vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

TRẦN VĂN VIỆT

CẨM NANG
DÙNG CHO KỸ SƯ
ĐỊA KỸ THUẬT

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Geotechnical Engineer's Handbook

Cuốn sách được hiệu chỉnh, góp ý và bổ sung tài liệu của các chuyên gia và đồng nghiệp:

GS. Vũ Công Ngữ	: Chương II, V, VI, VII, VIII, IX và XII
TS. Phạm Tích Xuân	: Chương I
TS. Nguyễn Văn Túc	: Chương III, X
ThS. Trương Hữu Hùng	: Chương IV
KS. Nguyễn Gia Chính	: Chương IV
ThS. Nguyễn Vũ Tùng	: Chương IV
GS. Nguyễn Đình Xuyên	: Chương XI

Cơ quan hỗ trợ:

- CÔNG TY KHẢO SÁT VÀ XÂY DỰNG - USCo, thuộc BỘ XÂY DỰNG
- LIÊN HIỆP KHSX ĐỊA CHẤT, XÂY DỰNG, CẤP NƯỚC - GEOWASCO thuộc LIÊN HIỆP CÁC HỘI KHOA HỌC KỸ THUẬT VIỆT NAM

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

LỜI GIỚI THIỆU

Khoảng 1973, quyển sách "Sổ tay Thiết kế nền móng" dịch từ tiếng Nga (Sprabotnhic Proektirovsicka) 2 tập được xuất bản và sử dụng ở nước ta; 30 năm đã trôi qua, đến nay mới lại có một quyển sách tương tự ra mắt bạn đọc. Người viết sách này là một Kỹ sư chuyên nghiệp (Chức danh Kỹ sư chuyên nghiệp - P.E., Profesional Engineer, được đánh giá cao ở Mỹ - là người có tay nghề giỏi, nghiệp vụ thuần thục, kinh nghiệm phong phú). Tôi đã cộng tác với anh hơn 2 thập kỷ qua trong sự tin cậy, chia sẻ và tâm đắc.

Khi cầm bản thảo cuốn sách này, tôi vừa mừng vừa lo. Mừng vì những người làm nghề xây dựng sắp có thêm một tài liệu tham khảo tiện ích cho công việc của mình. Lo vì trong sự phát triển hiện nay, thật khó khăn để có thể đề cập đến mọi khía cạnh của Địa kỹ thuật, trong một cuốn sách có một khối lượng khá hạn chế. Cũng như tôi, độc giả dễ dàng nhận thấy quyển sách này còn thiếu khá nhiều, từ những vấn đề lớn như: gia cường đất (và vật liệu đắp) bằng cốt, xử lý cải thiện đất bằng cọc đất+xi măng, đất+vôi; cho đến những khía cạnh mới đang phát triển như các phương pháp thí nghiệm cọc PIT, siêu âm, PDA ...; các chương trình (phần mềm) mới rất mạnh dùng cho các bài toán cơ đất: Geoslope, Plaxis ...

Nhưng có lẽ chúng ta không nên đòi hỏi cũng không nên chờ đợi sự hoàn thiện. Cố gắng được đến đâu, chúng ta sử dụng ngay kết quả đó. Dù rằng cuốn sách còn thiếu một số phần và trong những phần đã viết cũng có những sai sót, tôi vẫn tin chắc rằng cuốn sách là một người bạn tốt của các Kỹ sư các ngành xây dựng công trình và tôi xin trân trọng giới thiệu quyển sách với bạn đọc.

GS.TS. VŨ CÔNG NGỮ

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

LỜI MỞ ĐẦU

Ngoài thành quả về đời sống kinh tế xã hội, cải cách mở cửa còn làm thay đổi sâu sắc các hoạt động nghề nghiệp như công tác khảo sát, thiết kế và thi công các công trình xây dựng. Nếu như cuối những năm 1980 chúng ta còn bỡ ngỡ khi phải tiến hành công tác khảo sát địa kỹ thuật, theo "yêu cầu kỹ thuật" của Tư vấn nước ngoài, thì đến nay chúng ta có thể đáp ứng cho mọi cấp độ công trình.

Các loại thí nghiệm hiện trường (SPT, xuyên tĩnh, xuyên động, nén ngang Menard, cắt cánh...) và thí nghiệm trong phòng (nén ba trục, nén cố kết, nén nở hông, CBR và thí nghiệm đầm chặt...) đã được ứng dụng rộng rãi trong công tác khảo sát. Các thiết bị hiện đại đi kèm với hệ thống tiêu chuẩn tiên tiến: ASTM & AASHTO (Mỹ), BSI (Anh), NF (Pháp) & JIS (Nhật) được sử dụng ngày càng thuần thục và có nhiều sáng tạo.

Thuật ngữ "Địa kỹ thuật- Geotechnique" lúc đầu còn chưa quen thì nay nhiều người đã dần am hiểu bản chất và ứng dụng càng thành thạo. Có thể hiểu khái quát Địa kỹ thuật là chuyên môn bao hàm hai chức năng gắn bó hữu cơ với nhau, đó là:

- *Chức năng thu thập thông tin* về các điều kiện của đất nền và nước dưới đất, thông qua việc sử dụng các phương pháp, các kỹ thuật về khảo sát-thăm dò-thí nghiệm, trên nền kiến thức địa chất công trình. Đó là chức năng "Khảo sát đất nền" (Soil Investigation).

- *Chức năng phân tích thông tin* là kết hợp các số liệu về đất nền và kết cấu công trình để lựa chọn loại nền móng, tính toán kích thước móng cho thiết kế, đề xuất giải pháp xử lý-gia cố và kiến nghị biện pháp thi công thích hợp; trên nền kiến thức cơ đất-nền móng. Đó là chức năng "Phân tích Địa kỹ thuật" (Geotechnical Analysis).

Có thể nói nền móng là một trong các yếu tố quan trọng nhất bảo đảm ổn định công trình xây dựng; mà Địa kỹ thuật là chuyên môn quyết định việc lựa chọn giải pháp, tính toán thiết kế và xử lý, kiến nghị phục vụ thi công. Do vậy, khi mà đâu đó còn xảy ra sự cố về lún nhà, nứt đường, trượt lở mái dốc, sập cầu v.v... thì không những kiến thức và kỹ năng Địa kỹ thuật có vấn đề, mà trách nhiệm Địa kỹ thuật không thể xem nhẹ. Để hạn chế những bất cập, có lẽ cần nhận thức rõ và đánh giá đúng vai trò Địa kỹ thuật trong công tác xây dựng; cần đào tạo, trang bị đồng bộ và thống nhất các tiêu chuẩn - quy phạm và tài liệu kỹ thuật chuyên môn, sao cho ngang tầm với khu vực và quốc tế, trong tiến trình hội nhập.

Tác giả có may mắn đã được hoạt động trong một Đề án viện trợ phát triển của LHQ từ đầu những năm 1980: VIE-76/105 & 84/003-UNDP. Đó là cơ hội được trực tiếp học hỏi cùng các chuyên gia Địa kỹ thuật Pháp; được thực tập ở một số hãng giàu kinh nghiệm như: LPC, CEBTP, MENARD; được tham gia soạn thảo "Code of Practice", dưới sự chủ biên của Gs. Vũ Công Ngữ và chuyên gia Jseux (sau này là tiêu chuẩn 20 TCN-112-84).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Trong thời kỳ mở cửa sôi động, từ đầu những năm 1990 đến nay, các kiến thức Địa kỹ thuật được bổ sung và ứng dụng thực hành trong các dự án lớn, kể cả đầu tư nước ngoài và trong nước.

Cuốn sách là tập hợp một số kiến thức và kinh nghiệm đã tích luỹ được; dựa theo các tài liệu Địa kỹ thuật và tiêu chuẩn-quy phạm của các nước phát triển Âu - Mỹ; với mục đích chia sẻ cùng các đồng nghiệp tham khảo, tra cứu, nhất là với các kỹ sư thực hành.

Nội dung cuốn sách được kết cấu thành 12 chương, bao gồm: Từ Chương I đến Chương IV đề cập về công tác *khảo sát đất nền*. Chương I và Chương II trình bầy khái quát về môi trường địa chất-đất đá, nơi đặt nền móng công trình; một số tính chất xây dựng của chúng và khát quát một số cơ sở lý thuyết. Chương III đề cập về nước dưới đất, yếu tố cấu thành nên tính chất đất đá và tác động lên mọi hoạt động thi công. Chương IV được trình bầy một cách hệ thống và chi tiết các phương pháp, các kỹ thuật và thiết bị phục vụ cho công tác khảo sát; từ mô tả, phân loại đến thăm dò- thí nghiệm các loại đất, đá làm nền móng công trình.

Từ Chương V đến chương XII chủ yếu đề cập về công tác *phân tích Địa kỹ thuật*. Chương V và Chương VI mô tả các phương pháp phân tích, tính toán các loại móng nông và móng cọc thông dụng. Chương VII và Chương VIII trình bầy các phương pháp phân tích ổn định mái dốc và tường chắn. Riêng chương IX đề cập sâu về "Nghiên cứu đất đắp trên nền đất yếu", một đối tượng rất quan trọng trong quá trình phát triển hạ tầng cơ sở của Việt Nam. Chương này còn trình bầy một số phương pháp và kỹ thuật quan trắc-kiểm tra trong và sau xây dựng; khái quát phương pháp "thiết kế tăng mặt đường" theo tiêu chuẩn tiên tiến. Chương X bàn về các vấn đề về thuỷ lực công trình. Chương XI đặc biệt giới thiệu về "Động đất với các công trình xây dựng", một vấn đề khá mới mẻ với Việt Nam, song là một trong các thiên tai khó lường và khái quát phương pháp thiết kế chống động đất. Chương XII trao đổi về ứng dụng công nghệ thông tin trong Địa kỹ thuật ở thời điểm hiện tại.

Phạm vi đề cập trong cuốn sách khá rộng, nguồn tài liệu tham khảo nhiều, chủ yếu là tiếng Anh, tiếng Pháp. Trình độ của tác giả có hạn, lại hoạt động trong một cơ sở sản xuất nên điều kiện nghiên cứu còn hạn chế. Do đó, sai sót và khiếm khuyết trong cuốn sách là khó tránh khỏi. Rất mong được sự thông cảm, góp ý kiến của các chuyên gia và đồng nghiệp.

Cuốn sách được hoàn thành có sự giúp đỡ và góp sức của các chuyên gia và đồng nghiệp. Qua đây, tác giả tỏ lòng biết ơn đến GS. Vũ Công Ngữ, TS. Nguyễn Văn Túc, GS. Nguyễn Đình Xuyên, TS. Phạm Tích Xuân, Ths. Trương Hữu Hùng, KS. Nguyễn Gia Chính. Ths. Nguyễn Vũ Tùng v.v... đã hiệu chỉnh, góp ý kiến bổ sung và cung cấp thêm các thông tin quý giá. Lời cảm ơn được gửi đến các chuyên gia của Đề án VIE 76/105 & 84/003-UNDP; các ông M. Chatelain, Jseux, Prud'homme; đã nhiệt tình hướng dẫn chuyên môn trong những tháng năm thực hiện đề án, và đã cung cấp nhiều tài liệu kỹ thuật và chương trình tính toán cho đến nay.

Tác giả

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

HÌNH ẢNH MỘT SỐ CHUYÊN GIA BẬC THẦY NHỮNG NGƯỜI ĐẶT NỀN MÓNG CHO CƠ HỌC ĐẤT VÀ ĐỊA KỸ THUẬT

KARL TERXAGHI

Karl Terxaghi sinh ngày 02 tháng 10 năm 1883 tại Prague và mất ngày 25 tháng 10 năm 1963 tại Winchester, bang Massachusetts, Hoa Kỳ. Ông được coi là cha đẻ của ngành Cơ học đất. Terxaghi đã dành cả cuộc đời nghiên cứu của mình để tìm kiếm những giải pháp lý thuyết cho những vấn đề xây dựng có liên quan tới công tác đào đắp đất. Những cố gắng của ông đã được đúc kết trong tác phẩm nổi tiếng "*Cơ học đất*" xuất bản năm 1925. Ngày nay, cuốn sách này được coi là tác phẩm khai sinh cho ngành Cơ học đất.

Từ năm 1925 đến năm 1929, Karl Terxaghi làm việc tại Học viện công nghệ Massachusetts (M.I.T), Tại đây, ông bắt đầu chương trình nghiên cứu đầu tiên của Hoa Kỳ về Cơ học đất và làm cho ngành này được thừa nhận rộng rãi là một yếu tố quan trọng trong lĩnh vực xây dựng dân dụng. Năm 1938 ông vào làm việc tại Đại học Harvard, ở đây ông đã phát triển và giảng dạy những bài giảng của mình về Địa chất công trình.

