đất một đoạn $h_1 = 1,25 \text{ m}$. Hãy kiểm tra xem có khả năng cát chảy do thấm khi đào hố móng hay không? Các thông số khác cho trên hình vẽ 10.6.

Bài giải:

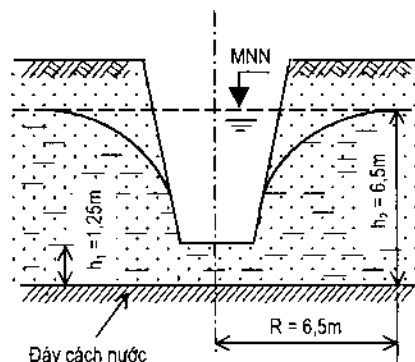
- Gradien thấm tới hạn (I_{th}) được tính:

$$I_{th} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1 + e}; \quad (a)$$

Trong đó:

$$\gamma' = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{(1 + e)} = \frac{\gamma_w (G_s - 1)}{(1 + e)} \quad (b)$$

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{G_s \gamma_w - \gamma_d}{\gamma_d}$$



Hình 10.6. Sơ đồ để tính toán ví dụ 10.3

Ở đây:
$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + 0,01W} = \frac{17,65}{1 + 0,01 \times 42} = 12,429 \approx 12,43 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

Nên ta có:
$$e = \frac{2,69(9,81) - 12,43}{12,43} \approx 1,12$$

– Thay các trị số tìm được vào công thức (a), ta có:

$$I_{th} = (G_s - 1) / (1 + e)$$

$$I_{th} = (2,69 - 1) / (1 + 1,12) \approx 0,80$$

Gradien thấm thực tế (I_{tt}) được tính:

$$I_{tt} = \frac{\Delta H}{R} = \frac{6,5 - 1,25}{6,5} \approx 0,81$$

– Kết luận: Hoàn toàn có khả năng xảy ra cát chảy do thấm, vì : $I_{tt} = 0,81 > I_{th} = 0,80$.

10.3.2. Hiện tượng đất chảy thật (chảy xúc biến)

Hiện tượng đất chảy thật còn gọi là đất chảy xúc biến, đặc trưng trước hết bằng sự có mặt của vật chất hữu cơ, hạt keo và hạt phân tán nhỏ.

I.M.Gorkova, sau khi nghiên cứu một cách tỉ mỉ đất chảy thật ở trạng thái ẩm tự nhiên, dưới kính hiển vi nhìn thấy rất rõ giữa các hạt cát không có tiếp xúc trực tiếp với nhau, và chúng nằm yên trong một khối đặc xít dưới dạng bông xốp màu nâu - vàng của vật liệu phân tán cao. Sự có mặt của khối keo ưa nước cao tạo cho đất các ô mạng kiến trúc linh động kém bền, trong đó có sự tham gia của các hạt vật chất lấp nhét lỗ rỗng không hoạt động. Chính sự có mặt của khối keo này tạo nên cho đất cát chứa keo những tính chất khác xa so với cát sạch, đó là độ ẩm tự nhiên cao ($W = 21 \div 48\%$), độ rỗng lớn ($n = 41 \div 58\%$) và độ hút ẩm phân tử cực đại cao ($3 \div 18\%$).

V.V.Radina bằng thực nghiệm đã khẳng định rằng, hoạt động sống của các vi sinh vật đặc biệt là nguyên nhân tạo thành khối keo ưa nước cao trong đất chảy thật. Sau khi nghiên cứu đất chảy thật, V.V.Radina đã chú ý đến một điều là, bề mặt các hạt nhỏ rất giàu nước và chúng khi nổi từ dưới sâu lên, khi thì chìm xuống. Những nghiên cứu tiếp theo nhấn mạnh rằng, trong một centimet khối đất chảy thật chứa tới 8.000.000 con vi sinh vật. Những vi sinh vật này dường như ăn các vật chất hữu cơ và chất khoáng của đất, đồng thời bài tiết ra chất keo - chất nhớt (chất nhầy), đó là nguyên nhân gây nên tính linh động của đất chảy thật. Trong suốt thời gian hàng chục năm làm thực nghiệm, V.V.Radina đã chứng minh được rằng, cát thông thường bão hòa nước có thể chuyển thành đất chảy thật.

Khả năng giữ nước của đất chảy thật rất lớn và có thể đạt tới 240%, còn tính thấm nước có thể bỏ qua; ở trạng thái tự nhiên hệ số thấm nước $K \approx 10^{-4} \div 10^{-5}$ cm/giây. Do

đó, việc tách nước ra khỏi đất chảy thật bằng các biện pháp thông thường thực tế không thể thực hiện được.

Độ chặt của đất chảy thật rất không ổn định, nó có thể thay đổi nhiều khi nhào trộn, làm loãng ra và tự nén chặt lại. Khi phá hoại kiến trúc tự nhiên của đất chảy thật, độ bền của nó bị giảm xuống chừng $50 \div 300$ lần. Ví dụ, đất chảy thật ở trạng thái tự nhiên có sức kháng nén bằng $0,28 \div 0,43$ MPa, sau khi phá vỡ kết cấu tự nhiên của chúng thì trị số sức kháng nén giảm đi $80 \div 180$ lần.

Dấu hiệu nhận biết đất chảy thật ở chỗ, bấc nắm đất chảy thật đặt lên một tấm phẳng cứng, nước chảy ra từ đồng đất là đục và để lại đồng đất có hình thù chiếc bánh dày khi nước chảy ra đạt mức tối đa.

10.3.3, Biện pháp xây dựng công trình trong vùng đất chảy

1. Đất chảy giả

Tác dụng của áp lực thấm hay tải trọng rung động là nguyên nhân chính gây ra hiện tượng đất chảy giả. Do đó, khi tiến hành đào hố đào, hố móng công trình và moong khai thác khoáng sản cần tính toán các tác dụng trên, đồng thời phải có phương pháp làm giảm gradien áp lực và trị số - tần số tải trọng rung.

Việc giảm gradien áp lực thấm có thể thực hiện bằng nhiều cách khác nhau:

- Bơm hút nước qua ống kim lọc hay hố khoan thấm sẽ cho phép hạ thấp mực nước áp của dòng ngầm, và giảm được gradien áp lực.
- Trong trường hợp cụ thể, lái dòng ngầm chảy đi hướng khác và tháo khô toàn bộ tầng đất chảy. Không nên tiến hành bơm hút nước lộ thiên trực tiếp từ các hố đào, hố móng hay moong khai thác khoáng sản,... bởi vì làm như vậy thường làm tăng hiện tượng đất chảy.

2. Đất chảy thật

Việc làm khô đất chảy thật bằng các biện pháp thông thường hầu như không thực hiện được, bởi vì áp lực thấm trong chúng thực tế không tồn tại. Trong trường hợp này, nên sử dụng một số phương pháp sau:

- Tháo khô điện thấm thấu và thoát nước bằng điện. G.M.Lomize đã đưa ra một vài ví dụ hạ thấp mực nước dưới đất bằng phương pháp điện thấm thấu trong đất chảy có hệ số thấm là $2,5 \times 10^{-5}$; $1,4 \times 10^{-6}$ cm/giây, v.v...
- Gia cố hóa học đất chảy thật bằng cách bơm phụ liên tục thủy tinh lỏng và canxi clorua ($\text{SiO}_2 + \text{CaCl}_2$) vào trong nó. Tuy nhiên, phương pháp này chỉ có thể thực hiện được trong đất chảy có hệ số thấm: $K = 2 \times 10^{-3} \div 9 \times 10^{-2}$ cm/giây - đặc trưng cho đất chảy giả. Trong đất chảy thật, hệ số thấm nước: $K < 2 \times 10^{-3}$ cm/giây, biện pháp gia cố

hóa học trên đây ít hiệu quả. Việc sử dụng đồng thời hai phương pháp điện thấm thấu và phụt dung dịch ($\text{SiO}_2 + \text{CaCl}_2$) vào trong đất chảy thật là hiệu quả hơn cả, song hiện tại phương pháp này nghiên cứu chưa nhiều.

– Phương pháp làm đông lạnh đất chảy thật rất hiệu quả. Bằng phương pháp này sẽ tạo ra một bức tường đất được xi măng hóa bằng nước đóng băng bao quanh lấy hố đào, hố móng hay moong khai thác khoáng sản. Nhược điểm của phương pháp này là tính tạm thời của nó, bởi vì trong một thời gian nhất định nào đó dưới tải trọng động hay tần số rung vượt quá độ bền liên kết của nước băng, thì bức tường đất - băng này sẽ bị tan loãng ra, hậu quả sẽ rất lớn.

10.4. HIỆN TƯỢNG XÓI NGẦM

Hiện tượng xói ngầm vừa mang bản chất hóa học (hòa tan các đá có tính hòa tan - liên quan chặt chẽ với hiện tượng carstơ) vừa mang bản chất cơ học (dòng nước ngầm lôi kéo, vận chuyển các hạt đất đá từ nơi này đến nơi khác).

Quá trình lôi cuốn các hạt đất đá và rửa trôi các đá có tính hòa tan dưới tác dụng của nước dưới đất, sau đó gây ra hiện tượng sụt lún bề mặt đất, gọi là xói ngầm. Cho tới nay, hiện tượng xói ngầm nghiên cứu chưa được đầy đủ. Tuy vậy, những quan sát thực nghiệm do nhiều nhà nghiên cứu khoa học tiến hành cho phép rút ra một số kết luận sau:

– Hiện tượng xói ngầm cơ học được quyết định bởi thành phần cấp phối hạt đất đá, trị số áp lực thủy động, gradien thấm tới hạn và tốc độ thấm tới hạn của dòng ngầm. Mặt khác, quá trình xói ngầm cơ học được biểu hiện ở sự vận chuyển các hạt nhỏ đất đá đi qua các lỗ rỗng giữa những hạt đất đá lớn, nên kích thước lỗ rỗng có một ý nghĩa rất lớn.

– Có thể phân ra hai loại xói ngầm: xói ngầm cơ học chỉ liên quan tới sự vận chuyển và lôi kéo các hạt đất đá từ nơi này đến nơi khác; còn xói ngầm hóa học chỉ liên quan tới các quá trình kiềm hóa. Xói ngầm hóa học thông thường đóng vai trò phụ. Trong quá trình xói ngầm hóa học, những liên kết kết tinh bị phá hoại, do đó các hạt đất đá được giải phóng tự do và chúng có nguy cơ bị dòng nước lôi kéo đi. Trước hết, các muối nằm trên vách lỗ rỗng bị hòa tan, sau đó hòa tan những hạt cacbonat có tính hòa tan và làm tăng kích thước lỗ rỗng của đất đá. Điều này, trước hết tạo thuận lợi cho quá trình vận chuyển những hạt nhỏ đất đá không có tính hòa tan dưới nền công trình.

10.4.1. Điều kiện phát sinh và phát triển xói ngầm cơ học

1. Thành phần cấp phối hạt đất đá

Theo I.I. Botrkov, trong đất cát có tỷ số kích thước hạt lớn (D) với kích thước lỗ rỗng (d_n) bằng khoảng 2,5; còn kích thước lỗ rỗng (d_n) tối thiểu gấp 8 lần kích thước hạt nhỏ (d). Thỏa mãn điều kiện này, thì các hạt nhỏ (d) có thể tự do di chuyển trong lỗ rỗng (d_n)

giữa các hạt lớn (D) dưới tác dụng của dòng ngầm. Thật vậy, tỷ số giữa các kích thước hạt lớn (D) và hạt nhỏ (d) không được nhỏ hơn trị số dưới đây:

$$\frac{D}{d} = \left(\frac{D}{d_n} \right) \left(\frac{d_n}{d} \right) = 2,5 \times 8 = 20 \quad (10.21)$$

Sự có mặt các hạt đất đá kích thước khác nhau trong đất sẽ cản trở sự vận chuyển các hạt có đường kính nhỏ (d).

2. Áp lực thủy động phải thắng được trọng lượng bản thân các hạt cát

$$P_{td} = I \gamma_w \quad (10.22)$$

Trong đó: P_{td} - áp lực thủy động;

I - gradien thấm;

γ_w - trọng lượng đơn vị của nước.

Nếu lấy $\gamma_w = 1$, phương trình (10.22) có dạng:

$$P_{td} = I \quad (10.23)$$

E. A. Zamarin cho rằng, gradien thấm tới hạn ở đó xảy ra sự đẩy nổi các hạt cát, có thể xác định theo công thức sau:

$$I_{th} = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)(1 - n)}{\gamma_w} + 0,5n = (G_s - 1)(1 - n) + 0,5n; \quad (1-24a)$$

$$\text{hay:} \quad I_{th} = (G_s - 1) / (1 + e) + 0,5n \quad (10.24b)$$

Ở đây: 0,5 - hệ số thực nghiệm.

Nếu quy ước các hạt đất có dạng hình cầu, thì có thể rút ra kết luận là trị số áp lực thủy động đủ để vận chuyển các hạt đất phải tỷ lệ thuận với đường kính của chúng. N.N.Pavlôvsky cho rằng, đối với các hạt đất có đường kính trung bình (từ 0,25 đến 1,0 mm) thì trị số gradien thấm tới hạn bằng đường kính trung bình của các hạt: $I_{th} = d_{tb}$.

3. Tốc độ thấm tới hạn (V_{th})

Theo N.N.Pavlôvsky, tốc độ vận động của nước tại vị trí chuyển tiếp từ chảy tầng sang chảy rối có thể được xác định theo công thức (8.10) của chương 8.

Khi $V > V_{th}$ - vận động của nước trong đất đá là chảy rối, ngược lại là chảy tầng.

Viện sĩ N. N. Maslov giới thiệu các trị số tốc độ thấm tới hạn (V_{th}) dưới đây đủ để vận chuyển các hạt đất đá có kích thước khác nhau:

Đường kính hạt (mm)	1,000	0,500	0,100	0,05	0,01	0,005	0,001
V_{th} , cm/giây	10,0	7,0	3,0	2,0	0,5	0,12	0,02

4. Xói ngầm xảy ra tại ranh giới giữa hai lớp đất đá khác nhau về hệ số thấm

Hiện tượng xói ngầm có thể phát sinh tại chỗ tiếp xúc của hai lớp đất đá khác nhau, khi trị số hệ số thấm giữa chúng chênh lệch nhau trên hai lần.

Ví dụ, khả năng xói ngầm xảy ra tại ranh giới tiếp xúc giữa các lớp đất sét và đất cát, hay giữa đất cát và sạn sỏi. Để giải quyết vấn đề này, X. V. Izbas đề nghị sử dụng công thức sau đây để tìm tốc độ tới hạn xảy ra xói ngầm:

$$V_{th} = V_0 + f \left(\frac{d^2}{D^2} \right) \quad (10.25)$$

Trong đó: V_0 - tốc độ, mà ở đó thắng được khối lượng hạt;

D và d - đường kính hạt lớn và hạt nhỏ của đất đá.

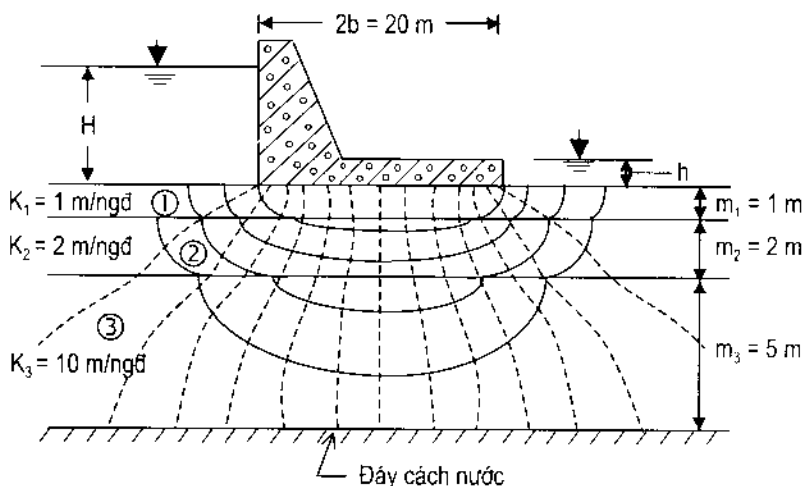
Theo tài liệu thực nghiệm của L.M.Kozlova, khả năng xói ngầm tại ranh giới tiếp xúc giữa sạn sỏi và cát phát sinh dưới tốc độ thấm tới hạn tính bằng cm/giây là:

$$V_{th} = 0,26 d_{60}^2 \left[1 + 1000 \left(\frac{d_{60}}{D_{60}} \right)^2 \right] \quad (10.26)$$

Trong đó: d_{60} và D_{60} - đường kính hạt nhỏ (cát) và hạt lớn (sạn - sỏi) tính bằng mm, nhỏ hơn chúng trong đất đá chứa 60%.

Công thức (10.26) chỉ đúng cho $d_{60} = 0,088 \div 0,5$ mm; $D_{60} = 2,5 \div 15,0$ mm.

Xói ngầm thường là nguyên nhân gây ra hiện tượng trượt và sụt lún bề mặt đất, v.v...



Hình 10.7. Sơ đồ để tính toán ví dụ 10.4

Ví dụ 10.4. Nền đập đáy phẳng cấu tạo bởi ba lớp đất khác nhau (xem hình 10.7):

Lớp 1 (trên cùng) là sét pha cát có chiều dày $m_1 = 1\text{m}$, hệ số thấm nước $K_1 = 1\text{ m/ngày đêm}$;

Lớp 2 (dưới lớp 1) là cát pha có chiều dày $m_2 = 2\text{m}$, hệ số thấm nước $K_2 = 2\text{ m/ngày đêm}$, đường kính hạt cát $d_{60} = 0,025\text{ mm}$;

Lớp 3 (dưới lớp 2) là sạn sỏi có chiều dày $m_3 = 5\text{m}$, hệ số thấm nước $K_3 = 10\text{ m/ngày đêm}$, đường kính hạt sạn sỏi $D_{60} = 2,5\text{mm}$.

Dưới cùng là tầng đất sét cách nước và nằm ngang. Mực nước vào mùa mưa ở thượng lưu là $H_1 = 60\text{ m}$, ở hạ lưu là $h_1 = 10\text{ m}$; vào mùa khô ở thượng lưu là $H_2 = 50\text{ m}$, ở hạ lưu là $h_2 = 8\text{ m}$.

Hãy kiểm tra xem có khả năng xói ngầm cơ học xảy ra dưới nền đập hay không, tại sao?

Cho biết, chiều rộng đáy đập $2b = 20\text{ m}$.

Bài giải:

1) Xác định hệ số không đồng nhất của đất đá dưới nền đập:

$$\frac{D}{d} = \frac{D_{60}}{d_{60}} = \frac{2,5}{0,025} = 100 > 20$$

2) Hệ số thấm trung bình của đất đá dưới nền đập được tính theo công thức của G.N.Kamensky:

– Theo phương đứng ($\bar{K}_d$):

$$\bar{K}_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{\sum_{i=1}^n \frac{m_i}{K_i}} = \frac{1 + 2 + 5}{\frac{1}{1} + \frac{2}{2} + \frac{5}{10}} \approx 3,2 \text{ (m/ngày đêm)}$$

– Theo phương ngang ($\bar{K}_{ng}$):

$$\bar{K}_{ng} = \frac{\sum_{i=1}^n K_i m_i}{\sum_{i=1}^n m_i} = \frac{(1 \times 1) + (2 \times 2) + (10 \times 5)}{1 + 2 + 5} \approx 6,88 \text{ (m/ngày đêm)}$$

– Hệ số thấm trung bình (K_{tb}) là:

$$K_{tb} = \sqrt{K_{\max} \cdot K_{\min}} = \sqrt{K_{ng} \cdot K_d} = \sqrt{3,2 \times 6,88} \approx 4,69 \text{ (m/ngày đêm)}$$

Đến đây bài toán được giải như trong trường hợp nền đồng nhất, chỉ riêng chiều rộng đáy đập giảm đi một trị số a (tức là trị số $2b$ sẽ lấy bằng $2b/a$, ở đây $a = \sqrt{K_{\max}/K_{\min}}$).

3) Xác định chiều dài đường thấm dưới nền đập đồng nhất tương đương:

$$L = \frac{2b}{a} + 2 \left(\frac{m_1 + m_2 + m_3}{2} \right) = \frac{20}{\sqrt{6,88/3,2}} + 2 \left(\frac{1+2+5}{2} \right) \approx 21,64 \text{ (m)}.$$

4) Xác định tốc độ thấm thực tế của dòng ngầm dưới nền đập (V_{tl}):

– Vào mùa mưa (V_{tl1}) là:

$$V_{tl1} = I_1 K_{tb} = \frac{\Delta H_1}{L} K_{tb} = \frac{H_1 - h_1}{L} K_{tb}$$

$$V_{tl1} = \frac{60 - 10}{21,64} \times \frac{4,69 \times 100}{86.400} = 0,0125 = 1,25 \cdot 10^{-2} \text{ (cm/giây)} ;$$

– Vào mùa khô (V_{tl2}) là:

$$V_{tl2} = I_2 K_{tb} = \frac{\Delta H_2}{L} K_{tb} = \frac{H_2 - h_2}{L} K_{tb} ;$$

$$V_{tl2} = \frac{50 - 8}{21,64} \times \frac{4,69 \times 100}{86.400} = 0,0105 = 1,05 \cdot 10^{-2} \text{ (cm/giây)} ;$$

5) Kiểm tra khả năng xói ngầm cơ học dưới nền đập:

– Xác định tốc độ thấm tới hạn theo công thức của L.M.Kozlova (V_{th}):

$$V_{th} = 0,26 d_{60}^2 \left[1 + 1000 \left(\frac{d_{60}}{D_{60}} \right)^2 \right]$$

$$V_{th} = 0,26 \times (0,025)^2 \left[1 + 1000 \left(\frac{0,025}{2,5} \right)^2 \right] \approx 0,18 \times 10^{-3} \text{ (cm/giây)}$$

– Kết luận: Với 5 điều kiện đã tính toán trên cho thấy, dưới tác dụng của dòng ngầm vào cả hai mùa đều xảy ra xói ngầm cơ học tại ranh giới tiếp xúc giữa hai lớp đất cát pha và sạn sỏi, bởi vì dưới trị số $V_{th} = 0,18 \times 10^{-3}$ (cm/ giây) dòng nước ngầm đủ đẩy nổi được các hạt cát nhỏ (d_{60}) dưới nền đập; đồng thời với trị số $V_{tl1} = 1,25 \times 10^{-2}$ (cm/ giây) và $V_{tl2} = 1,05 \times 10^{-2}$ (cm/ giây) đều lớn hơn trị số $V_{th} = 0,18 \times 10^{-3}$ cm/ giây và dòng nước ngầm sẽ vận chuyển được các hạt cát nhỏ (d_{60}) đi qua các lỗ rỗng (d_n) của các hạt lớn sạn sỏi (D_{60}).

10.4.2. Hệ số an toàn của các công trình thủy công chống xói ngầm

Khi có độ chênh lệch cột nước giữa thượng lưu và hạ lưu của các công trình thủy lợi và thủy công, thường xảy ra hiện tượng xói ngầm nền đất có tính chất thấm dưới chúng. Để đánh giá mức độ ổn định của các công trình này đối với xói ngầm, nhiều nhà khoa học trên thế giới đã đưa ra những phương pháp tính toán khác nhau như sau:

1. Phương pháp Harza (1935)

Tác giả đã đưa ra hệ số an toàn của các công trình thủy công chống xói ngầm FS:

$$FS = \frac{I_{th}}{I_{ra}} \quad (10.27)$$

Trong đó: I_{th} - gradien thấm tới hạn, và $I_{th} = \gamma' / \gamma_w$;

I_{ra} - gradien đi ra tối đa, và được xác định theo sơ đồ lưới dòng chảy như chỉ ra trên hình 10.8, cụ thể là:

$$I_{ra} = \frac{\Delta h}{L} \quad (10.28a)$$

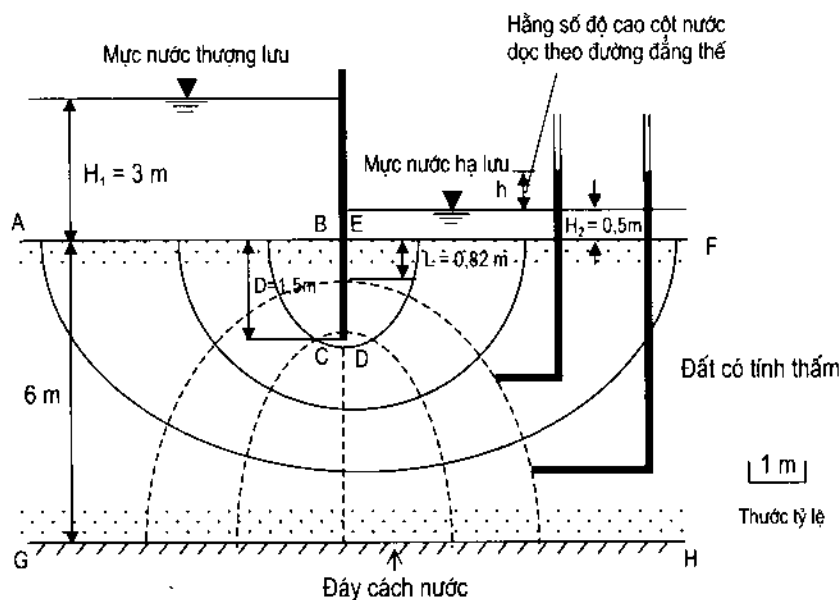
Ở đây: Δh - tổn thất cột nước;

L - chiều dài của phân tố dòng chảy.

Hệ số $F_s = 3 \div 4$ là đạt yêu cầu.

Một cách giải lý thuyết để xác định (I_{ra}) tối đa cho một hàng cọc ván cừ phía trước đập như chỉ ra trên hình 10.8, ta có:

$$I_{ra} = \frac{1}{\pi} \times \frac{\text{Chiều cao cột nước tối đa}}{\text{Chiều sâu cọc ván cừ}} \quad (10.28b)$$



Hình 10.8. Mạng lưới dòng chảy vòng qua một hàng cọc ván cừ

2. Phương pháp Lane (1935)

Bằng thực nghiệm, Lane đã đưa ra công thức tính gần đúng chiều dài đường xói trọng lực như sau:

$$L_w = \frac{\Sigma L_h}{3} + \Sigma L_v \quad (10.29)$$

Trong đó:

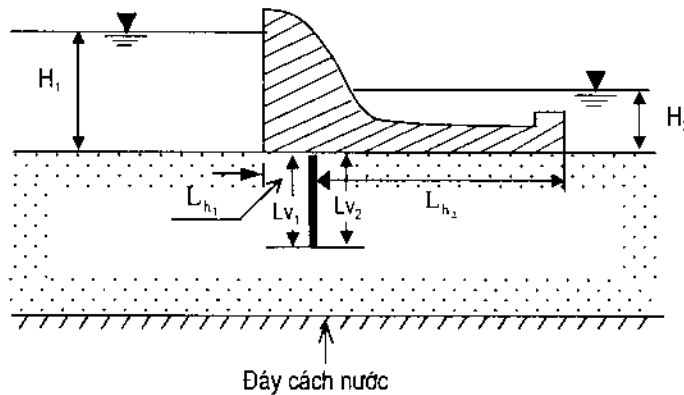
L_w - chiều dài đường xói trọng lực (còn gọi là chiều dài “đường viền tượng trưng” - Thủy công, tập I, ĐHXD.1971).

$\Sigma L_h = L_{h_1} + L_{h_2} + L_{h_3} + \dots + L_{h_n}$ - tổng chiều dài dòng chảy ngắn nhất theo phương ngang (xem hình 10.9).

$\Sigma L_v = L_{v_1} + L_{v_2} + L_{v_3} + \dots + L_{v_n}$ - tổng chiều dài dòng chảy ngắn nhất theo phương đứng (xem hình 10.9).

Khi biết L_w , tính được tỷ số xói ngầm trọng lực:

$$\text{Tỷ số xói ngầm trọng lực} = \frac{L_w}{H_1 - H_2} \quad (10.30)$$



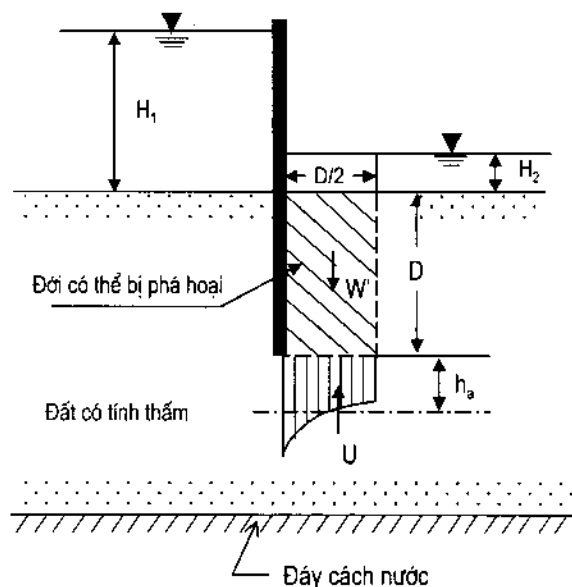
Hình 10.9. Sơ đồ tính toán khoảng cách xói ngầm trọng lực

Lane kiến nghị, mỗi kết cấu đập an toàn đối với xói ngầm, thì tỷ số xói ngầm trọng lực phải bằng hoặc lớn hơn tỷ số an toàn cho trong bảng 10.1.

Bảng 10.1. Các trị số an toàn của tỷ số xói ngầm trọng lực

Tên đất	Tỷ số xói ngầm trọng lực an toàn
Cát rất mịn hay bùn cát	8,5
Cát mịn	7,0
Cát trung	6,0
Cát thô	5,0
Sỏi nhỏ	4,0
Sỏi thô	3,0
Sét mềm đến trung bình	2,0 ÷ 3,0
Sét cứng	1,8
Sét rất cứng	1,6

3. **Terzaghi (1922)** đã tiến hành thí nghiệm mô hình cho một hàng cọc ván cừ như biểu thị trên hình 10.10.



Hình 10.10. Sơ đồ cấu trúc hàng cọc ván cừ bị phá hoại do xói ngầm

Terzaghi chỉ ra rằng, sự phá hoại do xói ngầm xảy ra trong phạm vi lăng trụ đất ngay sát phía sau hàng cọc ván cừ đơn có kích thước $\frac{D \times D}{2}$ (về phía hạ lưu). Do đó, độ ổn định của kết cấu này có thể được xác định bằng cách xét một lăng trụ đất sát hàng cọc ván cừ về phía hạ lưu, có kích thước $\frac{D \times D}{2}$.

Sau khi sử dụng mạng lưới các dòng chảy (xem hình 10.10), có thể xác định được áp lực nâng thủy lực lăng trụ đất theo công thức sau:

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w D h_a \quad (10.31)$$

Trong đó: h_a - chiều cao cột nước trung bình dưới đáy lăng trụ đất;

γ_w - trọng lượng đơn vị của nước.

Trọng lượng bản thân lăng trụ đất ngập trong nước, hướng thẳng đứng xuống dưới (W') được xác định như sau:

$$W' = \frac{1}{2} \gamma' D^2 \quad (10.32)$$

Ở đây: γ' - dung trọng của đất bị nước đẩy nổi.

Hệ số an toàn chống xói ngầm là:

$$FS = \frac{W'}{U} = \frac{\frac{1}{2}\gamma' D^2}{\frac{1}{2}\gamma_w D h_a} = \frac{\gamma' D}{\gamma_w h_a} \quad (10.33)$$

Với trị số $FS \geq 4$ được xem là thỏa mãn.

Ví dụ 10.5. Một mạng lưới dòng chảy đối với một hàng cọc ván cừ như chỉ ra trên hình 10.8. Hãy xác định:

- 1) Hệ số an toàn chống xói ngầm bằng phương pháp Harza?
 - 2) Hệ số an toàn chống xói ngầm theo phương pháp của Terzaghi?
- Giả thiết $\gamma' = 10,2 \text{ KN/m}^3$.

Bài giải:

1) Theo Harza, có: $I_{ra1} = \frac{\Delta h}{L}$, với $\Delta h = \frac{H_1 - H_2}{N_d}$

[ở đây N_d - số lượng các vùng đục (giảm) đẳng áp và trong trường hợp này $N_d = 6$].

Nên ta có: $\Delta h = \frac{3 - 0,5}{6} = 0,417 \text{ (m)}.$

Chiều dài của một phân tố dòng chảy (L) có thể được ước tính trên hình 10.8, và lấy gần đúng $L \approx 0,82 \text{ m}$.

Do đó, gradien đi ra thực tế tối đa là:

$$I_{ra1} = \frac{0,417}{0,82} \approx 0,509$$

Theo lý thuyết, tính được:

$$I_{ra2} = \left(\frac{1}{\pi}\right)\left(\frac{\Delta h}{D}\right) = \left(\frac{1}{3,14}\right)\left(\frac{3 - 0,5}{1,5}\right) \approx 0,53$$

Rõ ràng, $I_{ra1} = 0,509$ và $I_{ra2} = 0,53$ là xấp xỉ bằng nhau:

Trị số gradien thấm tối hạn (I_{th}) được xác định:

$$I_{th} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{10,2}{9,81} \approx 1,04$$

Vậy hệ số an toàn chống xói ngầm FS là:

$$FS = \frac{I_{th}}{I_{ra1}} = \frac{1,04}{0,509} \approx 2,04$$

2) Theo Terzaghi:

Xét một lăng trụ đất có tiết diện $\frac{D \times D}{2}$, trong đó $D = 1,5$ m ở sát hàng cọc cứ đơn về phía hạ lưu (hình 10.11).

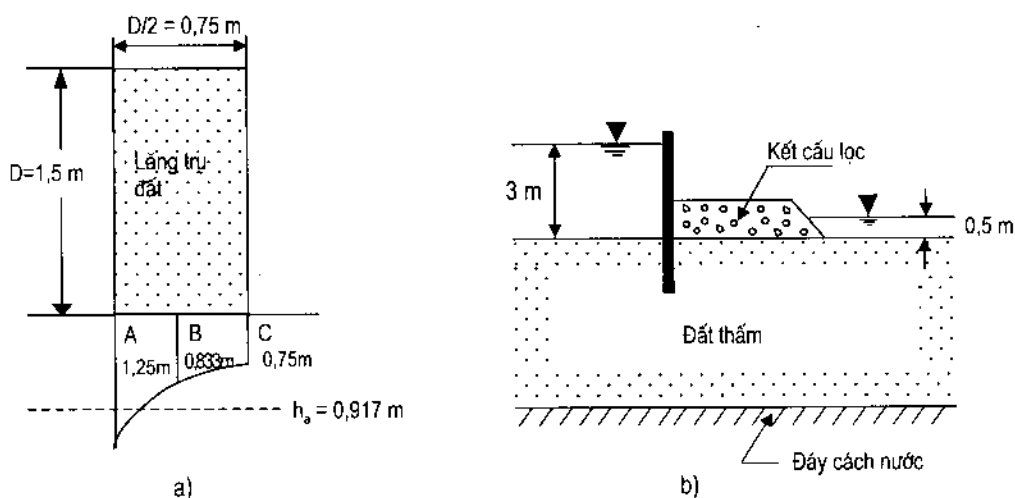
Như chỉ ra trên hình 10.8, ta có $N_d = 6$. Do đó, tính được:

$$h_A = \frac{3}{6}(3 - 0,5) = 1,25 \text{ (m)}$$

$$h_B = \frac{2}{6}(3 - 0,5) = 0,833 \text{ (m)}$$

$$h_C = \frac{1,8}{6}(3 - 0,5) = 0,750 \text{ (m)}$$

$$h_a = \frac{0,375}{0,75} \left(\frac{1,25 + 0,75}{2} + 0,833 \right) \approx 0,917 \text{ (m)}$$



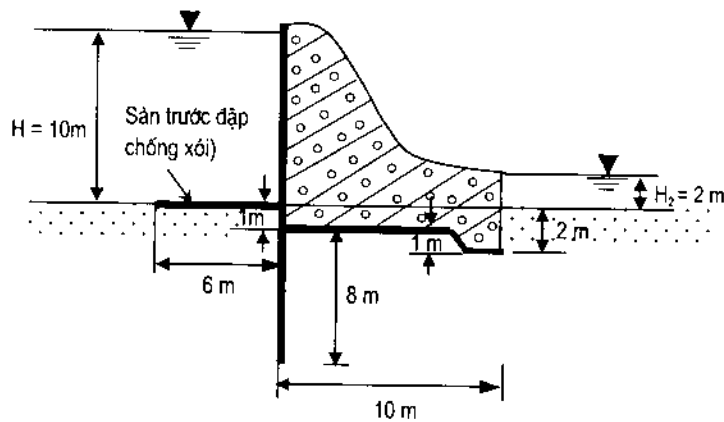
Hình 10.11. Sơ đồ lăng trụ đất (a) và kết cấu lọc (b)

Do đó, tính được hệ số an toàn chống xói ngầm là:

$$FS = \frac{\gamma' D}{\gamma_w h_a} = \frac{10,2 \times 1,5}{9,81 \times 0,917} = 1,70$$

Rõ ràng, hệ số an toàn tính được từ hai phương pháp trên đây là thấp. Tuy nhiên, có thể tăng cao hệ số an toàn FS này bằng cách lắp đặt thêm một số kết cấu thoát nước bằng vật liệu lọc ở phía hạ lưu công trình (hình 10.11.b). Điều này còn có tác dụng làm tăng trọng lượng của lăng trụ đất (W').

Ví dụ 10.6. Một đập có mặt cắt như chỉ ra trên hình 10.12. Đất dưới nền đập là cát mịn. Hãy sử dụng phương pháp Lane kiểm tra xem kết cấu đáy đập có đủ an toàn với xói ngầm hay không?



Hình 10.12. Sơ đồ để tính toán ví dụ 10.6.

Bài giải:

– Theo công thức của Lane, tính được khoảng cách xói ngầm trọng lực:

$$L_w = \frac{\sum L_h}{3} + \sum L_v$$

Trong đó: $\sum L_h = 6 + 10 = 16$ (m)

$$\sum L_v = 1 + (8 + 8) + 1 + 2 = 20$$
 (m)

Thay $\sum L_h$ và $\sum L_v$ vào công thức trên, ta có:

$$L_w = \frac{16}{3} + 20 = 25,33$$
 (m)

– Xác định tỷ số xói ngầm trọng lực:

$$\text{Tỷ số xói ngầm trọng lực} = \frac{L_w}{H_1 - H_2} = \frac{25,33}{10 - 2} \approx 3,17$$

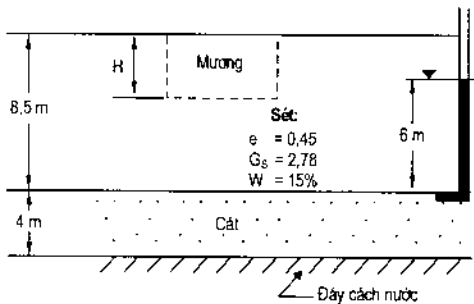
Từ bảng 10.1 cho thấy, tỷ số xói ngầm trọng lực an toàn của cát mịn là 7,0. Trong khi đó, tỷ số này tính được chỉ là 3,17. Do vậy, kết cấu đáy đập như trên hình 10.12 là không an toàn.

10.4.3. Phương pháp phòng và chống xói ngầm

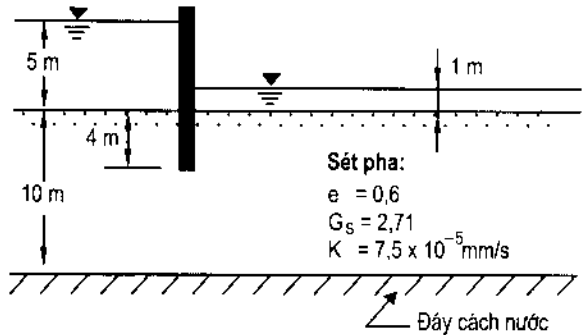
Để phòng và chống xói ngầm cần có biện pháp hạ thấp gradien áp lực (I), cải tạo tính chất xây dựng của đất đá bằng cách bơm phụt dung dịch bitum hay silicat vào chúng, điều tiết dòng nước mặt, xây dựng lớp phủ bảo vệ kiểu thiết bị lọc (thấm) ngược (tức là đắp đất đá có tính thấm nước thành các lớp theo thứ tự tăng dần kích thước hạt từ nhỏ đến lớn theo phương dòng thấm).

BÀI TẬP CHƯƠNG 10

Bài tập 10.1. Đào một con mương vào trong lớp đất sét như chỉ ra trên hình bài tập 10.1. Lớp cát nằm dưới lớp sét sẽ tạo ra một cột nước áp, $H_a = 6$ m. Hãy xác định chiều sâu tối đa của mương, H , để đáy của nó không bị thủng ?



Hình bài tập 10.1

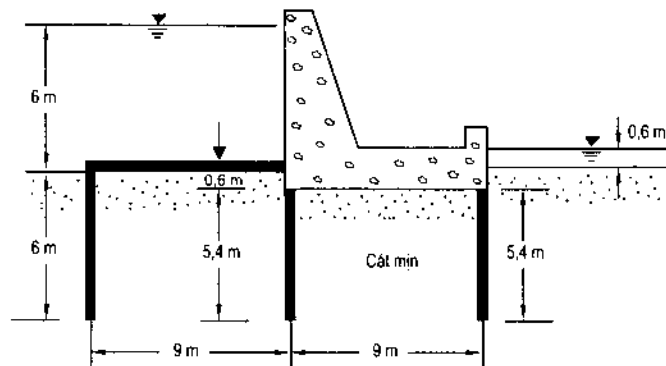


Hình bài tập 10.2

Bài tập 10.2. Một hàng ván cọc cừ đơn như chỉ ra trên hình bài tập 10.2.

- Hãy vẽ lưới thấm ?
- Hãy tính toán lưu lượng thấm mất nước từ thượng lưu về hạ lưu ?
- Hãy tính toán hệ số an toàn đối với xói ngầm theo phương pháp của Terzaghi và phương pháp của Harza ?

Bài tập 10.3. Một mặt cắt đập như chỉ ra trên hình bài tập 10.3. Bằng phương pháp của Lane, hãy xác định tỷ số xói ngầm trọng lực. Đập có ổn định với xói ngầm không ?



Hình tài tập 10.3

Chương 11

CÁC QUÁ TRÌNH VÀ HIỆN TƯỢNG CARSTO

11.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Trong quá trình thành tạo carstơ, nước có một momen phân cực cao và có tác dụng như một chất gây hòa tan. Các dòng nước mặt hay nước dưới đất chảy qua các đất đá có tính hòa tan với độ dày đủ lớn, chúng lộ ra hay thành khối chìm dưới mặt đất, sẽ thúc đẩy quá trình hòa tan.

Khái niệm “thành tạo carstơ” thể hiện bằng quá trình phá hủy các đá cứng có tính hòa tan trong nước hay dung dịch khác nhau. Mức độ hòa tan đá giảm dần từ đá clorua đến sunfat, và từ trầm tích sunfat đến trầm tích cacbonat. Người ta thường xếp đá muối, thạch cao và anhydrit thuộc loại đá dễ hòa tan, còn đá vôi, đá phấn và dolômit - thuộc loại đá khó hòa tan. Tốc độ hòa tan đá vôi – thạch cao – đá muối là rất khác nhau, và tuân theo tỷ lệ 1 : 100 : 1000.

Tại Hội nghị về carstơ thế giới ở Matxcova (1956) đã thống nhất định nghĩa carstơ như sau:

“Carstơ bao gồm các hiện tượng địa chất trong vỏ quả đất và trên bề mặt của nó, xảy ra do hòa tan các đá và được thể hiện ở sự thành tạo trong vỏ quả đất các hang động, ở sự phá hoại và thay đổi kiến trúc và trạng thái đất đá, ở sự tạo ra đặc điểm đặc biệt về tuần hoàn và chế độ nước ngầm, cũng như địa hình địa phương và chế độ mạng lưới thủy văn điển hình”

Tính xâm thực, khả năng hòa tan của nước mặt và nước dưới đất nguyên nhân là do thành phần hóa học, nhiệt độ, sự có mặt các khí (CO_2 , H_2S ,...) và vi sinh vật trong chúng.

11.2. PHÂN LOẠI CARSTO

Cách phân loại chung các loại carstơ được giới thiệu trong bảng 11.1. Cách phân loại này cũng đề cập đến sự khác nhau quan trọng về nguồn gốc, trong đó quan tâm đến sự khác nhau giữa các quá trình hòa tan của đá cacbonat và sunfat, ở khía cạnh khác - đó là quá trình hòa tan của đá muối.

Bảng 11.1. Phân loại chung các loại carstơ

Dạng cơ bản	Loại carstơ	Đá
Carstơ trong các đá khó hòa tan	Cacbonat	Đolômit, đá vôi, đá phấn và các đá trầm tích có xi măng gắn kết cacbonat
	Cacbonat - sunfat	Đá đolômit - sunfat
	Sunfat (kiềm hóa thạch cao)	Anhydrit, thạch cao
Carstơ trong đá dễ hòa tan	Clorua (kiềm hóa các muối)	Đá muối, muối kali

Cách phân loại khác tiến hành theo độ sâu thế nằm của các tầng đá có tính carstơ hóa (bảng 11.2).

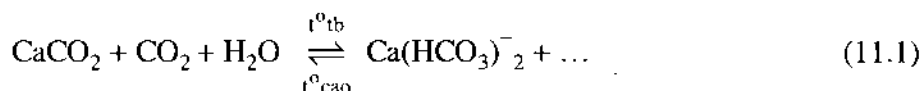
Bảng 11.2. Phân loại carstơ theo độ sâu thế nằm của đá có tính carstơ hóa

Loại	Vị trí của các đá có tính carstơ
Carstơ lộ thiên	Các đá carstơ nằm trực tiếp trên mặt đất
Carstơ ngầm	Các đá carstơ bị phủ bởi các đất đá thấm nước, nhưng không hòa tan trong nước
	Các đá carstơ bị phủ bởi các đất đá không thấm nước và không hòa tan trong nước

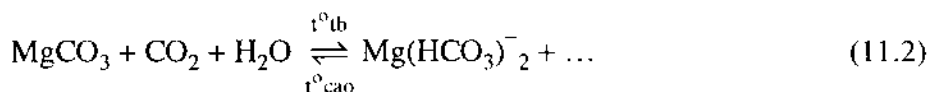
11.2.1. Carstơ cacbonat

Các dạng carstơ cacbonat phát triển chủ yếu trong đá vôi và đolômit. Bề mặt lớp, khe nứt và lỗ rỗng (khe hở), ... trong khối đá là những chỗ yếu nhất - đó là những điểm xuất phát của quá trình hòa tan đá.

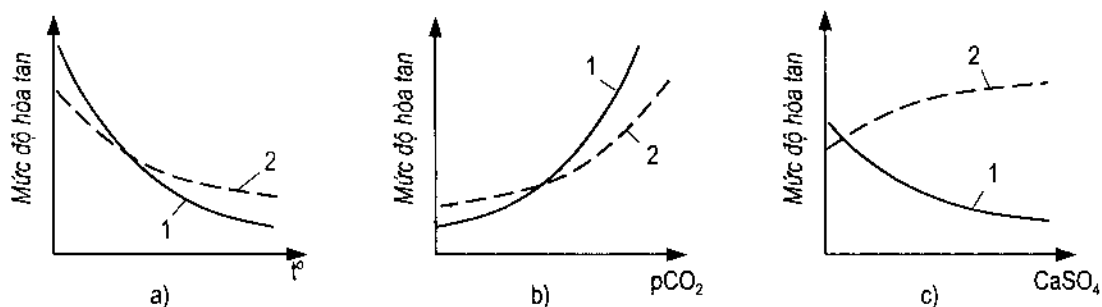
– Đối với đá vôi, quá trình hòa tan xảy ra theo phản ứng sau:



– Đối với đá đolômit, quá trình hòa tan là :



Hai phản ứng hòa tan trên không thể thiếu vai trò của CO_2 . Ngoài ra, nhiệt độ và hàm lượng CaSO_4 trong nước cũng có ảnh hưởng rất lớn đến quá trình hòa tan đá CaCO_3 và MgCO_3 (hình 11.1).



Hình 11.1. Các quan hệ có tính nguyên tắc về mức độ hòa tan của đá vôi và đolômit dưới ảnh hưởng của những yếu tố khác nhau (theo Đ.S.Sokolov, 1962)

a) của nhiệt độ khi $p\text{CO}_2 = 0,1 \text{ MPa}$; b) của CO_2 khi $t^\circ = 25^\circ\text{C}$;
c) của CaSO_4 khi $p\text{CO}_2 = 0,00012 \text{ MPa}$ và $t^\circ = 25^\circ\text{C}$; 1 - đá vôi ; 2 - đolômit

Dựa vào điều kiện thế nằm của tầng carstơ, người ra phân ra:

1. Carstơ cacbonat trên mặt đất

Các hình dạng carstơ lộ thiên trên bề mặt đất là những rãnh hay khe, chúng phân bố song song hay gần song song nhau. Nguyên nhân thành tạo hình dạng carstơ này là do dòng nước mặt vận động theo phương xác định, khi chảy qua các loại đá trên đây sẽ hòa tan và bào mòn chúng. Tùy theo vị trí, hình dạng và nguồn gốc chúng có các tên sau: mương, rãnh và khe,... được thành tạo dọc trên các bề mặt vỉa hay tầng đá.