Sự nghiệp phi thường của Terxaghi đã được ghi lại trong cuốn sách nhan đề: "*Từ lý thuyết đến thực tiễn trong Cơ học đất*" (*Wiley, 1960*). Trong cuốn sách này có danh sách tất cả những tác phẩm ông đã viết cho đến năm 1960 (*256 sách và bài báo*). Terxaghi đã dành được rất nhiều danh hiệu, trong đó có Huy chương Norman của Hội Công trình sư Hoa Kỳ vào các năm 1930, 1943, 1946 và 1955. Ông cũng đã nhận được 9 bằng Tiến sĩ danh dự của nhiều trường Đại học của 8 nước khác nhau trên thế giới. Nhiều năm liền ông là Chủ tịch Hội Cơ học đất và Nền móng Quốc tế.

Sự nghiệp nghiên cứu của Terxaghi không phải chỉ có Cơ học đất, song ông lại gắn bó với nó cho đến tận những ngày cuối của cuộc đời. Hai ngày trước khi mất, ông vẫn còn miệt mài làm việc. Các tác phẩm của Karl Terxaghi bao gồm những nghiên cứu đặc sắc trong nhiều lĩnh vực khác nhau, trong đó đặc biệt là Lý thuyết cố kết, thiết kế và xây dựng nền móng, tính toán móng caisson và cơ chế của hiện tượng trượt lở. Song có thể nói sự đóng góp quan trọng nhất của ông trong công tác nghiên cứu là các giải pháp mà ông luận chứng và giảng dạy trong lĩnh vực xây dựng.

Để tưởng nhớ những công lao to lớn của ông, Hội Công trình sư Hoa Kỳ đã lập ra *Giải thưởng Terxaghi* và danh hiệu: "*Thuyết trình viên về Terxaghi*"

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

RALPH B. PECK

Tiến sỹ Ralph B. Peck sinh ngày 23 tháng 6 năm 1912 tại Winnipeg, Canada. Ông đã tốt nghiệp Viện đa công nghệ Renssealer và Đại học Harvard. Năm 1939 ông bắt đầu thời kỳ cộng tác lâu dài với Terxaghi. Trong thời gian Terxaghi chịu trách nhiệm tại công trình xây dựng đường tàu điện ngầm Chicago giai đoạn đầu thì Peck lãnh đạo phòng thí nghiệm và tiến hành chương trình thí nghiệm ngoài trời tại những hạng mục công trình lớn đầu tiên, trong đó cơ học đất hiện đại đóng vai trò chủ chốt.

Tiến sỹ Ralph B. Peck đã đem hết nhiệt huyết của mình vào việc ứng dụng cơ học đất trong thiết kế và thi công công trình, cũng như trong việc đánh giá và trình bày những kết quả nghiên cứu dưới dạng dễ áp dụng nhất đối với các kỹ sư thực hành.

Ông cũng là một trong những nhà tư vấn địa kỹ thuật được kính trọng nhất trên thế giới. Những bài giảng của ông tại Trường Đại học luôn để lại dấu ấn sâu đậm trong lòng sinh viên. Cuốn sách giáo khoa ông viết chung với Terxaghi nhan đề "*Cơ học đất thực hành*" được sử dụng rộng rãi cho cả sinh viên và các kỹ sư thực hành.

Tiến sỹ Peck đã vinh dự được nhận Huy chương Norman và Huy chương Wellington của Hội Công trình sư Hoa Kỳ. Ông cũng là "*Thuyết trình viên về Terxaghi*".

ARTHUR CASAGRANDE

Arthur Casagrande sinh ngày 28 tháng 08 năm 1902, lớn lên và học tập tại Áo. Năm 1926 ông di cư tới Hoa Kỳ. Tại đây ông được nhận vào làm trợ lý nghiên cứu trong "Phòng đường giao thông công cộng", làm việc dưới sự lãnh đạo của Terxaghi ở Học viện công nghệ Massachusetts. Trong thời gian làm việc tại đây, giáo sư Casagrande nghiên cứu về Cơ học đất cổ điển, làm các thí nghiệm cắt và nghiên cứu tác động của hiện tượng băng giá lên đất. Năm 1932 ông bắt đầu chương trình nghiên cứu Cơ học đất tại Đại học Harvard.

Những công trình của Giáo sư Casagrande về Cơ học đất cổ điển, về quá trình thấm trong đất và sức chống cắt của đất đã có những ảnh

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

hưởng quan trọng đối với ngành Cơ học đất. ông cũng là một nhà tư vấn tài ba và đã tham gia tư vấn nhiều công trình quan trọng trên khắp thế giới.

Tuy vậy, ảnh hưởng quan trọng nhất của ông đối với ngành Cơ học đất lại là những bài giảng của ông tại Đại học Harvard, nhiều sinh viên được ông truyền cảm hứng nghề nghiệp tại đây sau này đã trở thành những nhà khoa học đầu đàn của ngành Cơ học đất.

Giáo sư Casagrande là Chủ tịch hội Cơ học đất và Nền móng Quốc tế từ năm 1961 đến năm 1965. Ông là "*Thuyết trình viên về Rankin*" tại Học viện đào tạo các kỹ sư công trình và là "*Thuyết trình viên về Terxaghi*" tại Hội Công trình sư Hoa Kỳ. Ông cũng là người đầu tiên được Hội Công trình sư Hoa Kỳ trao tặng Giải thưởng Terxaghi.

DONALD WOOD TAYLOR

Donald Wood Taylor sinh tại Worcester, bang Massachusetts năm 1900 và mất ngày 24 tháng 12 năm 1955 tại Arlington, bang Massachusetts. Sau khi tốt nghiệp Học viện đa công nghệ Worcester năm 1922. Giáo sư Taylor đã làm việc 9 năm ở Cục đo đạc và khảo sát bờ biển Hoa Kỳ và Hiệp hội năng lượng New- England. Năm 1932 ông bắt đầu làm việc tại "Phòng xây dựng dân dụng" của học viện công nghệ Massachusetts, và ở đây cho đến cuối đời.

Giáo sư Taylor là thành viên của Hội Công trình sư Hoa Kỳ và Hội Công trình sư Boston. Ít lâu trước khi mất ông được đề cử là Chủ tịch Hội Công trình sư Boston. Từ năm 1948 đến năm 1953 ông là Tổng thư ký của Hội Cơ học đất và Nền móng quốc tế.

Giáo sư Taylor, một người trầm tĩnh và khiêm tốn, luôn được bạn bè và đồng nghiệp đánh giá cao bởi đức tính cẩn thận và chính xác trong công việc. Ông đã có những đóng góp quan trọng trong việc xây dựng những nguyên lý của Cơ học đất, đặc biệt là trong lĩnh vực cố kết, sức chống cắt của đất dính và độ bền của mái dốc. Tác phẩm "*Ổn định mái dốc*" của ông đã nhận được giải thưởng Desmon- Fitzgerald, giải thưởng cao quý nhất của Hội Công trình sư Boston. Cuốn sách giáo khoa "*Những nguyên lý cơ bản của Cơ học đất*" do ông viết được sử dụng rộng rãi trong nhiều năm qua.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

BẢNG KÝ HIỆU - SYMBOL

Ký hiệu	Tiếng Việt	Tiếng Anh
(1)	(2)	(3)
A	Diện tích	Area
a_v	Hệ số nén lún thẳng đứng	Compressibility Coefficient
AASHTO	Hiệp hội đường bộ và vận tải Hoa Kỳ	American Association of State Highway And Transportation Officials
ASTM	Hội Hoa Kỳ về Thí nghiệm và Vật liệu	American Society for Testing and Materials
B	Chiều rộng móng	Footing Width
b	Chiều rộng hoặc nửa chiều rộng của diện tích đặt tải	Width or haft width of loaded Area
BS	Tiêu chuẩn Anh	British Standard
c	Lực dính kết	Cohesion
c_a	Lực gắn kết	Adhesion
c_c	Chỉ số nén lún	Compressibility Index
c_u	Lực dính kết không thoát nước	Undrained Shear Strength
c'	Lực dính kết hữu hiệu	Effective Cohesion
c_r	Chỉ số nén lún tái gia tải Hệ số cố kết radian	Re-compressibility Index Radial consolidation Coefficient
c_v	Hệ số cố kết thẳng đứng	Vertical consolidation Coefficient
CBR	Tỷ sức kháng California	California Bearing Ratio
cm	Xăngtimét	Centimeter
D	Đường kính	Diameter
D (d)	Chiều sâu chôn móng	Foundation Embedment
d	Kích thước hạt	Particle Size
Deg (^{0})	Độ	Degree
E	Môđun đàn hồi (Young)	Young Modulus - Elastic Modulus
E_p	Modun Nén ngang	Pressuremeter Modulus
E_o	Modun nén một trục	Oedometer Modulus
e	Hệ số rỗng Độ lệch tâm Hằng số mũ e Cơ số logarit tự nhiên	Void ratio Excentricity Exponential Constant Base of natural logarithm.
F	Lực Hệ số hình dạng	Force Shape Factor
F_s	Hệ số an toàn	Safety Factor

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ft	Bước (đơn vị Anh)	Foot
G	Môđun cắt	Shear Modulus
G_s	Tỷ trọng	Specific gravity of Solid
G (g)	Gam	Gramme
GW	Nước dưới đất	Ground Water
GL	Cao độ mặt đất	Ground Level
H	Chiều cao Bề dày Cột nước	Height Thickness Head of Water
H_c	Mực cột nước không đổi	Constant Head of Water
h	Chiều cao Chiều sâu nước ngầm Cột thuỷ lực	Height Depth of Water in Acquirer Hydraulic Head
Hz	Héc	Hertz
I_z	Hệ số ảnh hưởng ứng suất	Influent Factor
I_{EXIT}	Đầu ra của Gradient thuỷ lực	Exit Hydraulic Gradient
I	Gradient thuỷ lực	Hydraulic Gradient
K	Môđun nền	Bulk Modulus
K_a	Hệ số áp lực nền chủ động của đất	Coefficient of Active Earth Pressure
K_p	Hệ số áp lực bị động của đất	Coefficient of Passive Earth Pressure
K_u	Hệ số áp lực đất không xác định	Coefficient of Earth Pressure Undefined
K_h	Hệ số áp lực đất phương ngang	Coefficient of Horizontal Earth Pressure.
K_o	Hệ số áp lực đất tĩnh (nghỉ)	Coefficient of Earth Pressure at Rest
K_v	Hệ số áp lực đất theo phương thẳng đứng	Coefficient of Vertical Earth Pressure
K (k)	Hệ số thấm	Coefficient of Permeability
kg	Kilôgam	Kilogramme
km	Kilômét	Kilometer
kN	Kilô - Niutơn	Kilo Newton
L	Chiều dài	Length
l	Lít Chiều dài diện tích đặt tải	Litter Length of Loaded Area
lb	Cân Anh	Pound
LL	Giới hạn chảy	Liquid Limit
log	Logarit	Logarithm
M	Mômen	Moment
m	Mét Khối lượng	Meter Mass
m_v	Hệ số biến dạng thể tích	Coefficient of Volumetric Change

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Max	Cực đại	Maximum
MDD	Dung trọng khô lớn nhất	Maximum Dry Density
Min	Cực tiểu	Minimum
ml	Mililít	Milliliter
MN	Mega Niutơn	Mega Newton
N		Newton
Nc Ng N_γ	Hệ số mang tải	Bearing Capacity Factor
Nm	Niu-tơn mét (đơn vị công)	Newton- meter
Ô	Ôxi	Oxygen
OMC	Độ ẩm tối ưu	Optimum Moisture Content
P	Áp lực Tải trọng	Pressure Load
P_a	Lực chủ động	Active Thrust
P_c	Lực bị động	Passive Thrust
P_h	Lực ngang	Horizontal Thrust
P_v	Lực thẳng đứng	Vertical Thrust
p	Áp suất, áp lực	Pressure
p_a	Áp lực cho phép	Allowable Bearing Pressure
p_c	Áp lực tiền cố kết	Preconsolidation Pressure
P_n	Áp lực thực tế	Net Pressure
P_o	Áp lực cột đất	Overburden Pressure
pH	Độ pH	PH
p_u	Áp lực cực hạn	Ultimate Bearing Pressure
PI	Chỉ số dẻo	Plasticity Index
PL *Pl*	Giới hạn dẻo Áp lực giới hạn (Nén ngang Menard)	Plasticity Limit Limit Pressure.
Q	Tải trọng	Load
Q_b, Q_p	Tải cực hạn mũi cọc	Ultimate Bearing of Pile End
Q_s, Q_f	Tải cực hạn thành cọc	Ultimate Bearing of Pile Skin Friction
Q_u	Sức chịu tải cực hạn cọc	Ultimate Bearing Capacity of a Pile
q	Ứng suất Vận tốc dòng chảy	Stress Rate of Flow
q_a	Ứng suất cho phép	Allowable Stress
q_u	Ứng suất tới hạn (cực hạn)	Ultimate Stress
R	Sức kháng Bán kính	Resistance Radius

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

R_T	Sức kháng của dây neo	Resistance of Tie
r	Bán kính Góc khúc xạ	Radius Angle of Refraction
r_u	Tỷ áp lực lỗ rỗng	Pore Water Pressure Ratio
S	Độ lún Khoảng cách Gia tải Bão hoà	Settlement Spacing Surcharge Saturation
Sec	Giây	Second
SPT	Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn	Standard Penetration Test
sub	Ngập nước	Submerge
T	Yếu tố độ cứng	Stiffness Factor
T_v	Yếu tố thời gian	Time Factor
t	Thời gian Tấn	Time Ton
t_{50} t_{90}	Thời gian cho 50% cố kết Thời gian cho 90% cố kết	Time for 50% consolidation Time for 90% consolidation
TRRL	Phòng thí nghiệm Nghiên cứu Đường và vận t ải	Transport and Road Research Laboratory
u	Áp lực nước lỗ rỗng	Pore Pressure
V	Thể tích Tải thẳng đứng Dòng chảy	Volume Vertical Load Flows
W	Trọng lượng, độ ẩm	Weight, Water Content
w	Trọng lượng đất Tỷ chiều rộng/ dài của dòng chảy	Weight of Soil Width/ Length Ratio of Flow Net
W_s	Trọng lượng cát	Weight of Sand
W_t	Trọng lượng	Weight
X	Hoành độ gốc	Original Coordinates
X, x	Phương ngang của hệ toạ độ Chiều sâu đến điểm uốn của dải tường chắn	Horizontal Coordinates Direction Depth to point of Contra flexure in Sheet Pile
Y	Tung độ gốc	Original Coordinates
y	Phương đứng của hệ toạ độ Chiều sâu điểm "0" của dải tường chắn	Vertical Coordinates Direction Depth to Zero Force in Sheet Pile
z	Cao độ Chiều sâu Chiều dài đường thấm nước	Elevation Depth Length of Drainage Path
z_c	Chiều sâu tới hạn	Critical Depth

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

α	Số mũ Góc dốc Hệ số cấu trúc	Exponent Slope Angle Structure Factor
β	Góc Góc dốc Hệ số	Angle Slope Angle Coefficient
γ	Dung trọng	Bulk Density
γ_d	Dung trọng khô	Dry Density,
γ'	Dung trọng hữu hiệu (đẩy nổi)	Submerged Density, Effective Density
γ_{sub}	Dung trọng ngập nước	Submerged Density
γ_w	Dung trọng nước	Water Density
δ	Góc Độ chuyển vị Góc ma sát giữa các mặt tiếp xúc	Angle Deflection Friction angle at interface
ε	Biến dạng (tương đối) Dịch chuyển (của cắt trực tiếp)	Strain Movement of Shear box
θ	Góc nghiêng	Incline Angle
λ	Hằng số Lame Thành tố Meyerhof	Lame constant Meyer of Factor
μm	Micrông	Micron
μ	Một yếu tố, hệ số	Factor, Coefficient
ν	Hệ số Poatxông	Poisson Ratio
ρ	Hệ số kích thước móng Yếu tố hiệu chỉnh của Rowe	Dimension Factor Rowe reduction
Σ	Tổng	Summation
σ	Ứng suất pháp tuyến, áp lực	Normal Stress
σ_1	Ứng suất chính lớn nhất	Maximum Principal Stress
σ_3	Ứng suất chính nhỏ nhất	Minimum Principal Stress
τ	Ứng suất cắt	Shear Stress
φ (ϕ)	Góc ma sát trong của đất	Internal Friction Angle
φ'(ϕ)	Góc ma sát hữu hiệu	Effective Friction Angle
φ_u (ϕ_u)	Góc ma sát không thoát nước	Undrained Friction Angle

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Chương I

KHÁI QUÁT ĐỊA CHẤT - ĐẤT ĐÁ

Ta vẫn thường nói *"Quả đất là ngôi nhà chung của chúng ta"*. Hầu như tất cả các công trình xây dựng đều được đặt trên bề mặt của Quả đất, mà đối tương cần quan tâm chỉ là phần mỏng trên lớp vỏ Quả đất. Nghiên cứu quá trình hình thành, vận động, cấu tạo và biến đổi của Quả đất cũng như địa tầng, đất đá gọi là ngành Địa Chất Học (Geology). Trên nền địa chất học này, một loạt các bộ môn *địa chất kỹ thuật* đi sâu nghiên cứu phục vụ mục đích của từng lĩnh vực như: mỏ kim loại, dầu khí, than, nước dưới đất, vật liệu xây dựng v.v..., và trong đó *địa chất công trình* cũng một lĩnh vực quan trọng.

Một cách khái quát, công tác nghiên cứu các quy luật vận động, hình thành, các hiện tượng biến đổi của các địa tầng đất, đá và các tính chất của chúng, liên quan trực tiếp đến các công trình xây dựng, gọi là bộ môn *địa chất công trình - ĐCCT* (Geological Engineering), nghĩa là *địa chất phục vụ cho công tác xây dựng*. Tuy nhiên, bộ môn ĐCCT vẫn mang tính khái quát cao, nghiên cứu có tính quy luật, định hướng và xác định các vấn đề lớn về môi trường địa chất tác động đến công tác xây dựng, trên diện rộng cho khu vực hoặc lãnh thổ là thích hợp mà ít giải quyết các vấn đề trực tiếp về tính toán thiết kế nền móng. Do đó, trên nền kiến thức *ĐCCT Cơ đất & Nền móng* đã hình thành một bộ môn nhằm nghiên cứu và xác định các điều kiện của môi trường đất, đá và nước dưới đất cùng các tính chất xây dựng của chúng phục vụ trực tiếp cho các công tác: lựa chọn mặt bằng phù hợp cho một dự án, tính toán thiết kế nền móng và đề ra các giải pháp gia cố, xử lý cần thiết v.v...; được gọi là Địa kỹ thuật (Geotchnique).

Các loại công trình xây dựng trên mặt đất đều liên quan đến vấn đề địa chất, và rộng hơn nữa, liên quan đến Quả đất của chúng ta.

Vậy Quả đất của chúng ta, nơi ta đang sinh sống và đang tiến hành xây dựng các công trình, được cấu tạo như thế nào? Câu trả lời đó là đơn giản với các chuyên gia địa chất hoặc địa chất công trình, song có lẽ không phải chuyên gia thiết kế hoặc xây dựng nào cũng am tường, kể cả các chuyên gia Địa kỹ thuật.

I. KHÁI QUÁT VỀ CẤU TRÚC QUẢ ĐẤT

Quan niệm hiện đại về cấu trúc Quả đất, qua nghiên cứu truyền sóng địa chấn, cho ta thấy Quả đất được chia thành các lớp hình cầu, đồng tâm với các tính chất vật lý khác biệt nhau, giới hạn bởi các *bề mặt* hoặc *vùng bề mặt không liên tục* (discontinuity). Mỗi một lớp, được cấu tạo bởi vật liệu riêng biệt, cho các giá trị vận tốc truyền sóng địa chấn biến đổi và có xu hướng tăng dần theo chiều sâu. Các bất liên tục tương ứng với sự biến đổi đột ngột về vận tốc sóng địa chấn hay còn gọi là dị thường (anomaly) truyền sóng.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Người ta phân ra các lớp cấu tạo nên Quả đất như sau:

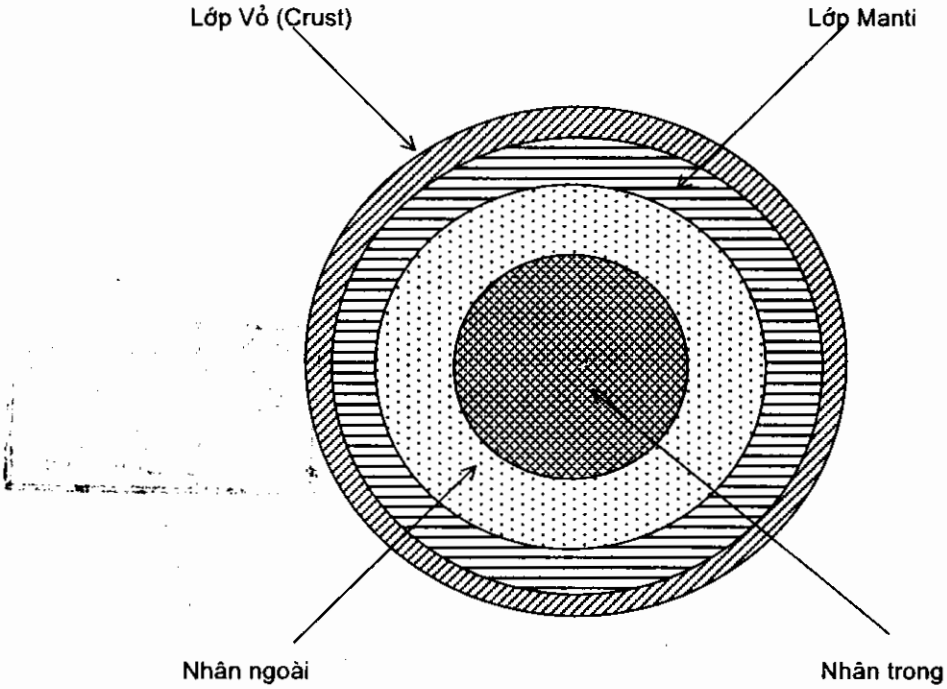
- *Lớp vỏ* (Crust): Lớp vỏ này là rất mỏng so với bán kính Quả đất, chiều dày trung bình khu vực lục địa khoảng 35 đến 40km, ở các dãy núi cao có chỗ tới 70km và khu vực đại dương trung bình là 10km, có chỗ mỏng tới 5 km. Vận tốc truyền sóng nén (sóng P) khoảng 6,5 km/s và sóng cắt (sóng S) khoảng 3,7km/s.

- *Lớp Manti* (Manteau): Được phân biệt với *lớp Vỏ* qua một bề mặt *bất liên tục* gọi theo tên của người phát hiện ra là Mohorovicic (gọi tắt là Moho). Lớp Manti được cấu tạo chủ yếu bởi các khoáng vật silicat giàu Fe & Mg có tính chất đàn-chảy. Bề dày lớp này khoảng 2900 km. Ở bất liên tục Moho, vận tốc truyền sóng P khoảng 8,2 km/s và sóng S khoảng 4,4 km/s. Còn trong lớp Manti vận tốc sóng địa chấn tăng nhẹ theo chiều sâu, không tính đến một phân lớp mỏng; ở chiều sâu khoảng 60 đến 200km có vận tốc truyền sóng nhỏ, được gọi là *lớp truyền sóng thấp.*

- *Nhân* (Core): Nhân Quả đất có chiều sâu đến 2894 km với dấu hiệu hạ đột ngột của vận tốc sóng địa chấn như sóng P từ 13,6 đến 8,2 km/s và toàn bộ không xuất hiện sóng S. Đây được gọi là *bất liên tục* mang tên Gutenberge. Ta có thể thấy rằng môi trường vật liệu của Nhân không truyền sóng S nên lõi Quả đất ở trạng thái lỏng.

Tồn tại một *bất liên tục* nữa ở chiều sâu khoảng 5121 km, với vận tốc sóng P sau khi bị hạ thấp một chút lại tăng từ 9,5 km/s đến 11,2 km/s. Điều này cho phép ta chia Nhân thành hai là *Nhân ngoài* và *Nhân trong*, mà phần trong có thể là vật chất ở trạng thái rắn. Mật độ trung bình của vật chất trong Nhân biến đổi từ 2,7 đến 3,0 g/cm^3. Phần các lục địa cũng như đại dương được xem như nổi trên lớp Manti mà ở đó mật độ tăng nhiều, biến đổi từ 3,3 g/cm^3 (phía mặt trên) lên đến 5,7 g/cm^3 (phía đáy).