2. Carstơ cacbonat dưới ngầm

Carstơ phát triển sâu, sau khi tạo các hang động, hệ thống những hang này có thể được nối với nhau.

Thung lũng là một trong số những dạng quan trọng nhất của carstơ còn đang chưa rõ về nguồn gốc. Đó là dạng giếng hay phễu carstơ rộng khác nhau có hình tròn hay ellíp, tại đáy của chúng thường có mặt những thành tạo trầm tích (sét pha, sa khoáng,...). Hiện nay, quan điểm thung lũng được thành tạo do kết quả hòa tan là phổ biến hơn cả, một số rất ít cho là do phá hoại các hang hốc ngầm.

Một dạng tiêu biểu khác của carstơ cacbonat – đó là phễu carstơ kéo dài có đáy phẳng, các vách dốc đứng và kích thước lớn (chiều dài từ vài chục km đến hàng trăm km, rộng đạt hàng chục km). Kích thước dài như vậy cho phép ta có đầy đủ cơ sở giả thiết rằng, cùng với các quá trình hòa tan tạo ra dạng phễu carstơ, còn có sự tham gia của các quá trình hoạt động kiến tạo.

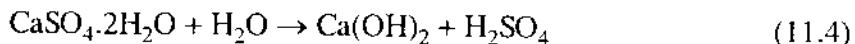
11.2.2. Carstơ sunfat

Những đá sunfat và clorua thường cùng nằm trong một tầng đá, trong quá trình hòa tan chúng chịu ảnh hưởng qua lại nhau. Trong tự nhiên nhóm carstơ sunfat phổ biến nhất là thạch cao và anhydrit.

Quá trình hòa tan đá sunfat xảy ra theo các phản ứng sau:



và:



Qua hai phản ứng hòa tan trên đây chứng tỏ rằng, vai trò của CO_2 trong nước không có ảnh hưởng gì đến quá trình hòa tan của anhydrit (CaSO_4) và thạch cao ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$)

Trong nước cất ở nhiệt độ $t^\circ = 0^\circ\text{C}$, thạch cao có mức độ hòa tan đạt 1,759 g/l, ở $t^\circ = 40^\circ\text{C}$ nó hòa tan cao hơn và đạt tới 2,093 g/l, còn ở nhiệt độ cao hơn 40°C thì mức độ hòa tan của thạch cao giảm đi.

Khi trong nước có mặt NaCl, thạch cao có mức độ hòa tan khác nhau như sau:

– Khi nồng độ $[\text{NaCl}] = 6; 50$ và 150 g/l, thì hàm lượng CaSO_4 trong dung dịch sẽ tăng lên tương đương bằng 3; 6 và 7,2 g/l; còn khi nồng độ $[\text{NaCl}] = 293$ g/l - nó giảm xuống còn 5,29 g/l. Các muối axit nitric cũng có ảnh hưởng tương tự đến mức độ hòa tan của thạch cao, nhưng lớn hơn so với NaCl.

– Tốc độ hòa tan của thạch cao mạnh hơn anhydrit từ 5 đến 7 lần, nguyên nhân là do kiến trúc của đá, tốc độ vận động và thành phần của dung dịch nước. Trong điều kiện thực tế nước tự nhiên khi vận động, chúng bão hòa đủ nhanh CaSO_4 tùy thuộc tốc độ của mình, đồng thời tính ăn mòn (xâm thực) của nước liên tục thay đổi trên suốt quãng đường vận động.

– Ảnh hưởng độ khoáng hóa của nước đến mức độ hòa tan của thạch cao và anhydrit được minh họa bằng các tài liệu thí nghiệm sau đây (Gorbunova, 1977): khi ngâm một mẫu đá trên đây vào nước tuyết trong 6 giờ liên tục, lượng tiêu hao của thạch cao là 21,3 và của anhydrit là 3,2%; còn khi ngâm mẫu thạch cao vào nước có nhiệt độ bình thường và có độ khoáng hóa bằng 0,8 g/l suốt 6 ngày đêm, thì lượng tiêu hao của nó là 44% khối lượng của mình.

Dựa vào chiều sâu thế nằm, người ta phân ra:

1. Các dạng carstơ sunfat trên mặt đất

Ở miền khí hậu ẩm ướt, quá trình hòa tan trong đá sunfat thường tạo ra các dạng mương - rãnh carstơ.

Sự phá hoại các hang động ngầm có thể tạo thành những phế u carstơ trên bề mặt đất. Các hố sụp của bề mặt đất trên hang động, mà hang này được tạo thành do kết quả khử kiềm muối hay thạch cao, được gọi là những phế u carstơ.

Quá trình biến dạng có tính phá hoại và hình dạng nào đó được tạo ra trên bề mặt đất phụ thuộc vào độ sâu và kích thước của hang ngầm, phụ thuộc vào đặc điểm địa kỹ thuật

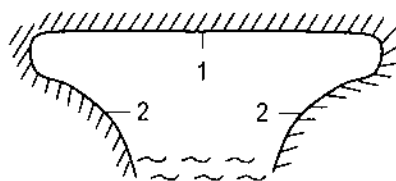
(kể cả tính chất kết cấu), đồng thời phụ thuộc cả vào điều kiện địa chất thủy văn của đất đá tầng phủ.

Kích thước của phếu carstơ rất khác nhau, chúng có đường kính dao động từ 10 m đến 100 m, độ sâu đạt từ vài mét đến vài chục mét.

Những vùng sụt lún bề mặt đất trên đá thạch cao carstơ hóa cũng khá phổ biến, hiện tượng này xảy ra hầu như là do các quá trình xói ngầm thứ sinh (xói ngầm hóa học và cơ học) trong đất đá của tầng phủ nằm trên các hang động.

2. Các dạng carstơ sunfat dưới ngầm

Hiện tượng khử kiềm đá thạch cao chủ yếu xảy ra trong vùng khí hậu nóng - ẩm, kết quả là tạo ra những hang động. Quá trình phân hủy trong đá thạch cao và anhydrit được bắt đầu dọc theo những khe nứt nhỏ li ti và các khe nứt khác, dần dần tạo thành các hang hốc ngầm (giếng và hang carstơ). Hang hốc ngầm càng ngày càng được mở rộng đến mức chúng có thể thông với nhau để tạo thành các dòng sông ngầm. Khi có sự thâm nhập liên tục của dòng nước ngọt hay dung dịch khoáng hóa loãng, có thể tạo ra một dạng hang động điển hình - đó là hang động dạng hình thang (hình 11.2).



Hình 11.2. Sơ đồ mặt cắt hang động carstơ:
1 - nóc khử kiềm ; 2 - vách hang.

Dạng hang này có nóc luôn luôn bị khử kiềm, còn các vách hang tương đối ổn định và dựng đứng.

11.2.3. Carstơ clorua

Các muối halit (NaCl), silvin (KCl) và cacnalit ($\text{MgCl}_2 \cdot \text{KCl} \cdot 6\text{H}_2\text{O}$) có mức độ hòa tan cao, điều này xảy ra là do cường độ và những nét đặc biệt của carstơ muối. Tính hòa tan đồng thời của NaCl và KCl trong nước lớn hơn chừng $1,2 \div 1,3$ lần so với từng loại muối này tách riêng. Người ta đã ghi nhận được sự tăng mức độ hòa tan xác định (từ 10 đến 20%) khi nâng cao nhiệt độ nước lên từ 0°C đến 40°C . Trong khoảng nhiệt độ này, tốc độ hòa tan của đá muối tăng lên chừng 1,7 lần, nhưng vượt quá nhiệt độ này sẽ gây ra sự tăng mạnh mức độ hòa tan của nó. Cường độ hòa tan của đá muối phụ thuộc trực tiếp vào sự trao đổi nước.

Phản ứng hòa tan các đá muối xảy ra như sau:



Theo điều kiện thể nằm của carstơ clorua, người ta phân ra:

1. Các dạng carstơ clorua trên mặt

Thông thường các hố sụt lún hợp lại với nhau tạo nên bề mặt có hình dạng không theo trật tự (bề mặt không chính tắc), các hố sụt này luôn thay đổi theo thời gian và không gian. Bởi vì những ranh giới phân bố muối mang tính địa phương, ở đó bắt đầu xảy ra sự khử kiềm, vị trí các hố sụt lún quyết định bởi phạm vi (chu vi) của vỉa muối. Hiện tượng sụt lún tăng, gây biến dạng các công trình, xuất hiện những nguồn nước khoáng, xuất hiện các thực vật nước mặn và hiện tượng hạ thấp địa hình đều biểu thị quá trình hình thành mạnh mẽ carstơ muối trên bề mặt.

Ngày nay, các quá trình sụt lún hoạt động tăng mạnh dưới ảnh hưởng của những yếu tố nhân sinh (tháo khô mỏ, bơm hút nước trong quá trình đào hố, khai thác muối bằng phương pháp hòa tan, v.v...)

Những phá hoại xảy ra trên đá muối carstơ hóa thường có quy mô và chiều sâu lớn hơn nhiều so với những phếu carstơ trong thạch cao.

Sự thành tạo các phếu carstơ trong đá muối đôi khi có thể được giải thích bằng quá trình khử kiềm trong đới phá hoại kiến tạo mạnh, nhưng luôn tuân theo quan điểm của F.Reuter, X.Molek và G.Meier (1971): Sự thành tạo các phếu carstơ muối liên quan với những vận động hạ xuống và ứng suất kéo cao xảy ra một cách đồng thời trong vùng chịu kéo.

Những nguyên nhân trên đây có ý nghĩa đặc biệt to lớn trong vùng thể nằm của đất đá tầng phủ bị sụt lún nhiều lần. Trên khu vực chưa có công trình xây dựng, các đới kéo của hố sụt lún có thể thấy rất rõ dọc theo khe nứt. Những khe nứt này có ý nghĩa quan trọng về mặt địa chất thủy văn. Sự vận động của nước xảy ra dọc theo các khe nứt hướng từ trên xuống dưới, và trong đới đó có thể quan sát thấy quá trình hòa tan mạnh của muối. Đồng thời, bên cạnh hiện tượng khử kiềm mạnh trong vùng phát triển khe nứt, còn xảy ra sự giảm độ bền của đất đá.

2. Các dạng carstơ muối dưới ngăm

Lượng tiêu hao vật chất trong khối đá muối thường đưa đến sự thành tạo những hang rỗng kéo dài và có kích thước lớn do quá trình khử kiềm. Khi các hang này bị phá hoại, trên mặt đất xảy ra các quá trình sụt lún khác nhau. Cường độ sụt lún có thể thay đổi theo không gian và thời gian là tùy thuộc vào điều kiện địa chất và địa chất thủy văn trong tầng muối và trong các trầm tích nằm dưới, phụ thuộc vào các ứng suất kiến tạo trong các trầm tích nằm dưới tầng muối, đồng thời còn chịu ảnh hưởng của những yếu tố nhân sinh (ví dụ, thoát nước trong quá trình thi công đất).

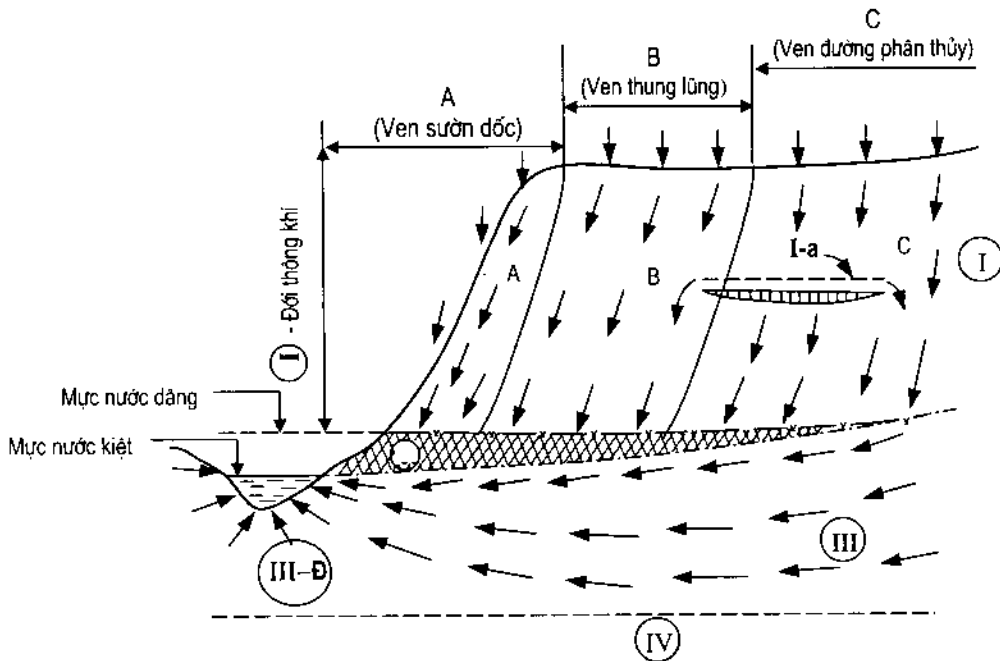
Quá trình thay đổi các ứng suất do phá hoại những hang hốc dài - kích thước lớn, sẽ làm cho đất đá tầng phủ bị võng xuống. Trên bề mặt đất những chỗ võng này xuất hiện dưới dạng các hố sụt lún lớn.

11.3. CÁC QUY LUẬT THỦY ĐỘNG LỰC VÀ QUY LUẬT KHÁC CỦA SỰ PHÁT TRIỂN CARSTƠ

Tính phân đối thủy động lực của carstơ là rất quan trọng cho việc tìm hiểu lịch sử thành tạo nó, để đánh giá mức độ và phân bố của khối carstơ cũng như tốc độ của quá trình. Tính phân đối thủy động lực đầy đủ và toàn diện nhất của carstơ được chỉ ra trong công trình nghiên cứu của các nhà bác học Liên Xô trước đây: Đ.S.Sokolov (1962), A.G.Lukosin (1968); G.A.Maksimovitr (1963, 1969); I.A.Petrerkin (1969). Tính phân đối thủy động lực carstơ được tiến hành nghiên cứu dưới phương đứng và phương ngang, nó được tạo ra do địa hình, mặt cắt thạch học của khối đá và vị trí của đáy tiêu nước carstơ, đồng thời tùy theo đặc điểm kiến tạo của khu vực, người ta đưa ra quy luật phân đối carstơ, như sau:

11.3.1. Phân đối thủy động lực carstơ trong miền nền - bằng phẳng

Trường hợp tổng quát, trong đá đồng nhất về thành phần thạch học và tính thấm nước thuộc miền nền - bằng phẳng, Đ.S.Sokolov đã phân ra 4 đối thủy động lực theo phương đứng (hình 11.3).



Hình 11.3. Các đối thủy động lực carstơ. Các đối thẳng đứng (theo Đ.S.Sokolov)
I - đối thông khí có nước "treo" (I - a); II - đối dao động theo mùa; III - đối bão hòa nước hoàn toàn và phụ đới (Đ) - thoát nước trực tiếp về thung lũng; IV - đối vận động chậm chạp của nước ngầm và được thoát cục bộ dọc theo những khe nứt và đứt gãy lớn. Các đối nằm ngang (theo A.G.Lukosin): A - đối ven sườn dốc - trao đổi nước mạnh; B - đối ven thung lũng và C - đối ven đường phân thủy.

I. Đối thông khí

Nước trong đối này chủ yếu là nước mưa, nước mặt ngấm từ trên xuống theo phương thẳng đứng và tạo ra các hang carstơ theo phương đứng (như các phếu, rãnh, mương carstơ...). Trong đối I, nếu nó có chiều dày lớn và có các lớp mỏng dạng thấu kính dài là đất đá khó hòa tan, thì thường gặp loại nước “treo”. Nước treo hoạt động theo mùa hay thường xuyên, chúng có tác dụng làm tăng khả năng phát triển carstơ cục bộ của khối đá (hình 11.3, I - a). Nước carstơ treo nằm độc lập với các tầng chứa nước chính; quy mô, chế độ và thành phần của nó được quyết định bởi đặc trưng thể nằm của thấu kính (lớp mỏng) đất đá cách nước và bởi điều kiện ngấm của nước mưa. Khi có mặt của các khe nứt kiến tạo lớn cắt qua đáy cách nước cục bộ này, nước treo sẽ ngấm và hợp nhất với tầng chứa nước chính của khối.

II. Đối dao động mực nước theo mùa

Nước dưới đất trong đối này vận động theo mùa, vào mùa mưa nước vận động theo phương ngang, tạo ra các hang động theo phương ngang; vào mùa khô, nước vận động theo phương đứng - tạo ra các hang động theo phương đứng. Các quá trình carstơ trong đối này xảy ra mạnh nhất, bởi vì nước vận động vào các khối đá của đối này một cách tuần hoàn và sâu, đồng thời đó là nước có độ khoáng hóa thấp của sông và hồ chứa, ở đó vào mùa nước kiệt (thấp) đã tích tụ được những sản phẩm phong hóa có tính hòa tan mạnh nhất.

III. Đối bão hòa nước hoàn toàn

Nước dưới đất trong đối này vận động chủ yếu theo phương ngang và thoát về phía thung lũng, kết quả là tạo ra những hang động carstơ theo phương ngang. Trong đối III có thể phân ra phụ đối III - Đ, nước từ phụ đối này thoát trực tiếp ra thung lũng. Đối III quyết định chiều dày và quy mô phát triển carstơ theo chiều sâu.

IV. Đối nước vận động sâu và rất chậm chạp, đối này không được chỉ ra trên hình vẽ

A. G. Lukosin phân ra các đối thủy động lực theo phương ngang (hình 11.3):

A - Đối ven sườn dốc, tại đây có gradien và tốc độ thấm nước rất lớn, đồng thời chúng quyết định cường độ trao đổi mạnh của nước chưa bão hòa muối;

B - Đối ven thung lũng;

C - Đối ven đường phân thủy.

Sơ đồ phân đối thủy động lực phát triển carstơ vừa nêu được xếp vào trường hợp có bề mặt thoát nước ngấm ổn định. Nếu bề mặt thoát nước ngấm thay đổi, ví dụ khi có sự phân cắt xâm thực do vận động kiến tạo nâng khối đá carstơ lên, thì sẽ dẫn đến sự thành tạo tính phân đối mới, nhưng thông thường trật tự của các đối vẫn như trước. Hiện tượng này cũng sẽ xảy ra một cách tương tự như khi hạ khối đá xuống.

Cường độ của các quá trình carstơ trong những đới khác nhau thường không giống nhau, điều này xảy ra là do sự trao đổi nước khác nhau trong chúng và do khả năng hòa tan của nước dưới đất luôn luôn thay đổi trên đường vận động của mình.

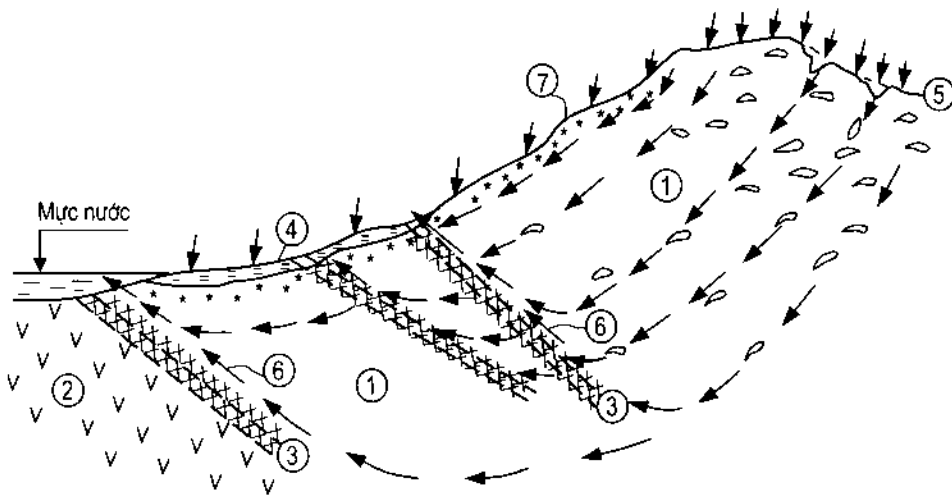
11.3.2. Phân đới thủy động lực carstơ của vùng núi - uốn nếp

Trong số những yếu tố quyết định tính phân đới thủy động lực trong vùng núi - uốn nếp so với vùng nền - đồng bằng, thì cấu trúc kiến tạo có một vai trò quyết định - đó là các đứt gãy có đới vỡ vụn, tính phân cắt địa hình, cường độ của các vận động trẻ, v.v... Trong các vùng núi - uốn nếp, dòng nước mặt chiếm ưu thế hơn so với dòng thấm, nhưng không phải thường xuyên. Nước dưới đất được đặc trưng bằng gradien và tốc độ lớn, chúng có phương vận động thẳng đứng và có xu hướng vận động tới các đới phá hoại kiến tạo là chính, bởi ở đó đá bị vỡ vụn, hòa tan và thấm nước mạnh hơn cả.

Tính phân đới carstơ theo phương thẳng đứng tiêu biểu cho miền núi lớn hơn so với miền nền - bằng phẳng, và mức độ carstơ hóa của khối trong phạm vi các bề mặt cổ cao hơn, nguyên nhân do thời gian tác dụng của các quá trình rất lâu dài (yếu tố thời gian), đồng thời do khí hậu ẩm hơn và tính chứa nước cao hơn.

Trong quá trình hình thành các đới thủy động lực và carstơ hóa thấy rất rõ ảnh hưởng của yếu tố cấu tạo và phương của thung lũng sông:

– Dọc đường phương vị của các lớp đá trên cánh của một đơn tà lớn (cấu trúc nghiêng một phía), sự phát triển carstơ tại hai bờ thung lũng là rất khác nhau;



Hình 11.4. Sơ đồ các đới thủy động lực carstơ trong vùng núi - uốn nếp

1 - đá carstơ cacbonat; 2 - đất đá không có tính carstơ; 3 - các đứt gãy, đới phá hoại và đới nứt vỡ mạnh - thấm nước cao; 4 - các trầm tích sườn dốc; 5 - bề mặt dãy núi có các phễu carstơ, vùng tập trung mưa nhiều; 6 - phương vận động của nước dưới đất dọc theo đới nứt vỡ, hang hốc và kênh ngầm carstơ; 7 - đới ven bề mặt sườn dốc có tính carstơ hóa...

– Dọc theo trục của một bồi tụ, carstơ phát triển ở hai bên bờ thung lũng nói chung là đối xứng nhau, tại phần đáy của thung lũng và đới ven sườn dốc carstơ phát triển mạnh nhất;

– Dọc theo sườn dốc các dãy núi nối tiếp nhau thường hình thành hàng loạt các đứt gãy. Dưới đáy của các đứt gãy này có thể tồn tại những tầng đất đá thấm nước yếu không có tính carstơ hóa, chúng sẽ gây cản trở sự vận động của nước dưới đất và làm phức tạp thêm tính phân đới thủy động lực carstơ trong vùng.

Một trong số các sơ đồ của những đới thủy động lực phát triển carstơ được giới thiệu trên hình 11.4 (theo G.S.Zolotariov, 1983).

11.4. CÁC PHƯƠNG PHÁP ĐÁNH GIÁ CARSTƠ

Các đá carstơ - đó là đá cacbonat, sunfat và đá muối, chúng được phân bố rộng rãi trong những tầng trầm tích của vỏ quả đất thuộc mọi thời kỳ, bắt đầu từ Cambri. Theo thống kê của G.A.Maksimovit, trên toàn bộ lục địa của quả đất, đá cacbonat chiếm diện tích 40 triệu km^2 , thạch cao - gần 7 triệu km^2 và đá muối - đến 4 triệu km^2 .

Ở Việt Nam, đá cacbonat và sunfat phát triển rộng khắp. Gần 1/3 diện tích lãnh thổ miền Bắc có những dải đá vôi nằm ngầm hoặc nổi trên bề mặt đất. Dọc sông Lô, sông Gâm, sông Đà, ven quốc lộ 1A, quốc lộ 6 và dọc theo bờ biển Quảng Ninh, ... thường gặp nhiều dải đá vôi lộ ra.

Để đánh giá carstơ, người ta thường dùng các phương pháp sau đây:

11.4.1. Phương pháp tốc độ của các quá trình carstơ

Đặc trưng tốc độ của các quá trình carstơ là một trong những nhiệm vụ quan trọng của công tác nghiên cứu địa kỹ thuật. Tùy theo tốc độ của các quá trình carstơ sẽ xác định được mức độ nguy hiểm của chúng, đồng thời đưa ra được việc đánh giá mức độ carstơ của khối đá và tính ổn định đối với các công trình xây dựng khác nhau cũng như đối với việc khai thác khu vực và các hang động. Hiện nay đang tồn tại một số kiến nghị về vấn đề này:

N.V.Rodionov (1960) đề nghị đánh giá tốc độ của các quá trình carstơ trong vùng địa hình dốc đứng bằng chỉ tiêu hoạt tính carstơ hiện tại (A_K).

A_K - là tỷ số giữa khối lượng vật chất bị hòa tan với toàn bộ thể tích của khối đá carstơ trong vòng một nghìn năm, và tính bằng phần trăm.

Theo tính toán của tác giả, chỉ tiêu hoạt tính carstơ của các đá có tính hòa tan khác nhau là rất khác nhau. Ví dụ, sườn dốc cấu tạo bởi tầng đá thạch cao dày trung bình 20 m, sẽ có $A_K = 0,42\%$, cũng sườn dốc này nhưng cấu tạo bằng đá vôi thì $A_K = 0,08\%$.

Tuy nhiên, trị số A_K nhận được chỉ phản ánh cho thời gian quan trắc hạn chế, còn quá trình phát triển carstơ kéo dài hàng trăm, hàng nghìn năm. Do đó, chỉ tiêu A_K không thể

xem là cơ sở để đánh giá cường độ ổn định của các quá trình carstơ vào những thời kỳ xảy ra trước đây.

11.4.2. Phương pháp nghiên cứu sự xuất hiện các phễu carstơ mới

Nhiều nhà nghiên cứu, như Z.A.Makeev, G.A.Maaksimovitr (1963), I.A.Xavarensky (1962), K.A.Gorbunov (1979), v.v...; họ đưa ra mức độ ổn định lãnh thổ theo chỉ tiêu N - sự xuất hiện các phễu carstơ mới (theo số lượng, tổng diện tích hay thể tích các phễu carstơ) trong vòng một năm trên diện tích 1km^2 . Rõ ràng, số phễu carstơ phát sinh càng nhiều và tổng diện tích hay thể tích của chúng càng lớn, thì quá trình carstơ tại vùng đó trong điều kiện địa chất cụ thể và điều kiện địa chất thủy văn ổn định (không thay đổi) phát triển càng mạnh hơn.

Ví dụ 11.1. Từ năm 1935 đến hết năm 1959, tại một vùng nhất định trên diện tích là 283 km^2 đã xuất hiện 54 hố sụp carstơ có tổng diện tích các phễu là 4.342 m^2 và tổng thể tích đo được là 8.416 m^3 .

Chỉ tiêu N được tính:

$$N = \frac{54}{283(1959 - 1935)} \approx 0,008 \text{ phễu carstơ/km}^2.\text{năm}$$

Chỉ tiêu N là tương đối và quy ước, bởi vì cấu trúc địa chất và điều kiện địa chất thủy văn của những vùng riêng biệt là rất khác nhau. Hơn thế nữa, quá trình phát sinh - phát triển carstơ trong khoảng thời gian rất lâu dài. Chính trong thời gian ấy đã xảy ra sự phá hoại bao nhiêu vòm hang động để tạo ra những phễu carstơ, chúng ta không thể biết được. Tuy vậy, việc đánh giá mức độ nguy hiểm của carstơ hay ổn định lãnh thổ tùy thuộc vào số phễu phát sinh trên 1km^2 trong vòng 1 năm, hay theo ngoại suy trong vòng 100 năm là rất gần nhau.

Ngoài hai phương pháp trên đây, hiện nay người ta còn dùng phương pháp toán xác suất - thống kê và phương pháp máy tính điện tử để đánh giá các quá trình carstơ, cũng như mối nguy hiểm của chúng đến ổn định khu vực nói chung và đến ổn định của các công trình nói riêng. Tuy nhiên, những phương pháp này cũng có hạn chế riêng của chúng.

11.5. BIỆN PHÁP XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH TRONG VÙNG PHÁT TRIỂN CARSTƠ

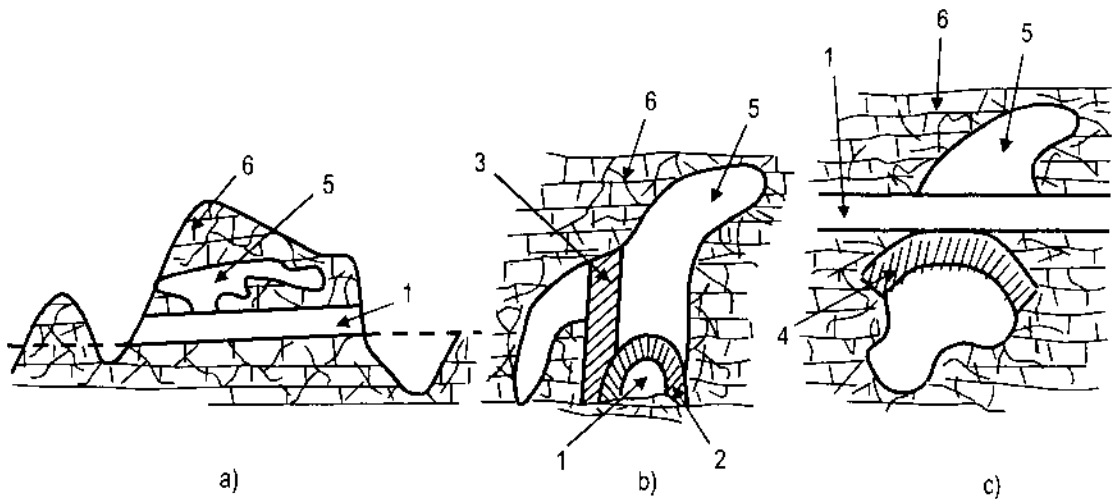
Phần lớn các trường hợp tiến hành xây dựng công trình trong vùng phát triển carstơ đều gặp những khó khăn không nhỏ; đôi khi trở nên đặc biệt nguy hiểm khi gặp những nguồn nước carstơ và dòng nước ngầm có lưu lượng đạt tới $10\text{m}^3/\text{giây}$ ($8,64 \times 10^5\text{ m}^3/\text{ngày}$).

Tính chất và cường độ của các quá trình carstơ trong đá khác nhau cũng rất khác nhau, do đó biện pháp xây dựng công trình trên chúng cũng không giống nhau.

11.5.1. Biện pháp xây dựng công trình trong vùng carstơ cacbonat

Khả năng khử kiềm của đá cacbonat (đá vôi, đolômit) dưới tác dụng của nước xảy ra theo thời gian tương đối yếu và chậm chạp. Bởi vậy, khi đánh giá điều kiện xây dựng trên các đá này, về cơ bản chỉ nên xem xét quy mô carstơ hiện có trong chúng. So với thời gian sử dụng (khai thác) công trình, thì khả năng phát triển carstơ với mức liên tục trong điều kiện xác định có thể bỏ qua. Tuy vậy, mức độ nguy hiểm của quá trình khử kiềm đá vôi dưới nền đập khi có nước thấm qua, chắc chắn sẽ tăng lên. Cũng cần nhớ rằng, tốc độ phát triển các khe nứt trong điều kiện như vậy có thể đạt tới 50 cm trong vòng 100 năm

Khi thi công các công trình ngầm (đường hầm, đường tàu điện ngầm, ...) trong vùng đá cacbonat, luôn luôn xảy ra nguy hiểm do gặp phải các hang hốc carstơ. Mối quan hệ qua lại giữa các hang carstơ với các tuyến tuynen có thể xảy ra như chỉ ra trên hình 11.5. Đôi khi phải hủy tuyến tuynen đi qua vùng nguy hiểm và chuyển nó sang tuyến khác.



Hình 11.5. Một số mối quan hệ qua lại giữa các tuyến tuynen với hang động carstơ trong đá cacbonat (theo M.I.Dandurov)

a) hang carstơ nằm trên nóc tuyến; b) tuyến tuynen đi qua đáy hang; c) tuyến tuynen đi qua giữa hang: 1 - tuyến; 2 - vòm tuyến; 3 - vách chống; 4 - cầu cạn bắc qua hang; 5 - hang động carstơ; 6 - đá carstơ.

Trong thiết kế xây dựng công trình trên mặt đất của vùng phát triển carstơ cacbonat, trước hết cần kiểm tra độ sâu thể nằm của các hang động cổ dưới nền công trình, còn trong đối phát triển đá dễ carstơ hóa (đá thạch cao, anhydrit) là chiều dày an toàn của đất đá không có tính carstơ hóa thuộc tầng phủ (ví dụ, sét nén chặt). Rõ ràng, mức độ

nguy hiểm của hiện tượng sụt lún sẽ tăng lên cùng với sự phát triển hang động theo chiều rộng (2b) và tiến sát bề mặt đất của chúng (hình 11.6).

Độ ổn định của tầng phủ được coi là an toàn và tính nguy hiểm do sụt lún nóc các hang động carstơ có thể bị loại trừ, khi thỏa mãn điều kiện:

$$H > Kh_1 \quad (11.7)$$

Trong đó:

K - hệ số an toàn, lấy $K = 2 \div 3$;

h_1 - đỉnh cao của vòm phá hoại.

Theo M.M.Protodiakonov, đỉnh cao của vòm phá hoại được xác định bằng công thức sau:

$$h_1 = \frac{b}{f} \quad (11.8)$$

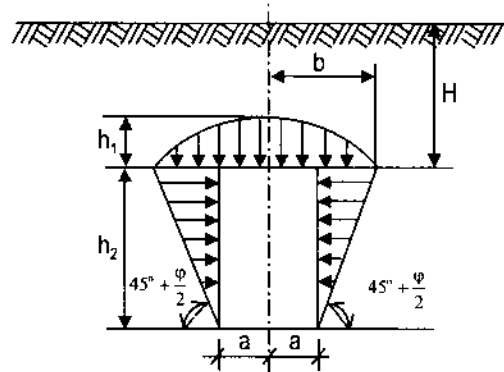
Ở đây: b - một nửa chiều rộng của hang;

f - hệ số kiên cố của đất đá (đất sét chặt, có $f = 1$; đá dăm và đá phiến sét phong hóa, $f = 1,5$; thạch cao có $f = 2$ và đá vôi kém ổn định có $f = 4$).

Nếu điều kiện (11.7) không thỏa mãn và không thể bố trí công trình ở vị trí khác thuận lợi hơn, để đảm bảo độ ổn định lâu dài cho công trình trên nền đá carstơ cacbonat, có thể sử dụng biện pháp bơm phụt vào trong hang các dung dịch theo thứ tự: giai đoạn đầu bơm phụt dung dịch đặc giàu cát hạt nhỏ và hạt mịn; giai đoạn cuối - bơm phụt dung dịch sét - xi măng. Phương pháp này chỉ lấp đầy các hang hốc lớn bằng dung dịch trên, còn những khe nứt nhỏ hầu như dung dịch không thâm nhập vào được, do đó mỗi nguy hiểm đối với công trình vẫn chưa hết.

Lời giải có tính nguyên tắc và đơn giản nhất của bài toán trên đây là di dời công trình ra ngoài phạm vi khu vực xuất hiện carstơ hay đặt vào vùng ít phát triển carstơ. Tất cả những biện pháp vừa nêu không thực hiện được, thì có thể dùng phương pháp nổ mìn đánh sập hang. Phương pháp này chỉ có tác dụng khi kết hợp với vật chất lấp đầy các khe hở bằng đất sét.

Trong điều kiện kinh tế cho phép, có thể dùng phương pháp cọc bê tông cốt thép khoan thả hay cọc khoan nhồi bê tông cốt thép xuyên qua đới carstơ phát triển và chống vào đới đá liền khối ổn định.



Hình 11.6. Sơ đồ tính toán độ sâu thế nằm hay chiều dày an toàn tầng phủ trên nóc hang động (theo M.M.Protodiakonov)

11.5.2. Biện pháp xây dựng công trình trong vùng carstơ sunfat và đá muối

Các đá sunfat (thạch cao, anhydrit) và đá muối có khả năng hòa tan mạnh. Do đó, tính nguy hiểm của quá trình khử kiềm các đá này dưới nền công trình trở nên vô cùng lớn. Quá trình phát triển các hang động và phễu carstơ trong đá sunfat và đá muối liên tục tăng lên gấp nhiều lần so với đá cacbonat. Cần nhấn mạnh thêm rằng, trong đá sunfat và đá muối carstơ phát triển với tốc độ nhanh đáng kể, các phễu và hố sụp carstơ mới có thể xuất hiện hàng năm.

Trước khi xây dựng công trình trong vùng đá sunfat carstơ hóa, phải kiểm tra chiều dày an toàn của đất đá tầng phủ theo điều kiện (11.7), hoặc tạo ra một tầng đất đá không thấm nước trên nóc hang đủ dày để thỏa mãn điều kiện này.

Trong trường hợp đơn giản nhất, có thể dùng phương pháp điều tiết dòng nước mặt và dòng nước ngầm cho chảy ra ngoài khu vực bằng các kênh đào hay thiết bị tiêu nước khác có thể trở nên hiệu quả hơn.

Chương 12

PHONG HÓA ĐẤT ĐÁ

12.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Những yếu tố ngoại sinh (bên ngoài), như: nước mưa, dao động nhiệt độ, phản ứng muối và khí quyển, ... luôn luôn tạo khả năng phá hoại liên tục các đất đá. Đặc trưng và cường độ của quá trình này sẽ dẫn đến sự thành tạo vỏ phong hóa của quả đất, và chúng chủ yếu phụ thuộc vào điều kiện khí hậu của khu vực.

12.2. NHỮNG CƠ SỞ LÝ THUYẾT

Quá trình phong hóa là nguyên nhân phá hoại đất đá do tác dụng của các quá trình lý học, hóa học và sinh học. Phong hóa được thể hiện ở sự phá hoại kiến trúc các hạt đất đá và mối liên kết giữa các khối của chúng, ở sự biến đổi màu sắc, thành phần khoáng vật, độ rỗng, kiến trúc và cấu tạo của khối đất đá. Mối quan hệ của phong hóa vào khí hậu trở nên rõ ràng hơn khi xem xét điều kiện mưa và bốc hơi nước trong những vùng khí hậu khác nhau của quả đất (bảng 12.1).

Bảng 12.1. Mối quan hệ giữa lượng mưa và lượng bốc hơi nước với nhiệt độ không khí trong các vùng khí hậu khác nhau của quả đất

Vùng khí hậu	Đặc trưng của vùng: nhiệt độ, lượng mưa (N) và lượng bốc hơi nước (V)
Nhiệt đới	Cả hai phía khu vực xích đạo, mọi tháng đều nóng, $t_{tb}^o > 20^oC$, độ ẩm cao, nhiều nơi có hai chu kỳ mưa, hạn và $N < V$.
Cận nhiệt đới	Nhiệt độ trung bình của không khí $t_{tb}^o > 20^oC$ (từ tháng 6 đến tháng 11), phần lớn lãnh thổ bị khô cạn thành sa mạc và $N < V$.
Ôn hòa	Khu vực xích đạo có nhiệt độ ôn hòa và có $N > V$.
Cực	Nhiệt độ không khí quanh năm $t^o < 10^oC$, $N > V$.

Đặc trưng và cường độ phong hóa được quyết định bởi những yếu tố sau:

- Khí hậu: lượng mưa, lượng bốc hơi và nhiệt độ phân bố hàng năm;
- Đặc trưng đất đá: thành phần hóa học, thể tích lỗ rỗng, khoảng cách giữa các bề mặt và độ mở của các khe nứt trong khối đất đá;
- Các sinh vật khác nhau: đặc tính và mức độ che phủ của các lớp thực vật, sự có mặt của các ô xít hữu cơ.

12.3. PHÂN LOẠI PHONG HÓA

Trong tự nhiên tồn tại ba quá trình phong hóa cơ bản: phong hóa vật lý, phong hóa hóa học và phong hóa sinh học.

12.3.1. Quá trình phong hóa vật lý

Quá trình này thường làm vỡ vụn cơ học các đá, tạo nên những mảnh vụn có kích thước, hình dạng khác nhau, nhưng chưa làm thay đổi thành phần khoáng vật và hóa học của chúng. Tuy vậy, tính chất vật lý và cơ học (gọi chung là tính chất xây dựng) của đá ban đầu đã bị thay đổi đáng kể.

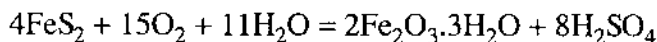
Những yếu tố chính quyết định quá trình phong hóa vật lý, là: dao động nhiệt độ không khí, lượng mưa và lượng bốc hơi nước, quá trình kết tinh và tái kết tinh của các muối trong đất đá.

Ví dụ: $\text{CaSO}_4 + 2\text{H}_2\text{O} = \text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ đã làm tăng thể tích của đá CaSO_4 lên từ 1/3 đến 2 lần, gây nén ép và làm vỡ vụn các đất đá bao quanh nó.

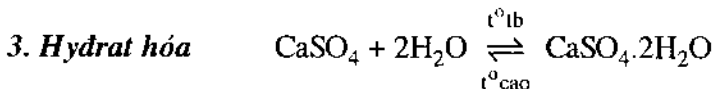
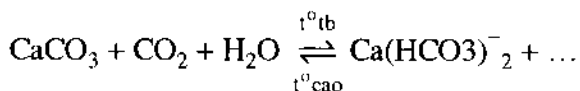
12.3.2. Quá trình phong hóa hóa học

Quá trình này xảy ra dưới các dạng:

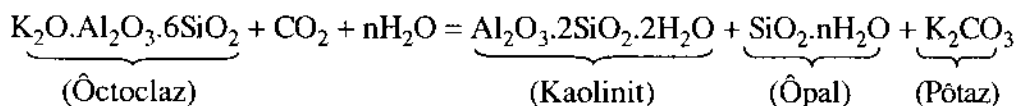
1. *Ôxy hóa*, điển hình là biến Fe^{2+} thành Fe^{3+} :



2. *Hòa tan* - đó là phản ứng khử kiềm các đá có tính hòa tan trong nước (hay dung dịch tự nhiên khác):



4. *Thủy phân*: phong hóa hóa học các đá macma giàu fenspat kali, như đá granit,... phản ứng thủy phân xảy ra dưới tác dụng của nước và cacbonic, ví dụ:



Ngoài ra, trong tự nhiên còn xảy ra các phản ứng cacbonat hóa và silicat hóa, v.v...

12.3.3. Quá trình phong hóa sinh học

Quá trình này xảy ra do tác dụng của thực vật - động vật và xác chết của chúng, làm thay đổi tính chất và thành phần của các đất đá ban đầu. Tùy theo tác dụng của quá trình, người ta phân ra:

1. Phong hóa lý sinh

Dưới tác dụng của các rễ cây, giun, dế, chuột và mối,... đào bới làm đất đá bị tối xốp, nứt vỡ, bị thay đổi tính chất vật lý và cơ học ban đầu của chúng. Nhiều trường hợp, các phá hoại do phong hóa lý sinh trở nên nguy hiểm nghiêm trọng cho các công trình xây dựng.

2. Phong hóa hóa sinh

Thực vật tiết ra khí CO_2 , xác thực vật và động vật tạo thành những axit hữu cơ làm biến đổi các lớp đất đá trên bề mặt vỏ quả đất thành tầng thổ nhưỡng giàu chất mùn. Đối với các nhà nông học, thì yếu tố phong hóa này rất có lợi cho họ, ngược lại đối với những nhà xây dựng thì phong hóa hóa sinh trở nên có hại.

12.4. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU PHONG HÓA

Do sự đa dạng của các yếu tố phong hóa, nên kết quả nghiên cứu mức độ và tốc độ của quá trình phong hóa vào thời điểm xác định cũng không thể nào thỏa mãn được mọi yêu cầu.

12.4.1. Mức độ phong hóa

Được xác định theo những dấu hiệu đặc trưng bên ngoài: thay đổi màu sắc hay hình dạng bên ngoài của đất đá, sự thành tạo các khe nứt phong hóa, giảm độ chặt và độ bền, tạo những khoáng vật sét thứ sinh,...

Hiện nay, đang tồn tại nhiều cách đánh giá mức độ phong hóa khác nhau sau đây:

1. Phương pháp của N. V. Kolomenski (1952), phân ra 4 nhóm tương ứng với 4 đới phong hóa: “vụn bột”, “đá dăm”, “đá tảng - đá nứt nẻ” và “nguyên khối” (xem bảng 12.2).

Bảng 12.2. Phân chia các đới phong hóa trong đá sét cứng
(theo N. V. Kolomenski, 1952)

N ^o đới	Tên đới	Chiều dày (m)	Đặc trưng của đới
1	2	3	4
IV	Vụn bột	0,25	Đất đá phong hóa mạnh, cấu tạo chủ yếu bởi những khoáng vật của vỏ phong hóa, tính thấm nước $K = 1 \times 10^{-3}$ m/ngđêm, tính nén lún lớn, độ bền không cao.
III	Đá dăm	0,9 - 2,5	Sản phẩm phong hóa là các mảnh đá dăm đường kính $2 \div 3$ dm, tính thấm nước $K =$ một vài centimét đến vài m/ngđêm, độ bền nén và cắt nhỏ hơn đá trong đới II.

Bảng 12.2 (tiếp theo)

1	2	3	4
II	Đá tảng	vài mét đến 10 m	Các khe nứt phong hóa có vật chất thứ sinh lấp nhét, độ lớn các tầng đá giảm dần từ dưới lên trên, tính thấm nước $K \approx 100 \text{ m/ngđêm}$.
I	Nguyên khối		Đá gốc ít bị phong hóa, độ bền nén và cắt không cao bằng đá gốc (đá mẹ), xuống sâu chuyển dần sang đá cứng không bị phong hóa (đá mẹ).

2. Phương pháp của A.Khemrol (1961)

A.Khemrol đưa ra chỉ tiêu mức độ phong hóa (i) :

$$i = \frac{P_2 - P_1}{P_1} \times 100\% \quad (12.1)$$

Trong đó:

P_1 - khối lượng mẫu đất đá được sấy khô dưới nhiệt độ $t^\circ = 105^\circ\text{C}$;

P_2 - khối lượng mẫu đất đá đó nhưng được bão hòa nước trong vòng $1,5 \div 2$ giờ.

3. Phương pháp của V. B. Sves (1964, 1970)

Mức độ phong hóa của đất đá được đặc trưng bằng hệ số:

$$K_B = \frac{K_t - K_0}{K_t} \quad (12.2)$$

Trong đó:

K_t - tỷ số khối lượng các hạt có kích thước $< 2 \text{ mm}$ với khối lượng các hạt có kích thước $> 2 \text{ mm}$ sau khi được nghiền trong cối chuyên môn;

K_0 - tỷ số khối lượng các hạt có kích thước $< 2 \text{ mm}$ với khối lượng các hạt có kích thước $> 2 \text{ mm}$ ở trạng thái tự nhiên (trước khi thí nghiệm nghiền).

Dựa vào trị số K_B , V. B. Sves phân ra:

– Đá phong hóa mạnh : $0,75 < K_B < 1,0$.

– Đá phong hóa yếu: $0,50 < K_B < 0,75$.

– Đá ổn định với phong hóa: $K_B < 0,50$.

4. Phương pháp của L.A.Iarg (1974)

Chỉ tiêu cường độ phong hóa - đó là tỷ lệ số gia của chỉ tiêu bất kỳ nào đó với số gia của đá phong hóa:

$$K_R = \frac{\frac{\bar{R}_{i,n} - \bar{R}_{i,n-1}}{h_n + h_{n-1}}}{2} \quad (12.3)$$

Trong đó: $\overline{R}_i$ - trị số trung bình chỉ tiêu tính chất bất kỳ thứ i của đất đá đối với đới phong hóa tương ứng;

h - độ dày của đới phong hóa.

Chỉ tiêu $K_R = 0 \div \infty$.

5. Phương pháp của P.N.Paniukov (1962)

Chỉ tiêu độ ổn định (mức độ phong hóa) của đá, theo P.N.Paniukov:

$$n = \frac{R_1}{R_0} \quad (12.4)$$

Trong đó: R_1 - độ bền của đá sau 1 năm kể từ khi nó được lộ ra trên sườn dốc;

R_0 - độ bền ban đầu của đá.

6. Phương pháp của Đ.S.Zolotarov (1969)

Mức độ phong hóa của đá trầm tích và đá macma được đánh giá bằng hệ số:

$$B_c = \frac{F_{II} - F_0}{F_H - F_A} \quad (12.5)$$

Trong đó: F - các chỉ tiêu đặc trưng cho đất đá phong hóa trên sườn dốc (sườn tích), thí dụ: dung trọng (γ), độ rỗng (n), sức kháng nén một trục (R_n), môđun đàn hồi (E_d), lực dính (C), hàm lượng thạch cao hay ôxyt sắt, thành phần khoáng vật, ...

Các ký hiệu “H”, “O” và “A” tương ứng với đá không bị phong hóa, đang nghiên cứu và phong hóa tới hạn (tầng A).