Mô phỏng cấu trúc Quả đất thể hiện như hình I.1



***Hình I.1**: Cấu trúc Quả đất*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

II. CÁC LOẠI ĐẤT - ĐÁ CHÍNH

Một trong các mục tiêu của công tác Địa kỹ thuật là *diễn giải thành con số cụ thể* về tình trạng của vật liệu gọi là đất nền (bao hàm cả đá) mà chúng có thành phần cấu tạo hết sức khác nhau, không đồng nhất và dị hướng.

Trong thực tế, việc nghiên cứu địa chất một cách chi tiết là không thể tách rời trong toàn bộ tiến trình nghiên cứu Địa kỹ thuật (hoặc trong phân tích nền móng) phục vụ thiết kế và thi công công trình. Chỉ có hiểu biết thấu đáo về địa chất mới cho phép ta lý giải được một số tính chất cơ-lý rất khác biệt trong quá trình khảo sát, thí nghiệm hiện trường và trong phòng, mới có thể phân tích một cách khoa học và sát thực tế các giải pháp nền móng cần áp dụng, cũng như làm sáng tỏ những khác biệt cục bộ ảnh hưởng thế nào đến điều kiện cân bằng của cả khối đất, đá và công trình.

Chương này nêu các khái niệm tổng quát nhất về môi trường đất đá, mà trên đó các công trình xây dựng được đặt lên, làm tiền đề cho các hoạt động Địa kỹ thuật được tiến hành trên môi trường ấy. Đó là các loại đất đá thông dụng, thường gặp trong xây dựng công trình và các loại khoáng vật cơ bản tạo thành nền đất đá đó. Một số khái niệm về các chuyển động kiến tạo của vỏ trái đất tác động lên sự thành tạo và tính chất của các loại đất đá.

Các đất đá cấu tạo nên vỏ Quả đất được chia thành các loại đá chính: đá magma, đá trầm tích và đá biến chất.

II.1. ĐÁ MAGMA

II.1.1. Định nghĩa - Khái niệm

Đá magma là sản phẩm kết tinh của dung nham (magma) ở bề mặt hay trong lòng Quả đất. Đá magma được chia thành hai loại: *đá thâm nhập* (Intrusive) khi magma kết tinh dưới sâu trong vỏ trái đất và *đá phún trào* (extrusive, volcanic hay còn gọi là đá núi lửa) khi dung nham magma phun lên trên mặt Quả đất.

II.1.2. Thành phần khoáng vật cơ bản

Thành phần khoáng vật trung bình của đá magma gồm:

- Feldspath	60 %
- Thạch anh (quartz)	12 %
- Amphibole + pyroxene	17 %
- Mica	4 %
- Silicat khác	6 %
- Các khoáng vật còn lại	1 %

THƯ VIỆN HỌC VIỆN KỸ THUẬT QUÂN SỰ
Vtc 4194
20
PHỤ BẢN

1) Thạch anh: (quartz): Là dạng kết tinh của silic SiO_2

2) Felsdpath: Là loại silicat nhôm được chia thành hai nhóm chính:

- Feldspath kiềm: là loại silicat kiềm (K, Na)(Si_3ALO_8), thường gặp là sanidine, microcline

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Plagioclages: là loại feldspath kiềm và kiềm thổ, gồm dãy các khoáng vật có hai cực là albite và muscovite.

Trong quá trình phong hoá các feldspath kiềm có biến màu hồng và plagioclage có biến màu xanh lá cây.

3) Feldspathoid: Là loại khoáng vật đặc trưng cho đá kiềm và á kiềm.

Ví dụ:

- Nepheline $Na_3K\,(SiALO_4)_4$
- Leucite $K\,(Si_2ALO_6)$
- Sodalite $(Na_8\,Cl_2)\,(Si_2ALO_4)_6$, v.v...

4) Mica: Là loại silicat nhôm ngậm nước, chứa Mg^{+2}, Fe^{+2}, Fe^{+3}, Al^{+3}, các iôn kiềm K^+, Na^+, Li^+, và các ion phụ khác như OH^-, F^-.

- Muscovite (mica trắng): $KAl_2\,[Si_3AlO_{10}]\,(OH,F)_2$
- Biotite (mica đen): $K(Fe,Mg)_3\,[Si_3AlO_{10}]\,(OH,F)_2$

5) Amphibole: Là loại silicat phức hợp, thường gặp hornblende (đá sừng).

6) Pyroxene: Là loại silicat phức hợp, thường phân biệt ra orthopyroxene và clinopyroxene thường gặp là augite và diopsite.

7) Olivine: Là loại ortho-silicat, olivene trong suốt thường được gọi là peridote.

8) Silicat khác:

9) Oxit khác: Chứa trong kim loại, đặc biệt ôxit sắt và titan.

II.1.3. Các loại đá magma chính

Theo thành phần hoá học (chủ yếu là hàm lượng SiO_2) người ta chia thành các loại:

- Siêu bazơ	< 45%	SiO_2 (peridotit, dunit, pyroxenit).
- Bazơ	45 - 52%	SiO_2 (gabro, bazan).
- Trung tính	52 - 66%	SiO_2 (diorite, andezite).
- Axit	≥ 66 %	SiO_2 (granite, piolite)

2) Theo đặc điểm kiến trúc:

- Kiến trúc hạt.
- Kiến trúc vi hạt.
- Kiến trúc vi tinh.
- Kiến trúc phi tinh
- Kiến trúc đặc biệt.

Việc thành tạo các loại kiến trúc nêu trên có liên quan chặt chẽ đến tốc độ nguội dần của dung nham magma trong quá trình thâm nhập lên vỏ Quả đất.

- Dung nham magma *nguội nhanh* ⇒ kiến trúc phi tinh (vitreuse).
- Dung nham magma *nguội chậm* ⇒ kiến trúc tinh thể hoặc kiến trúc hạt.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Khái quát phân loại đá magma thể hiện trong bảng I.1 sau:

Bảng I.1 - Phân loại đá magma

Hàm lượng SiO_2	Axit (>66%)	Trung tính (52 - 66 %)		Bazơ (45-52%)	Siêu bazơ (< 45%)
Khoáng vật chính / Cấu tạo	Thạch anh Feldspath Mica	Feldspath Plagioclase Pyroxen Amphibol Fendpatoid	Plagioclase Amphibol Pyroxen ± Thạch anh ± Feldspath	Plagioclase Pyroxen Olivine	Olivine Pyroxen (Horblen)
Đông kết chậm					
Hạt	Pegmatit Granit	Syenit	Diorit	Gabro	Peridotit, Dunit Pyroxenit
Vi hạt	Microgranit Aplit	Microsyenit	Microdiorrit	Microgabro Dolenit	
Vi tinh					
Phi tinh	Ryolit	Trachit	Andesit	Bazan	Komatit
Đông kết nhanh					

II.2. ĐÁ TRẦM TÍCH

Sản phẩm phong hoá được vận chuyển (bằng dòng nước, gió) ở dạng hạt cứng hoặc dạng hoà tan khi lắng đọng cho đá trầm tích.

Người ta phân biệt:

- Trầm tích cơ học (lắng đọng các hạt).
- Trầm tích hoá học (kết tủa các thành phần hoà tan).
- Trầm tích sinh hoá (có sự tham gia của sinh vật).

II.2.1. Nguồn gốc thành tạo

Nguồn gốc tạo nên đất, đá trầm tích là quá trình tích tụ, trầm lắng các vật chất nguyên thể và các vật chất biến đổi hoá học. Đất, đá trầm tích được tạo ra từ nhiều nguồn nguyên vật liệu thiên nhiên như:

- *Các vật chất* tạo ra từ quá trình phong hoá, bào mòn, phân tách các loại đá mẹ.
- *Thực vật* là sản phẩm của sự biến đổi hoá học từ các thớ tế bào thực vật.
- *Động vật* là sản phẩm của quá trình trầm đọng các vỏ sò hến, san hô.

Để xem xét sự hình thành một *bể trầm tích các loại đất đá* ta cần phân biệt ba yếu tố sau:

- Nguồn gốc các thành phần cấu thành nên đất đá.
- Phương thức trầm tích.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Quá trình biến đổi thứ sinh là quá trình làm cho đất đá trầm tích trở nên chặt cứng dưới trọng lượng bản thân. Hiện tượng này liên quan đến bề dày, các lớp trầm tích sau đè lên lớp trước làm gia tăng quá trình cố kết, đôi khi làm thay đổi cả thành phần hoá học (ví dụ quá trình xi-măng hoá).

Tên gọi đất là *vật liệu trầm tích* mà quá trình biến đổi thứ sinh diễn ra không đáng kể hoặc độ cố kết chặt cứng là quá kém.

II.2.2. Đặc điểm đá trầm tích

Đất đá trầm tích có các đặc điểm cơ bản sau:

1. Tính chất phân lớp: Bề mặt phân lớp tương ứng với từng lớp đất trong quá trình trầm tích và nhìn chung các bề mặt phân lớp nằm ngang trong quá trình thành tạo nguyên sinh.

Do bản chất thành tạo nêu trên, các bể trầm tích (mà thường là đáy biển), đất, đá trầm tích có đặc điểm là *dị hướng*.

2. Chứa các hoá thạch. Các đất đá trầm tích thường có chứa các hoá thạch. Có cả một bộ môn nghiên cứu, gọi là Cổ Sinh Học (Paleonthology), chuyên nghiên cứu để xác định tuổi của trầm tích trong địa chất lịch sử.

II.2.3. Các khoáng vật của đá trầm tích

Thành phần khoáng vật trung bình của đá trầm tích:

- Thạch anh : 34,8 %
- Mica, xerexit, hydromica : 15,11 %
- Khoáng vật sét : 14,51 %
- Orthoclage : 11,02 %
- Albite : 15,11 %
- Dolomit, siderite : 9,07 %
- Canxit : 4,25 %
- Thạch cao, anhydrit : 0,97 %
- Vật chất hữu cơ : 0,73 %
- Magnetit : 0,07 %
- Titanit, ilmenit : 0,02 %

Đá trầm tích được thành tạo từ hai nhóm khoáng chất chính sau:

1) *Khoáng chất nguyên sinh*: Đây là các *khoáng chất nguyên thể* của đá mẹ, do phong hoá cơ học, phân tách, bào mòn, rửa trôi rồi trầm tích lại để thành tạo nên đá trầm tích hiện thời.

2) Khoáng chất thứ sinh: Là các khoáng chất tạo thành chủ yếu do phong hoá các khoáng chất gốc là feldspath, mica và quá trình kết tinh đá cacbonat sau:

a) Sét - Là silicat nhôm ngậm nước được tạo thành do phân huỷ feldspath và mica. Công thức hoá học của chúng có dạng: $(SiO_2)_m(AL_2O_3)_n(OH)_p$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Theo thành phần khoáng vật người ta chia ra:

- Sét kaolin.
- Sét montmorillonit.
- Hydromica.
- Pyrophilit.
- Vermiculit
- Hỗn hợp.

Bentonit chính là biến thể của sét *montmorillonit*.

Một số loại sét có đặc tính đặc biệt như sau:

- *Sét nhậy cao* (Quick Clay):

Sét nhậy cao tạo thành từ các vật liệu chủ yếu có kích cỡ nhỏ hơn 0,002 mm, nhưng nghèo các khoảng vật sét (loại có độ dẻo dính cao như các loại sét mô tả trên) mà chủ yếu là các hạt rất mịn loại thạch anh (quartz).

Sét nhậy cao có các đặc trưng nổi bật là:

- Độ dẻo dính kém, với chỉ số dẻo thường nằm trong khoảng 8 đến 12.
- Độ nhậy của sét này rất cao, có khi lên từ 20 đến 50. Nói cách khác, phần lớn *sức kháng cắt ở trạng thái nguyên dạng* gần như bị mất hoàn toàn trong quá trình cắt.
- Độ ẩm và hệ số rỗng cao (hệ số rỗng e ≅ 2).
- Độ thấm nhỏ, khoảng 10^{-10} m/s.
- Nhậy cảm với hiện tượng hoá lỏng (liquefaction) khi bị chấn rung đột ngột.

b) Cacbonat: Có hai loại thông dụng sau:

- Canxit : cacbônat canxi $CaCO_3$
- Dolomit: cacbônat canxi và manhê $Ca,Mg\ (CO_3)_2$

c) Silic: Khoáng vật silic gặp dưới nhiều dạng, trong đó thông dụng các dạng:

Calcedoin, jaspe, agate, opane, silex

d) Silicat: Glauconie là một loại silicat ngậm nước của sắt và nhôm (có màu xanh lá cây đặc trưng).

e) Clorura: Là các loại muối thông thường.

f) Sulphate. Có hai loại phổ biến sau:

- Gypse là sulphate canxi có ngậm nước $(SO_4)Ca_2(OH)_2$
- Anhidrit là sulphate canxi không ngậm nước.

g) Phosphate

II.2.4. Phân loại đá trầm tích

Đá trầm tích được phân loại theo nguồn gốc, theo độ hạt, theo tính chất cơ lý.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

* Theo nguồn gốc bao gồm:

- Trầm tích sông (alluvi)
- Trầm tích biển (marine)
- Trầm tích đầm lầy (bùn, than bùn)
- Trầm tích băng hà,
- Trầm tích gió (phong tích, hoàng thổ)
- Tàn tích tại chỗ (eluvi-residual)
- Trầm tích sườn (deluvi-collovial)

* Theo độ hạt bao gồm các loại:

- Hạt nhìn thấy > 0.05mm:
  + Hạt thô, vụn thô > 10mm
  + Hạt lớn 10 - 2 mm.
  + Hạt nhỏ (cát) 2 - 0.05mm
- Hạt không nhìn thấy (hạt mịn).
  + Hạt mịn, bột sét: 0.05 - 0.001mm.
  + Huyền phù (koloid) < 0.001mm
  + Phi hạt, vô định hình.

Theo tính chất cơ lý gồm các loại:

- Đá mềm (thường gọi là đất).
- Đá cứng (đá thuần tuý, cứng chắc do cố kết).

Đá mềm (đất-soil) chính là đối tượng chủ yếu trong công tác khảo sát đất nền, phân tích địa kỹ thuật và nghiên cứu cơ đất & nền móng. Bên cạnh đó, đá cứng cũng là đối tượng không kém phần quan trọng bởi tính phức tạp của nứt nẻ, đứt gãy, phong hoá ảnh hưởng đến tính chất cơ lý cũng như đặc trưng xây dựng. Trong nhiều trường hợp, khái niệm đất và đá được hiểu rất mềm dẻo do sự chuyển tiếp tính chất trong quan niệm lựa chọn thông số. Ví dụ như với đá phong hoá cao hoặc nứt nẻ mạnh khi phân tích cần áp dụng lý thuyết cơ học đất.

1. Các loại đá mềm

a) Đá sét: Đá sét (đất sét) được tạo thành chủ yếu từ loại khoáng vật có cùng tên (sét) có thể tạo thành các đới dày và chúng có những đặc trưng cơ bản là nhậy cảm với nước, thực tế được xem là không thấm nước (cách nước) và dễ bị nén lún hoặc trương nở.

b) Đá mácnơ: Đá mácnơ cũng là loại đá mềm mà thành phần khoáng vật của chúng chủ yếu là sét và cácbonat canxi (vôi). Tuỳ theo tỷ lệ hàm lượng *sét* và *vôi* mà đá mácnơ được chia thành các họ sau:

- Sét $CaCO_3 < 10$ %
- Sét-mácnơ $10 < CaCO_3 < 30$ %
- Mácnơ $30 < CaCO_3 < 70$ %

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Vôi-mácnơ $70 < CaCO_3 < 90$ %
- Vôi $CaCO_3 > 90$ %

Loại sét-mácnơ hoặc mácnơ thuần tuý có tính chất gần giống như sét. Độ nhậy cảm với nước giảm dần khi hàm lượng vôi tăng.

c) Cát, sạn sỏi: Đây thuộc loại vật liệu rời. Có các loại cát dạng đống đụn, cát biển, cát sông, sạn sỏi biển, cát dăm sạn v.v..., và chúng được phân loại theo các tiêu chí sau:

- Bản chất *khoáng vật* và bản chất *hạt*.
- Kích cỡ hạt.
- Phương thức trầm tích.

d) Bụi, bột: Bụi thường được thành tạo từ môi trường trầm tích sông, trầm tích gió và trầm tích biển. Kích cỡ hạt loại bụi này là nằm trung gian giữa cát và sét.

e) Bùn, than bùn: Bùn (organic soil) là loại trầm tích hiện đại (mới đây), chứa vật chất hữu cơ với hàm lượng biến đổi.

- *Than bùn* (peat) là loại trầm tích và phân huỷ thực vật ở vùng đầm lầy.

f) Than đá, than bùn, dầu mỏ: Là các loại đá trầm tích hữu cơ.

g) Đá phấn: Đá phấn là loại trầm tích và ximăng hoá một khối lượng lớn các sò hến, san hô với đới dày vào Kỷ Creta.

Đá phấn nhìn chung cho tính chất cơ lý khá tốt, nhưng chúng dễ bị phá huỷ kết cấu và làm yếu nhanh khả năng chịu tải.

2. Các loại đá cứng

a) Đá dăm kết, cuội kết: Đây là loại bêtông tự nhiên. Theo hình dạng hạt có thể phân chia thành các loại sau:

- *Dăm kết*: Đá gắn kết của các hạt sắc cạnh.
- *Cuội kết*: Đá gắn kết của các hạt tròn cạnh.

Theo bản chất vật liệu hạt có thể phân thành cuội vôi kết, cuội thạch anh kết v.v...

b) Đá cát kết: Cát kết là loại đá ximăng hoá hạt cát. Tuỳ theo thành phần gắn kết mà c ó thể phân ra:

- Cát kết silic.
- Cát kết ôxit sắt.
- Cát kết chứa dầu mỏ.
- Cát gắn kết bằng sét.
- Cát gắn kết bằng feldspath.

c) Đá sét kết : Sét kết là loại đá ximăng hoá các loại hạt mịn. Đá này thường có kiến trúc hạt mịn.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d) Đá molas và đá flysh:

- Molas là loại cát kết loại đá vôi mềm với đá phiến sét.

- Flysh là loại dạng cuội kết của phiến mica.

đ) Đá vôi: Đá vôi là loại phân bố rộng rãi nhất, chủ yếu là cácbônat canxi. Có nhiều loại đá vôi với các tính chất rất khác nhau từ mềm đến rất cứng. Đá vôi vừa được khai thác làm vật liệu xây dựng, vừa là đối tượng nghiên cứu làm nền móng và khai thác nước dưới đất. Đặc điểm của đá vôi là dễ hoà tan trong môi trường nước chảy tạo thành hang hốc cáctơ.

e) Đá gypse: Đá gypse được thành tạo do trầm tích các khoáng vật cùng tên. Tính chất nổi bật của đá này dễ hoá mềm trong nước

f) Đá anhydrit: Đây là loại đá cứng, có tính chất là khi ngậm nước thì đổi sang gypse. Do tính chất này mà nó biến đổi rất lớn về thể tích tạo ra hiện tượng trương nở mạnh.

II.2.5. Quá trình hình thành đất đá trầm tích

Để nghiên cứu quá trình hình thành đất đá trầm tích, cần quan tâm đến ba yếu tố: quá trình phong hoá đất đá gốc, phương thức trầm tích và quá trình cố kết (thứ sinh).

1. Quá trình phong hoá

Quá trình phong hoá đất đá thường xảy ra các dạng như phong hoá do phân tách lý học, phong hoá do biến đổi hoá học và phong hoá do biến đổi sinh hoá.

a) Dạng phong hoá do phân tách lý học: Là quá trình phân tách vật lý các khối đá thành các mảnh có kích thước khác nhau. Có các nguyên nhân khác nhau tạo ra quá trình phân tách này:

- Do dao động nhiệt độ.

- Do quá trình bào mòn: gió, sóng biển, nước sông chảy v.v...

- Hoạt động thực vật (rễ cây soi hút, phân tách đất đá từ các khe nứt).

- Hoạt động con người (các loại).

b) Dạng phong hoá do biến đổi hoá học: Là quá trình là quá trình phân huỷ hoá học các khoáng vật như hoà tan, ôxy hoá, cácbônát hoá, hydroxit hoá ... dưới tác dụng của nhiều yếu tố khác nhau, đặc biệt là nước, ôxy và cácbonic trong không khí

Phong hoá đất đá diễn ra mạnh mẽ ở vùng nóng ẩm, khu vực có khí hậu nhiệt đới thuận tiện cho quá trình biến đổi bản chất. Phong hoá hoá học là một quá trình hết sức phức tạp. Sản phẩm cơ bản của quá trình biến đổi như sau:

Ví dụ:

<u>Feldspath</u> <u>Kaolinit</u>

$$K[Si_3AlO_8] + H_2O + CO_2 \Rightarrow Al_4\,[Si_4O_{10}]\,(OH)_{18} + K_2CO_3 + SiO_2$$

Kết quả là các khoáng vật có trước được thay thế bởi các khoáng vật mới, bền vững trong điều kiện bề mặt.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Ví dụ: Đá granit là loại đá axit, được cấu thành bởi feldspath, mica và thạch anh. Khi phong hoá trở thành cát pha sét hoặc sét pha cát. Trong đó phần hạt thạch anh không phong hoá hoá học nên thành cát, còn lại feldspath và mica phong hoá mà thành sét. Nếu cát pha này ở môi trường nước chảy, hạt sét trôi đi thì chỉ còn lại cát và cát này lại được dòng chảy của sông mang ra biển.

Với đá phún suất loại basic không chứa thạch anh, nên khi phong hoá hoàn toàn trở thành sét (như sét đất đỏ bazan ở Tây nguyên) thường chứa nhiều thành phần SiO_2 và Al_2O_3

2. Phương thức trầm tích

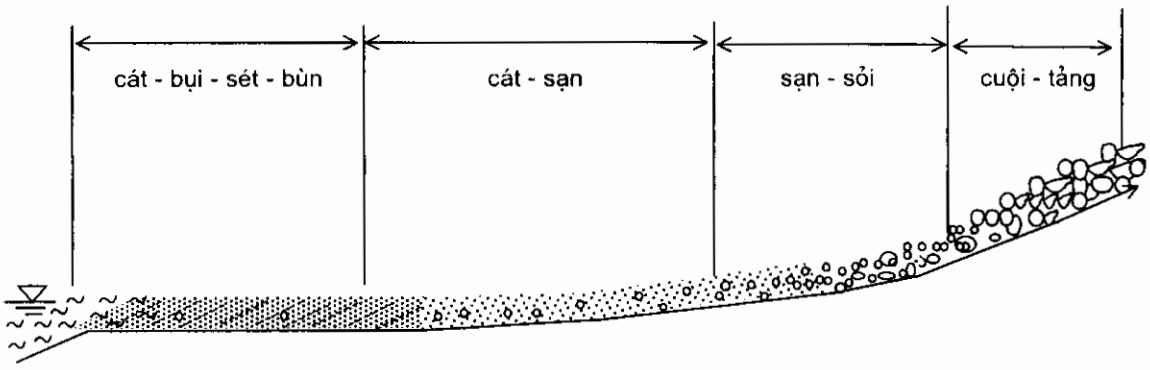
Có thể khái quát thành hai phương thức trầm tích cơ bản sau:

_Trầm tích tại chỗ là đất tàn tích như đã mô tả.

_Trầm tích do vận chuyển.

Trong trầm tích do vận chuyển dẫn đến sự bào mòn, rửa trôi, phân loại các kích cỡ hạt. Độ dốc dòng chảy và vận tốc dòng chảy cũng tác động đến quá trình phân loại kích cỡ hạt. Trầm tích theo dòng nước thì hạt càng thô trầm tích gần và nhanh; hạt càng mịn càng vận chuyển xa và trầm tích chậm hơn.

Hình I.2 thể hiện quá trình vận chuyển và trầm tích do dòng nước.



Hình I.2: *Quá trình trầm tích do vận chuyển dòng nước*

3. Quá trình biến đổi thứ sinh

Đất đá trầm tích, sau khi hình thành, phải chịu tác động quá trình biến đổi sau đó để tạo nên đất đá trầm tích hiện tại. Các quá trình đó là:

- Quá trình cố kết dưới trọng lượng của bản thân chúng.

- Quá trình ximăng hoá gắn kết các hạt của chúng.

- Quá trình phong hoá biến đổi thành phần hoá học của chúng.