Dựa vào trị số (B_c), Đ.S.Zolotarov phân ra 4 cấp theo mức độ phong hóa như sau:

$0,9 < B_c < 1$ - phong hóa mạnh;

$0,7 < B_c < 0,9$ - phong hóa;

$0,3 < B_c < 0,7$ - phong hóa trung bình;

$0,0 < B_c < 0,3$ - phong hóa yếu.

Các chỉ tiêu đánh giá mức độ phong hóa theo A.Khemrol (i), theo V.B.Sves (K_B), theo P.N.Paniukov (n) và những chỉ tiêu tương tự, chỉ có thể sử dụng cho các loại đá có thành phần thạch học giống nhau. Tuy vậy, các chỉ tiêu tính chất của đá khác nhau sau khi bị phong hóa cũng thay đổi khác nhau. Trong khi đó, những phương pháp có số thứ tự từ 2 đến 5 không phản ánh được sự khác nhau này.

Chỉ tiêu mức độ phong hóa đất đá được xác định theo phương pháp của Đ.S.Zolotarov (B_c) tính cho đặc trưng bất kỳ của một loại đất đá nào đó, điều này cho phép so sánh mức độ phong hóa của từng chỉ tiêu cụ thể và xác định được giá trị của chúng một cách tin cậy nhất.

Dựa vào chỉ tiêu mức độ phong hóa (B_c), Đ.S.Zolotarov phân vỏ phong hóa đất đá ra làm 4 đới khác nhau, trong đó có 3 đới là sản phẩm phong hóa (hình 12.1).

Tên và ký hiệu của đới phong hóa	Các đặc điểm đặc trưng của các đới phong hóa	Mặt cắt có tính nguyên tắc
I “VỤN BỘT” Biến đổi hóa học các đá gốc	Sét, sét pha và cát pha, dưới đáy đới I có một số ít mảnh đá dăm, kiềm hóa, sắt hóa, cacbonat hóa,... có thể phân ra 2 ÷ 3 tầng. Ít có ý nghĩa trong xây dựng	
II “VỤN THÔ” Chủ yếu là vỡ vụn lý học và phân hủy hóa học từng phần đá gốc	Được phân ra 4 tầng (phụ đới) “A”, “B”, “C” và “D” theo mức độ vỡ vụn, phân hủy hóa học, khối lượng khoáng vật của những thành tạo mới và theo tính chất cơ - lý của chúng	
III “NÚT NẸ” Vỡ thành khối và bắt đầu phân hủy đá dọc theo các khe nứt lớn và đới kiến tạo	Xuất hiện ở độ sâu lớn, có khả năng tạo thành các đới phong hóa mỏng dọc theo những khe nứt chính	

Hình 12.1. Sơ đồ có tính nguyên tắc phân chia vỏ phong hóa (Theo Đ.S.Zolotarov, 1971)

I - Đới phong hóa vụn bột - thực tế được đặc trưng bằng biến đổi hoàn toàn thành phần khoáng vật, kiến trúc và tính chất của các đá gốc (đá mẹ), khoáng vật thứ sinh nào chiếm ưu thế là tùy thuộc vào đá gốc và điều kiện khí hậu; Ví dụ: thạch cao, cacbonat, ôxyt sắt,... bị lôi cuốn đi hay được tích tụ lại. Theo kết cấu, tính chất cơ học, tính tan rã và tính thấm nước, các thành tạo sét của đới phong hóa vụn bột là tương đối đồng nhất và thường phân ra hai tầng khác nhau về tính chất xây dựng tùy thuộc vào sự có mặt của các mảnh đá dăm nhỏ, độ chặt và độ ẩm của chúng. Đất sét của đới phong hóa này dễ

dòng bị tan rã (rửa trôi) và trượt, do đó chúng thường được giữ lại trên những bề mặt phân thủy, đồng thời được phủ bằng những trầm tích mới và có chiều dày nhỏ nhất.

II- Đối phong hóa vụn thô - được đặc trưng bằng các quá trình phân hủy lý học và từng phần bị phân hủy hóa học các đá mẹ. Đối này có cấu trúc phức tạp, tiêu biểu cho nó là, dọc theo mặt cắt các tính chất bền, biến dạng, ... bị thay đổi đáng kể (hàng chục lần) so với đá gốc. Đại đa số các nhà nghiên cứu đều phân đối vụn thô ra 4 tầng (phụ đối) theo mức độ phong hóa: theo kích thước của các mảnh đá dăm, khối lượng sét, theo mức độ sắt hóa, thạch cao hóa, kiến trúc, độ chặt và màu sắc, ... Trong các đá của đối vụn thô phát triển mạnh quá trình xói, lở, xâm thực và trượt. Để cải tạo các tầng đá khác nhau của đối này cần sử dụng những phương pháp kỹ thuật khác nhau.

III - Đối phong hóa nứt nẻ - được phân biệt theo đặc trưng, sự phân bố của nó trong khối và theo các đặc điểm khác là tùy thuộc vào những đá mẹ, vào cường độ và kích thước của các khe nứt và đứt gãy kiến tạo, phân cắt do xói, sự giảm thiểu các ứng suất tự nhiên, thành phần và vận động của nước dưới đất. Hiện tượng phong hóa trong các đối phá hoại (đứt gãy) kiến tạo phát triển đến độ sâu lớn hơn nhiều so với phong hóa trong khối đá nứt nẻ.

12.4.2. Tốc độ phong hóa

Việc xác định tốc độ phong hóa cho tới nay vẫn chưa được thống nhất. Hiện tại, còn khá nhiều cách đánh giá khác nhau về tốc độ của quá trình phong hóa đất đá:

– Theo Đ.S.Zolotarov (1958), có thể đánh giá tốc độ của quá trình phong hóa theo chiều dày của phụ đối “A” (tầng vụn bột) của đối vụn thô, nó được thành tạo trong những điều kiện xác định trong vòng một năm; điều này tương đương với thể tích đất đá đã bị phong hóa tính cho một đơn vị diện tích. Chỉ tiêu tốc độ phong hóa (K_{CB}) sẽ rất khác nhau trong các đá và ở hoàn cảnh không giống nhau, khi có mặt hay không có mặt của sự rửa trôi (lở tích, bào xói trên sườn dốc, đỉnh núi, v.v...) vật chất phong hóa. Trong điều kiện, vị trí bề mặt tầng đá phong hóa ổn định, vào năm đầu tiên trị số (K_{CB}) sẽ là lớn nhất, và vào thời gian tiếp theo nó sẽ bị giảm đi. Nếu xảy ra sự rửa trôi mạnh, thì quan sát thấy trạng thái động. Độ che phủ tự nhiên hay nhân tạo sẽ làm giảm đáng kể tốc độ phong hóa.

– Năm 1972, Iu.Đ.Matveev giới thiệu công thức tính tốc độ phong hóa như sau:

$$H \approx a\sqrt{1 - t_0}, \text{ khi } t_0 \leq t \leq T \quad (12.6)$$

Trong đó: H - chiều dày đối phong hóa;

a - hệ số thực nghiệm, về số lấy bằng chiều dày các đối phong hóa tương ứng được hình thành trong vòng một năm, hay nói cách khác - đó là tốc độ phong hóa trung bình tính bằng mét sau một năm đầu tiên;

t - thời gian nghiên cứu kể từ sau khi bắt đầu phong hóa;

t_0 - thời gian xuất hiện các dấu hiệu phong hóa đầu tiên;

T - thời gian cần thiết để hình thành nên vỏ phong hóa trẻ có “mặt cắt đầy đủ”.

Hệ số thực nghiệm “ a ” phụ thuộc chủ yếu vào loại đất đá chịu tác dụng của các quá trình phong hóa, trong điều kiện khí hậu xác định.

Theo tốc độ của quá trình phong hóa, có thể phân ra những giai đoạn sau:

1. *Giai đoạn phong hóa mạnh* - đó là thời gian cần thiết để hình thành được trên 50% chiều dày vỏ phong hóa;

2. *Giai đoạn phong hóa chậm chạp*, khi chiều dày vỏ phong hóa tăng tới 80%, và

3. *Giai đoạn phong hóa tắt dần*, khi hình thành được chiều dày vỏ phong hóa lớn nhất trong các điều kiện tự nhiên nhất định (Matveev và Xergeev, 1970).

12.5. BIỆN PHÁP PHÒNG VÀ CHỐNG PHONG HÓA PHỤC VỤ XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH

Đại bộ phận các trường hợp phong hóa đều gây phá hoại đất đá, làm giảm độ bền, tăng khả năng biến dạng của chúng, đồng thời thúc đẩy các quá trình phát sinh - phát triển trượt đất đá trên sườn (mái) dốc, gây rửa trôi mạnh bề mặt vỏ quả đất, làm sống lại các quá trình carstơ hóa trong các đá có tính hòa tan,... Hậu quả của các quá trình phong hóa là làm mất ổn định những công trình xây dựng trên đất đá bị phong hóa mạnh.

Có một số biện pháp phòng và chống phong hóa sau đây:

- 1) Bóc bỏ toàn bộ hay một phần tầng đất đá đã bị phong hóa;
- 2) Ngăn cản các yếu tố phong hóa bằng cách phủ cát, sét, xỉ lò (tro núi lửa),... lên tầng đá có nguy cơ bị phong hóa mạnh;
- 3) Cải tạo nhân tạo tính chất xây dựng của đất đá đã bị phong hóa bằng xi măng hóa, vôi hóa, sét hóa, bitum hóa, đầm nện, rung, ...;
- 4) Dùng cọc bê tông cốt thép, cọc thép, cọc gỗ, cọc tre,...;
- 5) Dùng vải địa kỹ thuật, bắc thấm, cọc cát,... để gia cố đất nền;
- 7) Để lại lớp phủ trên đáy móng, bắt đầu thi công móng mới tiến hành bóc bỏ nó sau.

Chương 13

HIỆN TƯỢNG - QUÁ TRÌNH TRƯỢT ĐẤT ĐÁ TRÊN SƯỜN VÀ MÁI DỐC, CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH CHÚNG

13.1. KHÁI NIỆM CHUNG

“Hiện tượng và quá trình dịch chuyển (trượt) các khối đất đá trên sườn (mái) dốc từ trên xuống do ảnh hưởng của các lực trọng lực bản thân khối đất trượt, tải trọng ngoài, áp lực thủy động, lực địa chấn (động đất) và một số lực khác, gọi là trượt”.

Trượt đã gây tổn thất lớn cho nhiều công trình, có khi gây thiệt hại nặng cho cả con người. Đáng kể nhất là trượt đã phá hủy đập nước Vayont ở bắc Itatila cao 265,5 m (một trong số các đập cao nhất thế giới) xảy ra vào ngày 9/10/1963, trận trượt này đã phá hoại một số thành phố và giết hại gần 3000 người.

Năm 1915, tại thành phố Xim-biéc (nay là Ulianốpxcơ) đã xảy ra một trận trượt, hậu quả là một đoạn cầu cạn sắt bờ xây bằng đá của cây cầu đường sắt bắc qua sông Vonga đã bị phá hoại. Một điều đáng lưu ý là, các trụ cầu cạn này được đặt ở độ sâu lớn (tới 7 m) xuyên qua tầng đất bờ rời phủ trên và cắm vào tầng đá gốc nằm dưới. Quá trình dịch chuyển trượt của đất tầng phủ trên đá gốc quá mạnh, đã làm nghiêng các trụ cầu. Biên độ dịch chuyển ngang đạt tới 5,20 m, làm cho cây cầu đường sắt này phải ngừng hoạt động.

Một cây cầu bắc qua sông Pisriver (Britten, Colombia) được xây dựng vào thời kỳ chiến tranh và khai thác bình thường trong suốt 15 năm. Năm 1957, một trong hai bên bờ sông bị trượt, hậu quả làm cho mố cầu tại đó vừa bị dịch chuyển vừa bị nghiêng về phía lòng sông tới $3,5 \div 4,0$ m. Sau khi mố cầu bị phá hoại, một nhịp cầu đầu tiên của đoạn cầu cạn và hai nhịp cầu kế tiếp có chiều dài 153m đã bị phá hoại. Việc khôi phục cây cầu này dường như không có ích, sau này người ta đã phải xây dựng lại một cây cầu khác. Có một giả thiết rằng, hiện tượng trượt xảy ra tại ranh giới tiếp xúc giữa tầng đá trầm tích cứng nguồn gốc băng tích với các lớp mỏng sét yếu trải dưới - là nguyên nhân chính gây ra sự cố trên đây.

Ở Việt Nam trượt xảy ra mạnh nhất ở những vùng núi Tây Bắc và thượng nguồn sông Chảy, vùng núi Trường Sơn và vùng Đông Bắc. Đặc biệt, đêm ngày 15-8-1969, mưa liên tục trong 4 giờ liền, gây ra một khối trượt khổng lồ rộng hàng trăm mét kéo dài từ đỉnh

núi đến chân núi gần huyện lỵ Bát Xát, vùi lấp hàng hăm hecta ruộng, nương, nhà cửa và giết hại nhiều gia súc.

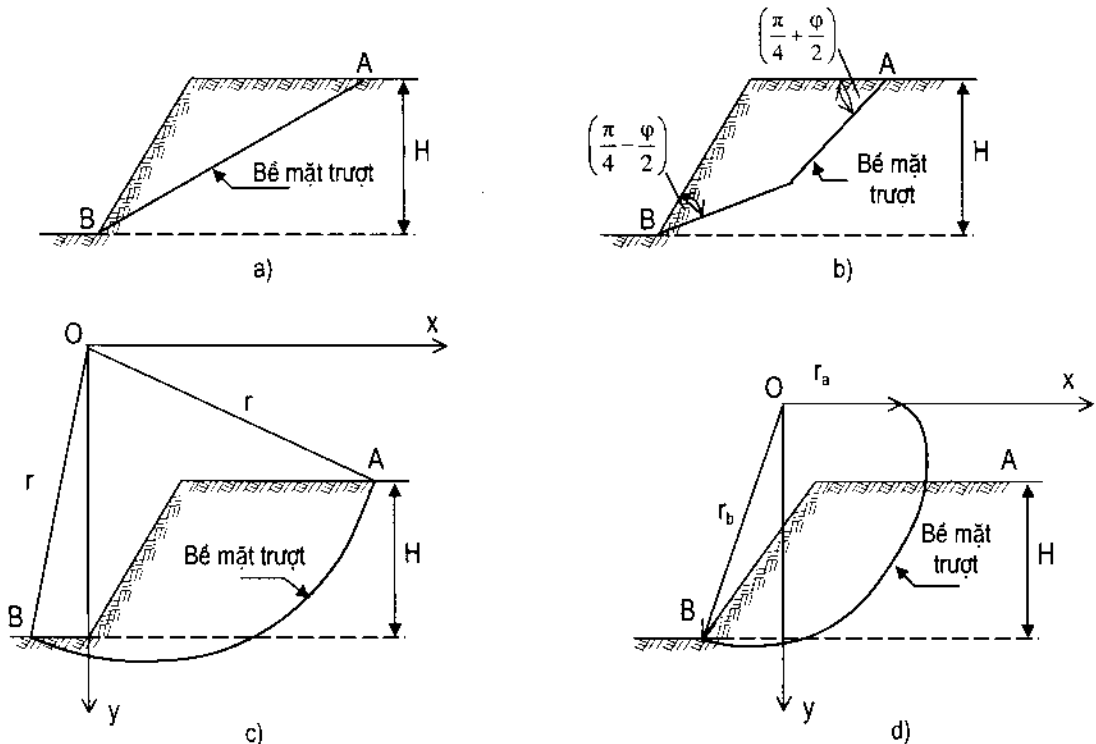
13.2. PHÂN LOẠI TRƯỢT

Hiện nay còn tồn tại nhiều cách phân loại trượt khác nhau. Tuy vậy, trong cách phân loại trượt của Viện sỹ thông tấn N.N.Maslôv là thông dụng và tổng quát hơn cả (Địa kỹ thuật có các ví dụ và lời giải, NXB. Nông nghiệp, Hà Nội, 1996).

Trong cuốn sách này, chúng tôi chỉ đề cập đến hiện tượng và quá trình trượt của các sườn (mái) dốc cấu tạo bằng đất, còn sườn (mái) dốc đá sẽ được giới thiệu trong một cuốn sách khác.

Để đơn giản cho việc tính toán ổn định của các sườn (mái) dốc đất, mà vẫn đảm bảo độ chính xác cao trong tính toán, tức là bề mặt trượt tính toán gần sát với bề mặt trượt thực tế, người ta phân loại trượt theo hình dạng bề mặt trượt của nó (hình 13.1):

- Dạng mặt trượt phẳng,
- Dạng mặt trượt gãy khúc,
- Dạng mặt trượt cung tròn,
- Dạng mặt trượt đường xoắn ốc lôgarit.



Hình 13.1. Sơ đồ các hình dạng bề mặt trượt của sườn (mái) dốc cấu tạo bằng đất
a) mặt trượt phẳng; b) mặt trượt gãy khúc; c) mặt trượt cung tròn; d) mặt trượt xoắn ốc lôgarit.

Vào năm 1776, Coulomb đã trình bày điều kiện nổi tiếng về độ bền của vật liệu, nó được biểu diễn bằng phương trình $\tau = \sigma \tan \varphi + C$, và trên cơ sở các giả thiết của Biulle, đồng thời xuất phát từ sự cân bằng giới hạn của lăng trụ phá hoại, ông đã phát triển ra lý thuyết áp lực đất tác dụng lên tường chắn. Hàng loạt những qui tắc mà Coulomb đưa ra cho đến ngày nay dường như vẫn có ảnh hưởng đến sự phát triển của cơ học đất.

Người đầu tiên sử dụng nguyên tắc của Coulomb khi giải bài toán về ổn định sườn dốc, đó là Francais. Vào năm 1820 ông đã lập ra các bảng để xác định chiều cao cho phép của các sườn dốc cấu tạo bằng đất dính đồng nhất. Bề mặt trượt dạng đường thẳng cũng đã được Vinkler (1872) chú ý trong các nghiên cứu của mình, ông là người đã đưa ra công thức để tính toán ổn định sườn dốc. Sau đó, Kulman (1886) và nhiều nhà nghiên cứu khác đã quan tâm nghiên cứu vấn đề này.

Petterson và Khultin là những người đầu tiên đưa bề mặt trượt dạng cung tròn hình trụ vào tính toán. Từ đó, xuất hiện rất nhiều phương pháp tính toán ổn định của các sườn dốc, mà các phương pháp này dựa trên giả thiết bề mặt trượt cung tròn hình trụ. Đặc biệt Fellenius (1926) đã sử dụng thành công giả thiết bề mặt trượt cung tròn hình trụ.

Những công trình của K.Terzaghi đã có ảnh hưởng lớn đến việc nghiên cứu những vấn đề ổn định và độ bền của các khối đất.

Phương pháp tính toán và các đồ thị do nhà bác học D.Taylor lập ra đã đạt được kết quả về các vấn đề độ bền của đất và được sử dụng rộng rãi trong thực tế.

Năm 1857, Rankine đã đưa ra một phương pháp mới đánh giá sự cân bằng của các khối đất trên cơ sở nghiên cứu trạng thái ứng suất của từng phần tử vô cùng nhỏ.

Mãi sau này, vào năm 1903, nhà bác học F. Kotter đã tiến hành thí nghiệm và xây dựng được lý thuyết chặt chẽ về trạng thái cân bằng giới hạn của môi trường rời. Ông đã lập ra phương trình cân bằng giới hạn môi trường rời. Tuy vậy, vào thời gian đó ông chưa giải quyết được các bài toán thực tế.

Ngày nay, những công trình nghiên cứu của O.Frelikh và A.Bishop đã đạt được kết quả đáng kể trong việc đánh giá ổn định sườn dốc, đặc biệt khi có mặt của áp lực nước lỗ rỗng trong đất (gọi đơn giản là áp lực lỗ rỗng).

Hiện tại, trong thực tế chỉ ứng dụng những phương pháp tính toán ổn định sườn dốc nào, mà trong đó bằng cách này hay cách khác chỉ ra được vị trí bề mặt trượt. Ngay cả những phương pháp tính toán ổn định sườn dốc, dựa trên lý thuyết trạng thái ứng suất tới hạn, cũng ít được ứng dụng trong tính toán thực tế. Còn việc nghiên cứu ổn định những khối đất dựa trên lý thuyết chảy dẻo - nhớt, hoàn toàn không tồn tại.

Dưới đây, chúng tôi xin giới thiệu phương pháp tính toán ổn định của sườn dốc theo bề mặt trượt phẳng và trượt cung tròn hình trụ, đồng thời chúng được giải trong hệ phẳng là đơn giản và thông dụng hơn cả.

13.3. CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH SƯỜN (MÁI) DỐC ĐẤT VÀ CHIỀU CAO GIỚI HẠN CỦA NÓ

13.3.1. Trượt theo mặt phẳng

Như chỉ ra trên hình 13.2, thành phần ứng suất pháp (σ) và ứng suất tiếp (τ) được biểu diễn:

$$\sigma = \frac{N}{L} \cos \beta$$

$$\tau = \frac{T}{L} \cos \beta$$

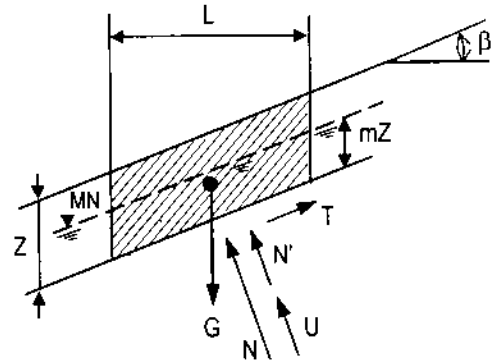
Trong đó: $N = G \cos \beta = \gamma Z L \cos \beta$;

$$T = G \sin \beta = \gamma Z L \sin \beta$$

Thay N và T vào công thức tính (σ) và (τ), có:

$$\sigma = \gamma Z \cos^2 \beta$$

$$\tau = \gamma Z \sin \beta \cos \beta = \frac{\gamma Z}{2} \sin 2\beta$$



Hình 13.2. Sơ đồ các lực tác dụng lên bề mặt trượt phẳng

Áp lực lỗ rỗng (U) ở mọi điểm có giá trị:

$$U = m Z \gamma_w \cos^2 \beta, \text{ với } 0 < m < 1$$

Theo K. Terzaghi: $\sigma' = \sigma - U = Z \cos^2 \beta (\gamma - m \gamma_w)$

$$\tau' = \tau = \gamma Z \sin \beta \cos \beta = \frac{\gamma Z}{2} \sin 2\beta$$

- Thi công trong thời gian ngắn: $\varphi = 0$ và $\tau_{\max} = C_u$, thì hệ số ổn định của sườn dốc (K) là:

$$K = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{C_u}{\gamma Z \sin \beta \cos \beta}$$

$$\text{hay: } K = \frac{2C_u}{\gamma Z \sin 2\beta} \quad (13.1)$$

- Thi công trong thời gian dài: theo phương trình của Coulomb có:

$$\tau'_{\max} = C' + \sigma' \tan \varphi'$$

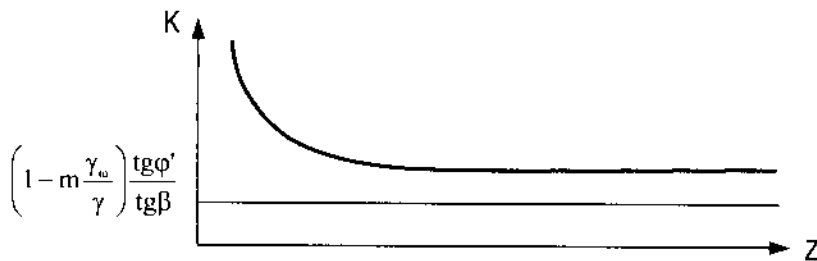
$$\text{và: } K = \frac{\tau'_{\max}}{\tau'} = \frac{C' + \sigma' \tan \varphi'}{\gamma Z \sin \beta \cos \beta}$$

Sau khi thay $\sigma' = Z \cos^2 \beta (\gamma - m \gamma_w)$ vào phương trình trên, ta có:

$$K = \frac{C' + Z \cos^2 \beta (\gamma - m \gamma_w) \operatorname{tg} \varphi'}{\gamma Z \sin \beta \cos \beta} \quad (13.2)$$

Các phương trình (13.1) và (13.2) chỉ ra cho thấy rằng, hệ số ổn định của sườn (mái) dốc (K) có mặt trượt phẳng mang những đặc điểm sau (hình 13.3):

- + Là hàm số giảm dần của Z (bề dày của khối đất trượt);
- + Là hàm số giảm dần của β [góc dốc của sườn (mái) dốc];
- + Là hàm số giảm dần của m (chiều cao cột nước).



Hình 13.3. Đồ thị quan hệ $K = f(Z)$

– Đối với đất có lực dính $C' = 0$, thì:

$$K = \left(1 - m \frac{\gamma_w}{\gamma} \right) \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{\operatorname{tg} \beta}, \text{ với } \gamma \neq 2 \gamma_w \quad (13.3)$$

– Nếu mực nước dưới đất nằm sát bề mặt sườn dốc ($m = 1$), có:

$$K = \frac{1}{2} \times \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{\operatorname{tg} \beta} \quad (13.4)$$

– Nếu không có nước dưới đất ($m = 0$), có:

$$K = \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{\operatorname{tg} \beta} \quad (13.5)$$

13.3.2. Mặt trượt có dạng cung tròn hình trụ

Những phương pháp hiện hành tính toán ổn định sườn dốc đều xuất phát từ bề mặt trượt đã biết trước, có thể được phân thành hai nhóm có chú ý đến sơ đồ tính toán chúng, đó là:

– Nhóm các phương pháp dựa trên nghiên cứu điều kiện cân bằng của từng thể tích phân tố (lăng trụ nhỏ).

Trong nhóm này bao gồm các phương pháp tính toán của: Krei G., Terzaghi K., Grisin M.M., Nitriporovitr A.A., Lomize B.M., v.v...

– Nhóm các phương pháp dựa trên nghiên cứu điều kiện cân bằng của toàn khối trượt nói chung.

Thuộc nhóm này bao gồm một số lượng lớn các phương pháp tính toán, như: Taylor D., Frölich O.K., Goldstein M.N., v.v...

Trong thực tế, muốn đánh giá sự cân bằng của bất kỳ khối đất hay một vật thể nào, phải thỏa mãn hai điều kiện cần và đủ, sao cho đa giác lực được khép kín và mọi lực phải cùng nằm trong một mặt phẳng, tức là $\sum X_i = 0$ và $\sum Y_i = 0$; đồng thời mọi lực này phải cắt nhau tại một điểm, tức là $\sum M_i = 0$. Tuy nhiên, không có một phương pháp nào nêu trên thỏa mãn được những điều đó.

Thật vậy, chúng ta nên lựa chọn lời giải bài toán tính ổn định sườn dốc nào đó trong số những phương pháp đã nêu, cho kết quả cuối cùng nhanh nhất và đơn giản nhất.

Dưới đây chúng tôi xin giới thiệu phương pháp tính toán của Bishop A., và Morgenstem.

1. Phương pháp Bishop

a) Sườn dốc không bị ngập nước

Bishop coi mặt trượt có dạng cung tròn hình trụ. Điều cơ bản trong công trình của Bishop, nghiên cứu ổn định của sườn dốc chịu tác dụng của áp lực lỗ rỗng cũng như các lực thấm.

Phương trình đầu tiên đánh giá ổn định trượt của sườn dốc, có dạng:

$$\tau = \frac{1}{K} [C + (\sigma_n - U) \operatorname{tg} \varphi] \quad (13.6)$$

Trong đó: τ – sức kháng cắt (trượt) của đất tại bề mặt trượt trên một đơn vị chiều dài của nó;

$$\sigma_n = \frac{P}{l} \text{ – là ứng suất pháp đơn vị;}$$

P – ứng suất pháp tổng;

l – chiều dài bề mặt trượt;

U – áp lực nước trong các lỗ rỗng của đất;

φ – góc ma sát trong của đất;

K – hệ số ổn định.

Sơ đồ các lực tác dụng đã được giới thiệu trên hình 13.4, trên đó tiến hành nghiên cứu trạng thái cân bằng của từng lăng thể nhỏ riêng biệt và chỉ ra phương tác dụng của các lực trong từng lăng thể nhỏ đó. Muốn vậy, người ta xây dựng một đa giác lực khép kín cho từng lăng thể nhỏ riêng biệt (hình 13.4), đồng thời tính được mômen của mọi lực tác dụng lên sườn (mái) dốc so với tâm O.

$$\sum gX = (\sum \tau l) r = \sum T.r \quad (13.7)$$

Từ đó, ta có:
$$\sum \tau l = \frac{\sum gX}{r} \quad (13.8)$$

Nếu như biểu thức (13.7) viết cho toàn bộ bề mặt trượt, đồng thời sau khi thay các trị số $\sum \tau l$ và σ_n vào, và giải phương trình này đối với hệ số ổn định K , chúng ta nhận được:

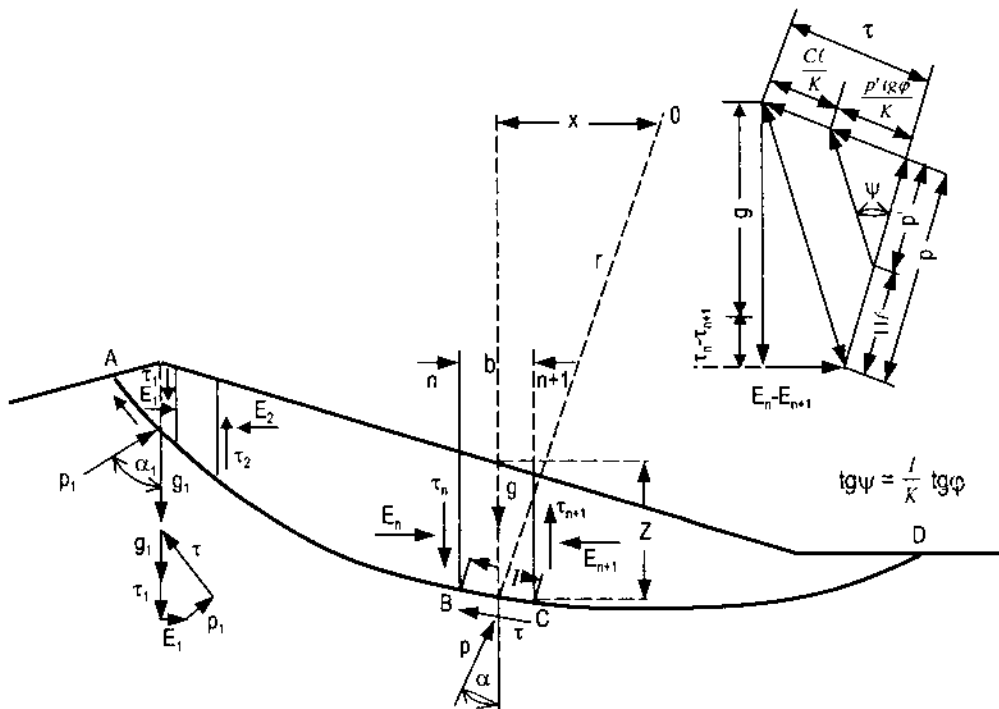
$$K = \frac{r}{\sum gX} \sum [Cl + (P - Ul)\text{tg}\phi] \quad (13.9)$$

Trong biểu thức (13.9), P và U là những số chưa biết.

Có thể tìm được lực pháp tuyến P tác dụng lên một phân tố bề mặt trượt BC từ điều kiện cân bằng của phân tố đất đó, nếu chiếu tất cả các lực tác dụng lên phương vuông góc với bề mặt trượt, tức là trùng với phương của lực P .

Khi đó, biểu thức sẽ có dạng sau:

$$P = (g + \tau_n - \tau_{n+1}) \cos \alpha - (E_n - E_{n+1}) \sin \alpha \quad (13.10)$$



Hình 13.4. Sơ đồ tính toán để đánh giá ổn định của sườn dốc theo phương pháp của Bishop

Thay biểu thức (13.10) vào (13.9), Bishop nhận được công thức xác định hệ số ổn định:

$$K = \frac{r}{\sum gX} \sum \{ Cl + \operatorname{tg} \varphi (g \cos \alpha - Ul) + \operatorname{tg} \varphi [(\tau_n - \tau_{n+1}) \cos \alpha - (E_n - E_{n+1})] \sin \alpha \} \quad (13.11)$$

Nếu không có các lực bên ngoài tác dụng lên bề mặt sườn dốc, thì khi tính toán cần lấy:

$$\text{và: } \left. \begin{array}{l} \sum (\tau_n - \tau_{n+1}) = 0 \\ \sum (E_n - E_{n+1}) = 0 \end{array} \right\} \quad (13.12)$$

Nếu trong công thức (13.11) lấy:

$$\sum \operatorname{tg} \varphi (\tau_n - \tau_{n+1}) \cos \alpha - (E_n - E_{n+1}) \sin \alpha = 0$$

thì nhận được công thức đơn giản do Terzaghi đã đưa ra trước đây, nhưng có tính tới tác dụng của áp lực lỗ rỗng:

$$K = \frac{r}{\sum gX} \sum [Cl + \operatorname{tg} \varphi (g \cos \alpha - Ul)] \quad (13.13)$$

Bishop biểu diễn công thức (13.13) dưới dạng hơi khác một chút, sau khi thay áp lực lỗ rỗng bằng phương trình thực nghiệm: $U = \bar{B} \frac{g}{b}$, đồng thời thay các phương trình hình

học: $x = r \sin \alpha$ và $l = \frac{b}{\cos \alpha}$, sẽ nhận được:

$$K = \frac{1}{\sum g \sin \alpha} \sum \left[Cl + g \operatorname{tg} \varphi \left(\cos \alpha - \frac{\bar{B}}{\cos \alpha} \right) \right] \quad (13.14)$$

Trong đó: $\bar{B}$ - hệ số thực nghiệm, nó thay đổi theo bề mặt trượt, nhưng thông thường trong thiết kế nên lấy trị số trung bình nào đó.

Tuy vậy, như Bishop đã nêu, việc tính toán theo công thức (13.14) là không kinh tế, bởi vì hệ số K nhận được là thấp. Điều này đặc biệt thấy rõ cho những bề mặt trượt nằm sâu và tại đó những thay đổi của α rất lớn.

Theo quan điểm của Bishop, có thể loại trừ được những nhược điểm này, nếu biến đổi phương trình (13.9). Cụ thể, ký hiệu lực pháp tuyến hữu hiệu $P' = P - Ul$ và chiếu tất cả các lực lên phương thẳng đứng (hình 13.4):

$$P' = \frac{g + (\tau_n - \tau_{n+1}) - l \left(U \cos \alpha + \frac{C}{K} \sin \alpha \right)}{\cos \alpha + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{K} \sin \alpha} \quad (13.15)$$

Nếu đồng thời thay $P' = P - Ul$, $X = r \sin \alpha$ và $l = \frac{b}{\cos \alpha}$ vào biểu thức (13.9), thì có:

$$K = \frac{1}{\sum g \sin \alpha} \sum \left[C \frac{b}{\cos \alpha} + \frac{g + \tau_n - \tau_{n+1} - \frac{b}{\cos \alpha} \left(U \cos \alpha + \frac{C}{K} \sin \alpha \right)}{\cos \alpha + \frac{\operatorname{tg} \varphi \sin \alpha}{K}} \operatorname{tg} \varphi \right] \quad (13.16)$$

Sau khi thay trị số $U = \bar{B} \frac{g}{b}$ vào biểu thức (13.16) và tiến hành các biến đổi tương ứng, thì biểu thức để tính toán hệ số ổn định có dạng sau:

$$K = \frac{1}{\sum g \sin \alpha} \sum \left\{ \left[Cb + \operatorname{tg} \varphi [g(1 - \bar{B}) + (\tau_n - \tau_{n+1})] \right] \frac{1}{1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \alpha}{K} \cos \alpha} \right\} \quad (13.17)$$

Biểu thức $(\tau_n - \tau_{n+1})$ tham gia vào công thức (13.17) được tính bằng phương pháp gần đúng liên tục và phải thỏa mãn điều kiện :

$\sum (\tau_n - \tau_{n+1}) = 0$ và $\sum (E_n - E_{n+1}) = 0$ trong trường hợp không có các lực bên ngoài tác dụng lên bề mặt sườn (mái) dốc.

Tiếp đến, chiếu toàn bộ các lực tác dụng lên phương tiếp tuyến của từng phân tố riêng biệt, có thể nhận được biểu thức tính $E_n - E_{n+1}$ như sau:

$$(E_n - E_{n+1}) = \tau \sec \alpha - (g + \tau_n - \tau_{n+1}) \operatorname{tg} \alpha \quad (13.18)$$

Tuy vậy, trong công thức (13.18) trị số τ chưa biết. Có thể tính được τ , nếu biểu diễn (13.16) dưới dạng sau:

$$K = \frac{1}{\sum g \sin \alpha} \sum [m] \quad (13.19)$$

Đặt $\tau = \frac{m}{K}$, chúng ta nhận được:

$$\sum (E_n - E_{n+1}) = \sum \left[\frac{m}{K} \sec \alpha - (g + \tau_n - \tau_{n+1}) \operatorname{tg} \alpha \right] = 0 \quad (13.20)$$

Thật vậy, cho τ trị số nhất định, khi đó cần kiểm tra xem biểu thức (13.20) có thỏa mãn hay không. Sau đó có thể xây dựng được một đa giác lực khép kín. Nếu kết quả xây dựng đa giác lực cho phân tố cuối có $\sum (\tau_n - \tau_{n+1}) = 0$ và $\sum (E_n - E_{n+1}) = 0$, thì tính toán vừa được tiến hành là đúng đắn và thông thường $\sum (\tau_n - \tau_{n+1})$ không tạo ra một mômen lệch tâm nào cho phân tố đầu và phân tố cuối, đồng thời đưa tới sự khép kín đa giác lực.

b) Sườn dốc bị ngập nước một phần

Như chỉ ra trên hình 13.5. Biểu thức cuối cùng được tiến hành hiệu chỉnh, cụ thể mômen tổng phải bằng:

$$\sum (g_1 + g_2)X \quad (13.21)$$

Trong đó: g_1 - trọng lượng đất trên mực nước ngầm MN;

g_2 - trọng lượng đất nằm dưới mực nước ngầm MN.

Biểu thức tính P' sẽ có dạng sau:

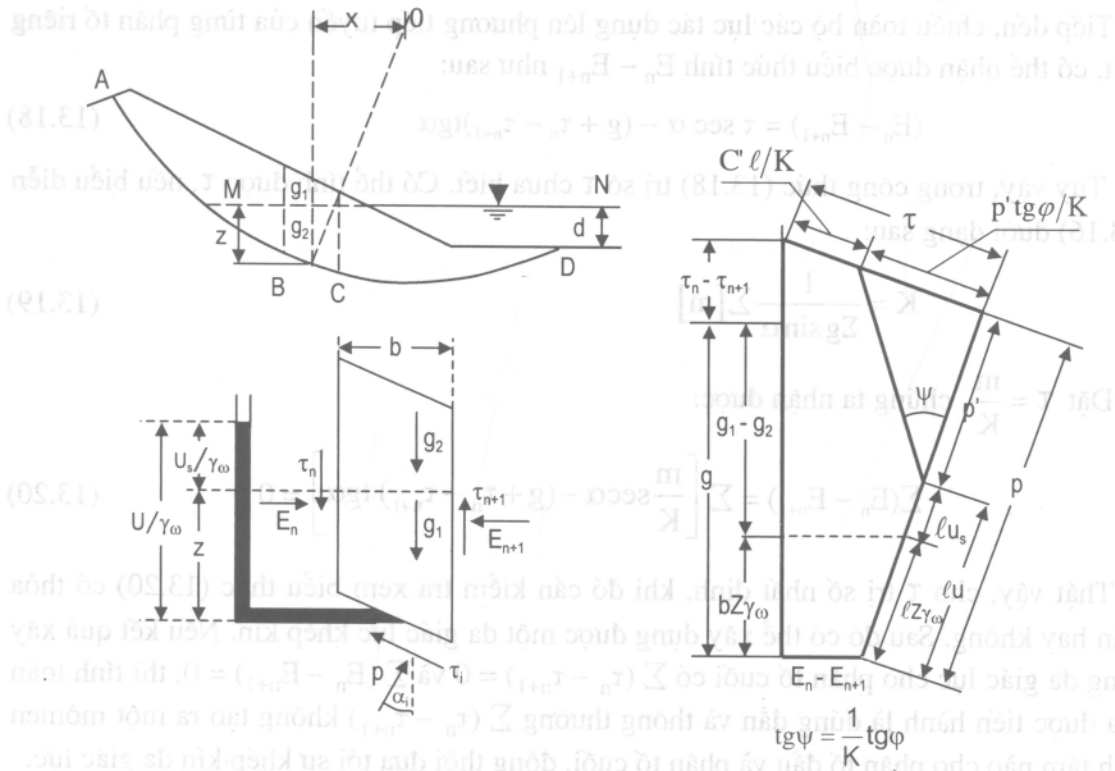
$$P' = \frac{g_1 + g_2 + \tau_n - \tau_{n+1} - l \left(U_s \cos \alpha + \frac{C}{K} \sin \alpha \right)}{\cos \alpha + \frac{\operatorname{tg} \varphi \sin \alpha}{K}} \quad (13.22)$$

Trong đó: $U_s = U - \gamma_w Z$

Ở đây: γ_w - trọng lượng đơn vị của nước;

Z - độ sâu nhấn chìm lớp đất dưới mực nước ngầm MN.

Trong thực tế, thường lấy $U_s = U$.



Hình 13.5. Sơ đồ tính toán để đánh giá ổn định sườn (mái) dốc có một phần ngập dưới nước (theo phương pháp Bishop)

Biểu thức xác định hệ số ổn định có dạng sau:

$$K = \frac{1}{\sum (g_1 + g_2) \sin \alpha} \sum \left\{ [Cb + \operatorname{tg} \varphi (g_1 + g_2 - bU_s + \tau_n - \tau_{n+1})] \frac{1}{\left(1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \alpha}{K} \cos \alpha \right)} \right\} \quad (13.23)$$

Như đã chỉ ra trên hình 13.5, theo quan điểm của Bishop, những lực giữa các phân tố cho trường hợp này phải thỏa mãn điều kiện:

$$\left. \begin{aligned} \sum (\tau_n - \tau_{n+1}) &= 0, \\ \sum (E_n - E_{n+1}) &= \frac{1}{2} \gamma_w d^2 \end{aligned} \right\} \quad (13.24)$$

Trong đó: d - độ sâu mực nước tại chân sườn (mái) dốc, chính mực nước này gây ra áp lực ngang tác dụng lên các tiết diện thẳng đứng.

Phương pháp tính toán sườn dốc ẩm ướt theo giả thiết trên đây cũng giống như tính toán sườn dốc khô, cụ thể: người ta phân sườn dốc ra các khối đất trượt nhỏ (lăng thể nhỏ) nằm trên bề mặt trượt. Tiếp theo, đặt cho một trong những lăng thể nhỏ ngoài cùng trị số (τ_1) và theo công thức (13.23) tính được hệ số (K) . Cuối cùng, dưới trị số (τ_1) đã cho tính được:

$$\sum (E_n - E_{n+1}) = \sum \left[\frac{m}{K} \sec \alpha - (g_1 + g_2 + \tau_n - \tau_{n+1}) \operatorname{tg} \alpha - \sum (\gamma_w Z \operatorname{tg} \alpha) \right]$$

Nếu theo tính toán có được $\sum (E_n - E_{n+1}) = \sum (\gamma_w Z \operatorname{tg} \alpha)$, thì (τ_1) đã cho là đúng đắn.

Sau đó, có thể xây dựng được một đa giác lực khép kín và theo các trị số τ_1 , E_1 sẽ tìm được P' . Những cách xây dựng như vậy được tiến hành liên tục từ lăng thể nhỏ này đến lăng thể nhỏ kia cho tới khi nào không thỏa mãn được điều kiện:

$$\begin{aligned} \sum (\tau_n - \tau_{n+1}) &= 0 \text{ và} \\ \sum (E_n - E_{n+1}) &= \sum (\gamma_w Z \operatorname{tg} \alpha). \end{aligned}$$

Nếu trong kết quả tính toán cho thấy, những điều kiện vừa nêu không thỏa mãn, thì tính toán phải được thực hiện lại cho bề mặt trượt khác và lấy các giá trị τ_n và E_n hoàn toàn khác.

Hạn chế lớn nhất trong phương pháp tính toán ổn định sườn dốc của Bishop là tương đối khó khăn, do vậy trong thực tế thiết kế ít sử dụng phương pháp này. Mặt khác, trong lời giải của Bishop thì bài toán ổn định của sườn dốc không xác định về mặt tĩnh học, bởi vì các trị số và điểm đặt các lực dưới đây chưa biết:

$$(\tau_n - \tau_{n+1}) \text{ và } (E_n - E_{n+1})$$

Để giải bài toán này cần bổ sung thêm giả thiết phụ. Nếu lấy:

$$\sum (\tau_n - \tau_{n+1}) = 0 \text{ và } \sum (E_n - E_{n+1}) = 0$$

thì kết quả sẽ giống như cách tính của Terzaghi. Nếu chỉ quy ước $\sum (\tau_n - \tau_{n+1}) = 0$, thì sẽ đưa đến giả thiết của Krei về tác dụng ngang của các lực lên lăng thể trượt nhỏ đã chia.

2. Phương pháp Bishop và Morgenstern

Vào năm 1960, Bishop và Morgenstern đã giới thiệu một công trình to lớn về việc lập các đồ thị để tính toán ổn định sườn dốc. Những nghiên cứu này thực hiện cho sườn dốc có độ dốc từ 1 : 2 đến 1 : 5, góc ma sát trong của đất từ 10° đến 40° , yếu tố độ sâu $D = \frac{H_0}{H}$ thay đổi từ 1,0 đến 1,5. Hai nhà nghiên cứu này đã tiến hành tính toán hơn 5000 bề mặt trượt trên máy tính điện tử.

Để lập chương trình, hai ông đã sử dụng phương trình dưới dạng:

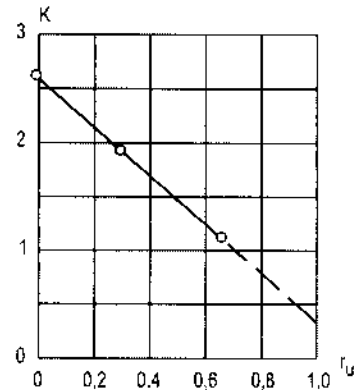
$$K = \frac{1}{\sum \frac{bh}{HH} \sin \alpha} \sum \left\{ \left[\frac{C}{\gamma H} \cdot \frac{b}{H} + \frac{b}{H} \cdot \frac{h}{H} (1 - r_u) \tan \varphi \right] \frac{\sec \alpha}{1 + \tan \varphi \tan \alpha} \right\} K$$

Phương trình này khác với biểu thức (13.17) ở chỗ, cả tử số và mẫu số đều chia cho γH^2 , đồng thời $\sum (\tau_n - \tau_{n+1}) = 0$. Ứng với các giá trị đã biết $\frac{C}{\gamma H}$, φ và r_u ,

hệ số K chỉ còn phụ thuộc vào dạng hình học của vật thể trượt. Những tính toán trên máy tính điện tử được tiến hành cho $H = 1$ và $\gamma = 1$. Bảng thực nghiệm đã khẳng định được rằng, đối với những mặt cắt sườn dốc đơn giản và những tham số cắt (trượt) đã xác định, thì quan hệ giữa hệ số ổn định K và hệ số áp lực lỗ rỗng r_u (ở đây: $r_u = \frac{U}{\gamma H}$) là một

đường thẳng (xem hình 13.6). Quan hệ tuyến tính trên đây được đặc trưng bằng

hai tham số m' và n' , trong đó m' là đoạn cắt trục K. Đoạn m' này đúng bằng trị số hệ số ổn định khi không có áp lực lỗ rỗng, còn n' bằng góc nghiêng của đoạn thẳng đó. Bởi vì góc này luôn luôn âm (tức là, ở điều kiện cân bằng bền trị số ổn định K



Hình 13.6. Đồ thị quan hệ $K = f(r_u)$ khi:
 $\varphi = 30^\circ$, $\frac{C}{\gamma H} = 0,05$, $D = 1$ (với $D = \frac{H_0}{H}$,

ở đây H_0 - độ sâu của bề mặt trượt
và $m = 1 : 3$).

giảm khi tăng áp lực lỗ rỗng), nên hệ số ổn định được biểu diễn dưới dạng phương trình:

$$K = m' - n' r_u \quad (13.25)$$

Bishop và Morgenstern gọi các tham số m' và n' là những hệ số ổn định, chúng phụ thuộc vào góc nghiêng của sườn dốc.

Trên các hình vẽ từ 13.7 đến 13.9 giới thiệu đồ thị quan hệ của các tham số m' và n' vào áp lực lỗ rỗng.

Những đường đậm nét đặc trưng cho kết quả tính toán trị số m' và n' trong khoảng góc ma sát trong $\varphi = 10^\circ$, còn những đường mảnh nét - trị số trung gian nhận được bằng cách nội suy.

Những đường không liền nét phản ánh trị số thu được ứng với các trị số hệ số áp lực lỗ rỗng bằng nhau.