Ví dụ: Quá trình thành tạo vỏ laterit ở các vùng nhiệt đới là kết quả của hiện tượng thẩm thấu các iôn Fe.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Đá trầm tích bị biến đổi thứ sinh tạo nên các sản phẩm sau:

- Than, than bùn	⇒	tạo thành	⇒	Than đá
- Sét	⇒	tạo thành	⇒	Mácnơ
- Cát	⇒	tạo thành	⇒	Cát kết
- Trầm tích động vật	⇒	tạo thành	⇒	Đá phấn, đá vôi
- Sạn sỏi	⇒	tạo thành	⇒	Sạn kết, cuội kết
- Vỏ sò, hến	⇒	tạo thành	⇒	Đá vôi, đá phấn

II.3. ĐÁ BIẾN CHẤT

II.3.1. Đá biến chất và đặc trưng phân phiến

Biến chất là quá trình biến đổi các đá (magma, trầm tích) dưới tác dụng của áp suất và nhiệt độ cao. Quá trình biến chất làm thay đổi thành phần khoáng vật, kiến trúc, cấu tạo hoặc cả thành phần vật chất ban đầu. Tuỳ theo điều kiện nhiệt độ, áp suất các đá có mức độ biến chất khác nhau và được chia thành các tướng biến chất từ thấp đến cao.

Có các kiểu biến chất chính sau: Biến chất nhiệt do tiếp xúc (ở nhiệt độ cao, áp suất thấp) với các khối magma. Biến chất động lực (dưới tác động của các chuyển động kiến tạo) gọi là biến chất khu vực. Trong các loại biến chất trên thì biến chất khu vực là quan trọng nhất.

Đặc trưng nổi bật của loại đá biến chất là tạo thành các *mặt phân phiến* vuông góc với chiều áp lực tác dụng gọi là *tính phân phiến*. Mặt phân phiến này là kết quả của áp lực. Cần lưu ý không lẫn lộn giữa tính phân phiến của đá biến chất và tính phân lớp của đá trầm tích. Do tính chất phân phiến này nên đặc trưng của đá biến chất luôn không đồng nhất.

II.3.2. Các khoáng vật của đá biến chất

Trong đá biến chất người ta có thể tìm thấy các khoáng chất của đá gốc tạo nên chúng từ đá phún suất hoặc đá trầm tích. Ngoài ra, còn một số khoáng chất đặc trưng cho đá biến chất gồm các loại: granat, serpentin, talc, animant.

II.3.3. Các loại đá biến chất chính

1. Đá biến chất có nguồn gốc từ đá trầm tích (Pelite)

a) Đá vôi kết tinh (đá hoa cương): Là kết quả của quá trình tái kết tinh các loại đá vôi hoặc đôlômit.

b) Đá quartzit: Là kết quả của quá trình tái trình kết tính các loại *cát kết thạch anh*. Đây là loại đá cực rắn chắc.

Lưu ý: một số loại đá cát kết, mà quá trình ximăng hoá thạch anh cũng được gọi là quartzit.

c) Đá phiến: Bao gồm các loại phiến sét, phiến mica, phiến lục, phiến kết tinh, gneiss: (là sản phẩm biến chất của các loại sét, graywake).

d) Đá ardoise: Nguồn gốc tương tự như đá phiến nhưng có mức độ cứng chắc hơn.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

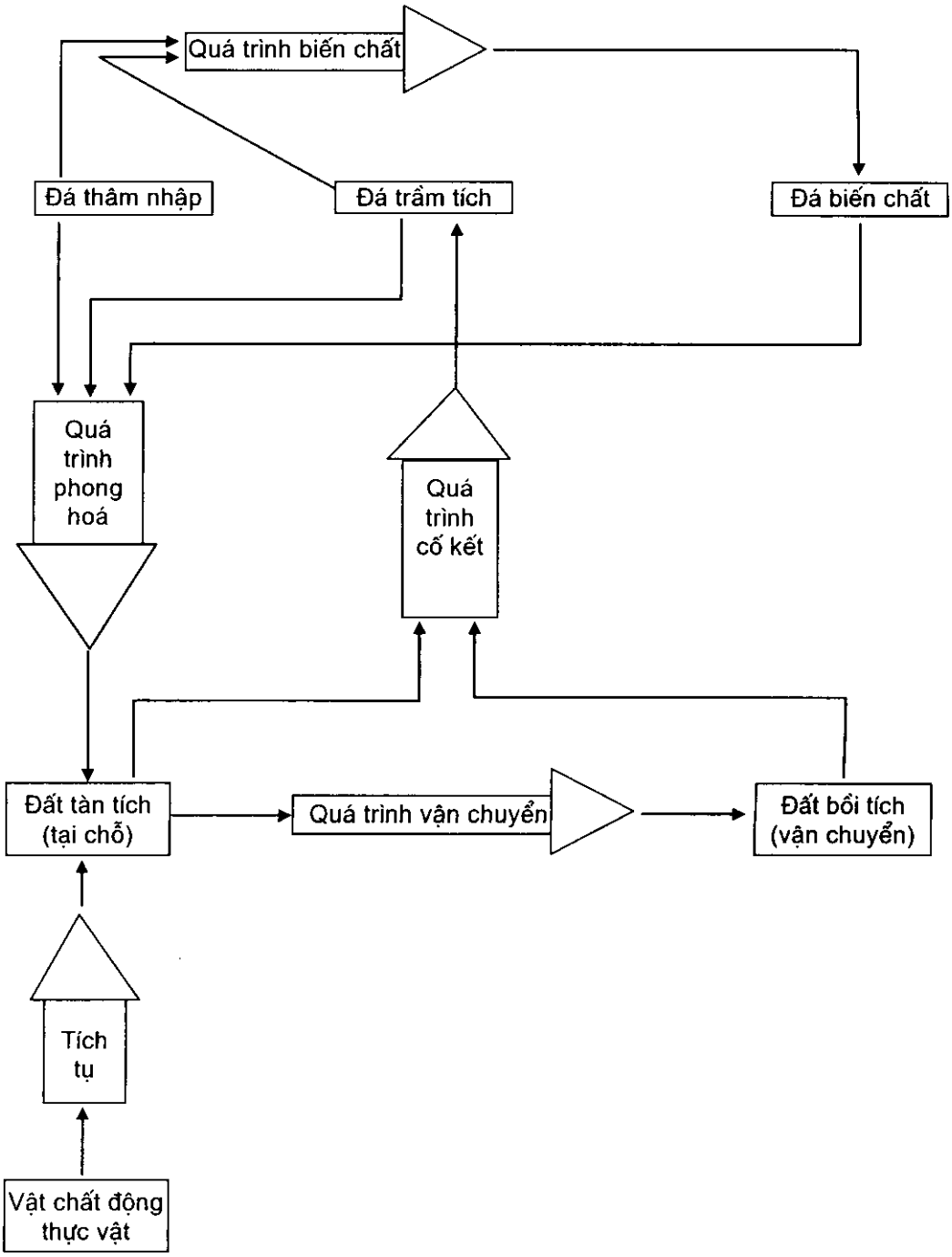
2. Đá biến chất có nguồn gốc từ đá -magma

a) Đá phiến lục, phiến kết tinh, amphibolit, eclogit: là sản phẩm biến chất của các loại đá bazơ.

b) Đá phiến mica, đá gneiss: là sản phẩm biến chất của đá trung tính và đá axit.

c) Đá serpentinit: là sản phẩm biến chất của đá siêu bazơ.

Tổng quát chu trình hình thành và biến đổi các loại đất đá thể hiện trong hình I.3:



Hình I.3: *Chu trình chuyển đổi các loại đất đá*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Chương II

KHÁI QUÁT MỘT SỐ TÍNH CHẤT XÂY DỰNG ĐẤT NỀN

I. ĐỊNH NGHĨA ĐẤT XÂY DỰNG

Đất là hỗn hợp của ba thành phần: các ***hạt rắn***, ***nước*** và ***khí*** (hình II.3). Các hạt rắn tạo thành *khung* cốt liệu của đất. Khi nước chiếm đầy các khe rỗng giữa các hạt rắn thì không có thành phần khí trong đất và trong trường hợp này đất được gọi là *bão hoà nước.* Ngược lại, nước không lấp đầy các khe rỗng giữa các hạt, thì khi đó, nước được giàn thành màng mỏng bao xung quanh các hạt rắn và *không khí* chiếm một phần khe rỗng còn lại. Khi các lỗ rỗng chỉ có khí thì đất đó được gọi là đất khô.

Trường hợp đặc biệt là đất chứa hữu cơ, than bùn, thì ngoài các phần hạt rắn, nước (hoặc không khí) còn chứa vật liệu *giả rắn* là thực vật bị phân huỷ, hoai mục theo thời gian, tạo thành loại đất có độ rỗng rất cao, ngậm đầy nước (thường là bão hoà).

II. CẤU TRÚC ĐẤT

II.1 . PHÂN LOẠI HẠT RẮN

Các hạt rắn trong thành phần của đất được phân loại tuỳ theo khoảng kích cỡ hạt của chúng cho mục đích xây dựng. Theo đường kính trung bình của các hạt mà có thể phân chia thành các loại có tên sau (theo phân loại của B.S.).

- Tảng, hòn			D > 200 mm
- Cuội sỏi	20	<	D < 200 mm
- Dăm sạn	2	<	D < 20 mm
- Cát	0,06	<	D < 2 mm
- Bụi	0,002	<	D < 0,06 mm
- Sét			D < 0,002 mm

Sự phân loại theo kích cỡ hạt nêu trên mang tính quy ước. Các hệ phân loại đất khác nhau có quy định các khoảng kích thước hạt khác nhau. Có hệ phân loại lấy giới hạn nhóm hạt sét có đường kính D < 0,005mm thay vì 0,002mm, hoặc nhóm hạt bụi có kích thước D < 0,075 thay vì 0,06 hoặc 0,05.

Nhiều loại đất trong tự nhiên có chứa nhiều nhóm hạt có kích cỡ khác nhau. Ngoài sự phân loại đất dựa vào kích cỡ hạt còn hai yếu tố quan trọng nữa là:

- Hình dạng hạt: được phân thành hạt tròn cạnh, sắc cạnh hoặc nửa tròn cạnh.
- Bản chất thành phần khoáng vật của hạt.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

II.2. NƯỚC LỖ RỖNG VÀ CẤU TRÚC TRONG ĐẤT

Cần nghiên cứu hai loại đất mà trong cấu trúc của chúng nước lỗ rỗng có dạng đặc trưng:

- Loại đất rời: có đường kính hạt > 0,06 mm (hoặc > 0,075mm)

- Loại đất sét: có đường kính hạt < 0,002 mm (hoặc < 0,005mm)

II.2.1. Cấu trúc đất rời

Đất rời bao gồm cát, sạn sỏi, tảng v.v... thành tạo chủ yếu từ các hạt vật liệu silic (quartz), calcar, và các loại đá trơ khác. Với loại đất này hiệu ứng mao dẫn của nước là không đáng kể và có thể bỏ qua.

Ta đã biết hiện tượng lực hút mao dẫn phụ thuộc vào kích thước lỗ rỗng của đất có thể xem là tỷ lệ với D^2.

Lực hấp dẫn (trọng lượng) của hạt tỷ lệ thuận với thể tích của hạt, nghĩa là tỷ lệ thuận với D^3.

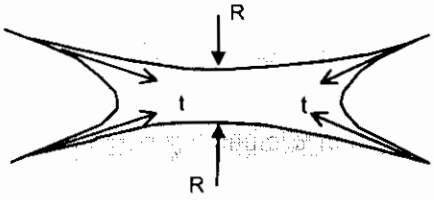
$$\text{Tỷ số } \frac{\text{Lực hút mao dẫn}}{\text{Trọng lượng}} \text{ tỷ lệ thuận với } \frac{1}{D}$$

Ta biết giá trị đường kính hạt D là khá lớn trong trường hợp đất rời nên lực mao dẫn tác dụng lên từng hạt khá nhỏ và có thể bỏ qua. Trong đất rời các hạt đã tiếp xúc trực tiếp với nhau và giữa chúng có chứa nước lỗ rỗng. Ta có thể rút ra khái niệm sau:

Khái niệm diện tích riêng của đất: Diện tích riêng của một loại đất là tổng diện tích bề mặt của từng hạt chứa trong 1 gam đất, (tính bằng m^2/g). Theo định nghĩa trên thì đất càng mịn *diện tích riêng* càng lớn và do đó lực mao dẫn càng cao.

Lưu ý: Giữa các hạt đất đều có chứa một màng mỏng nước phủ lên trên (hình II.1).

Lực hút mao dẫn t, từ các chiều khác nhau tạo nên hợp lực R tác động lên từng hạt, có tác dụng là kéo các hạt lại với nhau.



Hình II.1

Với đất loại cát ẩm thì hiệu ứng lực hút mao dẫn này có thể cảm nhận được. Dựa vào hiện tượng này người ta có thể tạo nên lâu đài bằng cát mà không cần chất gắn kết. Người ta gọi hiện tượng này là lực dính kết mao dẫn.

II.2.2. Cấu trúc đất dính (sét)

Với đất loại sét, hiệu ứng tương đối của lực hút mao dẫn giữa các hạt lớn hơn trọng lượng của hạt và kết quả làm cho các hạt gắn chặt với nhau, tạo nên *lực dính kết c.*

Dựa vào lực dính kết giữa các hạt ta có thể phân biệt 2 loại đất chính như sau:

- Với loại đất rời: các hạt gắn hút với nhau dưới tác dụng của trọng lượng của chúng, do vậy các hạt đất rời chảy xuống khi ta bốc đất lên.

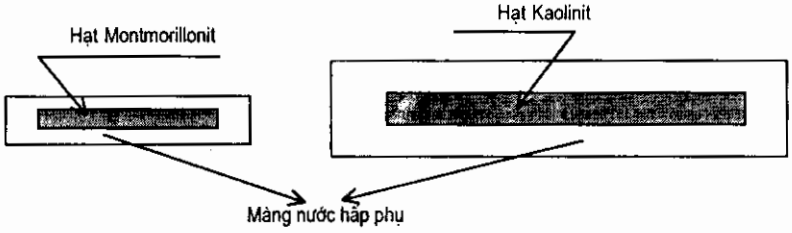
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Với đất dính: các hạt được dính kết với nhau nên đất giữ nguyên khối hình khi cắt đất ra.

Như ta đã biết, sét được tạo thành chủ yếu từ silicat nhôm ngậm nước kết hợp với một hoặc nhiều catiôn: Ca^{++}, Na^{+}, Mg^{++}, K^{+}, Fe^{++}. Việc có hoặc không các catiôn này trong cấu trúc sét thay đổi khá nhiều tính chất của đất sét. Loại sét chứa Na^{+} khác rất nhiều loại sét chứa Ca^{++}.

Các hạt sét thường có hình dạng lát dẹt (xem hình II.2) và được tạo thành từ vô vàn mảnh nhỏ và chúng được xem như các phân tử đất. Chúng được tạo thành một mạng hình *tứ giác* hoặc *lục giác* các iôn O và OH. Các iôn khác nằm tại vị trí lõm của mạng, nhất là iôn Si và Al . các mảnh hạt cũng như các hạt sét này không trung hoà về điện mà thường có điện tích âm trên bề mặt.



Hình II.2

Trong thiên nhiên, một phân tử đất thường trung hoà về điện, tuy nhiên mối liên hệ giữa chúng thường yếu, khi có nước xuất hiện các iôn này chuyển dịch lên bề mặt các phân tố sét và ngậm nước tạo thành các iôn có kích thước lớn hơn nhiều so với iôn không ngậm nước. Ví dụ một iôn Na^{+} không ngậm nước là 0,9 Å và khi có ngậm nước tăng lên 7,8 Å.

Trên bề mặt các hạt đất loại sét có một màng nước rất mỏng, được gọi là *nước hấp phụ*, mà tính chất của chúng khác rất xa với *nước tự do* lưu thông trong khe rỗng giữa các hạt. Việc tiếp xúc các hạt với nhau làm cho màng nước này liên kết chặt chẽ như một thực thể của hạt rắn.

II.2.3. Các nhóm đất sét

Bảng II.1 - Tên và đặc trưng cơ bản của các nhóm sét chính

Tên gọi Sét	Diện tích riêng (m^2/g)	Đường kính hạt D	Chiều dày hạt	Bề dày mảnh
Kaolinit	10 - 20	0,3 - 3 μm	1/3 - 1/10 D	7 Å
Illit	80 - 100	0,1 - 2 μm	1/10 D	10 Å
Montmorillonit	800	0,1 - 1 μm	1/100 D	10 Å

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

III. TÍNH CHẤT VẬT LÝ CỦA ĐẤT

III.1. CÁC THÔNG SỐ TÍNH CHẤT VẬT LÝ ĐẤT

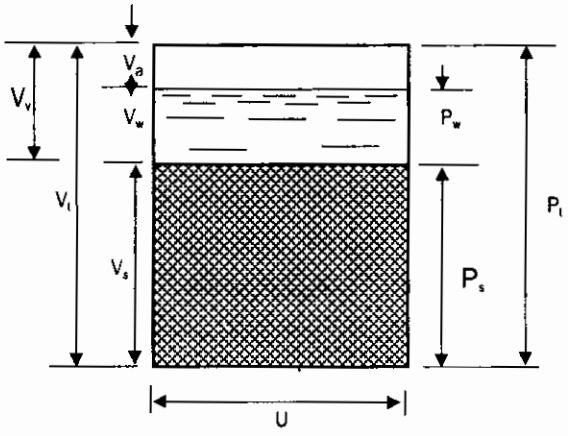
Bảng II.2 - Tổng hợp tính chất vật lý của đất

Định nghĩa và tên gọi	Ký hiệu	Biểu thức	Đơn vị tính và khoảng giá trị
Độ ẩm (tỷ phần trăm khối lượng nước và khối lượng hạt rắn)	w	P_w / P_s x 100	Cát 2 - 15 % Bụi 10 - 30 % Sét cứng vùa đến cứng 20 - 50 % Sét yếu 50 - 100 % Bùn, than bùn 80 - 300 %
Dung trọng - trọng lượng riêng (Trọng lượng tổng nước-hạt chia cho tổng thể tích)	γ	$(P_w + P_s) / V_t$	Cát 18 kN/m^3 Sét 16 - 22 kN/m^3 Than bùn 15 kN/m^3
Dung trọng khô (Trọng lượng phần hạt rắn chia cho tổng thể tích)	γ_d	P_s / V_t	Cát 14 - 18 kN/m^3 Sét 10 - 20 kN/m^3 Than bùn 3 - 102 kN/m^3
Tỷ trọng (Trọng lượng phần hạt rắn chia cho thể tích phần hạt rắn)	γ_s	P_s / V_s	Tất cả các đất trừ bùn, than bùn γ_s = 26 - 30 kN/m^3
Độ bão hoà (Tỷ phần trăm của thể tích nước và thể tích phần rỗng)	S_r	V_w / V_v x 100	0 - 100 % Đất gọi là bão hoà khi S_r = 100 %
Dung trọng bão hoà (Tổng trọng lượng phần rắn-nước chia cho tổng thể tích)	γ_{sat}	$(P_s + P_w) / V_t$	19 - 22 kN / m^3 (trừ than bùn)
Hệ số rỗng (Tỷ giữa thể tích phần rỗng và thể tích phần hạt rắn)	e	$(V_a + V_w) / V_s$	Cát 0,5 - 1 Bụi 0,4 - 1 Sét cứng 0,3 - 0,5 Sét cứng vừa 0,5 - 1.0 Sét yếu than bùn 1.0 - 4.0
Độ rỗng (Tỷ giữa thể tích phần rỗng và tổng thể tích)	n	V_v / V_t	
Dung trọng đẩy nổi (Dung trọng bão hoà trừ dung trọng nước)	γ'	$\gamma_{sat} - \gamma_w$	γ_w = 1 kN/m^3 γ' = 9 -12 kN/m^3 (trừ bùn. than bùn)
Độ chặt tương đối của cát	D_r	$(e_{min} - e) / (e_{min} - e_{max})$	Cát rất xốp 0,00 - 0,15 Cát xốp 0,16 - 0,35 Cát chặt vừa 0,36 - 0,65 Cát chặt 0,66 - 0,85 Cát rất chặt 0,86 - 0,100

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Đất trong trạng thái tự nhiên có thể mô tả bằng mô hình sau:



Hình II.3

Các ký hiệu:

V_t	: thể tích tổng thể	$V_t = V_s + V_w + V_a$
V_s	: thể tích các hạt	$V_t = V_w + V_v$
V_w	: thể tích nước	
V_a	: thể tích không khí	
V_v	: thể tích lỗ rỗng	$V_v = V_w + V_a$
P_s	: trọng lượng hạt chứa trong	V_t
P_w	: trọng lượng nước chứa trong	V_t
P_t	: tổng trọng lượng	$P_t = P_s + P_w$

III.2. MỐI QUAN HỆ GIỮA CÁC THÔNG SỐ TÍNH CHẤT VẬT LÝ ĐẤT

Thông số thí nghiệm (trong phòng):

- Độ ẩm tự nhiên : $W = P_w / P_s$
- Dung trọng tự nhiên : $\gamma = (P_w + P_s) / V_s = P_s / V_t . (P_w / P_s + 1)$
- Tỷ trọng : $\gamma_s = P_s / V_s$

Thông số tính toán và các mối quan hệ giữa các thông số đó như sau:

- Dung trọng khô : $\gamma_d = P_s / V_t = \gamma / (1 + W) \Rightarrow \gamma = \gamma_d (w + 1)$
- Hệ số rỗng : $e = V_v / V_s = (V_t - V_s) / V_s = (1 / \gamma_d - 1/\gamma_s) / 1/\gamma_s = (\gamma_s/\gamma_d) - 1$
- Độ rỗng : $n = V_v / V_t = V_v / (V_v + V_s) = e / (e + 1)$
- Độ ẩm bão hoà : $W_{sat} = P_w / P_s = (V_w . \gamma_w) / P_s = \gamma_w . (1 / \gamma_d - 1 / \gamma_s)$
- Độ bão hoà : $S_R = V_w / V_v = (P_w / P_s) / (P_{wsat} / P_s) = W / W_{sat}$
- Dung trọng bão hoà : $\gamma_{sat} = \gamma_d . (1 + W_{sat}) = \gamma_d + \gamma_d . \gamma_w . (1 / \gamma_d - 1 / \gamma_s) = \gamma_d (1 - \gamma_w / \gamma_s) + \gamma w$
- Dung trọng đẩy nổi : $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma_d . (1 - \gamma_w / \gamma_s)$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

IV. KHÁI QUÁT MỘT SỐ TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA ĐẤT

Cơ học đất là một bộ môn rất quan trọng và cũng hết sức phức tạp cả về lý thuyết và áp dụng thực tiễn, đã được nhiều nhà khoa học trình bầy trong nhiều tài liệu nghiên cứu cũng như tài liệu chuyên môn Địa kỹ thuật. Những trình bầy sau đây chỉ khái quát một số lý thuyết cơ bản nhất của đất liên quan trực tiếp đến các hoạt động trong công tác khảo sát đất nền, thí nghiệm hiện trường, trong phòng thí nghiệm và ứng dụng trong phân tích Địa kỹ thuật.

IV.1. LÝ THUYẾT ĐÀN HỒI ÁP DỤNG TRONG ĐẤT

IV.1.1. Thông số thường dùng

Trạng thái *ứng suất biến dạng đàn hồi* của vật thể đàn hồi, đồng nhất, đẳng hướng được đặc trưng bởi hai thông số:

- Môđun đàn hồi E,

- Hệ số Poisson ν,

Ngoài ra, cũng có thể sử dụng thông số Lame (K_1, K_2). Người ta còn mô phỏng đất như là vật liệu ***đàn dẻo*** và giới hạn giữa pha đàn hồi và pha dẻo gọi là *ngưỡng dẻo* (là σf).

Theo lý thuyết đàn hồi, có thể xác định được mức độ biến dạng của bất kỳ điểm nào trong khối vật liệu rắn xem là đàn hồi, đồng nhất và đẳng hướng. Tuy nhiên, môi trường đất trong thực tế không phải hoàn toàn đàn hồi, thường là bất liên tục, bất đồng nhất và dị hướng, nên khi áp dụng lý thuyết đàn hồi thì hết sức thận trọng, cần tiến hành các thực nghiệm để kiểm tra và có các hiệu chỉnh tương thích.

IV.1.2. Môđun thoát nước và môđun không thoát nước

Ta đã biết, trong môi trường đất hiện tượng biến dạng không chỉ diễn ra tức thời mà còn diễn ra theo thời gian (gọi là quá trình cố kết). Do đó, trong phân tích biến dạng sử dụng môđun đàn hồi cần phân biệt chúng ở hai trạng thái:

- *Môđun đàn hồi không thoát nước* (E_u): Khi áp dụng cần kết hợp với hệ số Poisson không thoát nước (ν_u) . Môđun này biểu hiện là tỷ số giữa ứng suất và biến dạng của đất, sao cho thời gian gia tải tức thì để nước trong đất không thể thoát ra ngoài, nghĩa là hiện tượng cố kết không xảy ra.