Ví dụ 13.1. Giả sử có $\frac{C}{\gamma H} = 0,04$, chiều cao sườn dốc $H = 14$ m, còn chiều cao sườn dốc tính cả lớp đất trải dưới là $H_0 = 20$ m, góc ma sát trong $\varphi = 30^\circ$, $m = 1 : 4$, hệ số áp lực lỗ rỗng $r_u = \frac{U}{\gamma H} = 0,5$.

Hãy xác định hệ số ổn định của sườn dốc K ?

Bài giải:

Theo đồ thị (hình 13.9a) ứng với $D = 1,25$ và $\frac{C}{\gamma H} = 0,025$, chúng ta tìm được $m' = 2,95$ và $n' = 2,81$.

Sau khi sử dụng phương trình (13.25) với $r_u = 0,5$, ta tính được:

$$K = 2,95 - 2,81 \times 0,5 = 1,545$$

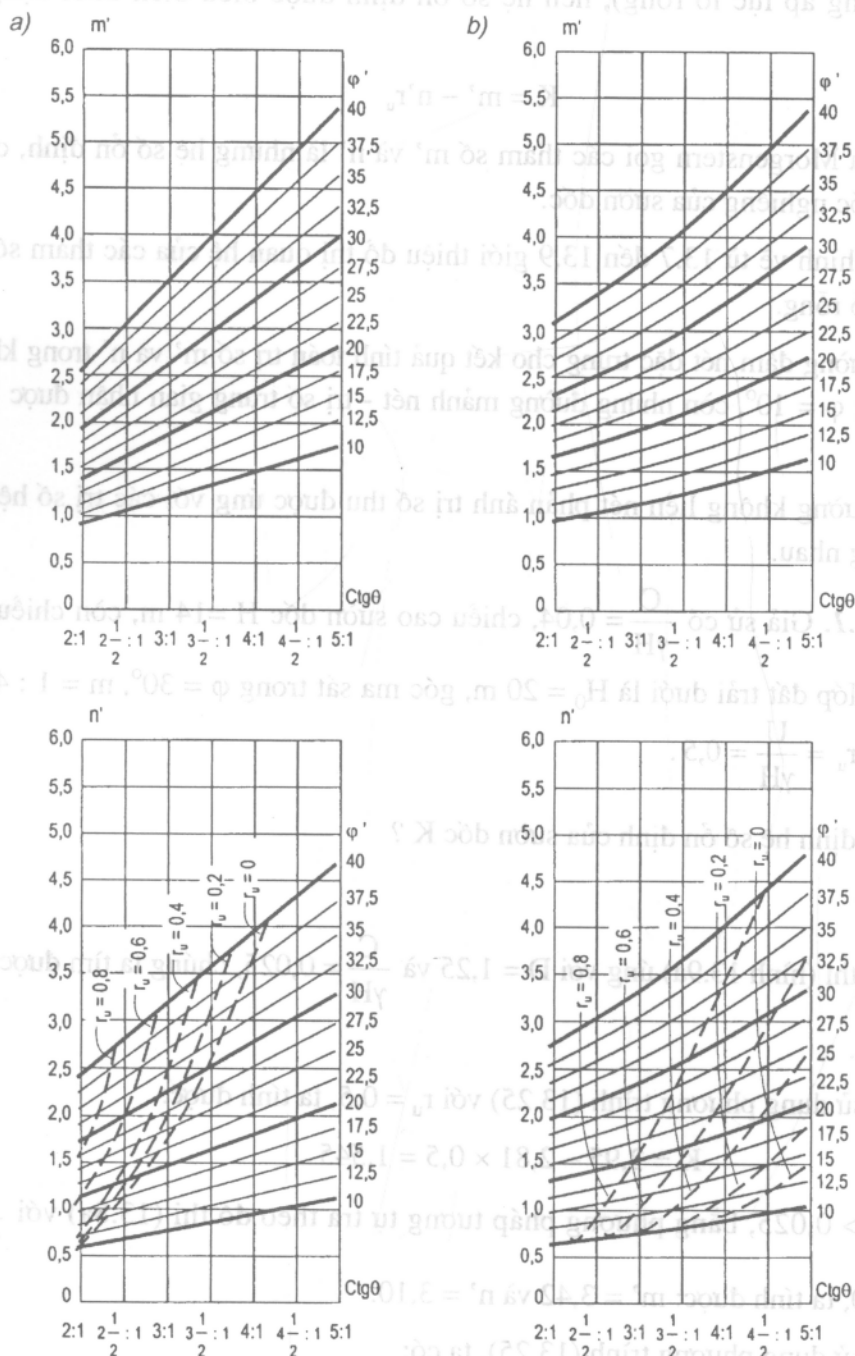
Khi $\frac{C}{\gamma H} > 0,025$, bằng phương pháp tương tự tra theo đồ thị (13.8a) với $\frac{C}{\gamma H} = 0,05$ và $D = 1,50$, ta tính được: $m' = 3,42$ và $n' = 3,10$.

Sau khi sử dụng phương trình (13.25), ta có:

$$K = 3,42 - 3,10 \times 0,5 = 1,87.$$

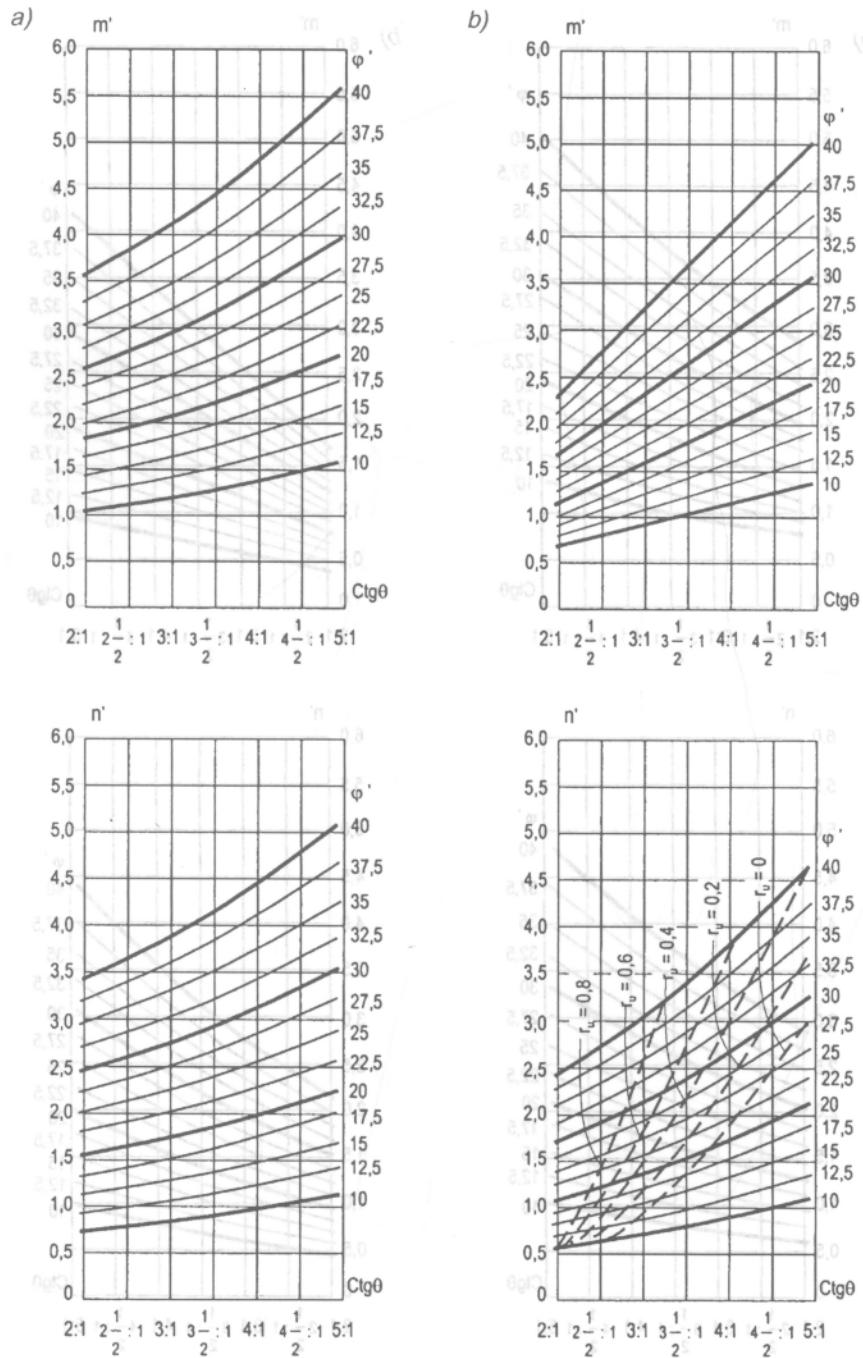
Bằng phương pháp nội suy tuyến tính khi $\frac{C}{\gamma H} = 0,04$, ta tìm được:

$$K = 1,87 - \frac{1,87 - 1,545}{0,05 - 0,025} (0,05 - 0,04) \approx 1,74$$



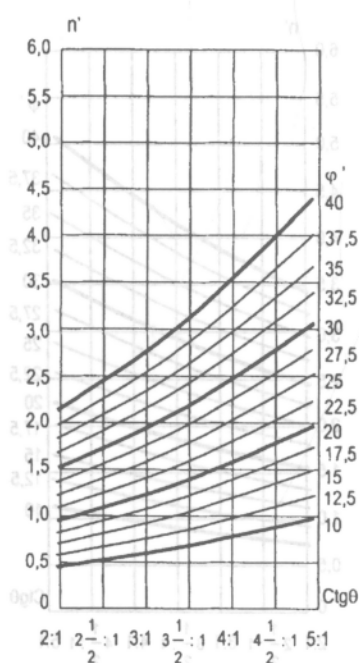
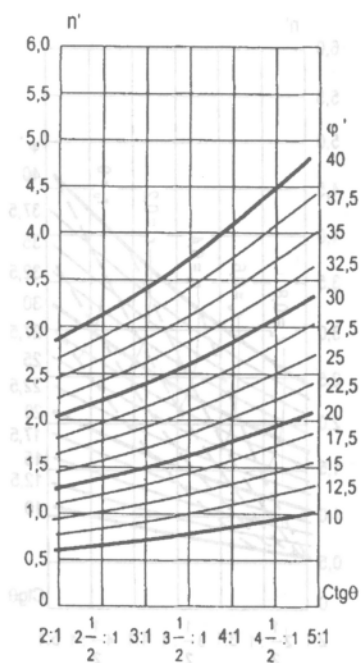
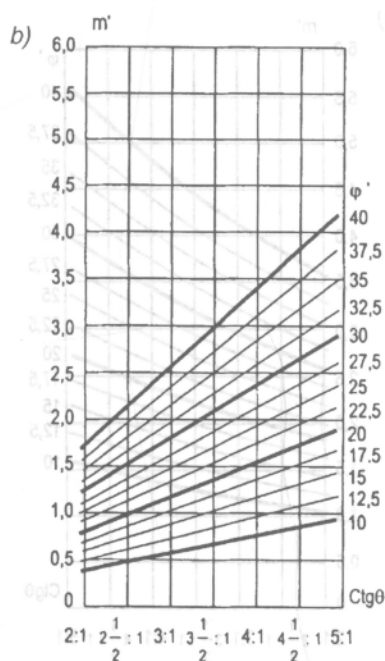
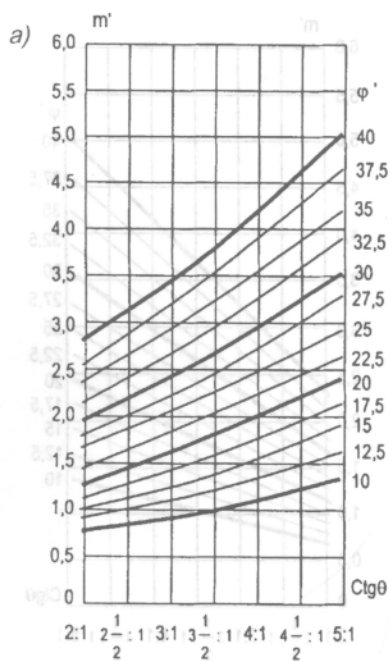
Hình 13.7. Các đồ thị để tính toán hệ số ổn định của sườn dốc đất theo phương pháp của Bishop và Morgenstern khi có mặt của áp lực lỗ rỗng trong đất:

a) Khi $\frac{C}{\gamma H} = 0,05, D = \frac{H_0}{H} = 1$; b) Khi $\frac{C}{\gamma H} = 0,05, D = \frac{H_0}{H} = 1,25$



Hình 13.8. Các đồ thị để tính toán hệ số ổn định của sườn dốc đất theo phương pháp của Bishop và Morgenstern khi có mặt của áp lực lỗ rỗng trong đất:

a) Khi $\frac{C}{\gamma H} = 0,05, D = \frac{H_0}{H} = 1,5$; b) Khi $\frac{C}{\gamma H} = 0,025, D = \frac{H_0}{H} = 1$



Hình 13.9. Các đồ thị để tính toán hệ số ổn định của sườn dốc đất theo phương pháp của Bishop và Morgenstern khi có mặt của áp lực lỗ rỗng trong đất:

a) Khi $\frac{C}{\gamma H} = 0,025$, $D = \frac{H_0}{H} = 1,25$; b) Khi $\frac{C}{\gamma H} = 0$

13.3.3. Ứng dụng vào việc tính toán ổn định các hố đào và hố móng không chống đỡ

Những hố đào, hố móng thi công trong đất dính, ví dụ đào tầng hầm để xe ô tô cho các nhà cao tầng, thường vách các hố đào này thẳng đứng và không chống đỡ, thi công trong thời gian ngắn có thể được tính toán như sau:

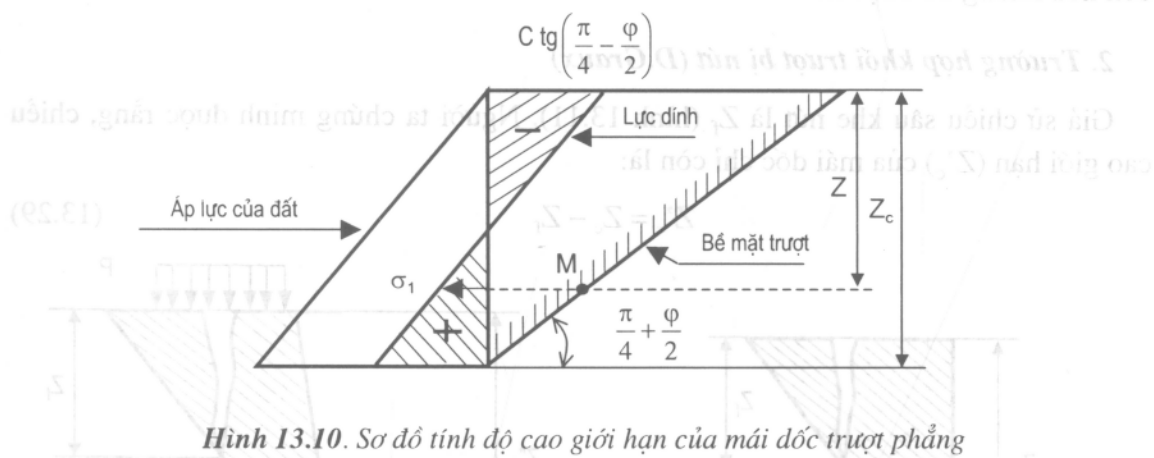
1. Độ cao giới hạn lý thuyết của mái dốc đứng (D.Graux)

Xét mái dốc thẳng đứng, không chất thêm tải trọng trên bề mặt của nó.

Giả thiết, bề mặt trượt là phẳng và tạo với bề mặt phẳng nằm ngang một góc $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ (xem hình 13.10).

Theo điều kiện của Coulomb, điều kiện cân bằng dẻo của Rankine, khối đất bị trượt phẳng, bề mặt mái dốc tự do và nằm ngang ($\theta = 0$), thì ta có quan hệ:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$



Hình 13.10. Sơ đồ tính độ cao giới hạn của mái dốc trượt phẳng có bề mặt mái dốc tự do và nằm ngang

Độ cao giới hạn (Z_c) tương ứng với độ cao của mái dốc, mà ở đó tổng ứng suất nằm ngang bằng không:

$$\int_0^{Z_c} \sigma_1 dZ = 0$$

$$\text{hay: } \int_0^{Z_c} \left[\sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right] dZ = 0$$

Sau khi tích phân và biến đổi, ta nhận được:

$$Z_c = \frac{4C}{\gamma} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (13.26)$$

Nếu đất dính lý tưởng ($\varphi = 0, C \neq 0$), ta có:

$$Z_c = \frac{4C}{\gamma} \quad (13.27)$$

Theo Caquot và Kerisel đề nghị tính:

$$Z_c = (2 + \pi) \frac{C}{\gamma} = 5,14 \frac{C}{\gamma} \quad (13.28)$$

Cần hết sức thận trọng khi sử dụng các trị số lực dính (C) trong tính toán (Z_c). Bởi trị số (C) phụ thuộc rất nhiều vào thời gian thi công:

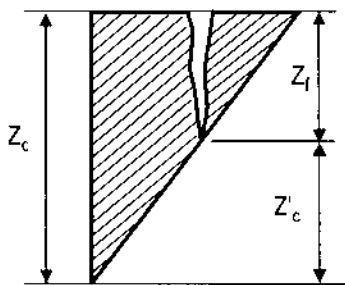
– Thi công nhanh (cắt nhanh), trị số (φ) có thể giảm nhanh do bão hòa nước, khi đó nên lấy $C_u \neq 0$ và $\varphi = 0$.

– Thi công chậm (cắt chậm), trị số lực dính cố kết (hữu hiệu) $C' < C$, khi đó phép tính trở nên thiếu chính xác do xuất hiện áp lực lỗ rỗng trong đất, mà người ta không thể tính đến nếu không đo được nó.

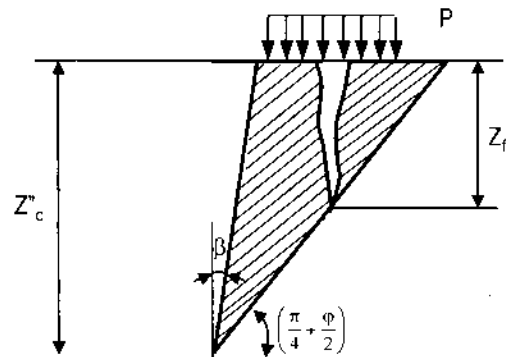
2. Trường hợp khối trượt bị nứt (D.Graux)

Giả sử chiều sâu khe nứt là Z_f (hình 13.11). Người ta chứng minh được rằng, chiều cao giới hạn (Z'_c) của mái dốc chỉ còn là:

$$Z'_c = Z_c - Z_f \quad (13.29)$$



Hình 13.11. Sơ đồ tính toán chiều cao giới hạn của mái dốc đứng bị nứt



Hình 13.12. Sơ đồ mái dốc rất dốc và chịu tác dụng của tải trọng ngoài phân bố đều.

3. Trường hợp hố đào có mái dốc đứng và chịu tác dụng của tải trọng ngoài phân bố đều

Như chỉ ra trên hình 13.12, mái dốc có các đặc điểm sau:

- Góc nghiêng của mái dốc so với phương thẳng đứng là rất nhỏ ($\beta \approx 0$);
- Tải trọng ngoài phân bố đều trên bề mặt mái dốc là P.

Giả sử khối đất bị yếu đi bởi các vết nứt có chiều sâu đạt tới $\frac{1}{2}$ chiều cao giới hạn:

$$Z_f = \frac{1}{2} Z''_c$$

Bề mặt trượt phẳng tạo với phương ngang một góc $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ (giả thiết này có thể chấp nhận được với điều kiện β nhỏ).

Phương trình tính chiều cao giới hạn của mái dốc Z''_c là:

$$Z''_c = 2,67 \frac{C - 0,5P \left[\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2\operatorname{tg}\beta \right]}{\gamma \left[\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{4}{3}\operatorname{tg}\beta \right]}$$

Đặt:

$$\psi_1 = \frac{1}{\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{4}{3}\operatorname{tg}\beta}$$

và

$$\psi_2 = 0,5 \left[\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2\operatorname{tg}\beta \right]$$

Ta có:

$$Z''_c = 2,67 \frac{C - P}{\gamma} \psi_1 \psi_2 \quad (13.30)$$

Trường hợp đất dính lý tưởng ($C \neq 0, \varphi = 0$), ta có:

$$Z''_c = 2,67 \frac{C - 0,5P}{\gamma} \quad (13.31)$$

Nếu $P = 2C$, thì $Z''_c = 0$.

4. Trường hợp mái hố đào hơi nghiêng so với phương đứng và chịu tác dụng của tải trọng ngoài phân bố đều

Hệ số góc của mái dốc là $f = \operatorname{tg}\beta$, với:

$$\psi_1 = \frac{1}{1 - \frac{4}{3}f} \quad \text{và} \quad \psi_2 = 0,5 (1 - 2f)$$

Ta có:

$$Z''_c = 2,67 \frac{C - P(0,5 - f)}{\gamma \left(1 - \frac{4}{3}f \right)} \quad (13.32)$$

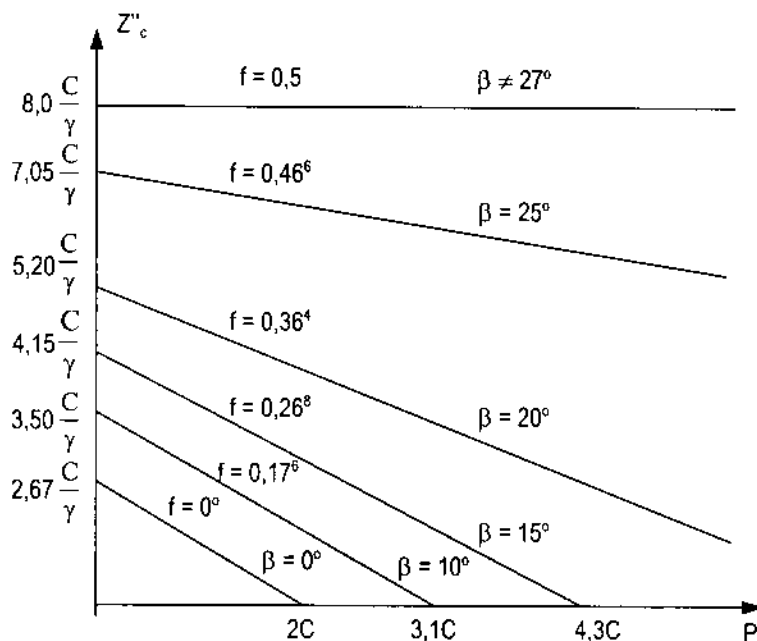
Đặt :
$$a = 2,67 \frac{1}{\gamma \left(1 - \frac{4}{3}f\right)},$$

Thì :

$$Z''_c = ac - aP(0,5 - f) \quad (13.33)$$

Vậy có một họ các đường mái dốc $-a(0,5 - f)$ và tung độ gốc ac (xem hình 13.13).

f	0		0,5
a	$\frac{2,67}{\gamma}$	+	$\frac{8}{\gamma}$
$0,5 - f$	0,5	+	0
$-a(0,5 - f)$	-0,5	-	0



Hình 13.13. Đồ thị quan hệ $Z''_c = f(P, \beta)$

Thật vậy, sau khi chứng minh tầm quan trọng của các yếu tố, như góc nghiêng (β), tải trọng ngoài (P), các khe nứt phát triển trên bề mặt mái dốc, thì trị số lực dính của đất (C) cũng ảnh hưởng lớn đến chiều cao giới hạn của sườn dốc đất. Ngoài ra, cần xem xét ảnh hưởng của nước tới độ ổn định của các sườn (mái) dốc.

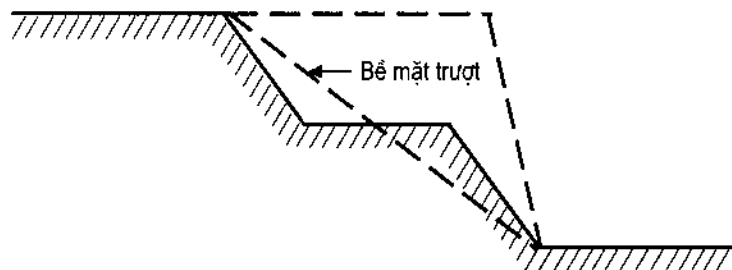
13.4. BIỆN PHÁP PHÒNG VÀ CHỐNG TRƯỢT

13.4.1. Phòng ngừa

- Khảo sát địa kỹ thuật chi tiết, cụ thể rồi tiến hành tính toán ổn định là biện pháp hàng đầu trong công tác phòng ngừa.
- Phân tích những số liệu trên bản đồ địa chất và địa kỹ thuật hiện có. Trên cơ sở đó có các đánh giá sơ bộ về khả năng trượt tổng thể. Tiếp đó, tìm ra biện pháp phòng ngừa hiệu quả nhất (ví dụ: thoát nước mặt, ...).
- Đánh giá ảnh hưởng của tải trọng ngoài đến ổn định của sườn (mái) dốc.
- Nghiên cứu ảnh hưởng của nước dưới đất.
- Nghiên cứu ảnh hưởng của thành phần khoáng vật, đặc biệt là các khoáng vật montmorinolit và bentonit có tính trương nở mạnh, chúng sẽ làm phức tạp và thúc đẩy quá trình trượt xảy ra.
- Hiện tượng xói mòn chân sườn dốc làm mất trạng thái ổn định của sườn (mái) dốc.
- Mức độ nứt nẻ đất trên bề mặt sườn dốc.
- Thi công các công trình lân cận làm mất ổn định sườn (mái) dốc.
- Tàu xe chạy trong khu vực.
- Động đất hay nổ mìn ở vùng lân cận, v.v...

13.4.2. Chống trượt

1. Giảm độ cao sườn (mái) dốc, tức là dỡ bớt tải trọng bản thân, tạo thành các bậc tam cấp (hình 13.14).



Hình 13.14. Giảm độ cao sườn (mái) dốc bằng cách tạo thành các bậc tam cấp

2. Bảo vệ bề mặt sườn (mái) dốc, nhằm chống xói mòn của mưa, gió hay do thời tiết xấu gây ra.

Các vật liệu bảo vệ thường dùng tùy thuộc mục đích nghiên cứu, kinh tế và tính vĩnh cửu của chúng, bao gồm:

– Ni lông hay vải địa kỹ thuật;

– Vật liệu dạng sợi;

– Bảo vệ bằng thực vật, như:

+ Gieo hạt trên đất;

+ Trồng cây nhỏ.

– Đóng cọc cừ

– Đặt các cấu kiện đúc sẵn để bảo vệ:

+ Các bó rơm bện sẵn;

+ Tấm bê tông, bê tông cốt thép ghép nối với nhau.

– Phương pháp hóa học:

+ Bơm phụt nhựa đường, bi tum, chất dẻo, v.v...

+ Phụt vữa xi măng, vôi bột, xi măng khô, v.v...

3. Thoát nước:

– Thoát nước bề mặt bằng cách làm thành hệ thống thoát nước rãnh xương cá gom lại cho chảy ra sông, hồ, v.v...

– Thoát nước ngầm theo kiểu tầng lọc ngược, cấp phối hạt to dần theo phương dòng chảy.

4. Xây tường chắn

5. Đóng cọc bê tông cốt thép, cọc thép, cọc gỗ, v.v..

6. Tạo đối tải, bằng cách đắp bệ phản áp.

7. Thoát nước bằng cọc cát, bấc thấm, v.v...

8. Neo trong đất và trong đá.

BÀI TẬP CHƯƠNG 13

Bài tập 13.1. Một sườn dốc đất cao $H = 15$ m, nếu tính cả lớp đất trải dưới thì sườn dốc có độ cao $H_0 = 30$ m. Đất cấu tạo nên sườn dốc có $C = 1$ T/m², $\gamma = 2$ T/m³, $\varphi = 20^\circ$, $r_u = \frac{U}{\gamma H} = 0,5$ và sườn dốc có độ dốc $m = 1 : 2$.

Hãy xác định hệ số ổn định của sườn dốc K ?

Bài tập 13.2. Một sườn dốc đất dựng đứng, có $C = 2,2$ T/m², $\varphi = 18^\circ$, $\gamma = 1,8$ T/m³. Hãy xác định chiều cao giới hạn của sườn dốc ?

Bài tập 13.3. Làm lại bài 13.2 với điều kiện bề mặt sườn dốc tạo với mặt phẳng thẳng đứng một góc $\beta = 15^\circ$?

Chương 14

NHỮNG NGUYÊN NHÂN GÂY BIẾN DẠNG CÔNG TRÌNH VÀ BIỆN PHÁP XỬ LÝ CHÚNG

14.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Đánh giá không đúng, không đầy đủ điều kiện địa kỹ thuật công trình (địa chất công trình, địa chất thủy văn, địa chất kiến tạo, cơ đất - nền móng và kỹ thuật cải tạo đất, ...) của nền nhà và công trình luôn luôn dẫn đến hậu quả nặng nề - gây ra thảm họa hay kết thúc sớm việc khai thác chúng.

Trên thế giới rất nhiều công trình bị phá hoại do thiếu thông tin hay kém hiểu biết về điều kiện địa kỹ thuật nền đất trong khu vực xây dựng, tính toán - thiết kế và thi công thiếu chuẩn xác.

Thực tế khảo sát địa kỹ thuật nền đất phục vụ xây dựng các công trình trong khu vực Hà Nội và các vùng thuộc đồng bằng sông Hồng; khu vực thành phố Hồ Chí Minh và các vùng thuộc đồng bằng sông Cửu Long,... cho thấy: cấu trúc địa chất nền đất trong những vùng trên đây rất phức tạp, các lớp đất tốt nằm xen kẽ các lớp đất yếu, chúng lại phân bố không liên tục và có chiều dày rất khác nhau; việc khai thác nước ngầm phục vụ sinh hoạt của con người cũng như công tác xây dựng công trình không theo quy hoạch, đó là động lực thúc đẩy quá trình lún nứt và hư hỏng của những công trình trong khu vực. Ngoài ra, động đất là mối đe dọa không nhỏ đến ổn định công trình xây dựng và tính mạng con người.

Mọi yếu tố trên đây là những nguyên nhân chính gây nên hiện tượng lún nhiều quá mức cho phép, lún lệch hay lún xoắn gây biến dạng nghiêm trọng, thậm chí dẫn đến phá hoại các công trình xây dựng.

14.2. MỘT SỐ NGUYÊN NHÂN CHÍNH GÂY BIẾN DẠNG CÔNG TRÌNH VÀ BIỆN PHÁP XỬ LÝ CHÚNG

14.2.1. Ở các nước trên thế giới

1. Hiện tượng hư hỏng kho lúa mì lớn xây dựng tại thành phố Vinniper ở Canada vào tháng 9 năm 1913 là một bài học đáng ghi nhớ:

Trọng lượng kho là 18.100 tấn, sau khi chất đầy lúa mì (23.500 tấn) thì tổng trọng lượng kho là 41.600 tấn. Ngay sau khi vừa chất đủ tải trọng, kho bắt đầu bị nghiêng về phía Tây,

độ nghiêng đạt tới $26^{\circ}53'$. Do đó, một bên móng bị nhấn chìm xuống 8,70 m, còn phía đối diện bị nâng lên 0,59 m. Phía Bắc công trình bị hạ xuống so với phía Nam là 1,80 m. Sự hư hỏng kho lúa mì này xảy ra là do độ bền của đất nền dưới công trình đã bị phá hoại.

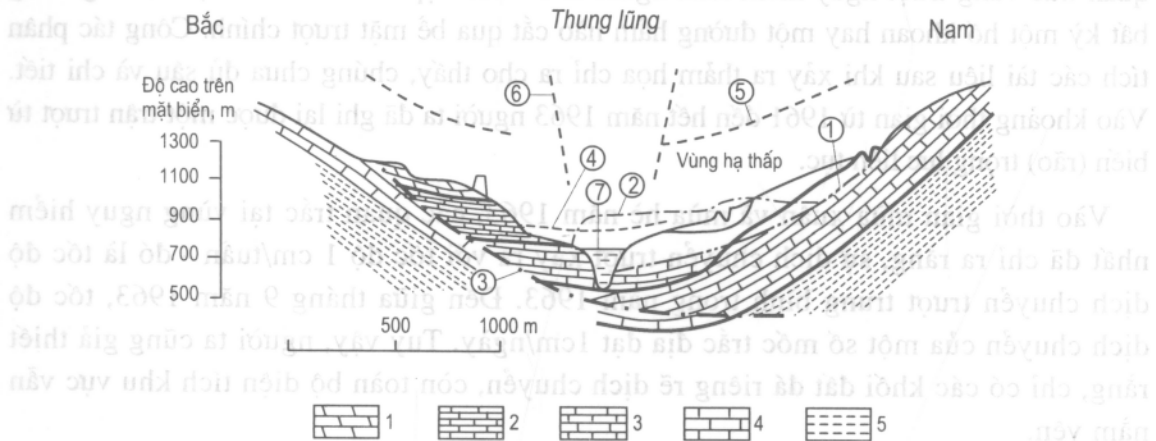
2. Hồ chứa nước Vayont (Italia)

a) Mở đầu

Ngày 9 tháng 10 năm 1963 đã xảy ra một thảm họa khủng khiếp nhất trong lịch sử xây dựng thủy công, hậu quả là đã giết chết gần 3000 người. Một khối trượt có thể tích trên 240 triệu m^3 đã xảy ra trong hồ chứa nước Vayont là nguyên nhân gây ra thảm họa này. Đập Vayont là loại đập bê tông vỏ mỏng cao nhất thế giới với độ cao 265,5 m còn nguyên vẹn (Kiersch, 1964).

b) Công tác xây dựng

Đập được xây dựng vào năm 1960 ngăn qua thung lũng sông Vayont, nằm cách ngã ba sông Piavơ về phía thượng lưu chừng 1,6 km (thuộc dãy núi Anpơ - Italia, cách phía Bắc Vonidơ 90 km). Một thảm họa đã xảy ra do điều kiện địa chất bất lợi cùng với sự thay đổi mực nước ngầm khi dâng nước đầy hồ chứa đã làm trầm trọng thêm.



Hình 14.1. Mặt cắt địa chất thung lũng sông Vayont (Italia) [Kiersch, 1964]

1 - tầng đá phấn trên; 2 - tầng đá phấn dưới; 3 - đá macnơ; 4 - đá vôi; 5 - đá phiến sét.

Các số trong vòng tròn nhỏ:

1 - bề mặt trượt chính; 2 - khối trượt; 3 - đứt gãy kiến tạo; 4 - đáy thung lũng băng tích;

5 - phương của các khe nứt cổ; 6 - phương của khe nứt trẻ; 7 - hồ chứa nước.

c) Công tác khảo sát

Khu vực xây dựng cấu tạo bởi tầng đất đá trầm tích dày (hình 14.1), chủ yếu là đá vôi, xen kẽ nhiều lớp đá phiến sét và vỉa mỏng đá macnơ. Các lớp đất đá ở đây tạo nên một nếp lồi (hướng tà), trục của nó trùng với phương của thung lũng. Khi đó, cánh phía Bắc của nếp lồi (vai phải đập) bị chia cắt bởi một đứt gãy, sát hai bên đứt gãy này là

các trầm tích Creta thượng và Jura hạ. Đứt gãy chính và các đứt gãy phụ phát sinh kèm theo, đồng thời trong núi đá còn xuất hiện những hang hốc carstơ - đó là những nguyên nhân gây mất ổn định khu vực.

Các sườn đá gốc ở hai bên thung lũng được phủ bởi đất đá sườn tích và sản phẩm của các khối trượt cổ, độ dốc của chúng lại dựng đứng, nên những trận trượt quy mô lớn thường xuyên xảy ra trong thung lũng Vayont hình chữ U này.

Đập chính được xây dựng trên các đá vôi phân lớp dày, tuổi Jura trung (J_2).

d) Những sự kiện dẫn đến thảm họa

Vào năm 1960, tại bờ trái hồ chứa nước sát đập đã hình thành một khối trượt có thể tích gần 1 triệu m^3 , các khe nứt phân bố từ khối trượt dọc sườn dốc lên phía trên và kéo dài về phía Đông.

Vào năm 1960 - 1961, người ta đã tiến hành đào một đường hầm xả lũ cực mạnh ngay dưới bờ phải thung lũng, nhằm xả nước từ thượng lưu về hạ lưu trong trường hợp tái diễn các khối trượt. Để có biện pháp phòng ngừa lâu dài, người ta đã khống chế mực nước tối đa trong hồ chứa ở cốt cao 680 m, tức là thấp hơn đỉnh đập 40 m. Ngoài ra, để quan trắc vùng trượt nguy hiểm nhất người ta đã thiết lập các mốc trắc địa. Không dùng bất kỳ một hố khoan hay một đường hầm nào cắt qua bề mặt trượt chính. Công tác phân tích các tài liệu sau khi xảy ra thảm họa chỉ ra cho thấy, chúng chưa đủ sâu và chi tiết. Vào khoảng thời gian từ 1961 đến hết năm 1963 người ta đã ghi lại được một trận trượt từ biến (rão) trọng lực liên tục.

Vào thời gian mùa xuân và mùa hè năm 1963, các quan trắc tại vùng nguy hiểm nhất đã chỉ ra rằng, sự dịch chuyển trượt xảy ra với tốc độ 1 cm/tuần - đó là tốc độ dịch chuyển trượt trung bình trong năm 1963. Đến giữa tháng 9 năm 1963, tốc độ dịch chuyển của một số mốc trắc địa đạt 1cm/ngày. Tuy vậy, người ta cũng giả thiết rằng, chỉ có các khối đất đá riêng rẽ dịch chuyển, còn toàn bộ diện tích khu vực vẫn nằm yên.

Các trận mưa rào được bắt đầu từ 28/9 kéo dài đến 9/10 trong năm, chúng đã làm dâng cao mực nước ngầm và làm tăng tốc độ dòng nước mặt. Mực nước lớn nhất trong hồ chứa đạt độ cao 690 m. Đúng ngày 8 tháng 10 năm 1963, mọi việc đã rõ ràng, toàn bộ lưới quan sát trắc địa bị dịch chuyển cùng với các khối đất đá không ổn định. Cùng ngày hôm đó, sự giảm mực nước trong hồ chứa qua hai hầm xả lũ được bắt đầu, mặc dù mưa rào đã làm giảm hiệu quả của biện pháp này.

Ngày 9 tháng 10, đã có thông tin sự chuyển dịch trượt đang tăng lên, mặc dù các cửa (van) đập đã được mở hết, nhưng mực nước trong hồ chứa vẫn tiếp tục dâng cao. Điều tất yếu là, cùng lúc đó do sự dịch chuyển của các khối trượt nên thể tích (dung tích) của hồ chứa đã bị giảm đi.

e) Thảm họa

Cuối buổi chiều ngày 9 tháng 10 năm 1963 trên 240 triệu m³ đất đá dịch chuyển từ bờ trái thung lũng vào hồ chứa trong vòng 30 giây. Tốc độ chuyển dịch của các khối trượt đạt từ 15 ÷ 30,5 m/giây. Một trận sóng khổng lồ kéo dài 10 giây đã cắt đứt bể chứa dài 2 km. Một va đập không khí khủng khiếp đã gây ra một khối trượt cuốn theo nước và đất đá, đồng thời đã tạo ra một ngọn sóng cao 270 m trên mặt hồ chứa nước. Cả một va đập thủy lực và sự giảm áp xảy ra sau đó đã gây ra sự phá hoại to lớn. Nước trong hồ chứa dâng cao hơn đỉnh đập đến 100 m. Một trận sóng cao 70 m đã tràn qua thành phố Longaron cạnh ngã ba sông Vayont và sông Piavơ, cách đập 1,6 km về phía hạ lưu thung lũng sông Vayont. Đi xuôi xuống phía hạ lưu chừng 2 km so với đập, chiều cao sóng chỉ còn 5 m, và toàn bộ khối nước này đã đổ dồn xuôi theo thung lũng sông nhiều km. Trận sóng trên đây đã giết chết khoảng 3.000 người.

Tại Viên và Brucxen đã ghi nhận được một rung động địa chấn (chỉ có các sóng dọc). Các ghi chép đã chỉ ra rằng, chấn động này được lý giải bởi năng lượng động học vô cùng lớn của các khối trượt ở hồ chứa nước Vayont gây ra, bởi vì vào lúc đó không có bất kỳ một trận động đất nào xảy ra.

g) Các kết luận quan trọng nhất

Thảm họa trong hồ chứa nước Vayont xảy ra do tổng hợp những điều kiện địa chất bất lợi (như sườn dốc dựng đứng cấu tạo bởi đá vôi Mezôzoi phân lớp dày xen kẹp các lớp mỏng đá phiến sét yếu, chúng bị phân cắt bởi những khe nứt kiến tạo và khe nứt phát sinh do cất dỡ tải trọng) và bởi những thay đổi trong môi trường xung quanh: do dâng cao mực nước của hồ chứa và dâng cao mạnh mẽ của mực nước ngầm, bởi các trận mưa rào liên tục kéo dài. Các nghiên cứu địa chất khu vực tuyến đập và toàn bộ diện tích hồ chứa nước, người ta không chỉ tập trung nghiên cứu các điều kiện hiện tại, mà còn nghiên cứu những sự kiện đã xảy ra trước đây (cụ thể, các trận trượt trong thung lũng Vayont - Velli), đồng thời còn chú ý tới khả năng có thể xảy ra những hiện tượng tương tự trong tương lai. Trong các điều kiện tự nhiên những khối đất đá thay đổi có thể nhanh chóng mất ổn định, đặc biệt nếu xuất hiện quá trình trượt từ biến. Tốc độ phát triển quá trình này cho đến khi phá hoại hoàn toàn có thể xảy ra rất nhanh.

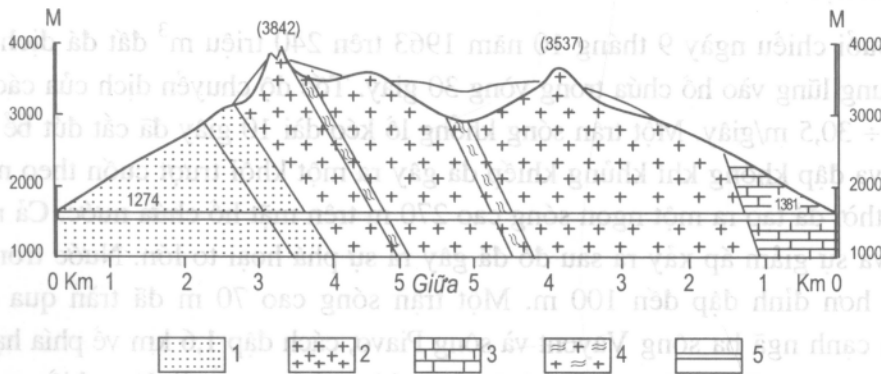
3. Tuyến đường hầm giao thông Mông - Blăng (Bạch Sơn) (nối giữa Pháp và Italia)

a) Mở đầu

Tuyến đường hầm giao thông Mông - Blăng đã được mở ra vào năm 1965 để phục vụ giao thông; nó xuyên qua các dãy núi cao nhất Châu Âu, từ Samôni ở Pháp đến tận Kurmaier ở Italia. Tuyến đường hầm có chiều dài 2480 m - đó là một kỷ lục thế giới. Chiều dày đất đá tầng phủ trên 2000 m chiếm khoảng 50% chiều dài đường hầm và 50% - là 100 m. Ngoài ra, đường hầm này còn chạy dưới ba con sông băng (Panet, 1970).

Tây Bắc (Pháp)

Đông Nam (Italia)



Hình 14.2. Mặt cắt địa chất khu vực tuyến hầm đường ô tô Mông - Blăng (Pháp - Italia) [Panet, 1970]

1 - đá phiến mica; 2 - granit; 3 - đá vôi; 4 - đới đá phiến biến chất; 5 - đường hầm.

Đường hầm cắt qua một cấu trúc địa chất chính của dãy núi Anpơ – đó là dãy núi Mông - Blăng, nó được nâng lên tới độ cao cực lớn trong quá trình tạo núi Anpơ (hình 14.2). Phần lớn tuyến hầm chạy trong các đá granit gơnai hạt thô, tuy nhiên khoảng 1,5 km (1 hải lý) ở phía Pháp nó chạy trong các đá phiến sét và gơnai mica, mà những đá này cũng là một phần của dãy núi. Từ phía Italia, chừng 1300 m đường hầm chạy trong các đá trầm tích - đá phiến sét và đá vôi bao quanh dãy núi.

b) Công tác khảo sát

Cấu trúc địa chất của dãy núi Mông - Blăng rất rõ ràng. Sau khi sử dụng đồng thời các kết quả khảo sát tiến hành trước khi xây dựng, cho phép đưa ra dự đoán có cơ sở những yếu tố địa chất.

Theo các dấu hiệu địa hình - địa mạo đã xác định được hai đới biến chất lớn, chúng đồ nghiêng (gần như thẳng đứng) về phía Đông - Nam, đồng thời xác định được hàng loạt những đới nhỏ hơn cũng nghiêng theo phương này, chúng đạt tới độ rộng một vài mét. Ngoài ra, người ta còn phát hiện được nhiều khe nứt nghiêng một góc 45° , với 78% tổng số các khe nứt có góc phương vị từ 40° đến 60° hướng về phía Đông - Bắc. Chính vì vậy, những khe nứt cũng như các đới biến chất kiến tạo có thể nằm hầu như vuông góc với trục hầm. Người ta cũng phát hiện được hai hệ thống khe nứt khác, chúng có góc phương vị tương ứng từ Bắc đến Đông - Bắc là 20° và từ Đông đến Đông - Nam là 120° . Độ dốc của khe nứt thường dựng đứng, nhưng trên thành vách của chúng thường quan sát thấy các gương trượt.

c) Công tác xây dựng

Mặt cắt ngang hầm có dạng hình móng ngựa. Từ phía Pháp, công tác đào hầm được tiến hành đi lò liên tục, còn từ phía Italia - một phần lớn hầm được tiến hành bằng phương pháp “nửa gương lò” (“nửa ngầm”).

Do quá trình cát dỡ tải trọng, trong các đá granit gonai đã xảy ra hiện tượng “nứt tách” đá cực mạnh. Hiện tượng này chỉ xảy ra ở hai bên vách hầm, còn nóc và đáy của nó không xuất hiện, đồng thời chỉ quan sát thấy nó trên các vùng mà ở đó đá còn nguyên khối. Trong các đá nứt nẻ, hiện tượng này rất ít thấy. Chỉ tính riêng phân tuyến hầm ở phía Pháp, người ta đã bố trí trên 160 ngàn thanh neo để ổn định đất đá. Những tiếng ồn phát sinh trong đá do cát dỡ tải trọng nghe rất rõ, khi chiều dày đất đá tầng phủ vượt quá 700 m một chút. Hiện tượng nứt tách đá đặc biệt tăng lên khi đường hầm chạy dưới dãy núi Ezil-Đemidơ, ở đó chiều dày đất đá tầng phủ đạt trị số lớn nhất là 2450 m, cũng như tại các vùng lân cận dãy núi Mông - Blăng. Đỉnh của dãy núi này (4187 m) đã bị dịch chuyển tương đối so với trục đường hầm về phía Tây - Nam, còn các khe nứt xuất hiện trên vách đối diện (Đông - Nam), tại đó quan sát thấy những mạch nước ngầm chảy ra.

Phân tích tỷ mỷ trạng thái ứng suất (Panet, 1970) đã chỉ ra rằng, trường các ứng suất có liên quan tới trọng lượng bản thân của đá, còn các đối ứng suất cao tương ứng với sự phân bố của các đỉnh núi đã kể trên hay các đỉnh núi khác nằm trên tuyến đường hầm hoặc gần sát với nó. Người ta cũng xác định được rằng, dưới phương Tây - Bắc của các đứt gãy Anpơ, chúng chia cắt khối đá granit ra hàng loạt các tấm mỏng (dạng vẩy cá) dốc đứng và tách rời nhau bởi các đới biến chất kiến tạo. Các ứng suất kiến tạo dư thừa xuất hiện trong khối đá và có cường độ gấp 2,5 lần cường độ của đá, nên không có khả năng ngăn cản các hiện tượng nứt vỡ của đá.

Nhiều đo đạc ứng suất trong vỏ hầm đã chỉ ra rằng, ngay sau khi xây dựng hầm vừa kết thúc, những hiện tượng liên quan tới sự cát dỡ tải trọng không còn và khi đó đất đá gây ra áp lực tác dụng lên nóc hầm.

Công tác đào hầm trong các đá trầm tích ở phần Đông - Nam vấp phải những khó khăn nhất định. Do vậy, những người thợ xây dựng Italia đã phải dùng phương pháp “nửa gương lò”. Điều chủ yếu là, trong các lớp đá trầm tích này dòng nước ngầm chảy với lưu lượng 300 lít/giây đã gây ngập úng các hố đào.

d) Kết luận

Tuyến đường hầm Mông - Blăng là một tuyến hầm sâu nhất thế giới - chiều dày đất đá tầng phủ đạt tới 2480 m và nó chạy trong các đá granit gonai là chủ yếu. Những khó khăn chính về mặt địa chất phát sinh cùng với sự “nứt tách” đá do cát dỡ những ứng suất trọng lực, khi mà những ứng suất này đạt tới trị số max dưới các đỉnh núi cao nhất.

4. Cây cầu “chiếc cổng vàng” (San Phrancisco, Mỹ)

a) Mở đầu

Cây cầu treo “cổng vàng” tạo ra tuyến giao thông từ San Phrancisco lên phía Bắc, bắc qua một cảng nổi tiếng, có chiều dài nhịp là 1280 m và vào thời điểm khánh thành năm 1937, nó đã trở thành cây cầu dài nhất thế giới.

Một vùng có cấu trúc địa chất đặc biệt thú vị, bởi các đá macma phun trào (phún xuất) bazơ, siêu bazơ và các thành tạo trầm tích kèm theo sau đó, ... Người ta giả thiết rằng, vùng này được thành tạo trong đới đứt gãy Mêzôzoi tại ranh giới miền nền dọc rìa phía Tây của mảng lục địa Bắc Mỹ. Ngày nay, ranh giới này đã chuyển thành đới kiến tạo, gồm cả đứt gãy nổi tiếng San - Andreas.

b) Công tác khảo sát

Người ta đã tiến hành khoan 18 hố ở giai đoạn khảo sát sơ bộ. Những tài liệu khoan đã cho thấy, đá bazal chứa các mảnh vụn đá lạ thành phần phiến sét silic có tính phóng xạ được dùng làm nền trụ cầu phía Bắc. Đá bazal rất rắn chắc, đồng nhất, trong chúng chứa các hợp chất nhưng không làm ảnh hưởng đến độ bền của đá.

Đá làm nền của trụ cầu phía Nam là Serpentin đồng nhất, chúng được lộ ra gần sát bờ biển. Mười bốn hố khoan bổ sung đã chứng minh rằng, Serpentin hoàn toàn đồng nhất đến độ sâu tối thiểu là 49 m, tức là 76 m dưới mực nước biển.

c) Công tác xây dựng

Móng của trụ cầu trên bờ Bắc có kích thước 25×49 (m). Áp lực đơn vị trung bình $P_{tb} = 104 \text{ tấn/m}^2$, còn trị số tối đa $P_{max} = 167 \text{ tấn/m}^2$.

Trụ cầu bờ Nam nằm ở phía San Francisco, được xây dựng trên vùng chịu mọi cơn bão của biển cả. Tại đây, đáy biển có độ sâu mực nước là 20 m và để lộ ra các đá luôn luôn bị dòng triều cường có tốc độ đến 12 km/giờ bào xói. Theo đề nghị của kỹ sư trưởng chuyên nghiên cứu về sóng, cần phải có phương pháp bảo vệ các trụ cầu khỏi bị các cú va đập của sóng sau khi hoàn thành công tác xây dựng. Tuy nhiên, công tác này đã được thực hiện trước khi bắt đầu thi công công trình. Điều đó cho phép tiến hành thi công cầu trong môi trường nước yên tĩnh. Diện tích đáy móng trụ cầu là 28×57 (m), đặt ở độ sâu 31 m dưới mực nước biển. Áp lực đơn vị trung bình $P_{tb} = 94 \text{ T/m}^2$ và $P_{max} = 104 \text{ T/m}^2$.

Do vùng San Francisco nằm trong đới chông khớp của miền nền và được xếp vào vùng có mức độ địa chấn nguy hiểm. Gia tốc địa chấn gần bằng 10% gia tốc lực trọng trường, tức là cao hơn nhiều so với những dự tính ban đầu. Do đó, đã làm tăng tải trọng lớn nhất dưới trụ cầu Bắc lên 39 T/m^2 , còn dưới trụ cầu ở phía San Francisco lên 29 T/m^2 .

Thiết kế ban đầu đã đề xuất biện pháp neo các dây cáp ở cả hai phía của cầu bằng cách xây dựng các tuyến hầm. Tuy nhiên, những khảo sát sau này đã chỉ ra rằng, đá ở đây không chịu nổi những ứng suất bổ sung. Bởi vậy, người ta đã chấp nhận phương pháp neo trong lực.

d) Các kết luận quan trọng nhất

Các đá của đới hỗn hợp (gồm đá macma phun trào và đá trầm tích thành tạo sau đó) được dùng làm nền khá tốt cho các trụ của cây cầu treo vĩ đại nhất thế giới này. Tuy

nhân, người ta cũng đã thực hiện một vài thay đổi phương pháp neo như đã chỉ ra trong thiết kế; đồng thời cũng tính đến các yếu tố địa chấn.

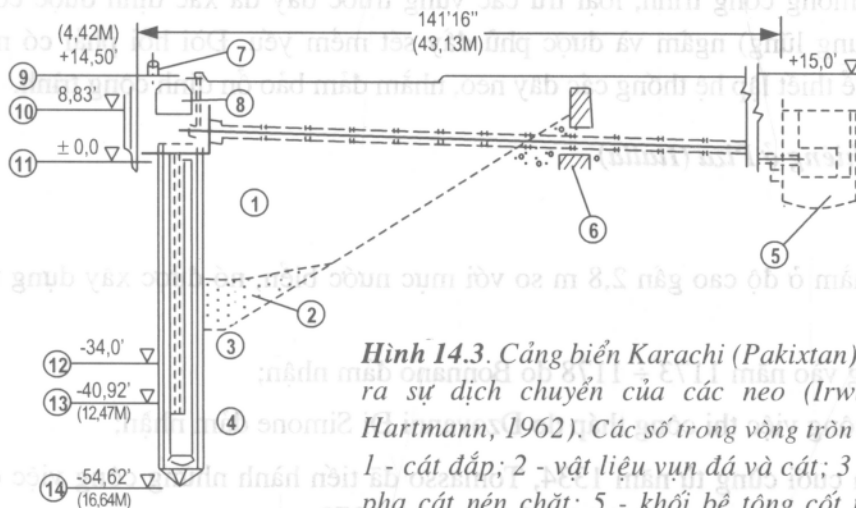
5. Cảng Carachi (Pakixtan)

a) Mở đầu

Những đường kè phía Đông của hải cảng quan trọng này đã được xây dựng vào giữa những năm 1886 và 1909. Năm 1955 đã thực hiện một cải tạo lớn công trình cảng, cụ thể xây dựng 13 cảng nước sâu và 1 cảng nước nông với tổng chiều dài bằng 2064 m.

b) Công tác khảo sát

Cấu tạo địa chất dưới nền cảng là các trầm tích hiện đại, chủ yếu là đá bột kết - cát kết nén chặt có chiều dày rất lớn, chúng được phủ bởi tầng cát tơi xốp. Sự có mặt của các đoạn thung lũng ngầm đã được lấp đầy bởi tầng đất sét mềm yếu, đòi hỏi phải tiến hành nghiên cứu tỷ mỉ bằng xuyên, trong một số trường hợp cần phải thiết kế lại phân móng.



Hình 14.3. Cảng biển Karachi (Pakixtan). Mặt cắt chỉ ra sự dịch chuyển của các neo (Irwin - childs, Hartmann, 1962). Các số trong vòng tròn nhỏ

1 - cát đắp; 2 - vật liệu vụn đá và cát; 3 - cát; 4 - sét pha cát nền chặt; 5 - khối bê tông cốt thép để neo; 6 - tường chắn hiện nay; 7 - cọc neo tàu thuyền; 8 - hầm công tác; 9 - bề mặt cảng; 10 - mực thủy triều trung bình; 11 - cốt $\pm 0,00$ của cảng Karachi; 12 - độ sâu bóc đất thiết kế; 13 - độ sâu đáy cảng; 14 - mũi cọc.

c) Công tác xây dựng

Các cọc có chiều dài trung bình 17,7 m được đóng hầu khắp toàn bộ chiều dài tường chắn của bến cảng. Giữa các cọc, người ta đặt những tấm bê tông đúc sẵn và được neo vào các khối bê tông lớn (hình 14.3) (Irwin - childs, Hartmann, 1962). Chiều dài cọc tại những vùng thung lũng ngầm được tăng lên để xuyên qua tầng sét mềm yếu và cắm vào tầng đá bột kết - cát kết nén chặt nằm dưới. Công tác đóng cọc được thực hiện nhờ thiết bị phao chuyên dùng. Phía sau tường chắn, người ta đã bóc bỏ gần 3 m trầm tích bùn và

thay vào đó 305.800 m³ cát nhập khẩu. Đất cát sạch được đắp vào sau tường chắn này có khả năng chịu tải là 2,2 KG/cm². Tổng độ lún trong vòng 5 năm là 30 mm.

Để cố định tường cảng với khối bê tông đặt trên tầng cát tương đối chặt, người ta đã phải sử dụng các dây neo bằng thép có độ bền chống đứt cao, đồng thời giữ được tải trọng đến 800 tấn. Từng dây neo được kéo căng có tổng chuyển vị là 50 mm nhờ bộ kích, nhằm cân bằng với áp lực của tầng đất đắp. Lực tính toán trong một dây neo được xác định theo biểu đồ tam giác của áp lực chủ động tác dụng lên tường chắn của cảng có xét tới tải trọng tác dụng tức thời là 0,27 KG/cm² (2,7 T/m²) và với giả thiết có một lượng đất dư thừa ở nền tường chắn tương ứng bằng 360 tấn. Chính vì vậy, sức căng trong dây neo tăng lên 450 tấn, do đó dầm đỉnh tường bị dịch chuyển về phía sau chừng 25 mm. Trong điều kiện như vậy, cát sau khi đắp luôn ở trạng thái nén ép. Hệ số ổn định của tường chắn gần bằng 2.

d) Những kết luận quan trọng nhất

Những hố khoan thăm dò đã chỉ ra rằng, có thể phải sử dụng các cọc có chiều dài tiêu chuẩn để làm móng công trình, loại trừ các vùng trước đây đã xác định được có những dòng sông (thung lũng) ngầm và được phủ đầy sét mềm yếu. Đòi hỏi phải có một giải pháp đặc biệt để thiết lập hệ thống các dây neo, nhằm đảm bảo ổn định công trình.

6. Tháp nghiêng ở Piza (Italia)

a) Mở đầu

Tháp Piza nằm ở độ cao gần 2,8 m so với mực nước biển, nó được xây dựng thành 3 giai đoạn:

- Khởi công vào năm 1173 ÷ 1178 do Bonnano đảm nhận;
- Tiếp tục công việc thi công tháp do Dzovanni Di Simone đảm nhận;
- Giai đoạn cuối cùng từ năm 1334, Tomasso đã tiến hành những công việc còn lại, đồng thời kết thúc công tác xây dựng tháp vào năm 1370.

Độ nghiêng rõ nét của tháp xảy ra vào cuối giai đoạn đầu của công tác xây dựng, và từ năm 1370 cho đến nay độ nghiêng của nó vẫn không ngừng tăng lên. Tính đến năm 1981, độ nghiêng của tháp cao 55 m so với phương thẳng đứng là 6 m. Một nhà thờ lớn nằm bên cạnh tháp cũng bị lún nhiều, độ lún đó tới năm 1835 đã trở nên nguy hiểm và nhà thờ lớn này đã phải phá đi, xây lại (Spenser, 1953).

Vào năm 1932, người ta đã tiến hành bơm phụt gần 1000 tấn dung dịch xi măng xuống dưới nền tháp qua 351 hố khoan có đường kính $\phi 50$ mm. Các số đo độ nghiêng được tiến hành trong suốt 8 tháng, bắt đầu từ tháng 9 năm 1934 đã cho thấy, độ nghiêng của tháp không lớn và giảm dần ở các phương khác so với phương ban đầu (Krynine, 1947). Những quan trắc trong vòng nửa thế kỷ đã qua cho thấy, trị số tăng độ nghiêng

đạt tới 0,15% (Sanpaolesi, 1956). Dem so sánh trị số này với chiều cao tháp, độ nghiêng của nó vào khoảng 165 mm trong vòng 100 năm.

Những tài liệu tiến hành sau này chỉ ra rằng, số gia độ nghiêng xấp xỉ bằng 3,3 mm/năm, điều đó sẽ gây mất ổn định cho tháp (Kerisel, 1975).

b) Móng công trình

Móng của tháp có dạng hình tròn đường kính 20 m, được xây bằng các khối đá xếp lại với nhau, đặt ở độ sâu nhỏ hơn 2m. Tải trọng tác dụng lên nền đất dưới đáy móng là 5 KG/cm^2 (490 KN/m^2).

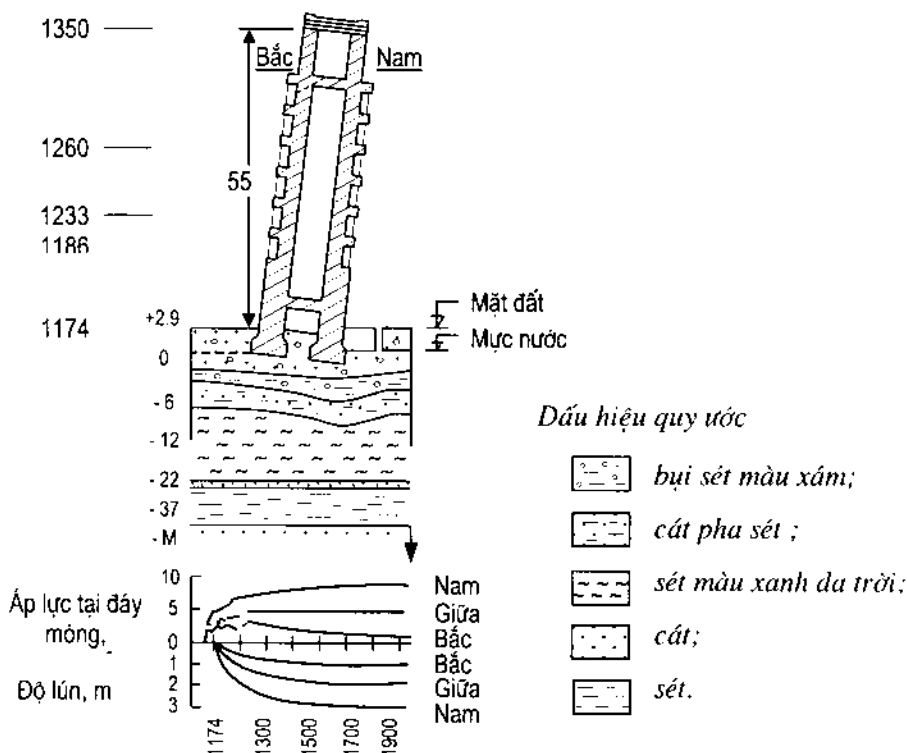
Nền đất được cấu tạo bởi các trầm tích aluvi (bồi tích của sông, hồ) mềm yếu (hình 12.4). Những chỉ tiêu phân loại trên các mẫu đất sét Piza xác định được như sau: độ ẩm giới hạn chảy $W_l = 72\%$, giới hạn dẻo $W_p = 28\%$, chỉ số dẻo $I_p = 44\%$, chỉ tiêu độ sệt $I_f = 56\%$, hàm lượng vật chất hữu cơ bằng 2,2%, sunfat 7,6%, cacbonat 0,1%, chỉ tiêu hoạt tính keo bằng 0,79, tỷ trọng hạt $G_s = 2,65$ (Simous và Beng, 1969). Đây là loại sét nén chặt trung bình. Tương quan tốc độ lún giữa cạnh Bắc và cạnh Nam của tháp trở nên phức tạp do sự phân bố lại các ứng suất, gây ra độ lệch tâm của tải trọng, làm ảnh hưởng đến tính nén lún cũng như đến tốc độ khuyếch tán của áp lực lỗ rỗng dư thừa. Cuối cùng, như đã nêu, tương quan các yếu tố trên đây là hàm số của gradien ứng suất.

Những kết quả quan trắc lún và sự phân bố lại áp lực tác dụng lên nền đất, có tính đến tăng chiều cao công trình và độ nghiêng của móng, như đã biểu diễn trên hình 14.4 (Terracina, 1962): độ lún của cạnh móng phía Nam là 2,8 m; còn ở phía Bắc là 1,2 m khi dưới các áp lực tương ứng là 9 và 1 KG/cm^2 . Đường cong thí nghiệm nén cố kết trong phòng trên các mẫu đất sét Piza có kết cấu phá hoại, bắt đầu từ độ ẩm ở giới hạn chảy chỉ ra cho thấy rằng, áp lực hữu hiệu dưới cạnh tháp phía Bắc chỉ bằng 0,8 so với tổng áp lực. Điều này tương ứng với đoạn dốc đứng của đường cong nén, tức là ứng với mức độ nén lún cao. Dưới cạnh tháp phía Nam, ngược lại, tổng áp lực cao cho tới nay thực tế hoàn toàn là áp lực hữu hiệu, nó tương ứng với đoạn đường cong nén lún ít dốc hơn, tức là mức độ nén lún của đất nền thấp hơn. Sự phân bố và phát triển độ lún hiện có đã bị thay đổi do đã tiến hành khoan hàng loạt giếng sát khu vực phía Bắc của Tháp, chính điều này đã làm giảm độ nghiêng của nó xuống 1% nhờ sự dịch chuyển kiểm soát được của đất dưới nền tháp. Trong quá trình cố kết, sức kháng cắt của phần đất sét trên cùng tăng từ 40 KN/m^2 đến trị số có thể coi là lớn nhất cho điều kiện thoát nước, là 100 KN/m^2 . Bất kỳ độ lún nào tăng lên tiếp sẽ liên quan tới pha không ổn định của hiện tượng từ biến (rão), đòi hỏi phải có những biện pháp bảo vệ khẩn cấp.

c) Những ý tưởng quan trọng nhất

Độ lún lệch quá lớn của tháp cho thấy về mức độ nén lún cao, tính không đồng nhất và ổn định thấp của đất nền. Nhờ có kết cấu cứng và đối xứng, nền tháp không

bị đổ, mặc dù độ nghiêng của nó là vô cùng lớn. Bởi vậy, việc sử dụng phương pháp địa kỹ thuật nhằm ổn định tháp có thể hoàn thành thắng lợi. Đúng như dự đoán, tháng 6 năm 2001, Nhà nước Italia đã hoàn thành công việc giữ ổn định tháp nghiêng Pisa và chuẩn bị mở cửa cho khách khắp nơi trên thế giới đến tham quan.



Hình 14.4. Tháp nghiêng ở Pisa (Italia) (Theo Terracina, 1962; Kerisel, 1975)

14.2.2. Ở Việt Nam

Nguyên nhân gây biến dạng công trình rất nhiều, do đó cũng có rất nhiều biện pháp xử lý chúng. Dưới đây, do khuôn khổ cuốn sách có hạn chúng tôi chỉ nêu một vài ví dụ điển hình.

1. Nhà A5 - Trường Đại học Sư phạm Hà Nội I

a) Đặc điểm công trình

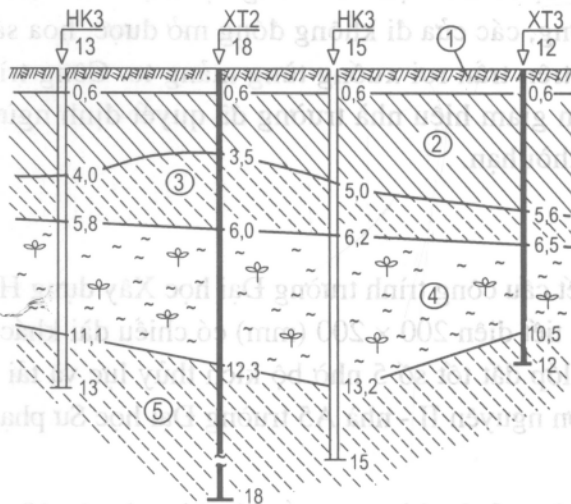
Nhà 4 tầng tường chịu lực, sàn gác panen, móng băng bê tông cốt thép (BTCT). Toàn nhà có 2 đơn nguyên (I và II) tách rời nhau bằng một khe lún, làm theo mẫu thiết kế của Trung Quốc và được xây dựng vào những năm 1960. Từ năm 1991 trở đi, nhà A5 bị biến dạng quá nhiều, có nguy cơ bị sập đổ bất kỳ lúc nào, nên Ban giám hiệu nhà trường đã ra quyết định ngừng việc sử dụng đơn nguyên II để đảm bảo an toàn cho con người.

b) Đặc điểm địa kỹ thuật nền đất

Đặc điểm đất nền dưới đơn nguyên II - nhà A5 rất phức tạp (hình 14.5):

1 - lớp đất trồng trọt dày trung bình 0,6m, thành phần là sét pha màu nâu, lẫn nhiều rễ cây cỏ và vật liệu vụn xây dựng;

2 - lớp sét màu tím gan gà, dẻo cứng - nửa cứng, chiều dày thay đổi, dày nhất đạt 4,5 m; các tính chất xây dựng trung bình: $\bar{W} = 22,76\%$; $\bar{\gamma} = 1,96 \text{ T/m}^3$; $I_L = 0,12$; $\bar{C} = 0,46 \text{ KG/cm}^2$; $\bar{\varphi} = 20^\circ$; $\bar{a}_{1-2} = 0,023 \text{ cm}^2/\text{KG}$ và $\bar{R} = 3,30 \text{ KG/cm}^2$.



Hình 14.5. Mặt cắt địa kỹ thuật dọc đơn nguyên II - nhà A5 trường Đại học Sư phạm Hà Nội I.

3 - lớp sét màu nâu dẻo mềm, chiều dày thay đổi, chỗ dày nhất đạt 2,5m; các tính chất xây dựng trung bình: $\bar{W} = 28,60\%$; $\bar{\gamma} = 1,86 \text{ T/m}^3$; $I_L = 0,6$; $\bar{C} = 0,25 \text{ KG/cm}^2$; $\bar{\varphi} = 14^\circ$; $\bar{a}_{1-2} = 0,043 \text{ cm}^2/\text{KG}$ và $\bar{R} = 1,6 \text{ KG/cm}^2$;

4 - lớp bùn sét pha - đây là lớp đất yếu nhất trong vùng, màu xám đen, thành phần là sét pha chứa vật chất hữu cơ phân hủy chưa triệt để; các tính chất xây dựng trung bình: $\bar{W} = 43,15\%$; $\bar{\gamma} = 1,75 \text{ T/m}^3$; $I_L = 1,25$; $\bar{C} = 0,12 \text{ KG/cm}^2$; $\bar{\varphi} = 6^\circ$; $\bar{a}_{1-2} = 0,064 \text{ cm}^2/\text{KG}$ và $\bar{R} = 0,71 \text{ KG/cm}^2$;

5 - lớp sét pha xám xanh, dẻo cứng, nằm ngay dưới lớp bùn (4), các tính chất xây dựng trung bình: $\bar{W} = 23,50\%$; $\bar{\gamma} = 1,96 \text{ T/m}^3$; $I_L = 0,20$; $\bar{C} = 0,372 \text{ KG/cm}^2$; $\bar{\varphi} = 17^\circ$; $\bar{a}_{1-2} = 0,023 \text{ cm}^2/\text{KG}$ và $\bar{R} = 2,39 \text{ KG/cm}^2$.

c) Nguyên nhân gây biến dạng công trình

Công trình 4 tầng A5 trường Đại học Sư phạm Hà Nội I khai thác ổn định trong vòng 30 năm liên tục. Chứng tỏ, trong điều kiện bình thường thì giải pháp móng băng BTCT đặt trên lớp đất tốt số 2 dày 4,0 m có $\bar{R} = 3,30 \text{ KG/cm}^2$ và lớp đất số 3 dày 2 m có

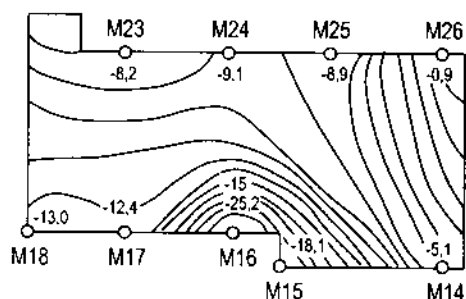
$\bar{R} = 1,60 \text{ KG/cm}^2$ hoàn toàn được. Sau năm 1990, nhà máy nước Mai Dịch đi vào hoạt động, mực nước dưới đất trong khu vực và những vùng lân cận (trong đó có trường Đại học Sư phạm Hà Nội I) bị hạ sâu cách mặt đất đáng kể. Tầng bùn số 4 có chiều dày thay đổi lớn, nên khi mất nước nó bị lún sụt không đều (chỗ dày bị lún nhiều hơn), làm cho đơn nguyên II nhà A5 vừa bị lún nhiều ở giữa, vừa bị lún xoắn ở các góc đối diện nhau qua đường chéo. Hậu quả, làm đơn nguyên này bị biến dạng nghiêm trọng, các vết nứt trên hai tường dọc nhà chạy suốt từ tầng 1 đến hết tầng 4 và tạo với phương thẳng đứng một góc 45° , độ mở rộng của chúng đạt $5 \div 10 \text{ cm}$ và các viên gạch nằm ở hai bên vết nứt bị vỡ nát vụn do chúng bị trượt lên nhau. Đầu các tấm panen sàn gần tụt ra khỏi tường, các cửa đi không đóng mở được, hoa sắt cửa sổ bị vặn thành dạng vô độ, vữa trát trên trần rơi xuống từng mảng to. Công trình sẽ bị sập đổ bất cứ lúc nào. Do vậy, Ban giám hiệu nhà trường đã quyết định ngừng sử dụng đơn nguyên II - nhà A5 không thời hạn.

d) Biện pháp xử lý

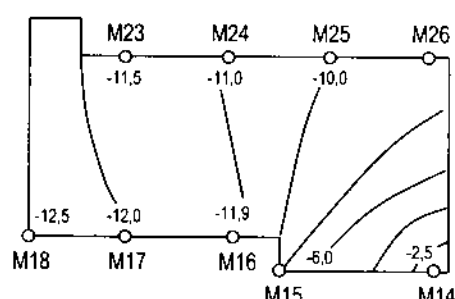
Nhóm chuyên gia địa kỹ thuật và kết cấu công trình trường Đại học Xây dựng Hà Nội đã sử dụng giải pháp móng cọc BTCT, tiết diện $200 \times 200 \text{ (mm)}$ có chiều dài khác nhau ép qua các lớp 2, 3 và 4 cắm sâu vào lớp đất tốt số 5 nhờ bộ kích thủy lực và tải trọng công trình. Kết quả xử lý chống lún đơn nguyên II - nhà A5 trường Đại học Sư phạm Hà Nội I như sau:

- Trước khi xử lý chống lún, trong vòng 6 chu kỳ quan trắc lún (từ ngày 4 - 10 - 1992 đến 14 - 2 - 1993), độ lún giữa các mốc đo (hình 14.6a) là:

- + Tại mốc M26 có độ lún nhỏ nhất: $S_{\min} = -0,9 \text{ mm}$;
- + Tại mốc M17 có độ lún trung bình: $S_{\text{tb}} = -12,4 \text{ mm}$;
- + Tại mốc M16 có độ lún lớn nhất: $S_{\max} = -25,2 \text{ mm}$.



a) $h = 1 \text{ mm}$



b) $h = 1 \text{ mm}$

Hình 14.6. Bình đồ các đường cong cùng độ lún của đơn nguyên II - nhà A5 trường Đại học Sư phạm Hà Nội I

a) trước khi chống lún; b) sau khi chống lún.

– Sau khi xử lý chống lún bằng móng cọc BTCT, trong vòng 6 chu kỳ theo dõi lún (từ ngày 15 - 3 - 1993 đến 30 - 8 - 1993), độ lún giữa các mốc đo phát triển gần như đồng đều nhau, tốc độ lún giảm đáng kể: $S_{tb} \approx 2 \text{ mm/tháng}$ (hình 14.6b).

2. Công trình Bình Thạnh - TP. Hồ Chí Minh

(Theo tài liệu của PGS.TS Nguyễn Trường Tiến)

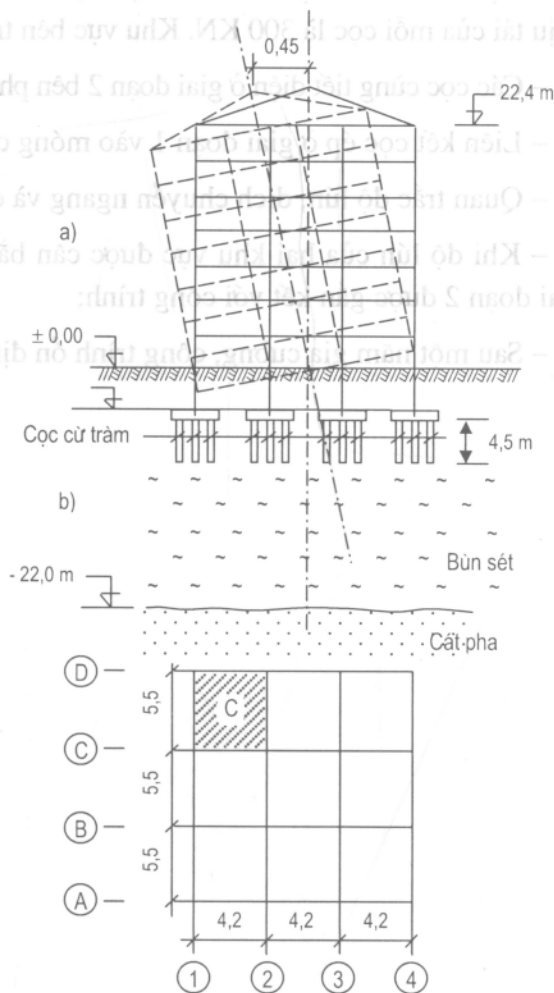
a) Hiện tượng

Công trình Bình Thạnh cao 7 tầng, kết cấu khung BTCT chịu lực, được đặt trên nền đất yếu gia cố bằng cọc cừ tràm có chiều dài 4,5 m. Đất bùn sét yếu có chiều dày lớn, đến độ sâu 22 m. Sau khi xây xong công trình, tốc độ lún đạt 1 mm/ngày đêm. Độ nghiêng của công trình theo phương thẳng đứng là 450 mm. Tại vị trí điểm C (hình 14.6) công trình có độ lún lớn nhất và toàn bộ công trình bị nghiêng về góc này và nửa nhà bên trái. Kết quả đo lún tại điểm C trong vòng 6 tháng (từ 4/1995 đến 10/1995) đạt trị số là 300 mm. Công trình có nguy cơ bị phá hoại bất cứ lúc nào. Toàn bộ hiện trạng công trình và điều kiện đất nền được chỉ ra trên hình 14.7.

b) Nguyên nhân

– Giải pháp nền móng không thích hợp với điều kiện đất nền. Bùn sét yếu có chiều dày lớn, cọc cừ tràm ngắn. Có hiện tượng đất nền bị phá hỏng, biến dạng dẻo;

– Sự có mặt của các công trình xây dựng lân cận nằm bên phải nhà đã làm cho đất nền ở khu vực này có xu hướng tốt lên hơn, do được cố kết dưới tải trọng của công trình có trước.



Hình 14.7. Nhà Bình Thạnh - TP. Hồ Chí Minh
(số đo là m).

Mặt bằng $12,6 \times 16,5 \text{ (m)}$, cao 22,4 m,
tốc độ lún 1 mm/ngày đêm; tổng độ lún 30 cm
a) mặt cắt đứng công trình; b) nền đất yếu;

c) vị trí có độ lún lớn nhất
(theo PGS.TS Nguyễn Trường Tiến,
tạp chí Địa kỹ thuật số 1 - 1998).

c) Giải pháp

- Tầng 1 công trình được gia cường nhằm tăng thêm độ cứng cho hệ khung;
- Xây dựng hệ thống móng mới cho toàn bộ công trình. Các lỗ chờ để ép cọc và neo được thực hiện;
- Cọc BTCT tiết diện 250×250 (mm) dài 20 m, lực ép trên đầu cọc là 600 KN, khả năng chịu tải của mỗi cọc là 300 KN. Khu vực bên trái nhà, nơi có độ lún lớn được ép cọc trước;
- Các cọc cùng tiết diện ở giai đoạn 2 bên phải nhà cũng được ép theo sơ đồ thiết kế;
- Liên kết cọc ép ở giai đoạn 1 vào móng công trình;
- Quan trắc độ lún, dịch chuyển ngang và đo độ nghiêng của công trình;
- Khi độ lún của hai khu vực được cân bằng, công trình không bị nghiêng, cọc ép ở giai đoạn 2 được gắn kết với công trình;
- Sau một năm gia cường, công trình ổn định và dừng lún.

Phần IV

CÔNG TÁC KHẢO SÁT ĐỊA KỸ THUẬT

Chương 15

NỘI DUNG, KHỐI LƯỢNG CÔNG TÁC KHẢO SÁT ĐỊA KỸ THUẬT

15.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Đây là công việc không thể thiếu trong quá trình thiết kế và thi công bất kỳ một công trình xây dựng nào.

Nhiều công trình xây dựng xong hay đang xây dựng đã bị biến dạng, hư hỏng nghiêm trọng đến mức không sử dụng được; nguyên nhân chính do tài liệu khảo sát địa kỹ thuật thiếu hay sai lệch; thiết kế kém an toàn hay không đúng; thi công không đảm bảo chất lượng, sai quy trình, v.v...

Công tác khảo sát địa kỹ thuật cũng cần tuân theo quy trình - quy phạm hiện hành của Nhà nước. Ví dụ, ở Mỹ có ASTM., ở Anh có BS., ở Liên Xô trước đây có các SNIP., ở Việt Nam có các tiêu chuẩn: TCN, TCVN, TCXD, ...

15.2. MỤC ĐÍCH VÀ NHIỆM VỤ CÔNG TÁC KHẢO SÁT ĐỊA KỸ THUẬT

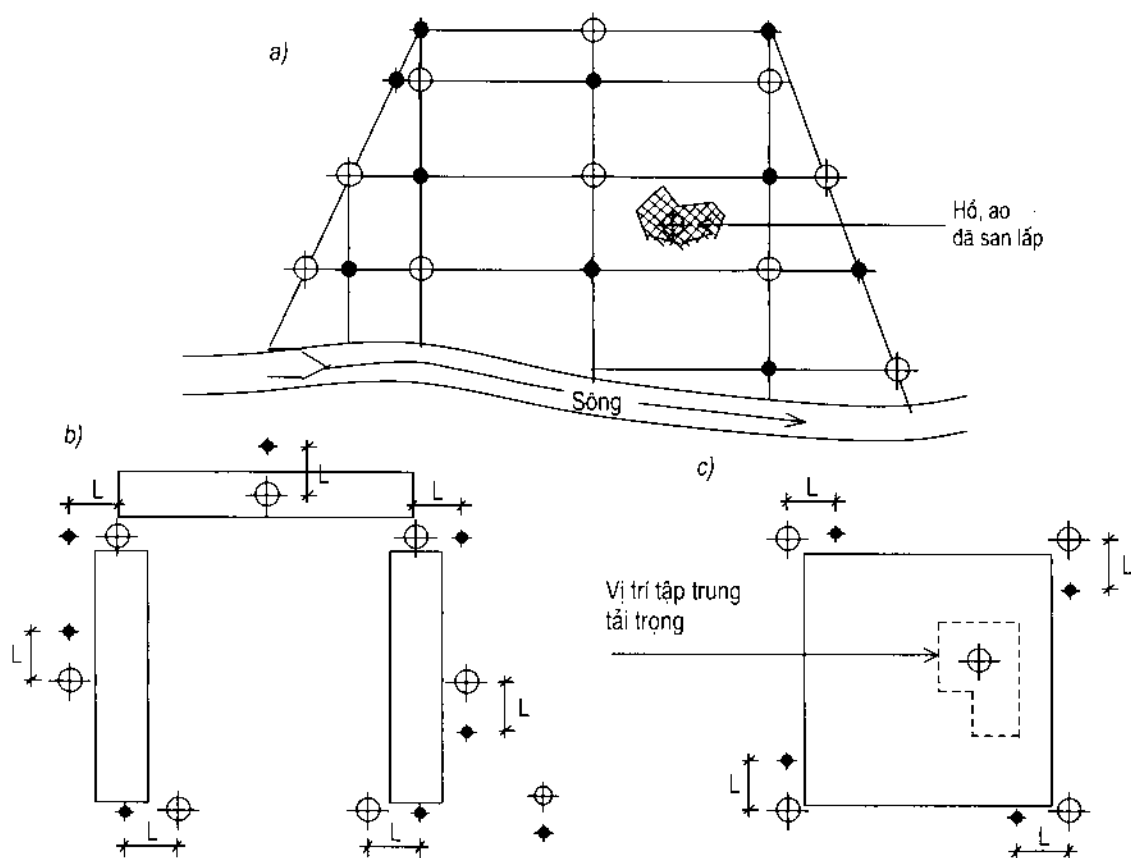
Nhằm cung cấp đầy đủ, chính xác và toàn diện về điều kiện địa kỹ thuật đất nền, bao gồm: điều kiện thể nằm, quy luật phân bố của các tầng (lớp) đất đá trong phạm vi khu vực dự định xây dựng công trình và các vùng lân cận; cung cấp các điều kiện và hiện tượng địa kỹ thuật động lực công trình (phong hóa, đất chảy, xói ngầm, carstơ, trượt, động đất, v.v...); tính chất xây dựng (tính chất cơ - lý, hóa - lý, ...), tìm hiểu mực nước dưới đất, sự biến đổi của nó theo mùa và trong trường hợp cần thiết, xác định tính xâm thực, ăn mòn của nước đối với bê tông, bê tông cốt thép và cốt thép. Dựa trên các tài liệu trên đây, người tính toán - thiết kế đưa ra được giải pháp móng cũng như biện pháp thi công móng tối ưu nhất. Mặt khác, chủ đầu tư và bên thi công có được sự thống nhất vốn đầu tư, tiến độ thi công cũng như giá thành công trình hợp lý nhất.

Tóm lại, để đạt được những mục đích và nhiệm vụ trên đây, chủ đầu tư cùng đại diện cơ quan khảo sát địa kỹ thuật và thiết kế cần bàn bạc - thống nhất phương án tối nhất cho công tác khảo sát xây dựng.

Công tác khảo sát địa kỹ thuật được tiến hành qua nhiều giai đoạn tùy thuộc vào các loại đồ án thiết kế. Về cơ bản có thể phân biệt hai loại đồ án thiết kế như sau:

1. Đồ án quy hoạch cho một vùng hoàn chỉnh dẫn tới lựa chọn những khu đất khả quan phục vụ cho xây dựng. Khi thực hiện khảo sát địa kỹ thuật cho đồ án này có thể tự do lựa chọn các phương án khác nhau (hình 15.1a).

2. Đồ án xác định cho một công trình kiến trúc đã thiết kế ở địa điểm quy định, công tác khảo sát địa kỹ thuật không có sự lựa chọn tự do, mà phải tuân theo đúng quy trình - quy phạm, cũng như phải có sự thống nhất của các bên: chủ đầu tư, cơ quan thiết kế và chủ nhiệm công tác khảo sát địa kỹ thuật (hình 15.1b, c).



Hình 15.1. Sơ đồ bố trí các hố khoan khảo sát và các hố thí nghiệm hiện trường: $L = 1\text{ m}$.
 a) Khảo sát vùng quy hoạch; b) Nhà nhiều tầng; c) Nhà xưởng.

15.3. CÁC GIAI ĐOẠN KHẢO SÁT ĐỊA KỸ THUẬT

Trừ những công trình nhỏ, công tác khảo sát địa kỹ thuật cần tiến hành thứ tự theo từng giai đoạn cho phù hợp với các giai đoạn của đồ án thiết kế.

Ba giai đoạn khảo sát được tiến hành là:

15.3.1. Giai đoạn điều tra ban đầu

Thu thập các tài liệu hiện có trong vùng và khu vực xung quanh về:

- Điều kiện địa lý tự nhiên, dân cư - kinh tế - xã hội,
- Điều kiện địa chất thủy văn,
- Điều kiện địa kỹ thuật nền đất,
- Hiện trạng của các công trình lân cận,
- Quan sát bằng mắt thường tại hiện trường.

Những thông tin của giai đoạn điều tra ban đầu được tập hợp lại hình thành trên một báo cáo kết quả khảo sát ban đầu, trong đó phải làm sáng tỏ được các vấn đề:

- Khả năng bố trí một cách thích hợp các công trình,
- Các loại kết cấu nền - móng có khả năng sử dụng tại khu vực.

Về cơ bản, giai đoạn điều tra ban đầu trong chỉ dẫn này tương ứng giai đoạn khảo sát phục vụ quy hoạch tổng thể.

15.3.2. Giai đoạn khảo sát sơ bộ

Thông thường giai đoạn này được tiến hành khi mà các ngôi nhà và công trình trên khu vực dự định xây dựng chưa được xác định. Giai đoạn khảo sát sơ bộ được áp dụng cho cả khu vực xác định lớn (khu công nghiệp và khu dân), mục đích nhằm:

- Xác định các lớp đất đá theo bình diện và theo độ sâu,
- Làm sáng tỏ hình dạng, thể nằm, mức độ liên tục và sự biến đổi của các lớp đất đá,
- Xác định chế độ nước mặt, nước dưới đất, điều kiện địa kỹ thuật khu vực dự định xây dựng, vấn đề bảo vệ môi trường - môi sinh, v.v...
- Đánh giá tương đối khả năng chịu tải cũng như mức độ nén lún của từng lớp đất đá trong phạm vi độ sâu nghiên cứu.

Tất cả các thông tin nêu trên cho phép chủ nhiệm công trình sơ bộ xác định được:

- Vị trí các ngôi nhà và công trình trên khu vực dự định xây dựng.
- Khả năng lựa chọn giải pháp kết cấu móng tùy thuộc loại nền có thể chấp nhận được.

Các phương pháp thăm dò và máy, thiết bị cần được sử dụng ở giai đoạn này, gồm:

- Thăm dò địa vật lý;
- Khoan phá và lấy mẫu đất đá không nguyên dạng;
- Xác định vị trí mực nước dưới đất;
- Xuyên tĩnh, xuyên động hay xuyên tiêu chuẩn trong hố khoan.

Các phương pháp khảo sát trên sẽ được trình bày ở phần dưới đây.

15.3.3. Giai đoạn khảo sát chi tiết

Kế thừa và tiếp tục giai đoạn khảo sát sơ bộ, nhưng có định hướng về giải pháp móng: móng nông, móng sâu hay nền gia cố, v.v...

Nội dung khảo sát chi tiết gồm:

1. Khpan (đào) lấy mẫu đất, đá nguyên dạng để thí nghiệm trong phòng xác định các chỉ tiêu cơ - lý của chúng. Sơ đồ và độ sâu mạng lưới các hố khoan (đào) cần tuân thủ đúng quy trình - quy phạm hiện hành của Nhà nước.

a) Sơ đồ mạng lưới các hố thăm dò

Bất kể trường hợp nào, việc bố trí các hố thăm dò cũng phải bám sát chu vi móng dự kiến. Điều này rất quan trọng khi những đất đá dưới nền công trình có khả năng chịu tải lại phân bố không đồng đều theo độ sâu. Bởi vậy, các hố khoan thăm dò phải đặt ở những vị trí thật hợp lý, đồng thời tại những vị trí có tải trọng công trình tập trung (thay đổi nhiều). Tuyệt đối không được bố trí các hố thăm dò trên diện tích móng dự kiến xây dựng, bởi vì chính những hố thăm dò - khảo sát này sẽ làm yếu đất đá đến độ sâu lớn.

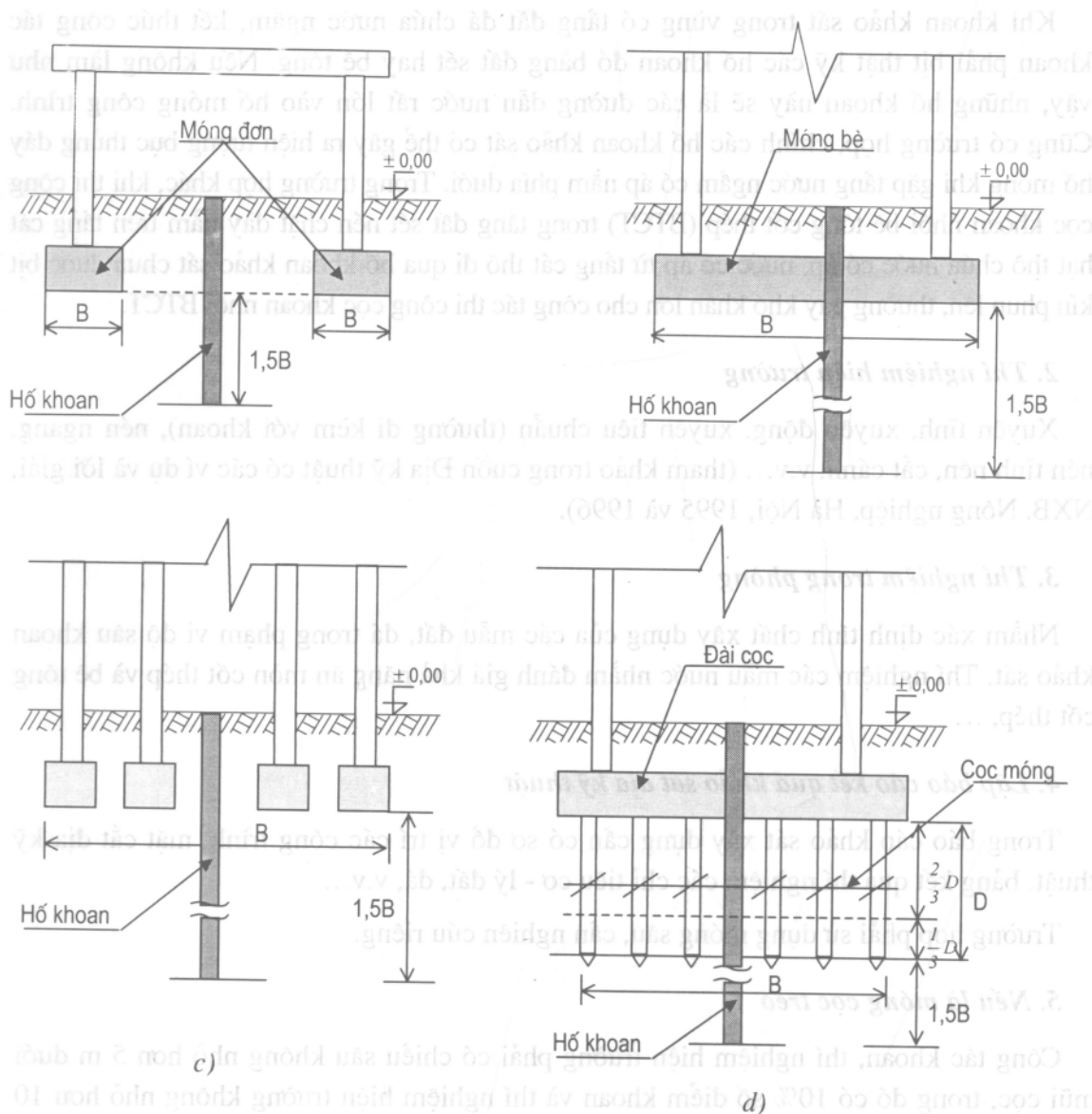
b) Số lượng các hố khoan và thí nghiệm hiện trường

Số lượng hố khoan, thí nghiệm hiện trường yêu cầu trên vị trí công trình nào đó là một bài toán khó, thường chúng bị bó buộc chặt chẽ vào giá thành chuẩn bị đầu tư và dự án mang tính khả thi. Rõ ràng, số lượng hố khoan khảo sát và thí nghiệm hiện trường càng nhiều thì càng hiểu biết sâu hơn về điều kiện, cấu trúc đất nền dưới công trình. Do đó, việc thiết kế móng công trình càng được hoàn thành với mức tiết kiệm hơn và những nguy cơ gặp rủi ro biến dạng - hư hỏng công trình càng ít hơn. Tuy vậy, khối lượng công việc khảo sát cũng nên hạn định ở mức độ vừa phải, tránh lãng phí và đội giá thành công trình lên cao.

Để đáp ứng được những mục đích, nhiệm vụ nêu trên, thì từ quy mô công trình nhỏ nhất cũng phải bố trí ít nhất hai hay tốt nhất là ba hố khoan khảo sát, nhằm xác định được điều kiện thể nằm (quy luật phân bố), tính chất xây dựng của từng lớp đất - đá dưới nền móng công trình một cách chính xác và sát thực tế hơn. Với yêu cầu như vậy, nhiều trường hợp vẫn không tránh khỏi sai lầm.

c) Độ sâu các hố khoan và thí nghiệm hiện trường

Quyết định bởi độ sâu của vùng chịu nén dưới tải trọng công trình (xem hình 15.2).



Hình 15.2. Độ sâu các hố khoan ứng với từng kiểu móng khác nhau:

- a) Móng đơn hay móng băng cách xa nhau; b) Móng bè;
c) Móng băng giao nhau; d) Móng cọc trải đều trên diện rộng

Trong trường hợp, móng gồi lên tầng đá gốc, cần kiểm tra thật trọng và chính xác đá đó có thực sự là đá gốc liền khối hay đá của những tầng lún. Có những tầng lún dày tới 3 ÷ 6 m. Do vậy, khi khoan vào đá nghi là tầng lún, chiều sâu hố khoan phải lớn hơn hoặc tối thiểu cũng phải bằng 6 m, đồng thời có lấy mẫu đá. Tại các điểm khảo định không có tầng lún, thì có thể chấp nhận một độ sâu khoan nông hơn, nhưng độ sâu khoan tối thiểu cũng phải đạt 3 m vào đá gốc còn tươi nguyên.

Để phục vụ xây dựng công trình quan trọng tại những vùng đá gốc nằm sâu, bên trên là tầng đất phủ bở r rời, thì nên dùng các hố khoan khảo sát đường kính lớn.

Khi khoan khảo sát trong vùng có tầng đất đá chứa nước ngầm, kết thúc công tác khoan phải bịt thật kỹ các hố khoan đó bằng đất sét hay bê tông. Nếu không làm như vậy, những hố khoan này sẽ là các đường dẫn nước rất lớn vào hố móng công trình. Cũng có trường hợp, chính các hố khoan khảo sát có thể gây ra hiện tượng bực thủng đáy hố móng khi gặp tầng nước ngầm có áp nằm phía dưới. Trong trường hợp khác, khi thi công cọc khoan nhồi bê tông cốt thép (BTCT) trong tầng đất sét nén chặt dày nằm trên tầng cát hạt thô chứa nước có áp, nước có áp từ tầng cát thô đi qua hố khoan khảo sát chưa được bịt kín phun lên, thường gây khó khăn lớn cho công tác thi công cọc khoan nhồi BTCT.

2. Thí nghiệm hiện trường

Xuyên tĩnh, xuyên động, xuyên tiêu chuẩn (thường đi kèm với khoan), nén ngang, nén tĩnh nền, cắt cánh, v.v... (tham khảo trong cuốn Địa kỹ thuật có các ví dụ và lời giải, NXB. Nông nghiệp, Hà Nội, 1995 và 1996).

3. Thí nghiệm trong phòng

Nhằm xác định tính chất xây dựng của các mẫu đất, đá trong phạm vi độ sâu khoan khảo sát. Thí nghiệm các mẫu nước nhằm đánh giá khả năng ăn mòn cốt thép và bê tông cốt thép, ...

4. Lập báo cáo kết quả khảo sát địa kỹ thuật

Trong báo cáo khảo sát xây dựng cần có sơ đồ vị trí các công trình, mặt cắt địa kỹ thuật, bảng kết quả thí nghiệm các chỉ tiêu cơ - lý đất, đá, v.v...

Trường hợp phải sử dụng móng sâu, cần nghiên cứu riêng.

5. Nếu là móng cọc treo

Công tác khoan, thí nghiệm hiện trường phải có chiều sâu không nhỏ hơn 5 m dưới mũi cọc, trong đó có 10% số điểm khoan và thí nghiệm hiện trường không nhỏ hơn 10 m dưới mũi cọc (chú ý phải khoan thủng tầng đất yếu vào tầng đất chịu lực).

6. Nén tải trọng tĩnh

Số điểm cần thí nghiệm nén tĩnh không nhỏ hơn 1% tổng số cọc trong một công trình (mỗi đơn nguyên, nên nén tĩnh không ít hơn 2 điểm, thông thường là 3 điểm).

7. Xác định độ chối khi đóng cọc

8. Đưa ra công nghệ thi công móng cọc (ép trước, ép sau, đóng, khoan nhồi, cọc vít, v.v...).

Chương 16

CÁC PHƯƠNG PHÁP KHẢO SÁT ĐỊA KỸ THUẬT

16.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Bao gồm các phương pháp: Khoan - đào và lấy mẫu đất, đá; Thí nghiệm hiện trường (xuyên tĩnh, xuyên tiêu chuẩn, cắt cánh, nén ngang, nén tĩnh đất nền - nén tĩnh cọc móng ...); thí nghiệm trong phòng xác định các chỉ tiêu vật lý, cơ học, hoá học của đất đá và nước trong đất đá...); cuối cùng lập báo cáo khảo sát địa kỹ thuật.

16.2. KHOAN, ĐÀO VÀ LẤY MẪU ĐẤT, ĐÁ

1. Đào hố, hào, giếng có đường kính lớn

- Ưu điểm: đơn giản trong thi công, quan sát rõ từng lớp đất đá, lấy được các mẫu đất, đá nguyên dạng một cách tốt nhất, v.v...
- Nhược điểm: chậm, độ sâu hạn chế, an toàn kém khi gặp nước, đặc biệt khi gặp nước ngầm có áp công tác đào trở nên khó khăn gấp bội.

2. Khoan kết hợp lấy mẫu đất, đá và mẫu nước

Bao gồm khoan thủ công (quay tay) và khoan máy:

- Khoan thủ công:

Đường kính khoan dao động trong khoảng $\phi 50 \div \phi 160$ (mm), độ sâu khoan đạt 30 m.

- Khoan máy:

Đường kính khoan dao động trong khoảng $\phi 60 \div \phi 1000$ (mm) và lớn hơn là tùy thuộc vào yêu cầu.

Khoan được thực hiện trong mọi điều kiện địa chất.

Bất kể là đào hố hay khoan đều phải mô tả chi tiết từng loại đất, đá theo tuần tự từ trên xuống dưới. Ở Anh, mô tả và phân loại đất, đá trình bày trong bộ luật thực hành tiêu chuẩn BS.5930,...

- * Đối với đất, được mô tả theo thứ tự sau:

1- Cường độ (độ bền) đất, đá, độ chặt và độ ẩm của chúng;

- 2- Đặc tính phân lớp (hay phân tầng);
- 3- Các đứt gãy, mức độ nứt nẻ;
- 4- Đặc trưng và mức độ phong hóa;
- 5- Màu, sắc;
- 6- Hình dạng, kích thước và thành phần hạt đất, đá;
- 7- Tên đất (phải viết hoa, ví dụ: CÁT); phân loại theo chỉ số dẻo (nếu có);
- 8- Cấu tạo địa chất, tuổi và kiểu lắng đọng - trầm tích;
- 9- Ký hiệu, phân loại từng loại đất (có thể tùy ý).

Ví dụ:

- + Sét màu nâu, rắn chắc, nứt nẻ nhiều (sét phong hóa, rất dẻo).
- + Cát mịn, vàng, rời rạc (phù sa mới).

Trong một số trường hợp cần thiết phải cụ thể hóa mùi, vị của đất. Để xem mùi, vị đó gây ra do vật chất hữu cơ hay chất hóa học. Cần lưu ý đến khả năng ăn mòn, xâm thực bê tông hay kim loại của nền đất dưới công trình.

* Đối với đá cứng được phân loại theo đúng thủ tục tiêu chuẩn của Luật thực hành BS.5930, và yêu cầu mô tả theo thứ tự sau:

- 1- Màu sắc;
- 2- Kích thước hạt (kích thước hạt khoáng vật hoặc kích thước mẫu đá);
- 3- Kiến trúc (ví dụ: kết tinh, vô định hình, ...)
- 4- Cấu tạo (hình tấm, lá, tròn, góc cạnh,...);
- 5- Mức độ phong hóa (nứt nẻ, sự có mặt của các khoáng vật thứ sinh, như sét kaolinit, montmorilônit, hydrômica,...);
- 6- Độ bền - cường độ (dựa trên kết quả thí nghiệm nén một trục nở ngang tự do);
- 7- Các đặc điểm và tính chất khác,...

Ví dụ:

+ Đá cát kết (sa thạch) phong hóa vừa, nguyên khối, chứa mica, hạt thô, đỏ nâu.

Riêng mô tả cường độ của đá phong hóa, bao gồm:

- Rất yếu có độ bền nén một trục: $R_n < 1,25 \text{ MN/m}^2$;
- Yếu: $R_n = 1,25 \div 5 \text{ MN/m}^2$;
- Yếu vừa: $R_n = 5 \div 12,5 \text{ MN/m}^2$;
- Bền trung bình: $R_n = 12,5 \div 50 \text{ MN/m}^2$;
- Bền: $R_n = 50 \div 100 \text{ MN/m}^2$;

- Rất bền: $R_n = 100 \div 200 \text{ MN/m}^2$;
- Cực kỳ bền: $R_n > 200 \text{ MN/m}^2$.

16.3. THÍ NGHIỆM XUYỀN TIÊU CHUẨN (SPT - STANDARD PENETRATION TEST)

1. Nguyên lý chung

Thí nghiệm SPT là đóng vào đất (thông qua hố khoan) một cọc kim loại gắn với mũi hình côn (hình nón) hay ống mẫu chế đôi cùng đường kính. Về nguyên lý, năng lượng đập của quả búa là không đổi trong suốt quá trình thí nghiệm cũng như cho từng thí nghiệm. Về việc đánh giá sức kháng xuyên của đất được xác định bằng số nhát búa va đập để cọc và mũi xuống sâu được một đoạn 15 cm. Thí nghiệm SPT được tiến hành tốt trong đất loại cát, sạn sỏi và phụ thuộc nhiều vào kinh nghiệm chuyên môn.

2. Mục đích thí nghiệm

Thí nghiệm SPT nhằm các mục đích:

- Thành lập đường cong thể hiện sức kháng của đất theo độ sâu;
- Xác định chiều dày của các lớp đất khác nhau đã xuyên qua;
- Đối với móng sâu: xác định chính xác chiều sâu của lớp đất chịu tải;
- Xác định được độ chặt, trạng thái, môđun tổng biến dạng và khả năng chịu tải của đất thông qua các đồ thị tương quan giữa các chỉ tiêu này với trị số sức kháng xuyên tiêu chuẩn (N).

3. Tính năng kỹ thuật và cách tiến hành thí nghiệm

a) Dụng cụ thí nghiệm SPT bao gồm:

- Quả búa có trọng lượng: 63,5 kg;
- Độ cao rơi búa tự do: 76cm.

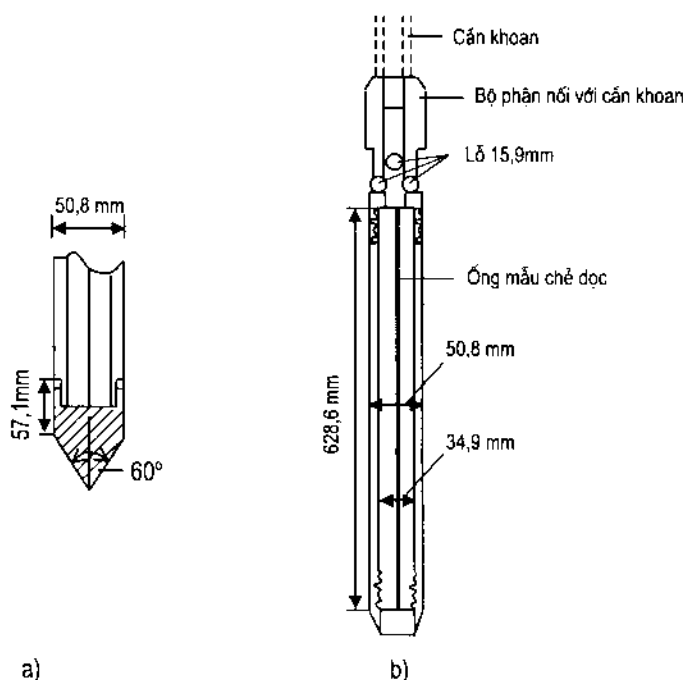
Thủ tục thí nghiệm tương đối đơn giản, dễ theo dõi, thí nghiệm không tốn kém, thiết bị đơn giản - bền. Thí nghiệm có thể thực hiện được trong điều kiện thời tiết khác nhau mà vẫn không ảnh hưởng đến kết quả thí nghiệm. Việc diễn giải các kết quả thí nghiệm SPT khá dễ dàng và có độ chính xác cao.

b) Cách tiến hành thí nghiệm SPT

Khi khoan tạo lỗ đến độ sâu cần thí nghiệm SPT thì dừng lại, đóng ống mẫu (hình 16.1) ngập sâu vào đất 450 mm bằng các nhát búa nặng 63,5 kg, độ cao rơi búa tự do bằng 760 mm và được hoạt động theo một thiết bị dẫn hướng tự động. Số nhát búa cho đoạn

300 mm cuối cùng được ghi lại là trị số sức kháng xuyên tiêu chuẩn (N_{SPT}). Đếm số nhát búa cho từng đoạn 75 mm trong tổng độ xuyên sâu 450 mm là một việc thực hành tiêu chuẩn. Bằng cách đó có thể loại trừ được sai số do đất dưới đáy hố khoan bị xáo động, đồng thời có thể phát hiện được mọi thay đổi về kích thước, thành phần và độ chặt của các lớp đất khác nhau. Thông thường, trong thí nghiệm SPT không cần tiến hành quá 50 nhát búa trong khoảng độ sâu xuyên 300 mm.

Trong đất sạn sỏi, ống lấy mẫu đầu mở được lắp một đầu hình côn (hình nón) có góc ở đỉnh là 60° (hình 16.1a).



Hình 16.1. Ống lấy mẫu tiêu chuẩn hình thìa chẻ đôi
a) ống lấy mẫu tiêu chuẩn b) ống lấy mẫu cải tiến của Palmer và Stuart để sử dụng trong sỏi sạn.

4. Diễn giải đất theo kết quả SPT

- Theo Cục Quản lý đường cao tốc Liên bang Mỹ (FHWA - SA - 02 - 054), mối quan hệ giữa trị số (N) và độ chặt tương đối (D_r), của cát và sét như chỉ ra trong bảng 16.1.

Nếu dùng hệ búa không tiêu chuẩn (khác hệ búa nêu trên), thì trị số (N) phải được hiệu chỉnh với hệ số hiệu dụng bằng 60%. Cụ thể là:

$$N_{60} = \frac{ER}{60\%} N_{(\text{hiện trường})} \quad (16.1)$$

Trong đó:

N_{60} - là trị số xuyên tiêu chuẩn (N), được hiệu chỉnh theo hiệu quả làm việc của búa.

ER - là "hệ số năng lượng" do hệ búa thực tế đã tiêu hao một cách hiệu quả hay phần trăm năng lượng búa rơi tự do tính theo lý thuyết.

$N_{(hiện\ trường)}$ - là số nhát búa ghi được tại hiện trường.

Bảng 16.1. Quan hệ giữa các trị số xuyên tiêu chuẩn (N), với tính chất của đất (theo FHWA-SA-02-054)

Đất cát			Đất sét	
N (số nhát búa/0,3m)	Độ chặt tương đối, D_r (%)	Mô tả đất	N, (số nhát búa/0,3m)	Mô tả đất
0-4	0-15	Rất xốp	< 2	Rất yếu
4-10	15-35	Xốp	2-4	Yếu
10-30	35-65	Chặt trung bình	4-8	Trung bình
30-50	65-85	Chặt	8-15	Cứng
> 50	85-100	Rất chặt	15-30	Rất cứng
			>30	Rắn chắc

Ví dụ 16.1. Một búa tự hành có hệ số năng lượng, ER = 80%, được dùng để có được trị số SPT tại hiện trường, N = 30 nhát búa/0,3m. Hãy xác định số nhát búa hiệu chỉnh?

Bài giải:

Từ công thức (16.1), ta có :

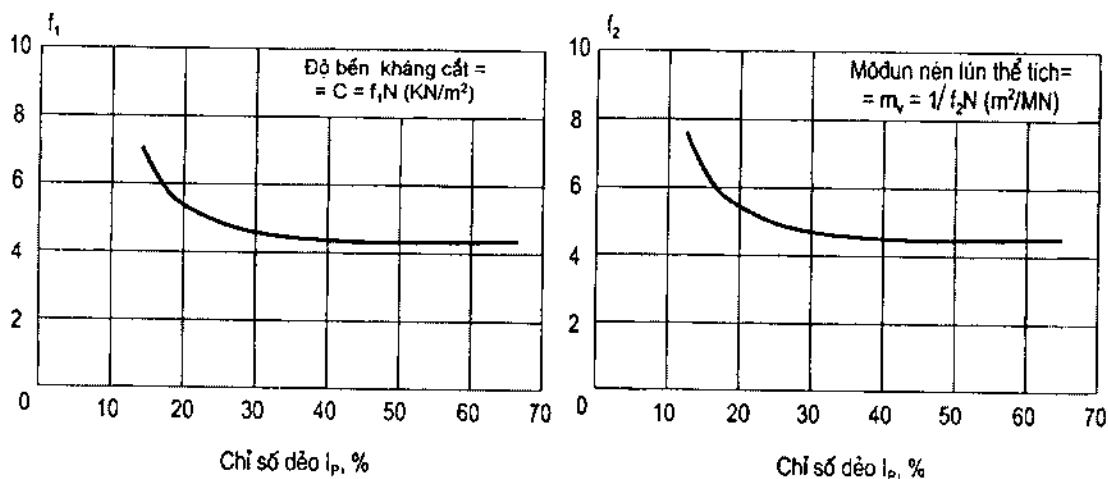
$$N_{60} = \frac{ER}{60\%} N_{(hiện\ trường)}$$

hay:
$$N_{60} = \frac{80\%}{60\%} (30) = 40 \text{ (nhát búa/0,3m)}$$

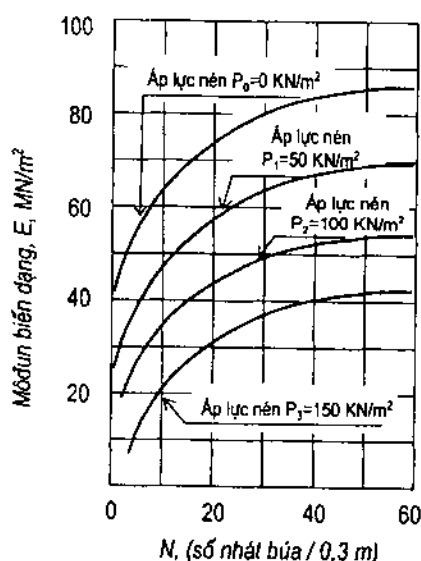
– Stroud đã lập mối quan hệ giữa trị số độ bền kháng cắt (C), môđun nén lún thể tích (m_v), chỉ số dẻo (I_p) với trị số xuyên tiêu chuẩn (N) (hình 16.2).

– Theo Schultze và Melzer, mối quan hệ giữa trị số xuyên tiêu chuẩn (N) với môđun biến dạng (E) của đất dạng hạt như chỉ ra trên hình 16.3 (không sử dụng cho các cấp áp lực $P > 100 \text{ KN/m}^2$). Hệ số poatson lấy bằng 0,15 cho đất hạt thô, và bằng 0,25 cho đất hạt mịn.

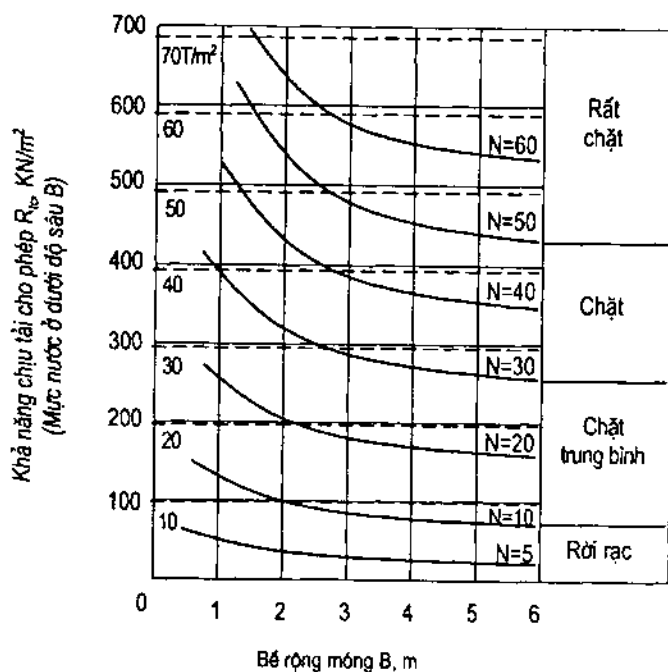
– Theo Terzaghi và Peck (1967), quan hệ giữa khả năng chịu tải cho phép đối với móng nông trên nền đất cát với kết quả SPT (N) được giới thiệu trên hình 16.4.



Hình 16.2. Đồ thị quan hệ giữa độ bền kháng cắt, môđun nén lún thể tích, chỉ số dẻo và trị số xuyên tiêu chuẩn N (theo Stroud, 1975)



Hình 16.3. Đồ thị quan hệ $E = f(N)$ của đất dạng hạt với $P \geq 100$ kN/m² (theo Schultze và Melzer, 1965)



Hình 16.4. Đồ thị quan hệ $R_{uc} = f(B)$ (theo Terzaghi và Peck, 1967)

Khi sử dụng đồ thị quan hệ trên hình 16.4, Terzaghi và Peck đã nhấn mạnh rằng: “Khả năng chịu tải cho phép của nền đất là áp lực gây ra độ lún 25 mm dưới bề rộng móng đã cho. Điều phải chú ý là, khả năng chịu tải cho phép được dựa trên giả thiết mực nước dưới đất nằm sâu hơn cao trình đáy móng tối thiểu là B (B - chiều rộng đáy móng); nếu mực nước nằm sát hoặc gần sát cao trình đáy móng và độ sâu đặt móng nhỏ hơn B ,

thì độ lún sẽ gấp đôi hoặc nếu cùng trị số độ lún là 25 mm, thì khả năng chịu tải của nền đất phải giảm đi một nửa”.

Trước khi sử dụng các trị số trên hình 16.4 phải tiến hành hiệu chỉnh các số đọc N (hình 16.5). Các số hiệu chỉnh được trình bày trên hình 16.5 đều dựa trên công trình của Thorburn.

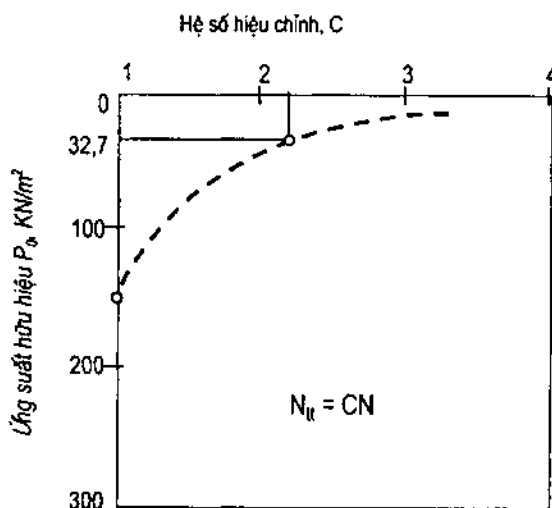
Ví dụ 16.2. Một móng rộng 2,5 m đặt trên nền cát khô ở độ sâu 1,2 m cách mặt đất. Trị số xuyên tiêu chuẩn trung bình trong hố khoan ở độ sâu 2,5 m là $\bar{N} = 17$. Ứng suất hữu hiệu tại độ sâu 2,5 m là $P_0 = 32,7 \text{ KN/m}^2$. Hãy tính trị số sức kháng xuyên tiêu chuẩn đã hiệu chỉnh (trị tính toán N_{tt}) ?

Bài giải:

Như chỉ ra trên hình 16.5, hệ số hiệu chỉnh của Thorburn là: $C = 2,2$

Do đó, trị số sức kháng xuyên tiêu chuẩn tính toán N_{tt} :

$$N_{tt} = C\bar{N} = 2,2 \times 17 \approx 37$$



Hình 16.5. Đồ thị hệ số hiệu chỉnh thí nghiệm SPT (theo Thorburn, 1963)

16.4. THÍ NGHIỆM XUYÊN TĨNH HÌNH CÔN (CPT - THE STATIC CONE PENETRATION TEST)

1. Nguyên tắc chung

Khi thí nghiệm xuyên tĩnh, người ta nhờ kích thủy lực (hay quay tay) để ấn vào đất với tốc độ ổn định (2 cm/giây) cần xuyên gắn với mũi côn tiêu chuẩn có góc ở đỉnh 60° , tiết diện ngang của mũi côn là 10 cm^2 (đường kính $d = 35,6 \text{ mm}$) (xem hình 16.6).

Trong quá trình thí nghiệm ta đo được sức kháng mũi côn và cường độ ma sát thành đơn vị.

2. Mục đích thí nghiệm

Thí nghiệm xuyên tĩnh cho phép ta thu được những số liệu:

- Sơ đồ cấu tạo các lớp đất trong phạm vi độ sâu thí nghiệm và tính đồng nhất của chúng;

- Khoanh vùng các khu vực đất yếu hay nền đá gốc nằm dưới tầng trầm tích bề rồi;
- Định hướng công tác đóng cọc tại công trường;
- Xác định bề dày và độ chặt cũng như mức độ đồng nhất của nền đất đắp;
- Định hướng công tác lấy mẫu đất nguyên dạng trong hố khoan thăm dò.

3. Tính năng kỹ thuật và cách tiến hành thí nghiệm CPT

Các máy xuyên tĩnh ở Việt Nam hiện nay đang dùng có nhãn hiệu khác nhau, hai loại xuyên sử dụng phản lực bằng neo vào đất, hai loại này cũng được trang bị mũi côn di động - gọi là mũi côn Delf. Đó là máy xuyên Pilcon và Gouda. Loại máy xuyên thứ ba gọi là xuyên tĩnh rung (PVS) của phòng thí nghiệm Trung tâm Cầu đường Paris - Pháp, loại máy này có mũi côn cố định và dùng phản lực là tải trọng của toàn bộ thiết bị. Hiệu quả của máy này cao là do khả năng xuyên qua các lớp có sức kháng lớn hơn năng lực tĩnh của thiết bị bằng cách sử dụng thêm động lực thu được khi rung.

Dưới đây, chúng ta trình bày tính năng kỹ thuật và cách tiến hành thí nghiệm CPT bằng máy Gouda - Hà Lan:

a) Thiết bị xuyên tĩnh Gouda 100 KN -TW, bao gồm:

- Khối động cơ tạo lực (có động cơ dầu, máy bơm thủy lực);
- Khối tháp xuyên (trong đó có hai kích thủy lực để truyền lực, tay điều khiển hành trình, đầu thủy lực đo, hai đồng hồ đo áp và bề - dầm để neo);
- Bộ dụng cụ neo có 4 neo;
- Bộ cần và mũi côn (xem hình 16.6).

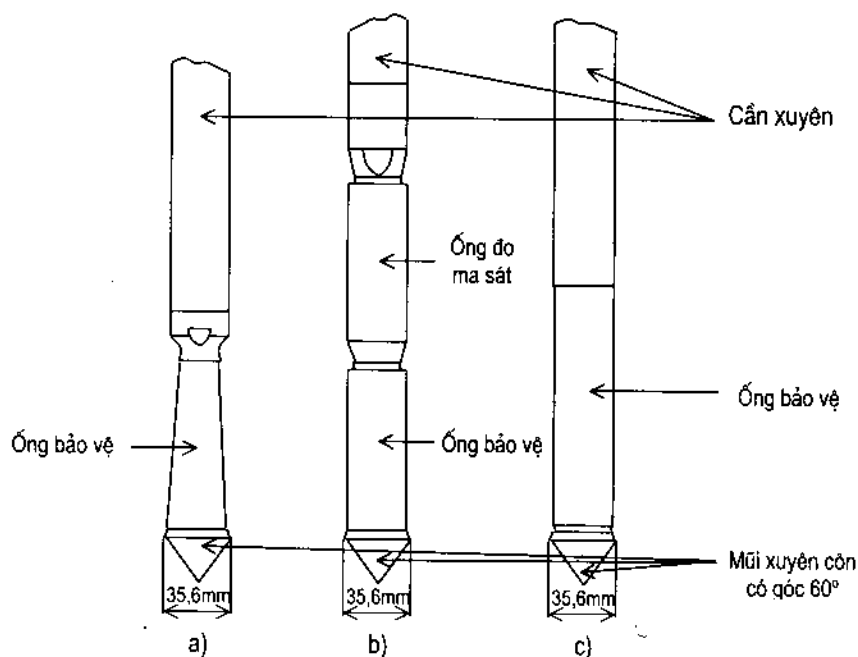
Các thông số kỹ thuật của thiết bị như sau:

+ Khả năng ấn tối đa:	100 KN;
+ Khả năng kéo tối đa:	140 KN;
+ Vận tốc xuyên:	2 cm/giây;
+ Vận tốc tự do:	
* Lên :	16,5 cm/giây;
* Xuống :	12,5 cm/ giây;
+ Tiết diện mũi côn :	10 cm ² ;
+ Góc nhọn mũi côn :	60°;
+ Tiết diện mảng song đo ma sát :	150 cm ² ;
+ Đường kính cần xuyên :	35,6 mm;
Trọng lượng:	6,65 kg;

- + Đường kính cần ty xuyên : 15 mm;
- Trọng lượng: 1,40 kg
- + Chiều dài đoạn cần và ty : 1000 mm;
- + Tiết diện quả pistông của đầu đo : 20 cm^2 ;
- + Ba đồng hồ đo áp lực dầu :
 - * Đất yếu dùng đồng hồ loại : $0 \div 16 \text{ KG/cm}^2$;
 - * Đất tốt trung bình : $0 \div 120 \text{ KG/cm}^2$;
 - * Đất tốt : $0 \div 600 \text{ KG/cm}^2$.

b) Cách thí nghiệm: Có 2 cách đo thí nghiệm.

– Đo liên tục:



Hình 16.6. Các kiểu mũi côn

- a) mũi xuyên côn không có ống đo ma sát; b) mũi xuyên côn có ống đo ma sát;
c) mũi xuyên côn đo điện.

Dùng mũi côn đơn giản (không có ống đo ma sát - hình 16.6a), Dùng kích thủy lực ấn cần và mũi xuyên côn vào đất đến độ sâu từng đoạn 20 cm thì dừng lại, dùng tay gạt bộ phận kích thủy lực ấn vào cần ty nằm trong ống cần để ty lên mũi xuyên côn cắm ngập vào đất 2,5 cm, đọc số đầu tiên là X – ứng lực đồng hồ ghi được khi ấn mũi xuyên côn, KG/cm^2 (MPa). Cứ làm như vậy cho đến khi kết thúc chiều sâu cần khảo sát.

- Đo gián đoạn có áo ma sát

Có thể dùng mũi xuyên côn đơn giản hoặc mũi xuyên côn có ống (màng sông) đo ma sát thành đơn vị. Tương tự như trong trường hợp mũi xuyên côn đơn giản. Sau khi có số đọc đầu tiên X, từ độ sâu đó tiếp tục ấn ống đo ma sát và mũi côn xuống khoảng 3 cm và đồng hồ đo áp sẽ chỉ số đọc Y - ứng lực đồng hồ ghi được khi ấn cả mũi côn và đoạn ống ma sát vào đất, KG/cm² (MPa). Lần lượt cứ xuyên sâu 20 cm ta lại đọc hai số X và Y một lần cho đến khi đạt được độ sâu thí nghiệm yêu cầu. Cách xuyên này được gọi là xuyên tĩnh không liên tục có áo đo ma sát.

4. Xử lý số liệu thí nghiệm CPT

Kết quả xuyên tĩnh CPT ở từng 20 cm một trên suốt chiều sâu thăm dò yêu cầu, được biểu diễn bằng 2 số đọc:

- Số đọc X - ứng lực đồng hồ ghi được khi ấn mũi xuyên côn vào đất, KG/cm² (MPa);
- Số đọc Y - ứng lực đồng hồ ghi được khi ấn cả mũi xuyên côn và đoạn ống ma sát vào đất, KG/cm² (MPa).

+ Từ đó, ta tính được sức kháng mũi xuyên côn đơn vị (q_c) cho máy xuyên Gouda - Hà Lan loại 100KN là:

$$q_c = \frac{X}{10} \times 20, \text{ KG/cm}^2 \text{ (MPa)} \quad (16.2)$$

+ Ma sát thành đơn vị (f_s) là:

$$f_s = \frac{Y - X}{150} \times 20, \text{ KG/cm}^2 \text{ (MPa)} \quad (16.3)$$

Kết quả tính toán q_c và f_s được thể hiện dưới dạng biểu đồ quan hệ $q_c = f(h)$ và $f_s = f(h)$, ở đây h - là độ sâu xuyên (xem trong Tuyển tập các bài tập địa kỹ thuật có lời giải, NXB Nông nghiệp Hà Nội, 1998).

5. Một số phương pháp diễn dịch sử dụng kết quả xuyên tĩnh trong nghiên cứu địa kỹ thuật

a) Phân loại đất

Để phân loại đất, đã có nhiều công trình nghiên cứu của các nhà nghiên cứu trên thế giới. Phân tích biểu đồ xuyên tĩnh, dựa vào tỷ số q_c và f_s :

- Theo tỷ số: $q_c / f_s = 50 \div 200$ đặc trưng cho đất cát;
 $q_c / f_s = 10 \div 20$ đặc trưng cho đất sét.
- Theo tỷ số: $F_r = \frac{f_s}{q_c} \times 100\%$ có thể tham khảo bảng 16.2.

Bảng 16.2. Bảng phân loại đất theo kết quả xuyên tĩnh CPT

Loại đất	Schmertmann	Begemann	Fugro	Sanglerat
Cát sạn sỏi	$0 < F_r < 0,5$	–	–	–
Cát	$0,5 < F_r < 2$	$1,25 < F_r < 1,6$	$0,5 < F_r < 1,5$	$F_r > 2$
Cát bụi	$1,75 < F_r < 2,5$	$1,6 < F_r < 2,5$	$1,5 < F_r < 2$	$1 < F_r < 2,75$
Bụi	$2,3 < F_r < 3,5$	$2,5 < F_r < 3,6$	$2 < F_r < 2,5$	$2,75 < F_r < 3,5$
Sét bụi và sét pha	$3 < F_r < 4,5$	$3,6 < F_r < 4$	$2,5 < F_r < 3$	$3,4 < F_r < 7$
Sét	$F_r > 4$	$4 < F_r < 7$	$3 < F_r < 6$	$3 < F_r < 8$
Bùn và than bùn	–	$F_r > 7$	$F_r > 6$	–

Cho đất mềm vùng Hà Nội, tham khảo 20 TCVN - 174 - 89.

b) Xác định các đặc trưng cơ - lý đất

– Xác định chỉ tiêu độ sệt (I_p):

Theo TCVN 20069 - 81 (tiêu chuẩn Nhà nước toàn Liên bang XôViết cũ):

$$I_p = 0,65 - 0,13 q_c \quad (16.4)$$

– Xác định độ chặt kết cấu của cát:

Phương trình quan hệ giữa hệ số lỗ rỗng (e) với sức kháng mũi côn đơn vị (q_c) của đất cát có dạng: $y = a \log x + b$, ở đây y là e , còn X là q_c :

$$e = 0,918 - 0,314 \log q_c \quad (16.5)$$

c) Xác định các đặc trưng độ bền của đất

Các trị tiêu chuẩn của lực dính đơn vị C (MPa) và góc ma sát trong φ (độ) của đất cát (không phụ thuộc vào nguồn gốc và tuổi) xác định theo trị số sức kháng mũi xuyên côn đơn vị q_c (MPa) ứng với RSN.23 - 85 (của Liên Xô cũ), được ghi trong bảng 16.3.

Bảng 16.3. Các trị số tiêu chuẩn lực dính đơn vị (C) và góc ma sát trong (φ) của cát phụ thuộc vào (q_c)

Đất cát	Các đặc trưng của đất	q_c , MPa						
		50,0	27,5	15,0	8,3	4,7	2,8	1,7
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Hạt thô	C , MPa	0,02	0,002	0,001	0,001	–	–	–
	φ , độ	43	42	40	39	38	35	–
Hạt trung	C , MPa	0,003	0,003	0,002	0,002	0,001	–	–
	φ , độ	40	39	38	37	35	32	–

Bảng 16.3 (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Hạt nhỏ	C, MPa	0,006	0,005	0,004	0,003	0,002	0,001	–
	φ , độ	38	37	36	34	32	30	28
Cát bụi	C, MPa	0,008	0,007	0,006	0,005	0,004	0,003	0,002
	φ , độ	36	35	34	32	30	28	26

d) *Xác định mô đun tổng biến dạng của đất E_0*

– Theo I.U.G.Trofimenkov (Nga), đối với đất cát:

$$E_0 = 2,5 q_c \quad (16.6)$$

– Theo T.A.Griaznov và các tác giả khác:

+ Cát pha: $E_0 = 3,6 q_c \quad (16.7)$

+ Sét pha: $E_0 = 5,5 q_c \quad (16.8)$

+ Sét: $E_0 = 7 q_c \quad (16.9)$

– Theo V.I.Feronski:

+ Cho các loại đất còn lại: $E_0 = \frac{3\pi(1+\nu)(3-4\nu)q_c}{16(1-\nu)} \quad (16.10)$

Trong đó: ν - hệ số Poisson.

d) *Xác định sức chịu tải cho phép của móng nông.*

– Theo L'Herminier, đối với đất vừa có φ và C, móng thông thường đặt ở độ sâu bằng chiều rộng của đáy móng ($D \approx B$):

$$R = \frac{q_c}{10} \quad (16.11)$$

– Theo I.U.G.Trofimenkov, đối với đất loại sét, móng nông với $B \approx D$, có sức chịu tải cho phép được giới thiệu trong bảng 16.4.

Bảng 16.4. Các giá trị sức chịu tải cho phép của móng nông tính qua xuyên tĩnh

q_c , MPa	1	2	3	4	5	6
R, MPa	0,12	0,22	0,31	0,40	0,49	0,58

e) *Tính toán sức chịu tải cho phép của móng cọc*

Có nhiều công thức của nhiều tác giả nghiên cứu sử dụng trực tiếp sức kháng mũi còn (q_c) và ma sát thành đơn vị (f_s) để tính toán sức chịu tải của móng cọc. Ví dụ như:

– Theo SNiP. II - 17 - 77 hay RSN. 23 - 85 của Liên Xô (cũ);

- Theo Debeer (Bi);
- Theo Meyerhop (Canada);
- Theo Philiponat (Pháp);
- Theo Bustament (LPC, Pháp).

Riêng công thức của Bustament đã được tiêu chuẩn hóa trong D.T.U (Pháp) và đưa vào tiêu chuẩn ngành 20 TCVN - 174 - 89 với hệ số an toàn $K = 2$ là phù hợp với kết quả nén tải trọng tĩnh dọc trục cọc.

Thật vậy, xuyên tĩnh là công cụ hết sức hiệu dụng cho công tác khảo sát và tính toán thiết kế móng cọc. Nhược điểm là, xuyên tĩnh không thực hiện được trong sạn sỏi, cuội, còn trong cát chặt và sét cứng chỉ đạt được độ sâu khiêm tốn.

Ngoài các thí nghiệm hiện trường nêu trên, trong thực tế khảo sát địa kỹ thuật phục vụ xây dựng những công trình khác nhau, nhiều nước trên thế giới còn dùng phương pháp thí nghiệm cắt cánh và nén ngang trong hố khoan; thí nghiệm nén tĩnh nền bằng bàn nén và nén tải trọng tĩnh cọc đơn (xem địa kỹ thuật có các ví dụ và lời giải, NXB Nông Nghiệp, Hà Nội, 1996). Mặt khác, để khắc phục những nhược điểm của xuyên tĩnh hình côn, người ta có thể dùng thí nghiệm xuyên động hình côn. Riêng thí nghiệm xuyên động hình côn không được dùng để xác định kích thước móng cũng như đánh giá sức chịu tải hoặc xác định độ lún của nền đất. Thăm dò bằng xuyên động không cho phép phân biệt được loại đất, trừ trường hợp loại đất và thứ tự địa tầng đã được biết trước. Còn thí nghiệm cắt cánh chỉ có hiệu lực trong đất yếu bão hòa nước, nhằm xác định lực dính không thoát nước của loại đất này.

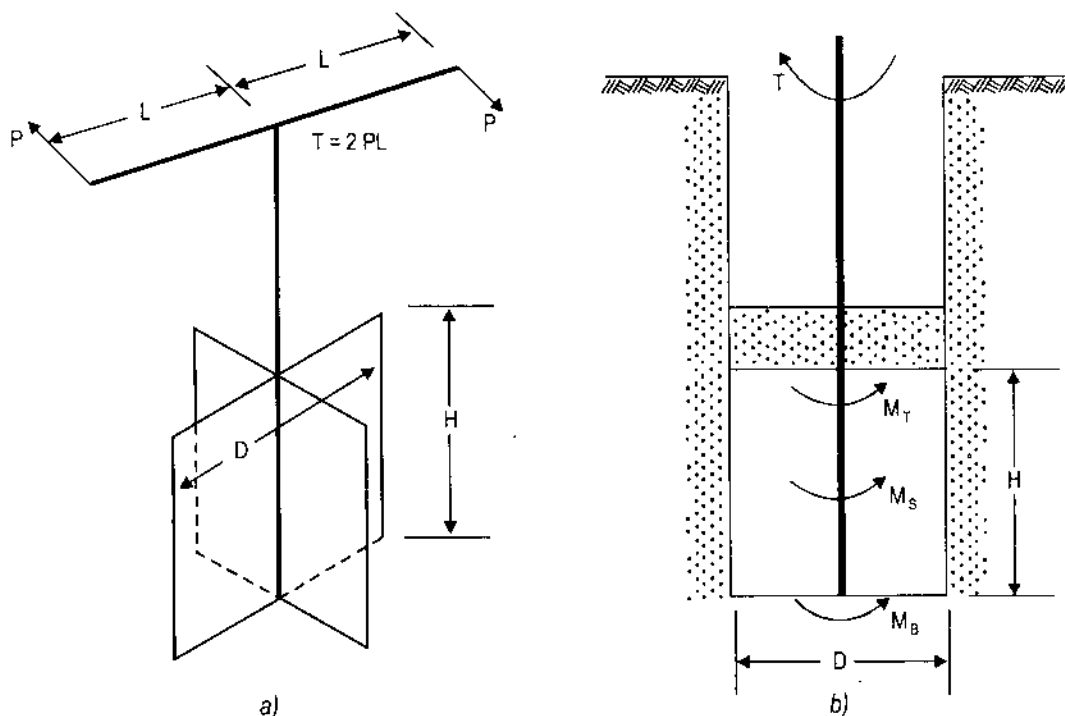
16.5. THÍ NGHIỆM CẮT CÁNH (VANE SHEAR TEST - VST)

Phương pháp này được thực hiện tại hiện trường, nhằm xác định độ bền cắt không thoát nước của các loại đất dính. Thông thường người ta hay dùng dụng cụ thí nghiệm bốn cánh bằng thép dầy, có kích thước đều nhau và được nối với hệ cân quay (hình 16.7a). Để thực hiện thí nghiệm, người ta ấn bộ cánh vào đất và quay thanh ngang lắp trên đầu cân. Lực quay tăng dần cho đến khi cắt được một trụ tròn đất có chiều cao (H), đường kính (D) (xem hình 16.7b). Momen xoắn lớn nhất (T), tác dụng lên hệ thanh ngang đủ cắt được một trụ tròn đất sẽ bằng tổng các momen kháng ở đỉnh (M_T), ở đáy (M_B) và xung quanh trụ tròn đất (M_S) :

$$T_{\max} = M_T + M_B + M_S \quad (16.12)$$

Trong đó: $M_S = \pi D H \frac{D}{2} S_u$

$$M_T = M_B = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{D}{2} S_u$$



Hình 16.7. Sơ đồ thí nghiệm cắt cánh (VST)

Giả thiết độ bền cắt không thoát nước (S_u), phân bố đều tại hai đầu cánh cắt (theo Carlson, 1948). Khi đó, ta có:

$$T = \left[\left(\pi D H \frac{D}{2} \right) + 2 \left(\frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{D}{2} \right) \right] S_u$$

hay:

$$S_u = \frac{T}{\pi(D^2 H / 2 + D^3 / 6)} \quad (16.13)$$

Nếu chỉ có đáy cánh mới gây ra sự cắt đất, thì :

$$T = M_s + M_b$$

Khi đó, ta có :

$$S_u = \frac{T}{\pi(D^2 H / 2 + D^3 / 12)} \quad (16.14)$$

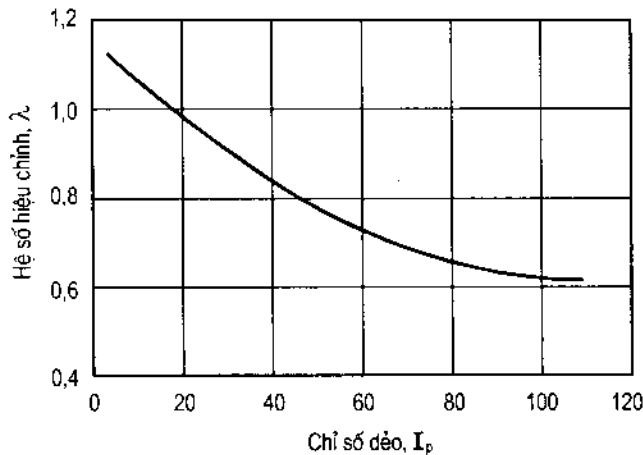
Một nghiên cứu chi tiết nhằm so sánh các trị số độ bền cắt không thoát nước của đất dính được Arman và cộng sự (1975) thực hiện bằng thí nghiệm cắt cánh tại hiện trường, thí nghiệm nén một trục nở ngang tự do, thí nghiệm ba trục không thoát nước và thí nghiệm cắt cánh trong phòng. Cuối cùng họ đã đưa ra tương quan giữa các kết quả thí nghiệm trên cho các loại đất dính khác nhau là rất khác nhau.

Bjerrum (1972) sau khi nghiên cứu một vài cơ chế phá hoại sườn dốc đã kết luận rằng, độ bền cắt không thoát nước (S_u), nhận được bằng thí nghiệm cắt cánh hiện trường là quá

cao. Ông kiến nghị, muốn đưa các kết quả thí nghiệm cắt cánh hiện trường vào tính toán - thiết kế nền móng công trình, phải nhân chúng với hệ số hiệu chỉnh (λ):

$$S_{u(TK)} = \lambda S_{u(\text{cắt cánh hiện trường})} \quad (16.15)$$

Trị số hệ số hiệu chỉnh (λ), giảm dần khi trị số chỉ số dẻo (I_p), của đất tăng dần (xem hình 16.8).



Hình 16.8. Hệ số hiệu chỉnh cho thí nghiệm cắt cánh (Theo L. Bjerrum, 1972)

Trong thực tế, người ta sử dụng cả hai loại cánh cắt: cánh hình chữ nhật và cánh hình tam giác để khảo sát xây dựng (xem hình 16.9). Độ bền cắt không thoát nước (S_u), thu được từ thí nghiệm cắt cánh hiện trường, như sau:

1) Cánh hình tam giác:

$$S_u = \frac{T}{\frac{4}{3}\pi L^3 \cos^2 i} \quad (16.16)$$

Trong đó: T - là momen xoắn gây cắt đất;

$$L = \frac{H}{2\sin i} \quad (\text{xem hình 16.9});$$

H - là chiều cao của cánh (xem hình 16.9).

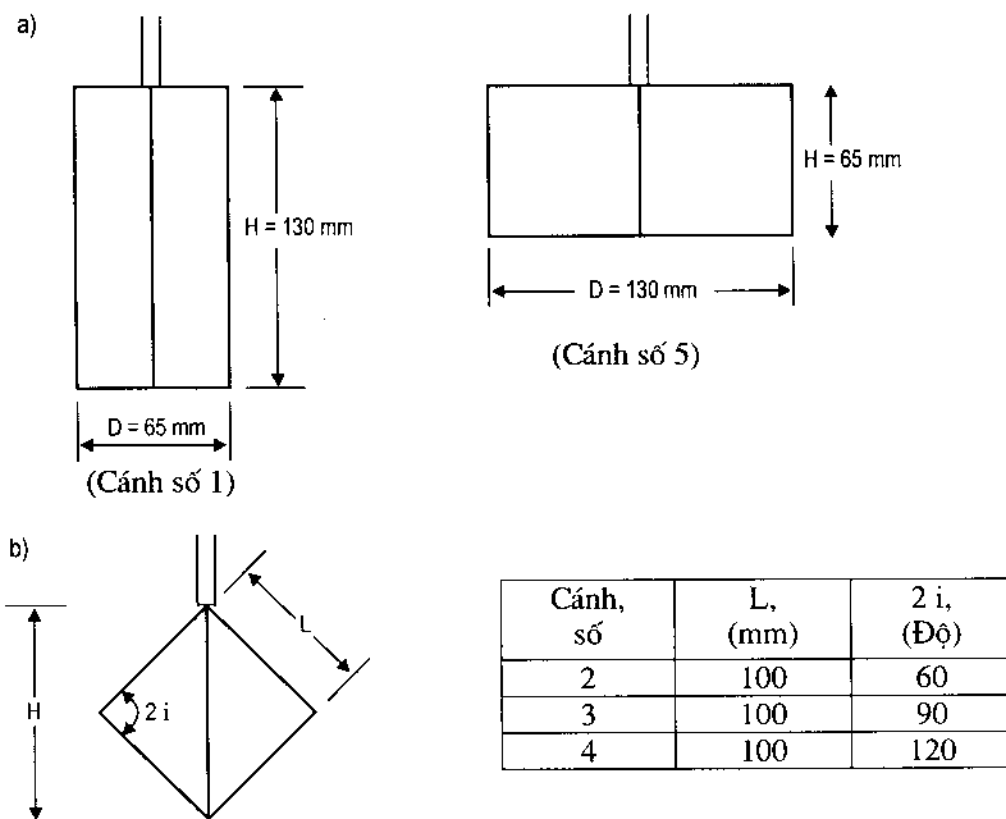
2) Cánh hình chữ nhật:

$$T = \pi D^2 \left[\frac{D}{6} S_{u(h)} + \frac{H}{2} S_{u(v)} \right] \quad (16.17)$$

Trong đó: D - đường kính cánh;

$S_{u(h)}$ - độ bền cắt không thoát nước theo phương ngang;

$S_{u(v)}$ - độ bền cắt không thoát nước theo phương đứng.



Hình 16.9. Các hình dạng cánh cắt được Richardson và cộng sự (1975) dùng trong các phương trình (16.16) và (16.17)
a) Cánh cắt hình chữ nhật; b) Cánh cắt hình tam giác

Tương tự như khi thí nghiệm cắt cổ kết không thoát nước, độ bền cắt cánh của đất dính còn phụ thuộc vào tốc độ tác dụng của momen xoắn (T). Độ bền cắt không thoát nước (S_u), tăng khi tăng tốc độ truyền momen xoắn (T).

Ví dụ 16.3. Người ta dùng thiết bị cắt cánh dạng hình chữ nhật để xác định độ bền cắt không thoát nước của đất dính tại hiện trường, cho kết quả như cho trong bảng dưới đây. Hãy xác định trị số (S_u) theo từng độ sâu và vẽ đồ thị quan hệ giữa (S_u) và độ sâu (Z) ?

Độ sâu, Z (m)	3,66	4,27	4,88	5,49	6,10	6,71	7,32	7,93	8,54	9,15
Đường kính cánh cắt, D (cm)	5,08	5,08	5,08	5,08	5,08	5,08	5,08	5,08	5,08	5,08
Chiều cao cánh cắt, H (cm)	10,16	10,16	10,16	10,16	10,16	10,16	10,16	10,16	10,16	10,16
Moment xoắn, T (Nm)	40,3	25,7	20,9	16,4	17,4	16,8	17,6	17,2	16,7	16,0

Ghi chú: Hệ số hiệu chỉnh lấy $\lambda = 1,0$ cho mọi độ sâu thí nghiệm.

Bài giải:

1) Từ công thức (16.13) ta tính được S_u :

$$S_u = \frac{T}{\pi(D^2H/2 + D^3/6)}$$

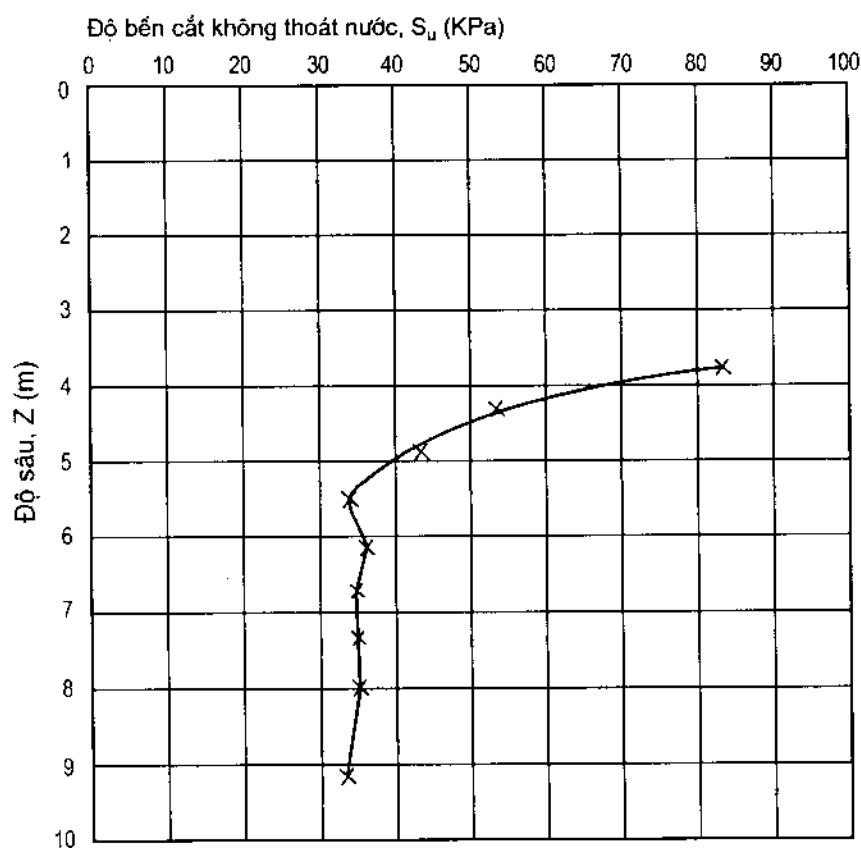
Theo bài ra, có $H = 2D = 10,16$, nên công thức trên đây được viết lại:

$$S_u = \frac{6T}{7\pi D^3} = \frac{6T}{0,00288}$$

Để tiện ta lập bảng tính toán sau đây:

Z (m)	3,66	4,27	4,88	5,49	6,10	6,71	7,32	7,93	8,54	9,15
D (cm)	5,08	5,08	5,08	5,08	5,08	5,08	5,08	5,08	5,08	5,08
T (Nm)	40,3	25,7	20,9	16,4	17,4	16,8	17,6	17,2	16,7	16,0
S_u (KPa)	83,96	53,54	43,54	34,17	36,25	35,00	36,67	35,83	34,79	33,33

2) Đồ thị quan hệ giữa (S_u) và độ sâu (Z) như chỉ ra trên hình 16.10.



Hình 16.10. Đồ thị quan hệ $S_u = f(Z)$

16.6. THÍ NGHIỆM NÉN NGANG (PRESSUREMETER TEST - PMT)

Nhiệm vụ nghiên cứu đất loại sét bằng thí nghiệm nén ngang nhằm xác định các tính chất biến dạng và bền của nó ở trạng thái tự nhiên dưới độ sâu xác định.

Thí nghiệm nén ngang là một loại dụng cụ đặc biệt được thả vào hố khoan trong đất cần nghiên cứu. Một áp lực phân bố đều bởi thiết bị ép nước hay khí, nó được truyền lên thành hố khoan qua ống sẫm cao su (hay chất dẻo) hình trụ. Ống hình trụ này bao gồm 3 buồng: buồng trên cùng và dưới cùng chịu một áp lực ổn định sao cho buồng giữa làm việc. Với cách bố trí như vậy nhằm không cho buồng giữa phình ra theo phương thẳng đứng (hình 16.11a). Tiến hành đo biến dạng của khối đất tùy theo sự thay đổi thể tích dung dịch (khí) ở thời điểm đầu và cuối một thí nghiệm.

Thí nghiệm được thực hiện bằng việc tác dụng lên thành hố khoan các áp lực tăng dần theo cấp, và đo đường kính (biến dạng) của hố khoan đó.

Theo Lamme, thì môđun biến dạng (E) của đất được xác định theo công thức:

$$E = Kd_0 \frac{\Delta P}{\Delta d} \ln \frac{\Delta P}{\Pi} \quad (16.18)$$

hay:
$$E = (1 + \nu)d_0 \frac{\Delta P}{\Delta d} \quad (16.19)$$

Trong đó: K - hệ số dị hướng;

ΔP - số gia áp lực trong đoạn đồ thị là tuyến tính (hình 16.11b);

Δd - số gia đường kính hố khoan trong đoạn thẳng đó;

Π - giới hạn nhảy cảm của đất đối với biến dạng, và lấy $\Pi = 0,2 \div 0,5$ so với áp lực ngang tại điểm thí nghiệm;

ν - hệ số Poatson;

d_0 - đường kính ban đầu của hố khoan.

Theo Menard, lực dính đơn vị của đất loại sét được xác định theo công thức:

$$C = \frac{dP}{dV} V \quad (16.20)$$

Ở đây: dP - số gia áp lực tại vùng có quan hệ giữa biến dạng với áp suất là đường cong;

dV - số gia biến dạng trên đoạn cong đó;

V - sự thay đổi tuyệt đối của thành hố khoan.

Theo Vxeghingheo (ВСЕГИНГЕО):

$$C = \left(\frac{P_t}{P_c} - 1 \right) \operatorname{tg} \varphi P_{\alpha} \quad (16.21)$$

$$\operatorname{tg} \varphi + \varphi = 3,14 \left(\frac{P_t}{P_c} + 0,5 \right) \quad (16.22)$$

Trong đó: P_t - giới hạn độ bền của đất;

P_c - giới hạn tỷ lệ;

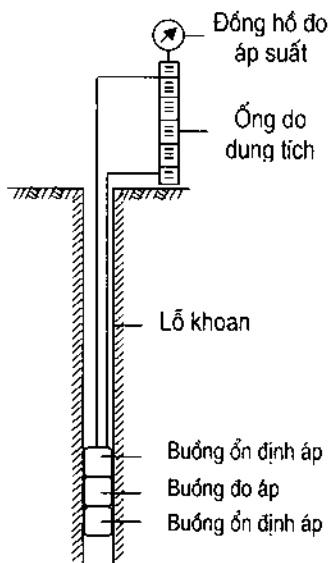
P_{ix} - áp lực thường xuyên của đất;

φ - góc ma sát trong của đất tính bằng radian.

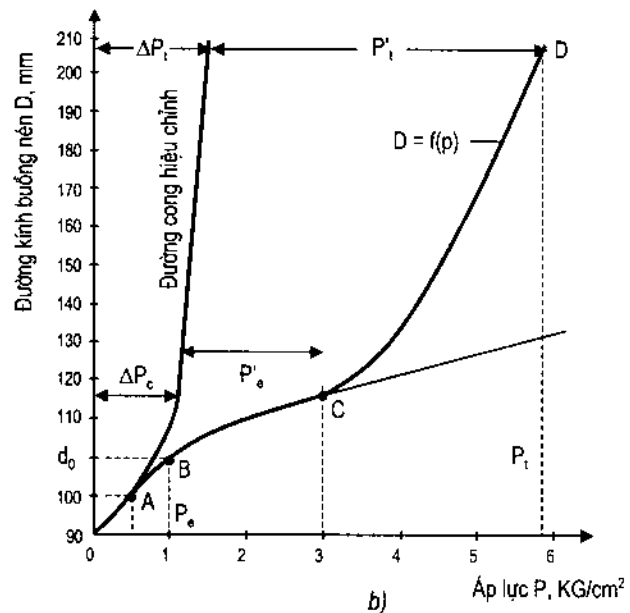
Chế độ gia tải khi nén ngang được giới thiệu trong bảng 16.5.

Bảng 16.5. Chế độ gia tải khi thí nghiệm nén ngang

Độ sệt của đất, I_l	Trị số các cấp tải trọng, KG/cm ² , khi ở hệ số độ lỗ rỗng e		
	$e < 0,5$	$0,5 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$
$I_l < 0,25$	1,0	0,5	0,5
$0,25 \leq I_l \leq 0,75$	1,0	0,5	0,25
$I_l > 0,75$	0,5	0,25	0,25



a)



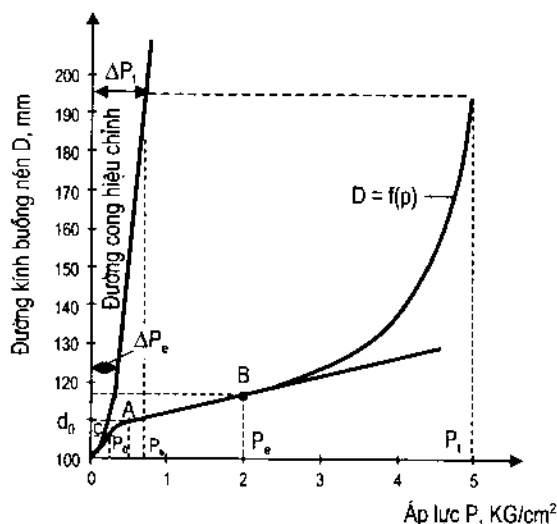
b)

Hình 16.11. Sơ đồ thiết bị nén ngang (a) và đường cong nén ngang $D = f(p)$ (b)

Ví dụ 16.4. Thí nghiệm nén ngang trong đất sét pha có $\gamma = 2 \text{ G/cm}^3$, $W = 30\%$, $I_l = 0,4$. Chiều sâu thí nghiệm $h = 1 \text{ m}$. Kết quả thí nghiệm nén ngang được xây dựng trên đồ thị (hình 16.12). Hãy xác định φ , C và E ?

Bài giải:

1) Kết quả thí nghiệm được biểu diễn trên đồ thị (hình 16.12).



Hình 16.12. Đồ thị thí nghiệm nén ngang đất sét pha phục vụ cho ví dụ 16.4.

Áp lực thường xuyên: $P_{lx} = 0,1 \cdot \gamma \cdot h = 0,1 \times 2 \times 1 = 0,2 \text{ KG/cm}^2$

2) Đường thẳng AB là đường tiếp tuyến với đường cong $D = f(p)$. Từ B hạ đường vuông góc xuống trục P, ta nhận được $P_e = 2 \text{ KG/cm}^2$.

3) Tổng trị số hiệu chỉnh $\sum P_e$ đối với trị số giới hạn tỷ lệ được xác định:

$$\Sigma P_e = P_n + P_b + \Delta P_e$$

Trong đó: P_n - áp lực dùng để nén ép thành hố khoan, được xác định bằng đoạn CA, trong ví dụ này $P_n = 0,25 \text{ KG/cm}^2$;

P_b - áp lực bên (hông) và được xác định theo công thức:

$$P_h = \xi P_{tx}$$

Đối với đất sét pha - hệ số áp lực bên (hông) $\xi = 0,5$, khi đó có:

$$P_b = 0,5 \times 0,2 = 0,1 \text{ KG/cm}^2.$$

ΔP_e - số hiệu chỉnh cho số gia riêng của buồng nén ngang khi $P = P_c$. Số hiệu chỉnh này được xác định theo đồ thị đã được hiệu chỉnh (hình 16.12) và $\Delta P_n = 0,35 \text{ KG/cm}^2$.

Tổng số hiệu chỉnh là:

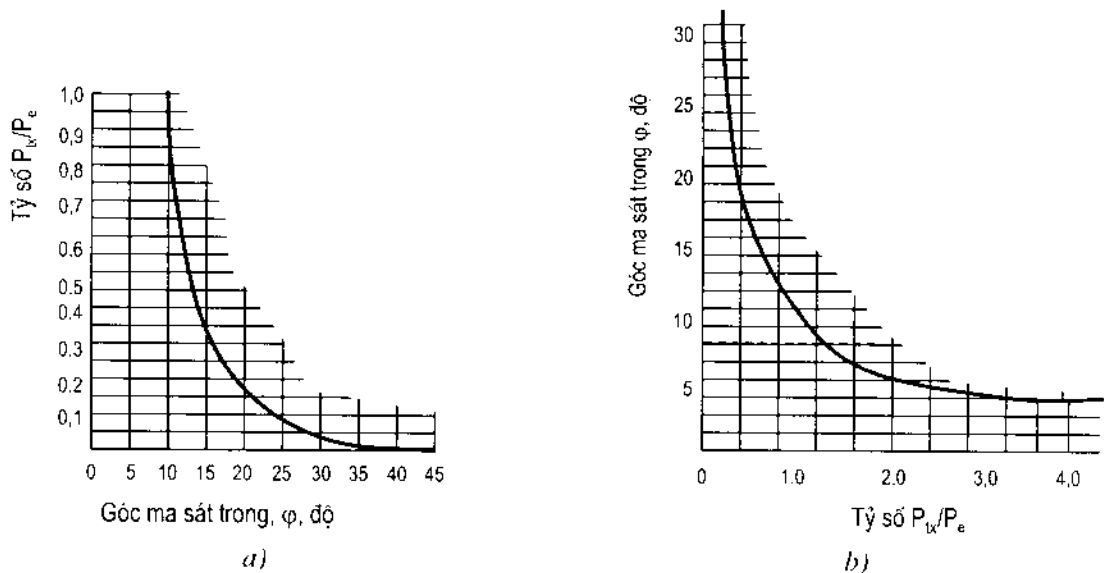
$$\Sigma P_e = 0,25 + 0,1 + 0,35 = 0,7 \text{ KG/cm}^2$$

4) Giá trị hiệu chỉnh giới hạn tỷ lệ xác định theo công thức:

$$P'_e = P_e - \sum P_e = 2 - 0,7 = 1,3 \text{ KG/cm}^2$$

Giá trị tỷ số: $P_{ix}/P'_e = 0,2/1,3 = 0,154$

Theo giản đồ (hình 16.13); tương ứng với tỷ số P_{tx}/P'_c tìm được trị số góc ma sát trong và $\text{tg}\varphi$ bằng: $\varphi = 24^\circ 30'$ và $\text{tg}\varphi = 0,45$.



Hình 16.13. Giản đồ để xác định φ khi $h < 0,5 \text{ m}$ (a) và khi $h > 5 \text{ m}$ (b)

5) Giới hạn độ bền của đất P_t ứng với cấp tải trọng cuối cùng, nếu như ở đó nhận được biến dạng không tắt dần theo thời gian. Trong trường hợp nghiên cứu, có: $P_t = 5 \text{ KG/cm}^2$

6) Số hiệu chỉnh cho trị số áp lực giới hạn ΣP_t là:

$$\Sigma P_t = P_n + P_b + \Delta P_t$$

Ở đây: ΔP_t - số hiệu chỉnh cho gia số riêng buồng nén khi $P = P_c$ ($\Delta P_t = 0,7 \text{ KG/cm}^2$).

Do vậy, ta có:

$$\Sigma P_t = 0,1 + 0,25 + 0,7 = 1,05 \text{ KG/cm}^2$$

7) Giá trị hiệu chỉnh giới hạn bền được xác định theo phương trình:

$$P'_t = P_t - \Sigma P_t = 5 - 1,05 = 3,95 \text{ KG/cm}^2$$

8) Trị số lực dính của đất xác định từ biểu thức:

$$C = \left(\frac{P'_t}{P'_c} - 1 \right) P_{tx} \cdot \text{tg}\varphi = \left(\frac{3,95}{1,3} - 1 \right) 0,2 \times 0,45 \approx 0,18$$

$$C = 0,18 \text{ KG/cm}^2$$

9) Môđun biến dạng của đất trên đoạn biến dạng tỷ lệ của đường cong nén ngang, xác định theo công thức của Lamme:

$$E = (1 + \nu) d_0 \frac{\Delta P}{\Delta d}$$

Trong đó:

ν - hệ số Poisson (đối với sét pha $\nu = 0,35$);

d_0 - đường kính ban đầu của hố khoan được xác định theo đường cong nén ngang đối với áp lực tương ứng với điểm đầu đoạn biến dạng tỷ lệ: $d_0 = 11,4$ cm;

ΔP - gia số áp lực trên đoạn biến dạng tỷ lệ (trong khoảng tải trọng $0,5 - 2$ KG/cm²);

$\Delta P = 2 - 0,5 = 1,5$ KG/cm²;

Δd - gia số đường kính hố khoan trên đoạn biến dạng tỷ lệ: $\Delta d = 11,4 - 11,0 = 0,4$ cm.

Trong ví dụ này, môđun biến dạng của đất bằng:

$$E = (1 + 0,35) 11,4 \frac{1,5}{0,4} \approx 57 \text{ KG/cm}^2$$

16.7. THÍ NGHIỆM BẰNG BÀN NÉN TĨNH (THE IN - SITU PLATE LOAD TEST)

Thí nghiệm này được thực hiện trong các hố đào (tiết diện $1,5 \times 1,5$ m) hay dưới hố khoan (đường kính 325 mm).

– Bản chất của phương pháp được thể hiện ở chỗ, nén đất bằng bàn nén kim loại phẳng, tiết diện tròn hay vuông với kích thước $600 \div 10.000$ cm².

– Chế độ thí nghiệm đất bằng bàn nén tĩnh được giới thiệu trong bảng 16.6.

Bảng 16.6. Chế độ thí nghiệm đất bằng bàn nén tĩnh (tiêu chuẩn 12374 - 77)

Đất đá	Cấp áp lực, P, (10 ⁵ Pa)	Thời gian ổn định, quy ước, (giờ)	Thời gian quan sát sau khi truyền cấp áp lực			
			Giờ đầu		Giờ thứ hai	Tiếp theo
			Nửa giờ đầu	Nửa giờ sau		
1	2	3	4	5	6	7
Vụn thô	1,0	0,5	Sau 10'	Sau 15'	Sau 30'	Sau 30'
Cát thô:						
– Nén chặt...	1,0	0,5	Sau 10'	Sau 15'	Sau 30'	Sau 30'
– Nén chặt trung bình	0,5	0,5	"	"	"	"
– Tơi, xốp...	0,25	0,5	"	"	"	"
Cát trung và nhỏ:						
– Nén chặt...	1,0	1,0	"	"	"	"
– Nén chặt trung bình	0,5	1,0	"	"	"	"
– Tơi, xốp...	0,25	1,0	"	"	"	"

Bảng 16.6 (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6	7
Cát bụi:						
– Nén chặt...	0,5	2,0	”	”	”	”
– Nén chặt trung bình	0,25	2,0	”	”	”	”
– Tơi, xốp...	0,1	2,0	”	”	”	”
Sét:						
– Cứng - nửa cứng	1,0	1,0	Sau 15'	”	”	”
– Dẻo cứng - dẻo mềm	0,5	2,0	”	”	”	”
– Dẻo chảy	0,5	2,0	”	”	”	”
– Chảy...	0,1	3,0	”	”	”	”

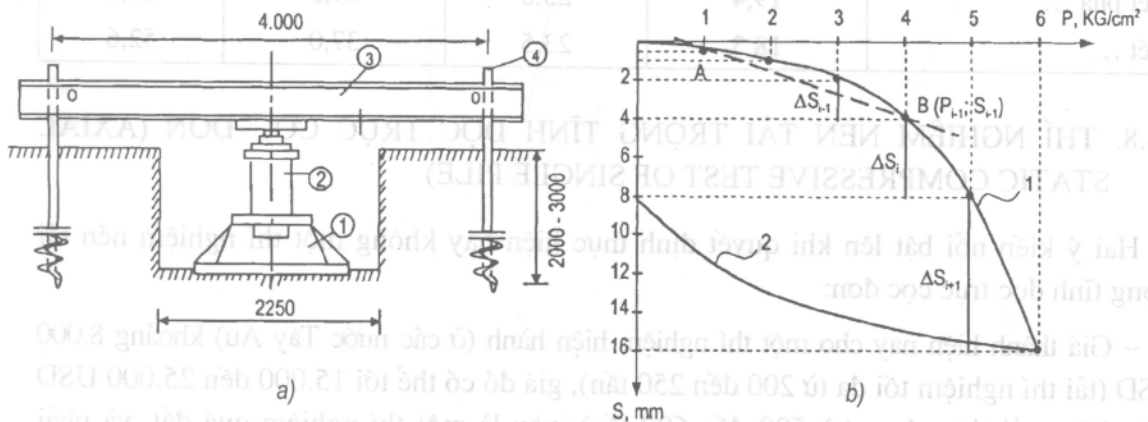
– Số lượng và cách bố trí các thí nghiệm nén tĩnh, theo SNip. II 15 - 74, không được ít hơn 2 điểm cho mỗi loại đất đá. Khi sai số giữa trị số môđun biến dạng so với trị trung bình của nó không vượt quá 25%, thì cho phép dùng hai thí nghiệm.

Chú ý: Khi hệ số độ rỗng của đất sét $e > 1,1$, thời gian ổn định quy ước cần tăng lên một giờ.

– Tiến hành thí nghiệm: Thí nghiệm được tiến hành bằng cách gia tải đều đặn lên bàn nén theo từng cấp (xem bảng 16.6). Cấp tải trọng đầu bằng áp lực tự nhiên tại vị trí đáy hố móng, nhưng cũng không được nhỏ hơn $0,5 \cdot 10^5 \text{ Pa}$.

Số cấp tải trọng không được lấy ít hơn 5. Mỗi cấp tải trọng được giữ cho đến khi ổn định lún. Số gia độ lún của bàn nén $\Delta S \geq 0,1 \text{ mm}$ sau thời gian như đã chỉ dẫn trong bảng 16.6, được xem như độ lún ổn định quy ước.

– Chính lý kết quả thí nghiệm: Theo tài liệu độ lún của bàn nén ở từng cấp tải trọng xây dựng đồ thị quan hệ lún vào tải trọng $S = f(p)$ (xem hình 16.14).



Hình 16.14. Sơ đồ đơn giản thí nghiệm bàn nén tĩnh (a) và đồ thị quan hệ $S = f(p)$ (b)

1 - đường cong gia tải; 2 - đường cong dỡ tải

Các số trong vòng tròn: (1) - bàn nén kim loại; (2) - kích thủy lực; (3) - dầm ngang; (4) - neo.

Môđun tổng biến dạng (E_0) được tính theo đoạn đồ thị $S = f(p)$ là thẳng, có:

$$E_0 = (1 - \nu^2) \omega d \frac{\Delta P}{\Delta S} \quad (16.23)$$

Trong đó: ν - hệ số Poatson, lấy bằng 0,27 đối với đất đá vụn thô; 0,30 - cho cát và cát pha; 0,35 - cho sét pha và 0,42 cho sét;

ω - hệ số không thứ nguyên, lấy bằng 0,79;

d - đường kính bàn nén, cm;

ΔP - số gia tải trọng tác dụng lên bàn nén;

ΔS - số gia độ lún của bàn nén tương ứng với ΔP và được xác định trên đoạn thẳng trung hòa AB, cm (dưới tải trọng P_{i+2} cho $\Delta S_{i+1} \geq 2\Delta S_i$ thì điểm B có tọa độ (P_{i+1}, S_{i+1}) và điểm A có tọa độ (P_0, S_0) ; ở đây $P_0 = \gamma h$ - áp lực tự nhiên của điểm thí nghiệm).

Có thể biểu diễn công thức (16.23) dưới dạng:

$$E_0 = K \Delta P / \Delta S \quad (16.24)$$

Trong đó: $K = (1 - \nu^2) \omega d$. Trị số $K = \text{const}$ đối với bàn nén có kích thước nhất định và từng loại đất đá. Trị số (K) được cho trong bảng 16.7 để đơn giản cho việc tính toán E_0 .

Bảng 16.7. Các trị số của hệ số K

Đất đá	Diện tích bàn nén, cm ²			
	600	1000	2500	5000
Vụn thô ...	20,5	26,4	21,6	59,2
Cát và cát pha ...	20,2	25,9	40,9	58,1
Sét pha ...	19,4	25,0	39,5	56,0
Sét ...	18,3	23,5	37,0	52,6

16.8. THÍ NGHIỆM NÉN TẢI TRỌNG TĨNH DỌC TRỤC CỘC ĐƠN (AXIAL STATIC COMPRESSIVE TEST OF SINGLE PILE)

Hai ý kiến nổi bật lên khi quyết định thực hiện hay không một thí nghiệm nén tải trọng tĩnh dọc trục cọc đơn:

– Giá thành hiện nay cho một thí nghiệm hiện hành (ở các nước Tây Âu) khoảng 8.000 USD (tải thí nghiệm tối đa từ 200 đến 250 tấn), giá đó có thể tới 15.000 đến 25.000 USD với những tải nặng hơn (từ 500 đến 600 tấn); vậy là một thí nghiệm quá đắt, và phải khẳng định tuyệt đối cần thiết. Ở Việt Nam, ngược lại, giá Nhà nước quy định cho một thí nghiệm nén tĩnh cọc quá thấp, và thường là chất lượng của thí nghiệm cũng kém.

– Giá trị kỹ thuật của thí nghiệm: thí nghiệm cọc phải coi như một thí nghiệm về cơ học đất (không phải một thí nghiệm về bê tông của cọc). Cũng như các thí nghiệm khác, thí nghiệm này phải đặt vào trong bối cảnh chung của sự nghiên cứu về đất, bởi vì chỉ riêng thí nghiệm cọc không thể giải quyết tất cả các vấn đề; đặc biệt việc nghiên cứu địa kỹ thuật sơ bộ là cần thiết cho việc:

- + Định hướng về giải pháp “móng sâu”;
- + Chọn loại cọc (cọc đóng, cọc nhồi, ...);
- + Giải quyết các vấn đề khác quy định kích thước các cọc (ma sát âm, lực đẩy ngang, hiệu ứng nhóm).

– Mục đích của thí nghiệm là nhằm lựa chọn cuối cùng tải trọng danh định (Q_n):

“Tải trọng tối đa suy ra từ việc nghiên cứu địa kỹ thuật và có tính đến loại cọc, được gọi là tải trọng danh định”.

Không nên lẫn lộn giữa tải trọng có thể chấp nhận được (Q_a) với tải trọng danh định (Q_n); mà thường lấy $Q_a < Q_n$ để tính đến các hiện tượng khác (hiệu ứng nhóm, lún,...)

1. Cách xác định tải trọng danh định (Q_n) theo đất nền

Chúng ta sẽ không đề cập một cách chi tiết những phương pháp khác nhau về cách xác định tải trọng danh định (Q_n), vì điều này sẽ thuộc vào phần móng cọc. Tuy nhiên, cũng cần nhắc lại vì việc hiểu biết sơ bộ về (Q_n) là cần thiết để định kế hoạch chất tải trọng trong quá trình nén thí nghiệm cọc.

a) Dựa vào kết quả thí nghiệm đất đá ở trong phòng

– Lực kháng ở mũi cọc trong môi trường đất dính:

$$q_{m\ddot{u}i} = N_c C_u + q_0 \quad (16.25)$$

– Lực kháng ở mũi cọc trong môi trường đất rời rạc không dính:

$$q_{m\ddot{u}i} = N_q q'_0 \quad (16.26)$$

Trong đó: q_0 và q'_0 - ứng suất tổng và ứng suất hữu hiệu dưới mũi cọc;

N_c và N_q - các hệ số về khả năng chịu tải của đất nền;

C_u - lực dính không thoát nước của đất nền.

– Ma sát bên xung quanh thân cọc trong đất dính:

$$f = \beta C_u \quad (16.27)$$

Trong đó: β - là hệ số thay đổi theo từng tác giả, đồng thời nó là hàm số của bản chất cọc và phương pháp thi công, đặc biệt khi $C_u > 0,5 \text{ kg/cm}^2$.

– Ma sát bên trong đất rời không dính:

$$f = K_0 \gamma' Z \operatorname{tg} \varphi \quad (16.28)$$

Trong đó: K_0 - hệ số áp lực đất;

γ' - dung trọng đất bị nước đẩy nổi;

Z - độ sâu cọc ngập trong đất;

φ - góc ma sát trong.

Riêng việc xác định các thông số K_0 và φ còn mang nặng kinh nghiệm.

b) Theo kết quả xuyên tĩnh (CPT)

Mũi của xuyên tĩnh giống như mũi của cọc. Một điều khác cơ bản - đường kính của xuyên tĩnh quá nhỏ (đường kính trung bình bằng 36 đến 45mm) so với đường kính của cọc, mà người ta gọi là hệ quả tỷ lệ.

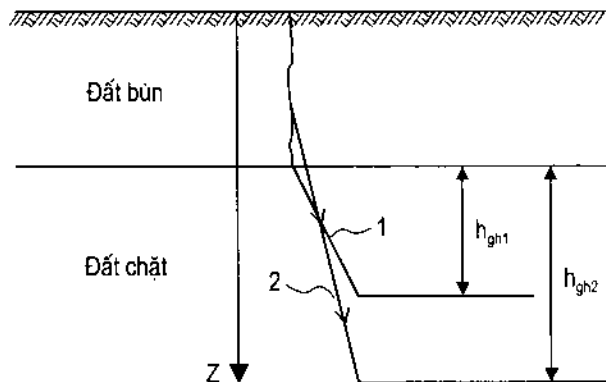
Hệ quả tỷ lệ gắn với khái niệm độ sâu giới hạn (h_{gh}), nó phụ thuộc vào đường kính hay cạnh giữa cọc và xuyên tĩnh.

Ta hãy xem hai lớp đất được xuyên qua (hình 16.15). Giả sử (h_{gh1}) là chiều sâu giới hạn của xuyên tĩnh và (1) là đường cong xuyên của nó. Đường cong xuyên của cọc (hay của một xuyên tĩnh có đường kính lớn hơn) sẽ là (2) tương ứng với chiều sâu giới hạn (h_{gh2}), giữa chúng có hệ quả sau:

$$\frac{h_{gh1}}{B_1} = \frac{h_{gh2}}{B_2} = f(\varphi) \quad (16.29)$$

Trong đó: B_1 và B_2 - là đường kính hay cạnh của xuyên tĩnh và cọc tương ứng;

φ - góc ma sát trong của đất.



Hình 16.15. Ảnh hưởng của đường kính (cạnh) đến chiều sâu giới hạn (h_{gh})

– Phương pháp của Van Der Ween (hình 16.16) dựa vào việc lấy bình quân các lực kháng mũi xuyên tĩnh trong khoảng chiều cao aB phía trên mũi cọc và bB phía dưới mũi cọc, với $a = 3,5$ và $b = 1$. Do vậy:

$$Q_c = \frac{1}{(a + B)B} \int_{bB}^{+aB} q_c dZ \quad (16.30)$$

Trong thực tế, thay tích phân trên bằng trị trung bình số học của q_c trong khoảng dưới mũi cọc một đoạn bB đến khoảng trên mũi cọc một đoạn aB .

– Xác định ma sát bên.

Đo trực tiếp lực ma sát của đất xung quanh tác dụng lên cần xuyên trong quá trình thí nghiệm (f_s). Giá trị này được ngoại suy trực tiếp cho cọc bằng việc so sánh đơn giản về đường kính.

Một phương pháp tính xảo hơn là đo lực ma sát trên một ống măng sông lắp sát phía trên mũi xuyên.

Phương pháp tính toán qua sức kháng mũi xuyên (q_c) của Dinesh Mohan (1963) như sau:

Loại đất	Trị số ma sát giới hạn
Sét	$q_c/50$
Cát chặt trung bình	$q_c/100$

Dự tính tải trọng danh định của cọc (Q_n) theo thí nghiệm hiện trường:

$$Q_n = \frac{Q_c}{3} + \frac{Q_s}{2} \quad (16.31)$$

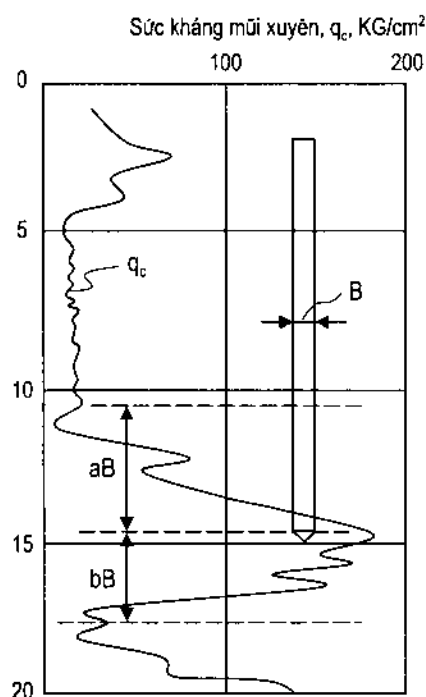
Trong đó: $Q_s = f_{si} l_i U_i$ - tổng lực ma sát xung quanh thân cọc có chu vi (U_i) và chiều dài l_i .

c) Theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT)

$$Q_n = Q_c + Q_s \quad (16.32)$$

Trong đó: Q_c - sức kháng dưới mũi;

Q_s - tổng sức kháng ma sát xung quanh thân cọc cắm ngập trong đất.



Hình 16.16. Phương pháp tính Q_c của Van Der Ween

Theo kết quả thí nghiệm SPT, tính được:

$$Q_c = A_c P_d N_q \quad (16.33)$$

$$Q_s = \bar{K}_s \bar{P}_d \operatorname{tg} \delta l U \quad (16.34)$$

Trong đó: A_c - diện tích tiết diện ngang mũi cọc;

P_d - áp lực hữu hiệu của tầng đất nằm trên mũi cọc;

N_q - hệ số khả năng mang tải, N_q là hàm số của góc ma sát trong của đất (φ), chiều dài (l) và chiều rộng cọc (B);

$\bar{K}_s$ - hệ số áp lực đất;

δ - góc ma sát thành giữa các bề mặt bên của cọc và đất đá bao quanh;

l - chiều dài cọc ngập trong đất;

U - chu vi cọc;

$\bar{P}_d$ - áp lực hữu hiệu trung bình của tầng đất mà cọc xuyên qua.

Các trị số $\bar{K}_s$ và δ được tra theo bảng (16.8).

Bảng 16.8. Các trị số $\bar{K}_s$ và δ (theo Broms)

Vật liệu cọc	δ , (độ)	Trị số $\bar{K}_s$	
		Độ chặt tương đối thấp	Độ chặt tương đối cao
Thép	20°	0,5	1,0
Bê tông	$\frac{3}{4} \varphi$	1,0	2,0
Gỗ	$\frac{2}{3} \varphi$	1,5	4,0

c) Theo kết quả thí nghiệm nén một trục nở ngang tự do trên các mẫu đất sét cứng và đá

$$Q_n = 2 N_\varphi q_n \quad (16.35)$$

Trong đó: $N_\varphi = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right);$

q_n - độ bền nén một trục của đá.

Đối với đá cát kết (sa thạch) có $\varphi = 40^\circ \div 45^\circ$, theo Pells và Turner (1980), thì:

$$Q_n = (9 \div 10) q_n.$$

Tuy vậy, trong điều kiện độ lún tổng của tầng đá dưới mũi cọc không được lớn hơn 2% đường kính cọc. Để đạt được yêu cầu này, nên chọn một hệ số an toàn nhỏ nhất bằng 2,5.

2. Cách tiến hành thí nghiệm nén tải trọng tĩnh dọc trục cọc đơn

a) Thời gian nghỉ của cọc

Trước hết phải tôn trọng một thời gian nghỉ nào đó giữa lúc thi công cọc và thực hiện thí nghiệm, nhằm tạo cho đất xung quanh cọc hồi phục lại những tính chất cơ học của mình đã bị mất trong quá trình hạ cọc vào trong đất (xem bảng 16.9).

Bảng 16.9. Thời gian nghỉ của cọc trước khi thí nghiệm nén tải trọng tĩnh (theo phòng thí nghiệm Trung tâm Cầu - Đường của Pháp)

Thi công cọc	Cát chặt	Cát - bụi bão hòa nước, yếu	Sét
Cọc đổ tại chỗ	1 tháng	1 tháng	1 tháng
Cọc đóng	8 ngày	20 ngày	1 tháng

b) Đối tải

Cách chắt tải lên đầu cọc được thực hiện bằng nhiều cách nhưng cơ bản người ta phân ra hai loại: Cách thứ nhất - dùng đối tải ngoài gồm những khối bê tông hay gang chắt lên hệ dầm thép cứng, dùng kích thủy lực đặt giữa hệ dầm thép cứng và đầu cọc để gia tải. Cách thứ hai - tận dụng lực kháng nhổ của những cọc xung quanh lân cận để làm neo hay dùng các neo đặc biệt bằng cách bơm phụt dung dịch xi măng đậm đặc xuống vùng đất xung quanh cọc thí nghiệm, sau đó neo với hệ dầm thép cứng kết hợp dùng kích thủy lực đặt giữa hệ dầm thép này với đầu cọc để gia tải. Ngoài ra, có thể kết hợp vừa neo vào các cọc lân cận với đối tải ngoài để tăng tải trọng thí nghiệm.

c) Đo đạc

Cần tiến hành đo đạc hai số liệu: đo tải trọng trên đầu cọc và đo độ lún của cọc.

– Đo tải trọng trên đầu cọc được thực hiện nhờ các áp kế mắc nối tiếp với đường truyền của kích.

– Đo độ lún của cọc có thể thực hiện bằng nhiều cách khác nhau: dùng máy đo biến dạng dài, máy đo độ võng, đo bình đặc quang học, v.v... Điều đáng chú ý, mọi đo đạc độ lún của cọc đều được đặt tại một điểm cố định (cọc hay mốc) đặt cách cọc thí nghiệm chừng 10 m.

d) Kế hoạch gia tải và sự lý giải kết quả thí nghiệm

Có rất nhiều cách gia tải tùy theo số lượng chu kỳ, số lượng cấp tải trọng trong một chu kỳ thực hiện một hay nhiều đợt dỡ tải trung gian, thời gian của mỗi cấp gia tải - dỡ tải, v.v... Song chỉ có một điểm đối chiếu của tất cả các cách gia tải là tải trọng danh định (hay tải trọng làm việc dự kiến của cọc cho một tiêu chuẩn nào đó).

Dưới đây là một vài phương pháp thí nghiệm thường dùng ở nước ta:

* Quy trình thí nghiệm BS 8004 : 1986; ASTM và TCXD 196 : 1997; v.v... các tiêu chuẩn này được áp dụng cho việc kiểm tra chất lượng và sức chịu tải của cọc khoan nhồi. Cách tiến hành như sau:

– Gia tải bước 1:

+ Cọc được gia tải theo từng cấp 25%, 50%, 75% và 100% tải trọng làm việc và đọc đồng hồ đo lún tại các thời điểm 1, 2, 4, 8, 15, 60, 120, 180, 240 phút và sau từng hai giờ một cho mỗi cấp tải trọng nói trên.

+ Tăng tải trọng lên cấp mới khi tốc độ lún nhỏ hơn 0,25 mm sau 1 giờ.

+ Thời gian giữ tải cho một cấp không nhỏ hơn 1 giờ.

+ Tại cấp tải trọng thiết kế, thời gian giữ tải không ít hơn 6 giờ và có thể kéo dài đến 24 giờ.

+ Giảm tải qua các cấp 50%, 25% và 0% tải trọng làm việc, đo chuyển vị hồi phục của cọc tại thời điểm 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60 phút. Tại cấp tải trọng 0% theo dõi cho đến khi chuyển vị có trị số không đổi.

– Gia tải bước 2:

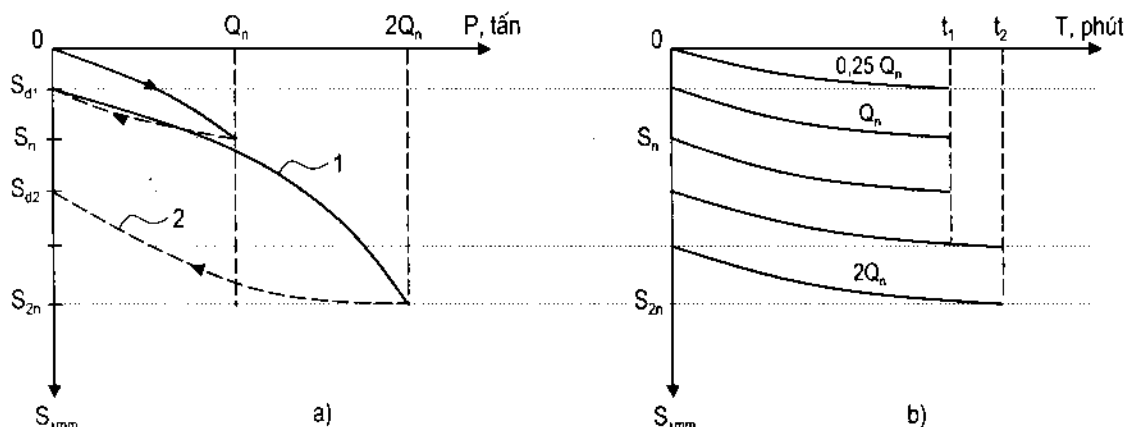
+ Cọc được gia tải từng cấp 25%, 50%, 75%, 100%, 125%, 150%, 175% và 200% (và có thể tăng đến 225% và 250% tùy theo ý kiến thiết kế) tải trọng làm việc, và đọc đồng hồ đo lún tại các thời điểm 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 90, 120, 180 và 240 phút và sau 2 giờ cho mỗi cấp tải trọng trên.

+ Tăng tải trọng lên cấp mới khi tốc độ lún nhỏ hơn 0,25mm sau 1 giờ.

+ Gia tải trọng ở cấp 200% hay 250% trong 24 giờ hoặc cho đến lúc độ lún nhỏ hơn 0,25mm sau 1 giờ.

+ Giảm tải theo cấp 200%, 150%, 100%, 50% và 0% tải trọng thiết kế và đọc chuyển vị hồi phục ở đầu cọc sau từng giờ cho đến đạt giá trị không đổi.

Đồ thị quan hệ giữa độ lún (S) với thời gian ổn định (t) và giữa độ lún (S) với tải trọng ngoài (P) được giới thiệu trên hình (16.17).



Hình 16.17. Đồ thị quan hệ: a) $S = f(P)$ và b) $S = f(t)$
 1 - đường cong gia tải; 2 - đường cong dỡ tải.

- Cọc được coi là bị phá hoại khi:
 - + Cọc bị phá hỏng do vật liệu và kích thước cọc không đảm bảo;
 - + Độ lún lớn nhất của cọc tại cấp tải trọng bằng 2,0 lần tải trọng thiết kế (Q_n) sau 24 giờ lớn hơn 2% đường kính cọc;
 - + Độ lún lớn nhất của cọc tại cấp tải trọng bằng 2,5 lần tải trọng thiết kế (Q_n) sau 24 giờ lớn hơn 2,5% đường kính cọc;
 - + Độ lún dư lớn hơn 8 mm.
- Tải trọng cho phép được lựa chọn với trị số nhỏ nhất theo các điều kiện sau:
 - + Bằng 40% cấp tải trọng mà ở đó độ lún tăng liên tục;
 - + Bằng 40% tải trọng gây ra độ lún bằng 2% đường kính cọc;
 - + Bằng 40% tải trọng giới hạn xác định theo phương pháp tiếp tuyến trên biểu đồ quan hệ $S = f(P)$.

* Quy tắc kinh nghiệm của châu Âu:

Cơ quan Veritas khuyên chọn tải trọng danh định (Q_n) là giá trị nhỏ nhất trong các tải sau:

- Tải trọng đã gây ra độ lún dư bằng 3 mm;
- Bằng 2/3 tải trọng gây ra độ lún dư 10 mm;
- Bằng 1/2 tải trọng gây ra độ lún dư 20 mm.

Nước Bỉ (Luật của Beer): độ lún tổng không vượt quá 2,5 mm dưới tải trọng làm việc và 5 mm dưới 1,5 tải trọng làm việc. Đây là quy tắc khắt khe nhất.

* Quy trình thí nghiệm của Liên Xô cũ

Thí nghiệm nén các cọc theo từng cấp tải trọng, hai cấp đầu lấy bằng 20% ÷ 30%, các cấp sau lấy bằng 7% và 10% Q_n .

Chỉ tăng cấp tải trọng mới khi tốc độ lún của cấp trước không vượt quá 0,1 mm trong vòng 2 giờ liền.

Theo SNiP II - B.5 - 67, đối với nhà và công trình tải trọng giới hạn (P_{gh}) của cọc được lấy đúng bằng tải trọng, khi dưới tải trọng này cọc nhận được độ lún:

$$\Delta = \xi S_{gh} \quad (16.36)$$

Trong đó: S_{gh} - trị số độ lún giới hạn trung bình của công trình và được lấy theo quy trình - quy phạm hiện hành;

ξ - hệ số, trị số của nó ứng với thí nghiệm được thực hiện với tốc độ lún tắt dần là 0,1mm trong vòng 2 giờ và lấy $\xi = 0,1$.

Vậy khả năng chịu tải của cọc đơn được xác định theo công thức sau:

$$P = KmP_{gh} \quad (16.37)$$

Trong đó: K - hệ số đồng nhất của đất và lấy $K = 0,8$;

m - hệ số điều kiện làm việc, $m = 1$;

P_{gh} - tải trọng giới hạn (hay tải trọng danh định Q_n) tương ứng với độ lún giới hạn của cọc (Δ).

Ví dụ 16.5. Một thí nghiệm nén tải trọng tĩnh nền đất dưới đáy móng công trình bằng bàn nén tròn có diện tích 10.000 cm², cho kết quả ghi trong bảng 16.10. Hãy thực hiện:

- 1) Vẽ biểu đồ quan hệ $S = f(p)$?
- 2) Xác định môđun tổng biến dạng E_0 ?
- 3) Xác định khả năng chịu tải của đất nền (nếu được) R ?

Cho biết, đất nền là sét pha có hệ số Poatson $\nu = 0,35$.

Bảng 16.10. Kết quả thí nghiệm nén tĩnh trên bàn nén

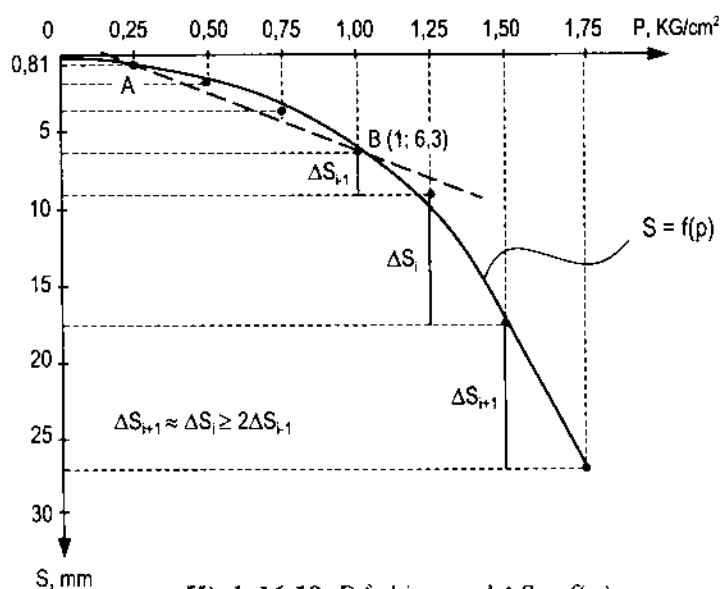
STT	Áp lực nén P, (KG/cm ²)	Độ lún sau từng cấp (mm)		Thời gian nén mỗi cấp (phút)	Ghi chú
		S_1	S_2		
1	0,25	0,80	0,82	90	Ổn định lún
2	0,50	1,20	1,24	90	nt
3	0,75	1,82	1,90	120	nt
44	1,00	2,40	2,42	120	nt
5	1,25	3,08	3,10	180	nt
6	1,50	8,58	8,60	180	nt
7	1,75	8,84	8,86	180	nt

Bài giải:

Trước hết cần lập bảng tính toán.

STT	Áp lực nén P, KG/cm ²	Tổng độ lún trung bình, $\bar{S}$, mm	Thời gian nén ổn định t, phút	Ghi chú
1	0,25	0,81	90	Ổn định lún
2	0,50	2,03	90	nt
3	0,75	3,89	120	nt
4	1,00	6,30	120	nt
5	1,25	9,39	180	nt
6	1,50	17,98	180	nt
7	1,75	26,83	180	nt

1) Vẽ biểu đồ quan hệ $S = f(p)$ (xem hình 16.18).



Hình 16.18. Đồ thị quan hệ $S = f(p)$

2) Tính mô đun tổng biến dạng (E_0):

$$E_0 = (1 - \nu^2) \omega d \frac{\Delta P}{\Delta S} \quad (a)$$

Trong đó: $\nu = 0,35$; $\omega = 0,79$;

$$d = \sqrt{\frac{10.000 \times 4}{3,14}} \approx 112,87 \text{ (cm)}$$

$$\Delta P = P_B - P_A = 1,00 - 0,25 = 0,75 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$$

$$\Delta S = S_B - S_A = 6,30 - 0,81 = 5,49 \text{ mm} = 0,549 \text{ cm}$$

Thay các trị số tìm được vào công thức (a), nhận được:

$$E_0 = \left(1 - 0,35^2\right) 0,79 \times 112,87 \times \frac{0,75}{0,549} \approx 106 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$$

3) Diễn giải khả năng chịu tải của đất nền qua thí nghiệm nén tải trọng tĩnh bằng bàn nén (P_u):

$$P_u = \frac{P_{gh}}{K} = \frac{1,00}{1,25} = 0,8 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$$

Ví dụ 16.6. Một thí nghiệm nén tải trọng tĩnh dọc trục cọc khoan nhồi bê tông cốt thép (BTCT) đường kính $D=1000\text{mm}$, cho kết quả ghi trong bảng dưới đây:

**Bảng tổng hợp kết quả nén tải trọng tĩnh
dọc trục cọc khoan nhồi BTCT, $\phi 1000$ (mm)**

Bước thí nghiệm	Tải trọng thí nghiệm		Độ lún tích lũy, S (mm)	Thời gian giữ tải, t (phút)
	% tải trọng thiết kế	P (tấn)		
I	2	3	4	5
I	0	0	0,000	0
	25	125	1,990	60
	50	250	3,758	60
	75	375	5,483	60
	100	500	7,445	360
	75	375	7,223	10
	50	250	5,955	10
	25	125	4,168	10
	0	0	0,368	90
II	50	250	4,423	60
	100	500	7,808	60
	125	625	10,425	60
	150	750	14,668	60
	175	875	19,788	60
	200	1000	23,758	60
	175	875	23,300	10

Bảng tổng hợp (tiếp theo)

I	2	3	4	5
II	150	750	22,235	10
	125	625	20,848	10
	100	500	19,468	10
	75	375	18,118	10
	50	250	16,128	10
	25	125	13,452	10
	0	0	7,440	120

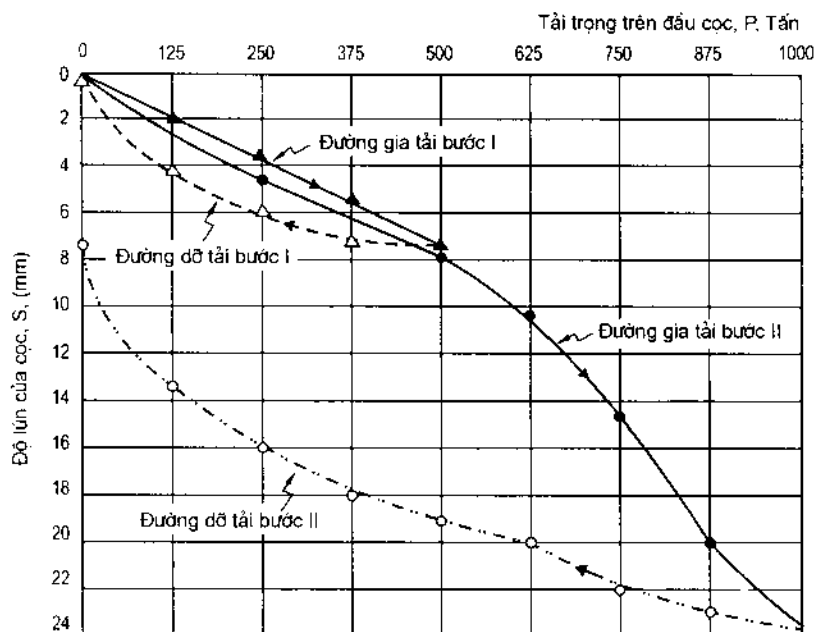
Hãy thực hiện :

- 1) Vẽ các biểu đồ quan hệ: $S = f(p)$; $p = f(t)$ và $S = f(p, t)$?
- 2) Xác định khả năng chịu tải của cọc đơn theo các tiêu chuẩn sau:
 - a) Theo SNiP II - B5 - 67 với hệ số an toàn, $K = 1,5$?
 - b) Theo TCXD 196 : 1997 ?

Bài giải :

- 1) Vẽ các biểu đồ quan hệ: $S = f(p)$; $p = f(t)$ và $S = f(p, t)$
- a) Biểu đồ quan hệ: $S = f(p)$

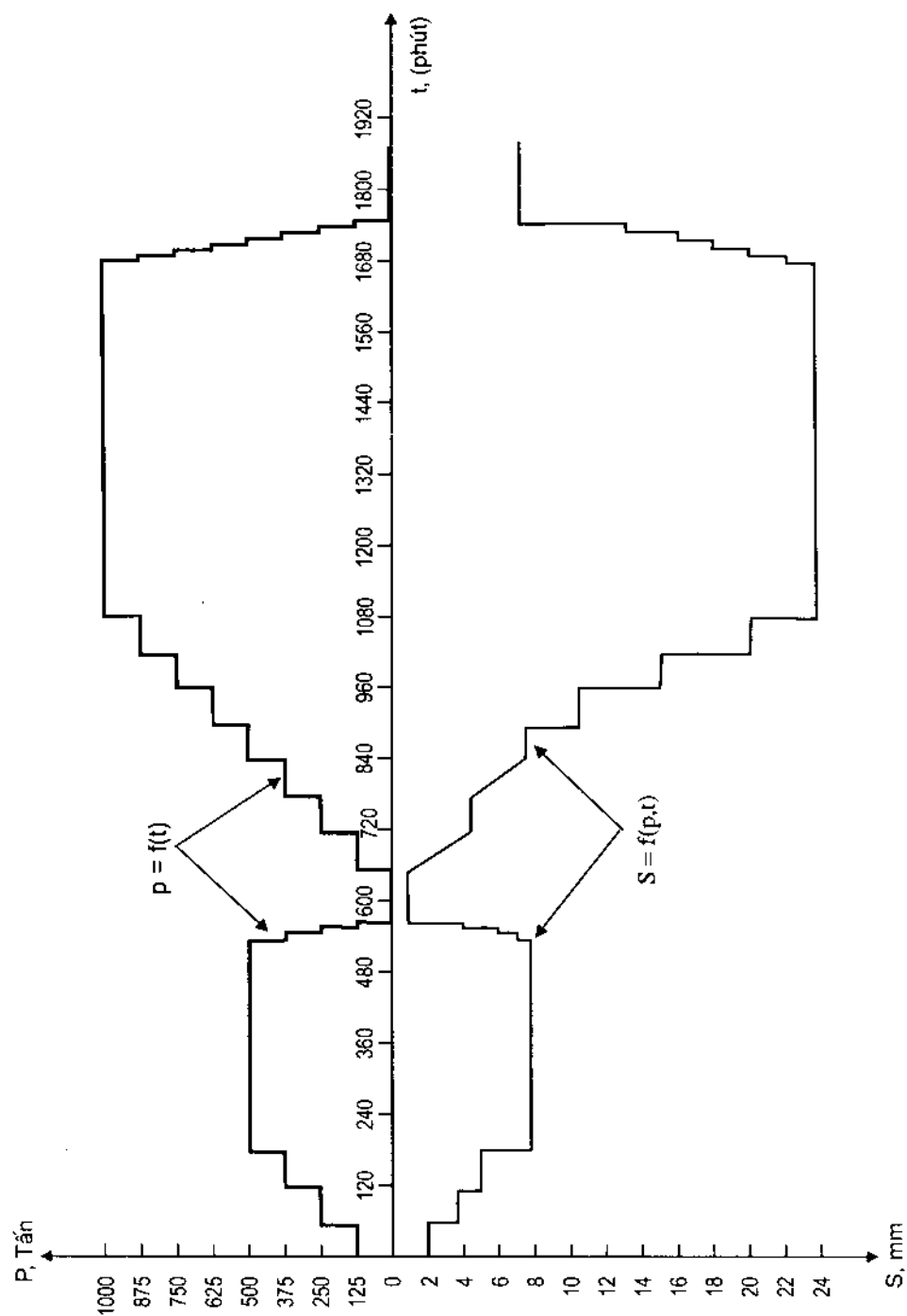
Từ bảng tổng hợp kết quả nén tải trọng tĩnh dọc trục cọc khoan nhồi BTCT đã cho, ta vẽ được biểu đồ quan hệ $S = f(p)$ như chỉ ra trên hình 16.19.



Hình 16.19. Đồ thị quan hệ $S = f(p)$

b) Các biểu đồ quan hệ : $P = f(t)$ và $S = f(p, t)$

Từ bảng tổng hợp kết quả nén tải trọng tĩnh dọc trục cọc khoan nhồi BTCT đã cho, ta vẽ được các biểu đồ quan hệ $p = f(t)$ và $S = f(p, t)$ như chỉ ra trên hình 16.20.



Hình 16.20 : Đồ thị quan hệ $p = f(t)$ và $S = f(p, t)$

2) Xác định khả năng chịu tải của cọc đơn

a) Theo SNiP II - B5 - 67, với hệ số an toàn $K = 1,5$

$$P_{\text{Tkế}} = \frac{P_{\text{gh}}}{K} \quad (1)$$

Trong đó: P_{gh} - tải trọng giới hạn tương ứng với độ lún giới hạn của công trình:

$$S_{\text{gh}} = 8 \div 10 \text{ cm} = 80 \div 100 \text{ mm.}$$

Độ lún giới hạn của cọc thí nghiệm (Δ):

$$\Delta = \xi S_{\text{gh}}$$

Ở đây: ξ - hệ số chuyển đổi từ độ lún ổn định của cọc sang độ lún của công trình, và lấy $\xi = 0,1$. Khi đó, ta có độ lún giới hạn của cọc là:

$$\Delta = 0,1 (80\text{mm}) = 8\text{mm.}$$

Từ bảng tổng hợp kết quả thí nghiệm nén tĩnh dọc trục cọc khoan nhồi BTCT, $\phi 1000\text{mm}$, ta tính được:

$$P_{\text{gh}} = 500 + \frac{625 - 500}{(10,425 - 7,808)} (8 - 7,808) \approx 510 \text{ (tấn)}$$

Lấy hệ số an toàn, $K = 1,5$, khi đó khả năng chịu tải thiết kế của cọc ($P_{\text{Tkế}}$), là:

$$P_{\text{Tkế}} = \frac{P_{\text{gh}}}{K} = \frac{510 \text{ tấn}}{1,5} = 340 \text{ tấn}$$

b) Theo TCXD 196 : 1997

$S_{\text{gh}} = 2\% D = 0,02 (1000\text{mm}) = 20\text{mm}$, tương ứng ta có:

$$P_{\text{gh}} = 875 + \frac{1000 - 875}{(23,758 - 19,788)} (20 - 19,788) \approx 882 \text{ (tấn)}$$

Vậy khả năng chịu tải thiết kế của cọc đơn là:

$$P_{\text{Tkế}} = (0,40) (P_{\text{gh}}) = (0,40) (882 \text{ tấn}) = 352,8 \text{ tấn}$$

Lấy tròn: $P_{\text{Tkế}} = 352 \text{ tấn}$

16.9. THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG (LABORATORY TEST)

Đây là phương pháp cổ điển nhất nhằm xác định các đặc trưng cơ - lý, tính thấm nước, thành phần vật chất - hóa học trên các mẫu đất lấy được từ trong hố khoan (hay hố đào) khảo sát, qua đó tiến hành phân loại chúng. Sẽ rất nguy hiểm, nếu chỉ tin vào các kết quả thí nghiệm trong phòng, đặc biệt khi chúng có số lượng ít và không đầy đủ. Các số liệu thí nghiệm trong phòng phải được nghiên cứu kết hợp với ghi chép hố khoan (hồ

đào) và các quan trắc khác. Bất kỳ đánh giá nào về khả năng chịu tải và độ lún công trình dựa trên kết quả thí nghiệm trong phòng cũng phải được kiểm tra thật kỹ, đồng thời kết hợp với kinh nghiệm thực tế lâu năm nhằm tránh sai sót có thể xảy ra.

Các thí nghiệm trong phòng càng đơn giản càng tốt. Những thí nghiệm này sử dụng trang thiết bị phức tạp sẽ tốn thời gian và đắt, nhưng đều có thể đi đến sai lầm nghiêm trọng, trừ khi chúng được các kỹ thuật viên giàu kinh nghiệm tiến hành thao tác một cách cẩn thận và đầy tinh thần trách nhiệm.

Theo tiêu chuẩn BS.5930, các thí nghiệm trong phòng cần thực hiện là:

- Xem xét bằng mắt thường;
- Xác định độ ẩm tự nhiên (W);
- Xác định độ ẩm giới hạn dẻo (W_p) và giới hạn chảy (W_l);
- Xác định tỷ trọng hạt đất (G_s);
- Xác định dung trọng tự nhiên γ , dung trọng khô (γ_d);
- Phân tích thành phần cấp phối hạt;
- Thí nghiệm đo sức kháng cắt;
- Thí nghiệm đo tính nén lún;
- Thí nghiệm thấm cố kết;
- Thí nghiệm phân tích thành phần hóa học.

Các thí nghiệm trên đây có thể tham khảo trong phần I - Đất đá trong xây dựng.

16.10. BÁO CÁO KẾT QUẢ KHẢO SÁT ĐỊA KỸ THUẬT

Đây là một công trình nghiên cứu tất cả các tài liệu có giá trị từ những hố khoan, hố thí nghiệm hiện trường, quan trắc kỹ thuật công trình, tài liệu có tính lịch sử và các thí nghiệm trong phòng.

Phần lớn các báo cáo khảo sát địa kỹ thuật tuân theo một mẫu quy định với những đề mục sau:

16.10.1. Mở đầu

- Tổ chức hay cá nhân đảm nhiệm công tác khảo sát địa kỹ thuật theo hợp đồng cụ thể ký với tổ chức hay cá nhân nào.
- Thời gian tiến hành công tác khảo sát và vì lý do gì.
- Giai đoạn khảo sát (điều tra ban đầu, khảo sát sơ bộ, khảo sát chi tiết?).
- Khối lượng công tác khảo sát địa kỹ thuật (khoan, đào có lấy mẫu đất đá và nước để thí nghiệm trong phòng; thí nghiệm hiện trường; v.v...).
- Các tiêu chuẩn cần được sử dụng trong báo cáo.

16.10.2. Mô tả sơ bộ địa điểm khu vực khảo sát

– Mô tả điều kiện địa hình khu vực (có sơ đồ địa hình kèm theo), bao gồm:

Đặc điểm bề mặt địa hình, sự có mặt của thảm thực vật, tường rào, công trình cũ, hầm mỏ, hồ - ao, đầm lầy, sông - suối, các vùng đất đắp, giao thông và điều kiện cung cấp vật liệu xây dựng (nếu có), v.v...

– Mọi thông tin có lợi hay hại từ những hồ sơ lịch sử về việc khai thác địa điểm trên đây đều được mô tả, ví dụ như: gió bão, lụt lội, xói mòn do nước hay do gió, sụt lở, động đất, tính ổn định của sườn (mái) dốc, cũng như các dấu hiệu nứt nẻ do lún của mọi công trình lân cận.

16.10.3. Tổng quan địa chất của khu vực

– Phải ghi chép đầy đủ những tài liệu khảo sát được, so sánh với những tài liệu và bản đồ địa chất đã xuất bản.

– Đặc biệt cần chú ý tới những đứt gãy, khe nứt kiến tạo, các vết lộ, sông - suối, mỏ và hầm mỏ hay mọi đặc điểm khác sẽ có ảnh hưởng xấu đến ổn định của các công trình xây dựng trong khu vực.

16.10.4. Điều kiện địa kỹ thuật khu vực

– Mô tả chi tiết từng lớp đất, đá theo thứ tự từ trên mặt đất xuống hết độ sâu thăm dò (xem mục 16.2).

– Liệt kê các kết quả thí nghiệm trong phòng và thí nghiệm hiện trường về những trị tiêu chuẩn chỉ tiêu cơ - lý của đất đá.

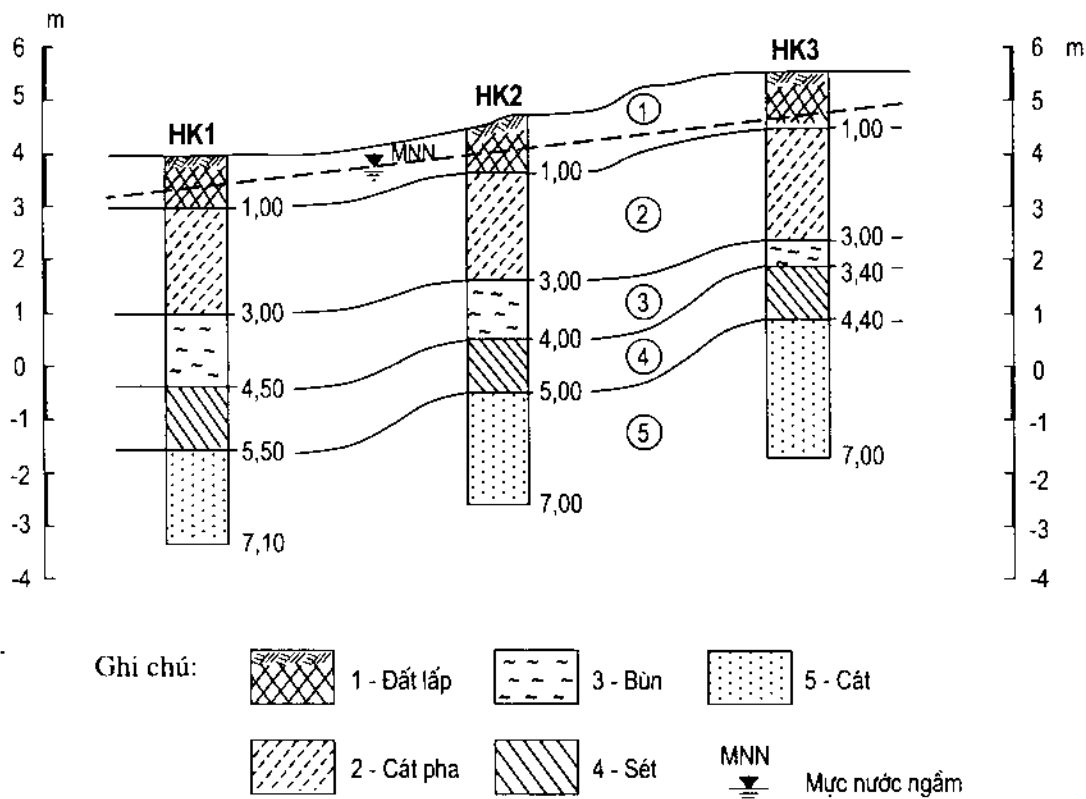
– Nếu có một khối lượng nhất định những hố khoan kết hợp lấy mẫu đất đá và thí nghiệm hiện trường, thì tốt nhất là vẽ một số mặt cắt địa kỹ thuật điển hình qua khu vực dự định xây dựng. Trên đó thể hiện rõ ràng, đầy đủ mọi thay đổi điều kiện thể nằm, thành phần và tính chất cơ - lý của các lớp đất đá trong phạm vi độ sâu thăm dò, đồng thời biểu diễn cả chiều cao mực nước dưới đất (xem hình 16.21). Một hình vẽ mặt cắt địa kỹ thuật như vậy sẽ tốt hơn nhiều trang viết.

16.10.5. Luận bàn các kết quả khảo sát liên quan đến thiết kế và thi công móng

Đây là trọng tâm của báo cáo khảo sát địa kỹ thuật, tác giả (chủ nhiệm) khảo sát phải nêu vấn đề một cách rõ ràng và cụ thể, không có chữ “nếu” và chữ “nhưng”. Để dễ đọc và dễ hiểu phần báo cáo này, cần tách ra thành những phần nhỏ sau:

1. Mô tả các kết cấu chính và tải trọng công trình;

2. So sánh các giải pháp móng (móng băng, móng bè, hay móng cọc, v.v...), cuối cùng chọn giải pháp móng thích hợp nhất với điều kiện đất nền trong khu vực khảo sát.



Hình 16.21. Mặt cắt địa kỹ thuật tuyến HK1 - HK2 - HK3

Tỷ lệ: $\begin{cases} \text{Đứng 1 : 100} \\ \text{Ngang 1 : 250} \end{cases}$

3. Tác giả (chủ nhiệm) công trình phải đi thẳng vào trọng tâm, cụ thể là móng băng thì độ sâu đặt móng là bao nhiêu, tiếp đó là sức chịu tải cho phép của đất nền, và cuối cùng là tổng độ lún có thể xảy ra dưới ứng suất do tải trọng công trình truyền xuống.

4. Trong trường hợp móng cọc, tác giả phải cung cấp lớp đất chịu tải dưới mũi cọc, cũng như độ dài của cọc cần ngập sâu trong lớp đất này. Cung cấp khả năng chịu tải của cọc đơn hay nhóm cọc, cũng như độ lún chắc chắn sẽ xảy ra của chúng. Nếu khó khăn có thể xảy ra trong quá trình thi công móng cọc, kể cả ảnh hưởng xấu của quá trình này đến ổn định của những công trình lân cận.

Phải thật cẩn thận khi viết phân báo cáo này, hết sức tránh lấy nhận định chủ quan làm sự thật. Cần nêu mọi bất thường trong khi khoan, lấy mẫu đất đá, thí nghiệm trong phòng và thí nghiệm hiện trường. Làm như vậy mới tránh được những rủi ro sau này.

Điều mong muốn nhất là người kỹ sư đảm nhiệm công tác khảo sát tại hiện trường và tác giả bản báo cáo phải làm việc thật cụ thể - chặt chẽ với người thiết kế công trình trong mọi giai đoạn. Qua đó, tránh được đến mức tối đa những sai lầm có thể xảy ra, đồng thời tiết kiệm được thời gian cũng như kinh phí đầu tư xây dựng.

16.10.6. Kết luận

Tóm tắt những nội dung chính của báo cáo, từ đó đưa ra kết luận cuối cùng một cách chuẩn xác về điều kiện địa kỹ thuật khu vực, qua đó có được giải pháp móng tối ưu về kỹ thuật và kinh tế.

Báo cáo khảo sát địa kỹ thuật được đánh máy, in ấn và đóng thành quyển, trong đó gồm các bản thuyết minh, bản vẽ, mặt cắt điển hình, các hình trụ hố khoan, kết quả thí nghiệm hiện trường và bảng tổng hợp các chỉ tiêu cơ - lý đất đá xác định được ở trong phòng.

BÀI TẬP CHƯƠNG 16

Bài tập 16.1. Dùng thiết bị cắt cánh dạng hình chữ nhật để xác định độ bền cắt không thoát nước của đất sét tại hiện trường, cho kết quả như trong bảng dưới đây:

Độ sâu thí nghiệm, Z (m)	3	5	6	7	8	9	10
Momen xoắn, T(Nm)	40	26	21	16	17	25	30

Cánh cắt có đường kính, $D = 6,5\text{cm}$, chiều cao, $H = 13,0\text{cm}$. Hãy xác định :

- Độ bền cắt không thoát nước của đất (S_u), theo độ sâu (Z) ?
- Vẽ đồ thị quan hệ giữa $S_u = f(Z)$?

Bài tập 16.2. Một thí nghiệm nén tải trọng tĩnh nền đất dưới đáy móng công trình bằng bàn nén tròn có diện tích 10.000cm^2 , cho kết quả ghi trong bảng dưới đây:

STT	áp lực nén, P, (KN/m ²)	Độ lún từng cấp (mm)		Thời gian nén mỗi cấp (phút)	Ghi chú
		S_1	S_2		
1	25	1,2	1,3	90	Ổn định lún
2	50	1,4	1,6	90	nt
3	75	1,86	1,9	120	nt
4	100	2,60	2,64	120	nt
5	125	3,16	3,20	180	nt
6	150	8,72	8,74	180	nt
7	175	8,83	8,85	180	nt

Hãy thực hiện :

- Vẽ biểu đồ quan hệ $S = f(p)$?
- Xác định mô đun tổng biến dạng của đất nền, E_0 :
- Xác định khả năng chịu tải của đất nền (nếu được), R ? Cho biết, đất nền là sét pha có hệ số poatson, $\nu = 0,35$.

Bài tập 16.3. Một thí nghiệm nén tải trọng tĩnh dọc trục cọc khoan nhồi bê tông cốt thép (BTCT) đường kính $\phi 800\text{mm}$, cho kết quả ghi trong bảng dưới đây:

Bảng tổng hợp kết quả nén tải trọng tĩnh dọc trục cọc khoan nhồi BTCT, ϕ 800 (mm)

Bước thí nghiệm	Tải trọng thí nghiệm		Độ lún tích lũy, S (mm)	Thời gian giữ tải, t, (phút)
	% tải trọng thiết kế	P (tấn)		
I	0	0	0,000	0
	25	100	1,920	60
	50	200	3,800	60
	75	300	5,500	60
	100	400	7,500	360
	75	300	7,250	10
	50	200	6,100	10
	25	100	4,300	10
	0	0	0,500	90
II	50	200	4,450	60
	100	400	7,920	60
	125	500	11,100	60
	150	600	15,350	60
	175	700	21,200	60
	200	800	24,150	60
	175	700	23,810	10
	150	600	22,600	10
	125	500	21,000	10
	100	400	20,200	10
	75	300	19,300	10
	50	200	17,120	10
	25	100	14,250	10
	0	0	8,300	120

Hãy thực hiện :

- Vẽ các biểu đồ quan hệ: $S = f(p)$; $p = f(t)$ và $S = f(p, t)$.
- Xác định khả năng chịu tải của cọc đơn theo các tiêu chuẩn sau:
 - Theo SNiP II - B5 - 67 với hệ số an toàn, $K = 1,5$?
 - Theo TCXD 196 : 1997 ?

Phụ lục

MỐI QUAN HỆ GIỮA HỆ THỐNG ĐƠN VỊ ANH QUỐC VỚI HỆ THỐNG ĐƠN VỊ QUỐC TẾ (SI)

ĐƠN VỊ CHIỀU DÀI

$$1 \text{ mm} = 0,0349 \text{ in}$$

$$1 \text{ cm} = 10 \text{ mm} = 0,394 \text{ in}$$

$$1 \text{ m} = 100 \text{ cm} = 34,9 \text{ in} = 3,28 \text{ ft}$$

$$1 \text{ km} = 1000 \text{ m} = 3280 \text{ ft} = 0,621 \text{ mile (hải lý)}$$

$$1 \text{ in} = 2,54 \text{ cm}$$

$$1 \text{ ft} = 0,305 \text{ m}$$

$$1 \text{ yd} = 0,914 \text{ m}$$

$$1 \text{ hải lý} = 1,609 \text{ km}$$

ĐƠN VỊ DIỆN TÍCH

$$1 \text{ cm}^2 = 0,155 \text{ in}^2$$

$$1 \text{ m}^2 = 10,8 \text{ ft}^2 = 1,20 \text{ yd}^2$$

$$1 \text{ ha} = 2,47 \text{ acres}$$

$$1 \text{ in}^2 = 6,45 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ ft}^2 = 0,0929 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ yd}^2 = 0,835 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ acres} = 0,405 \text{ ha} = 43,560 \text{ ft}^2$$

ĐƠN VỊ THỂ TÍCH

$$1 \text{ cm}^3 = 0,0610 \text{ in}^3$$

$$1 \text{ m}^3 = 35,3 \text{ ft}^3 = 1,31 \text{ yd}^3$$

$$1 \text{ in}^3 = 16,4 \text{ cm}^3$$

$$1 \text{ ft}^3 = 0,0283 \text{ m}^3$$

$$1 \text{ yd}^3 = 0,764 \text{ m}^3$$

ĐƠN VỊ DUNG TÍCH

$$1 \text{ liter} = 1000 \text{ cm}^3$$

$$1 \text{ liter} = 61,0 \text{ in}^3$$

$$1 \text{ liter} = 0,264 \text{ U.S.gallon}$$

$$1 \text{ U.S.gallon} = 3785 \text{ cm}^3$$

$$1 \text{ U.S.gallon} = 231 \text{ in}^3$$

$$1 \text{ U.S.gallon} = 3,78 \text{ liters}$$

$$1 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ liter} = 2,64 \times 10^{-4} \text{ U.S.gallon}$$

$$1 \text{ ft}^3 = 7,48 \text{ U.S.gallon} = 28,3 \text{ liters}$$

ĐƠN VỊ LỰC

$$1 \text{ N} = 102,0 \text{ g} = 0,225 \text{ lb} = 1,124 \times 10^{-4} \text{ tấn}$$

$$1 \text{ g} = 9,81 \times 10^{-3} \text{ N} = 2,20 \times 10^{-3} \text{ lb} = 1,102 \times 10^{-6} \text{ tấn}$$

$$1 \text{ lb} = 4,45 \text{ N} = 453,6 \text{ g} = 5,00 \times 10^{-4} \text{ tấn}$$

$$1 \text{ tấn} = 8,89 \times 10^3 \text{ N} = 9,07 \times 10^5 \text{ g} = 2000 \text{ lb}$$

ĐƠN VỊ ỨNG SUẤT

$$1 \text{ N/m}^2 = 1 \text{ Pa}$$

$$= 1,02 \times 10^{-5} \text{ KG/cm}^2 = 1,45 \times 10^{-4} \text{ lb/in}^2$$

$$= 2,08 \times 10^{-2} \text{ lb/ft}^2 = 1,04 \times 10^{-5} \text{ tấn/ft}^2$$

$$1 \text{ KG/cm}^2 = 9,81 \times 10^4 \text{ N/m}^2 = 14,2 \text{ lb/in}^2 = 2,05 \times 10^3 \text{ lb/ft}^2$$

$$1 \text{ lb/in}^2 = 6,89 \times 10^3 \text{ N/m}^2 = 7,03 \times 10^{-2} \text{ KG/cm}^2$$

$$= 144 \text{ lb/ft}^2$$

$$= 7,2 \times 10^{-2} \text{ tấn/ft}^2$$

$$1 \text{ lb/ft}^2 = 4,79 \times 10 \text{ N/m}^2 = 4,88 \times 10^{-4} \text{ KG/cm}^2$$

$$= 6,94 \times 10^{-3} \text{ lb/in}^2 = 5,00 \times 10^{-4} \text{ tấn/ft}^2$$

$$1 \text{ tấn/ft}^2 = 9,58 \times 10^4 \text{ N/m}^2 = 9,76 \times 10^{-1} \text{ KG/cm}^2$$

$$= 13,9 \text{ lb/in}^2 = 2000 \text{ lb/ft}^2$$

TRỌNG LƯỢNG ĐƠN VỊ

$$1 \text{ N/m}^3 = 1,02 \times 10^{-4} \text{ g/cm}^3 = 6,37 \times 10^{-3} \text{ lb/ft}^3$$

$$1 \text{ g/cm}^3 = 9,81 \times 10^3 \text{ N/m}^3 = 62,4 \text{ lb/ft}^3$$

$$1 \text{ lb/ft}^3 = 1,57 \times 10^2 \text{ N/m}^3 = 1,60 \times 10^{-2} \text{ g/cm}^3$$

ĐƠN VỊ NHIỆT ĐỘ

$$1^\circ\text{C} = 1^\circ\text{K} = 1,8^\circ\text{F}$$

$$1^\circ\text{F} = 0,555^\circ\text{C} = 0,555^\circ\text{K}$$

$$0^\circ\text{K} = -273^\circ\text{C} = -460^\circ\text{F}$$

$$T_c = (5/9)(T_F - 32^\circ) = T_K - 273^\circ$$

$$T_K = T_c + 273^\circ = (T_F + 460)/1,8$$

$$T_F = (9/5)T_c + 32^\circ = 1,8 T_K - 460^\circ$$

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Đinh Xuân Bảng, Vũ Công Ngữ, Lê Đức Thắng. *Sổ tay thiết kế Nền và Móng*. Tập I, tập II. NXB Khoa học kĩ thuật, Hà Nội, 1974.
2. Đỗ Bằng, Vũ Công Ngữ, Bùi Anh Định. *Bài tập cơ học đất*. NXB Đại học và THCN, Hà Nội, 1976.
3. Nguyễn Ngọc Bích, Nguyễn Văn Hiến, Lê Thị Thanh Bình. *Thổ chất và địa chất công trình*. NXB Giao thông vận tải, Hà Nội, 1989.
4. Nguyễn Ngọc Bích và Ngô Thế Phong, trường Đại học Xây dựng Hà Nội. *Một số kinh nghiệm về cọc ép bê tông cốt thép*. Tuyển tập Hội nghị Địa kỹ thuật Quốc tế, 10/1992, từ trang 201 đến 206.
5. Nguyễn Ngọc Bích. *Địa kỹ thuật có các ví dụ và lời giải*. NXB Nông nghiệp, 1995 và tái xuất bản 1996.
6. Nguyễn Ngọc Bích, Lê Thị Thanh Bình và Vũ Đình Phụng. *Đất xây dựng, Địa chất công trình và kỹ thuật cải tạo đất trong xây dựng (Chương trình nâng cao)*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 2001.
7. Nguyễn Ngọc Bích và Nguyễn Việt Dương. *Địa kỹ thuật biển và móng các công trình ngoài khơi*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 2004.
8. Dương Ngọc Hải, Hồ Chất. *Phòng chống các hiện tượng phá hoại nền đường ô tô*. NXB Khoa học kĩ thuật, Hà Nội, 1976.
9. Lê Văn Kiểm. *Kỹ thuật thi công đất và nền móng*. NXB Đại học và Trung học chuyên nghiệp, Hà Nội, 1977.
10. Vũ Công Ngữ, Nguyễn Ngọc Bích, ... *Các phương pháp thiết kế trụ vật liệu rời để gia cường đất sét yếu*. NXB Nông nghiệp, Hà Nội, 1990.
11. Vũ Công Ngữ, Nguyễn Ngọc Bích, ... *Công tác khảo sát đất nền, móng nông và móng sâu - Chuyên ngành Cầu - Đường - Địa kỹ thuật*. NXB Nông nghiệp, Hà Nội, 1991.
12. Vũ Công Ngữ, Nguyễn Ngọc Bích, ... *Móng cọc. Chuyên ngành Cầu - Đường - Địa kỹ thuật*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 1994.
13. Vũ Công Ngữ (ĐH Xây dựng Hà Nội) và Nguyễn Anh Dũng (Viện KHKT Xây dựng, Bộ Xây dựng). *Phương pháp đơn giản phân tích sự phân bố tải trọng của hệ móng - cọc*. Tuyển tập Hội nghị Địa kỹ thuật Quốc tế, 10/1992.

14. Đoàn Thế Tường, Đỗ Trọng Đông (Viện KHKT Xây dựng, Bộ Xây dựng). *Các dạng đất nền tự nhiên lãnh thổ thành phố Hà Nội và sử dụng nó cho thiết kế nền móng*. Tuyển tập Hội nghị Địa kỹ thuật Quốc tế, 10/1992 từ trang 173 đến 176.
15. Tiêu chuẩn về khảo sát và đo đạc xây dựng. NXB Xây dựng, Hà Nội, 2000.
16. *Hội nghị khoa học Địa chất công trình và môi trường Việt Nam - Các báo cáo khoa học*. NXB Thành phố Hồ Chí Minh, 1999.
17. Abelev M.IU. *Xây dựng công trình công nghiệp và dân dụng trên đất yếu bão hòa nước*. NXB Xây dựng Matxcova, 1983 (dịch từ tiếng Nga).
18. Abelev M.IU. *Nghiên cứu hiệu quả đầm nén sâu các đất yếu bão hòa nước bằng cọc cát. Nền, móng và cơ học đất*, 1962, N°2 (dịch từ tiếng Nga).
19. Babkov V.Ph., Bezruk V.M. *Cơ sở thổ chất và cơ học đất*. NXB Đại học Matxcova, 1986 - 240 trang (dịch từ tiếng Nga).
20. Bannik G.I. *Kỹ thuật cải tạo đất*. Liên hiệp xuất bản "Cao đẳng", Kiev - 1976 - 304 trang (dịch từ tiếng Nga).
21. Berezanxev V.G. *Tính toán độ bền của nền công trình*. NXB Xây dựng Matxcova, 1970 (dịch từ tiếng Nga).
22. Bezruk V.M. *Kỹ thuật và công nghệ nén chặt đất trong xây dựng*. Matxcova, 1976 (dịch từ tiếng Nga).
23. Bondarik G.K, Kortraghin G.P., Koreneva X.L,... - *Các phương pháp xác định độ bền của đất loại sét*. NXB "Lòng đất" Matxcova, 1974 (dịch từ tiếng Nga).
24. Golstein M.N. *Các tính chất cơ học của đất*. NXB Xây dựng Matxcova, 1986 - 367 trang (dịch từ tiếng Nga).
25. Klein G. K. *Tính toán tường chắn*. NXB Đại học, 1964 - 193 trang (dịch từ tiếng Nga).
26. Lomtađze V.Đ. *Địa chất công trình (địa chất động lực công trình)*. NXB "Lòng đất" Leningrad, 1977 (dịch từ tiếng Nga).
27. Maslov N.N. *Cơ sở cơ học đất và địa chất công trình*. M.1977 (dịch từ tiếng Nga).
28. Maslov N.N. *Địa chất công trình*. NXB Tạp chí xây dựng Matxcova, 1971 - 341 trang (dịch từ tiếng Nga).
29. Mikhailov L.E. *Địa chất thủy văn*. NXB Khí tượng thủy văn Leningrad, 1985 (dịch từ tiếng Nga).
30. Osipov V.I. *Bản chất tính bền và tính biến dạng của đất loại sét*. NXB Đại học tổng hợp Matxcova, 1979 - 235 trang (dịch từ tiếng Nga).
31. Phedorov I.V. - *Các phương pháp tính toán ổn định sườn và mái dốc*. NXB Quốc gia, các tạp chí xây dựng, kiến trúc và vật liệu xây dựng, Matxcova. 1962 - 202 trang (dịch từ tiếng Nga).

32. *Sổ tay thiết kế nền, móng và các công trình ngầm*. NXB Xây dựng Matxcova, 1985 (dịch từ tiếng Nga).
33. Xergeev E.M., Glokovskaia G.A., Zianghirov R.X, ... *Thổ chất*. Tái xuất bản lần thứ 5, NXB Đại học Tổng hợp Matxcova, 1983 - 389 trang (dịch từ tiếng Nga).
34. Tsyтовich N.A. - *Cơ học đất (giáo trình tóm tắt)*. M. 1983 (dịch từ tiếng Nga)
35. Anderson J.G.C, Trigg C.F. - *Case - Histories in Engineering Geology*. Elek Science London, 1976 - 224 p.
36. Bergado D.T., Chai J.C., Alfaro M.C., ... - *Những biện pháp kỹ thuật mới cải tạo đất yếu trong xây dựng*. NXB Giáo dục, 1996 - 196 trang.
37. Braja M. Das. - *Advanced Soil Mechanics*. The University of Texas at EL Paso- Printed in Singapore, Copyright, 1983, 510 pp.
38. *British Standard Code of practice for Foundations*. BS 8004 : 1986
39. FHWA - SA - 97 - 076. *Design Guidance : Geotechnical Earthquake Engineering for Highways*. Volume I - Design Principles, May 1997.
40. FHWA - SA - 97 - 077. *Design Guidance : Geotechnical Earthquake Engineering for Highways*. Volume II - Design Examples, May 1997.
41. FHWA - HI - 99 - 012. *Geotechnical Earthquake Engineering*, December 1998.
42. FHWA - NHI - 00 - 043. *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines*, March 2001, 394 pp.
43. FHWA - IF - 02 - 034. *Geotechnical Engineering Circular N° 5*, April 2002.
44. FHWA - SA - 02 - 054. *Geotechnical Engineering Circular N° 6*, September 2002.
45. FHWA - IF - 03 - 017. *Geotechnical Engineering Circular N° 7*, March 2003.
46. Joseph E.Bowles. *Engineering properties of Soil and Their Measurement. International Student Edition*.
47. Robert M., Koerner Ph.D., P.E. - *Designing With Geosynthetics*. Prentice - Hall, Englewood cliffs, NJ. 07632 - 1986 - 424 p.
48. *Stabilite des pentes et talus non soutenus*. INRS, 1979 - 101 p.
49. Tomlinson M.J. - *Foundation design and construction produced by longman Singapore publishers Pte Ltd Printed in Singapore, 1986*.
50. *Use of in situ tests in geotechnical engineering*. Geotechnical special publication, N°6, 1986.

MỤC LỤC

	Trang
<i>Lời nói đầu</i>	3
Phần I	
ĐẤT ĐÁ TRONG XÂY DỰNG	
Chương 1. Nguồn gốc, cấu trúc và thành phần của quả đất	
1.1. Quả đất trong không gian vũ trụ	5
1.2. Các giả thuyết về nguồn gốc của hệ mặt trời và quả đất	6
1.3. Những thông số chung về quả đất	6
Chương 2. Khoáng vật và đất đá	
2.1. Khái niệm cơ bản về khoáng vật	13
2.2. Tính chất vật lý của khoáng vật	13
2.3. Phân loại khoáng vật	14
2.4. Khái niệm cơ bản về đất đá	14
Chương 3. Thành phần và cấu trúc của đất	
3.1. Khái niệm chung	20
3.2. Thành phần, cấu trúc và tính chất của pha cứng	20
3.3. Các pha lỏng trong đất	22
3.4. Các pha khí trong đất	23
3.5. Sinh vật trong đất	23
3.6. Cấu trúc của đất	23
Chương 4. Các hiện tượng hóa – lý trong đất	
4.1. Khái niệm chung	25
4.2. Hiện tượng hóa – lý xảy ra tại ranh giới khoáng vật và nước	25
4.3. Hiện tượng điện di và điện thẩm thấu	27
Chương 5. Tính chất vật lý, hóa - lý và thành phần cấp phối hạt của đất	
5.1. Khái niệm chung	32
5.2. Các tính chất vật lý cơ bản của đất	32

5.3. Tính chất hóa – lý của đất hạt mịn	49
5.4. Thành phần cấp phối hạt của đất	59
Bài tập chương 5	62
Chương 6. Tính chất cơ học của đất	
6.1. Khái niệm chung	63
6.2. Tính biến dạng của đất phân tán	63
6.3. Tính bền của đất	67
6.4. Tính xúc biến của đất	79
Bài tập chương 6	84
Chương 7. Phân loại đất đá trong xây dựng	
7.1. Nguyên tắc chung	85
7.2. Hệ thống phân loại đất, đá của Liên bang Nga	85
7.3. Hệ thống phân loại đất thống nhất	90
7.4. Các dạng nền tự nhiên khu vực thành phố Hà Nội và sử dụng chúng cho thiết kế nền móng công trình	95
Bài tập chương 7	99

Phần II

ĐỘNG LỰC HỌC NƯỚC DƯỚI ĐẤT

Chương 8. Nước dưới đất và các định luật cơ bản vận động của nước dưới đất

8.1. Khái niệm chung	100
8.2. Nguồn gốc nước dưới đất, tính chất vật lý, thành phần hóa học và diện phân bố của chúng	100
8.3. Các định luật cơ bản vận động của nước dưới đất	106
8.4. Các cơ sở tính toán thấm phẳng ổn định của nước dưới đất	110
8.5. Tính toán thấm mất nước trong vùng hồ chứa và công trình thủy công	121
8.6. Tính toán dòng chảy ổn định của nước dưới đất đến các giếng thu nước thẳng đứng	144
Bài tập chương 8	151

Phần III

ĐỊA KỸ THUẬT ĐỘNG LỰC CÔNG TRÌNH

Chương 9. Các hoạt động kiến tạo và động đất

9.1. Khái niệm chung	153
9.2. Các dạng và quy mô vận động kiến tạo	153
9.3. Động đất	157
Bài tập chương 9	173

Chương 10. Tác dụng cơ học của nước dưới đất lên đất đá, hiện tượng tạo thành đất chảy và xói ngầm

10.1. Khái niệm chung	174
10.2. Áp lực thủy tĩnh và áp lực thủy động trong đất phân tán	174
10.3. Hiện tượng đất chảy	180
10.4. Hiện tượng xói ngầm	185
Bài tập chương 10	196

Chương 11. Các quá trình và hiện tượng carstơ

11.1. Khái niệm chung	197
11.2. Phân loại carstơ	197
11.3. Các quy luật thủy động lực và quy luật khác của sự phát triển carstơ	203
11.4. Các phương pháp đánh giá carstơ	206
11.5. Biện pháp xây dựng công trình trong vùng phát triển carstơ	207

Chương 12. Phong hóa đất đá

12.1. Khái niệm chung	211
12.2. Những cơ sở lý thuyết	211
12.3. Phân loại phong hóa	212
12.4. Phương pháp nghiên cứu phong hóa	213
12.5. Biện pháp phòng và chống phong hóa phục vụ xây dựng công trình	218

Chương 13. Hiện tượng – quá trình trượt đất đá trên sườn và mái dốc, các phương pháp tính toán ổn định chúng

13.1. Khái niệm chung	219
13.2. Phân loại trượt	220
13.3. Các phương pháp tính toán ổn định sườn (mái) dốc đất và chiều cao giới hạn của nó	222

13.4. Biện pháp phòng chống trượt	239
Bài tập chương 13	241
Chương 14. Những nguyên nhân gây biến dạng công trình và biện pháp xử lý chúng	
14.1. Khái niệm chung	242
14.2. Một số nguyên nhân chính gây biến dạng công trình và biện pháp xử lý chúng	242
Phần IV	
CÔNG TÁC KHẢO SÁT ĐỊA KỸ THUẬT	
Chương 15. Nội dung, khối lượng công tác khảo sát địa kỹ thuật	
15.1. Khái niệm chung	257
15.2. Mục đích và nhiệm vụ công tác khảo sát địa kỹ thuật	257
15.3. Các giai đoạn khảo sát địa kỹ thuật	259
Chương 16. Các phương pháp khảo sát địa kỹ thuật	
16.1. Khái niệm chung	263
16.2. Khoan, đào và lấy mẫu đất, đá	263
16.3. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT – standard penetration test)	265
16.4. Thí nghiệm xuyên tĩnh hình côn (CPT – The static cone penetration test)	269
16.5. Thí nghiệm cắt cánh (Vane shear test – VST)	275
16.6. Thí nghiệm nén ngang (Pressuremeter test – PMT)	280
16.7. Thí nghiệm bằng bàn nén tĩnh (The in – situ plate load test)	284
16.8. Thí nghiệm nén tải trọng tĩnh dọc trục cọc đơn (axial static compressive test of single pile)	286
16.9. Thí nghiệm trong phòng (LABORATORY TEST)	299
16.10. Báo cáo kết quả khảo sát địa kỹ thuật	300
Bài tập chương 16	304
Phụ lục. Mối quan hệ giữa hệ thống đơn vị Anh quốc với hệ thống đơn vị Quốc tế (SI)	306
Tài liệu tham khảo	309

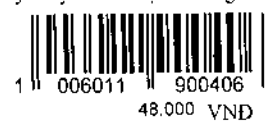
LÝ THUYẾT VÀ BÀI TẬP ĐỊA KỸ THUẬT CÔNG TRÌNH

Chịu trách nhiệm xuất bản:
BÙI HỮU HẠNH

<i>Biên tập:</i>	ĐÌNH BẢO HẠNH
<i>Chế bản:</i>	TRẦN KIM ANH
<i>Sửa bản in:</i>	ĐÌNH BẢO HẠNH
<i>Vẽ bìa:</i>	VŨ BÌNH MINH

In 1000 cuốn khổ 19×27 cm tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng kí kế hoạch xuất bản số 795/XB-QLXB-3 ngày 25-5-2005. In xong và nộp lưu chiểu tháng 9-2005.

ý thuyết và bí địa kĩ công



6X-6X9.1	795 - 2005
XD- 2005	

Giá : 48.000^d