- *Môđun đàn hồi thoát nước* (E'): Khi áp dụng thông số này cần kết hợp với hệ số Poisson cũng ở trạng thái thoát nước (ν').

Môđun này được sử dụng trong phân tích lún của nền móng khi tải trọng tác dụng diễn ra thời gian đủ dài để nước trong các lỗ rỗng của khối đất có thể thoát ra hết (nghĩa là quá trình cố kết đã hoàn tất).

Đối với đất rời thấm nước nhanh, thì dù thời gian gia tải ngắn, nước vẫn thoát ra hoàn toàn. Đối với các loại đất khác áp dụng cho chất tải thường xuyên.

Absi đã chứng minh biểu thức quan hệ giữa hai loại môđun nêu trên theo biểu thức sau, khi đất được giả định là đàn hồi.

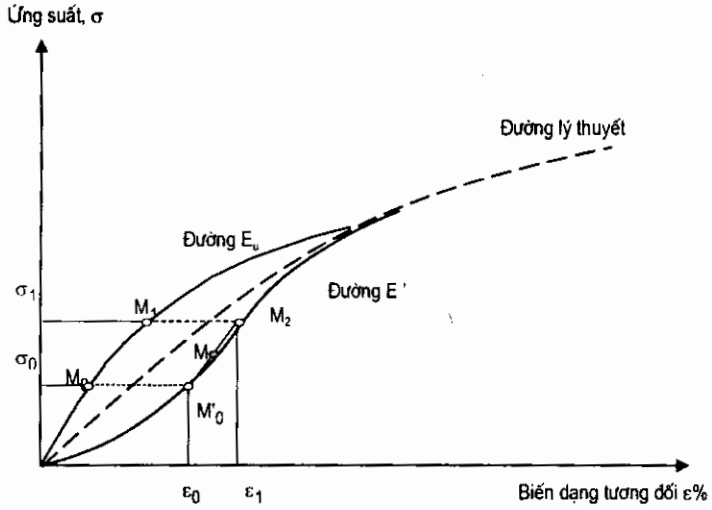
$$\frac{E_u}{1+\nu_u} = \frac{E'}{1+\nu'}$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

IV.1.3. Phạm vi áp dụng lý thuyết đàn hồi

Khác nhau cơ bản của lý thuyết đàn hồi kinh điển, áp dụng cho vật liệu đàn hồi thuần tuý, và lý thuyết đàn hồi áp dụng cho môi trường đất (được coi là môi trường giả đàn hồi) thể hiện ở các điểm sau (hình II.4):



***Hình II.4**: Đường biểu diễn ứng suất biến dạng tương đối ở các trạng thái*

1) Quan hệ *ứng suất biến dạng tương đối* trong thực tế là không thể hiện dưới dạng đường thẳng.

2) Đường biểu diễn quan hệ *ứng suất biến dạng tương đối* cũng *không phục hồi* (ireversible).

Để khắc phục vấn đề này, trong thực tế tính toán, người ta sử dụng từng khoảng áp lực, thường là từ *áp lực cột đất* đến *áp lực gia tải thường xuyên* (tải của công trình).

3) Đất được xem là môi trường đàn dẻo, nghĩa là độ biến dạng phụ thuộc với tốc độ gia tải. Đặc biệt, ở điều kiện *tải trọng rung* thì trạng thái của đất khác nhiều so với tải ở điều kiện tĩnh.

Tuỳ theo chế độ gia tải (là tĩnh hoặc rung), có thể phân biệt các loại môđun đàn hồi sau:

Môđun đàn hồi tĩnh: Trong trạng thái chất tải là tĩnh ta có thể phân biệt các loại môđun:

- Môđun tiếp tuyến tại điểm M - Đây chính là độ nghiêng của đường áp lực biến dạng ở điểm M.

- Môđun cát tuyến là môđun theo khoảng ở 2 điểm M_0 ; M_2, theo hình II.4 ta có:

$$E'(M_0,M_2) = \frac{\sigma_1 - \sigma_0}{\varepsilon_1 - \varepsilon_0} \qquad (II.1)$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Môđun đàn hồi động: Môđun đàn hồi động thể hiện trạng thái đất chịu tác dụng tải đột ngột, liên tục (như rung động máy, động đất, xe máy chuyển động v.v...). Môđun động là môđun không thoát nước, song giá trị của nó lớn khoảng gấp 3 lần môđun đàn hồi tĩnh.

Khoảng giá trị của môđun đàn hồi của một số loại đất, đá được thể hiện trong bảng II.3.

Bảng II.3 - Khoảng các giá trị của môđun và hệ số Poisson

Loại đất	Môđun đàn hồi (MPa)		Hệ số Poisson	
	E_u	E'	ν_u	ν'
Sét	4 - 50	2 - 30	0,5 (sat.)	0,3
Cát	-	10 - 100	-	0,3
Sạn sỏi chặt	-	150 - 500	-	0,3
Đá	500 - 10 000	-	-	0,3

IV.1.4. Mối quan hệ giữa môđun đàn hồi và môđun nén một trục

Môđun nén một trục E_0 (trong thí nghiệm nén một trục hoặc cố kết) cũng được xác định qua tỷ số giữa ứng suất và biến dạng, trong điều kiện thí nghiệm không nở hông.

Khi áp dụng điều kiện đàn hồi nở hông tự do cần có sự tham gia của hệ số Poisson, và khi đó được xác định theo biểu thức:

$$E' = Eo\frac{(1+\nu')(1-2\nu')}{(1-\nu')} \qquad (II.2)$$

Với $\nu = 0,3$ ta có $E' = 0,74\ E_0$

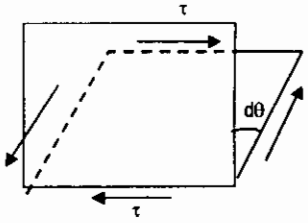
Trong đó:

E' : môđun đàn hồi thoát nước

E_0 : môđun nén một trục (chi tiết ở mục sau)

IV.1.5. Môđun cắt

Khi xem xét một phân tố đất chịu tác dụng một ứng suất cắt: $\tau = \tau'$, môđun cắt G được định nghĩa qua biểu thức như sau:



Hình II.5:
Định nghĩa môđun cắt

$$\tau = G.d\theta \qquad (II.3)$$

Các môđun đàn hồi (E) và môđun cắt (G) liên hệ với nhau qua biểu thức:

$$G = \frac{E'}{2(1+\nu)} \qquad (II.4)$$

Với $\nu = 0,3$ ta có:

$$G = \frac{E}{2,6} \qquad (II.5)$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Với ν = 0,5 ta có: $$G = \frac{E}{3,0} \quad (II.6)$$

Môđun cắt là cơ sở của lý thuyết nén ngang Menard.

IV.2. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT XUNG QUANH MỘT ĐIỂM - VÒNG TRÒN MOHR

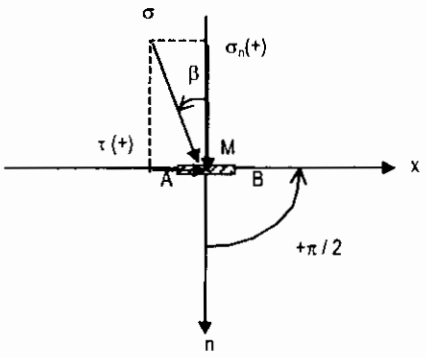
IV.2.1. Giới thiệu chung

Khi nghiên cứu sự phân bố ứng suất xung quanh một điểm, người ta thấy đường bao ứng suất trong môi trường có dạng elíp. Theo ba chiều vuông góc là ba mặt chính mà ứng suất tác dụng, các ứng suất chính theo 3 chiều vuông góc được quy ước là: σ_1, σ_2, σ_3.

- Ứng suất chính lớn nhất là σ_1.
- Ứng suất chính nhỏ nhất là σ_3.
- Ứng suất chính trung gian là σ_2.

Tất cả các vấn đề cơ học đất thông dụng đều liên quan đến ba mặt tác dụng của ứng suất chính nêu trên. Tuy nhiên, trong thực tế với ứng suất thẳng đứng σ_1 tác dụng thẳng góc với bề mặt vào trong đất thì hai ứng suất σ_2 và σ_3 là bằng nhau, vuông góc với nhau và với σ_1 trong khối đất. Do đó, thông thường ta cần quan tâm xem xét chiều ứng suất là σ_1 và σ_3. Đây là lý do để mô hình hoá trạng thái làm việc của đất trong thí nghiệm nén ba trục.

Nghiên cứu sự phân bố các ứng suất trên các mặt σ_1 và σ_3 đóng một vai trò rất quan trọng trong cơ học đất nên cần đặc biệt lưu ý.



Hình II.6: *Hướng xoay các mặt*

IV.2.2. Định nghĩa - Ký hiệu

Ta có một phân tố đất AB xoay xung quanh điểm M. Pháp tuyến n hướng về phía trong khối đất và tiếp tuyến của nó là M_x, sao cho:

$$(M_n, M_x) = + \pi / 2$$

Với các góc chiều dương (+) quy định là quay ngược chiều kim đồng hồ.

Quy ước các ký hiệu có thể khác nhau theo các tác giả. Còn việc xác định hướng quay cho ứng suất tiếp tuyến là để giải quyết chính xác vấn đề vòng tròn Mohr.

Ta ký hiệu:

- Ứng suất tác dụng lên bề mặt phân tố AB ở điểm M là σ
- Góc nghiêng của phương tác dụng ứng suất là β

Ứng suất (σ) có thể được phân tách thành các thành phần sau:

- Ứng suất pháp tuyến σ_n,
- Ứng suất tiếp tuyến τ,

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Với ký hiệu chiều quay của chúng ta như trên ta có:

- Khi σ_n là một *áp lực nén* và khi σ_n (+) thì τ là dương (+) nếu β là dương (+); τ là âm (-) nếu β cũng là âm (-). Đây là trường hợp trên hình II.6.

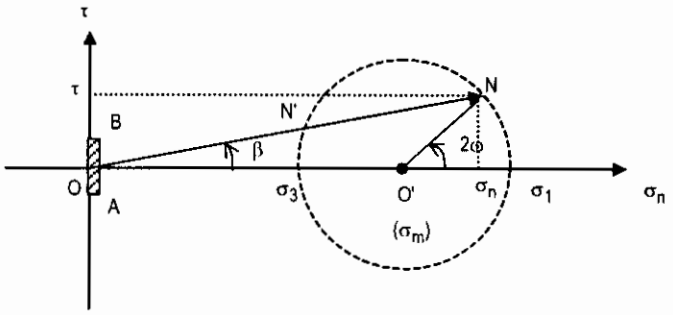
- Khi σ_n là một *áp lực kéo* và khi σ_n là âm(-) thì τ là âm (-) nếu β là dương (+); τ là dương (+) nếu β là âm (-) .

- Trong mọi trường hợp, nếu $\beta = 0$ thì áp lực tác dụng là *ứng suất chính*.

IV.2.3. Tính chất vòng tròn Mohr

Trên một hệ toạ độ ta đặt σ_n cho trục hoành và τ cho trục tung, mỗi ứng suất có thể đại diện bởi một điểm N. (hình II.7)

Định đề 1: *- Khi mặt AB quay xung quanh điểm M, theo trục quay tròn quanh σ_2 (vuông góc σ_n , τ), thì một điểm N, đại diện các ứng suất, sẽ vẽ lên vòng tròn được gọi là vòng tròn Mohr (hình II.7). Vòng tròn có tâm nằm trên trục $O\sigma_n$.*



Hình II.7: *Định nghĩa vòng tròn Mohr*

Trên hình xác định được điểm σ_1 và σ_3

- Ta gọi ứng suất trung bình (σ_m) là giá trị $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$. Điểm O' trung điểm của đoạn thẳng σ_3, σ_1 là tâm vòng tròn.

- Độ biến thiên các ứng suất: $\sigma_1 - \sigma_3$ là đường kính vòng tròn.

Định đề 2: *- Khi mặt phân tố AB quay xung quanh điểm M, điểm đại diện của ứng suất trên vòng tròn Mohr sẽ quay theo chiều ngược lại và với một vận tốc góc bằng hai lần.*

Trường hợp như hình II.7 thì bề mặt trên đó tác dụng một ứng suất ON tạo thành góc ($-\omega$) với mặt phẳng P_1.

Ta gọi P_1 là mặt phẳng chính tương ứng với σ_1 và P_3 là mặt phẳng chính tương ứng với σ_3.

Định đề 3: *- Nếu ta đem mặt AB lên trên trục τ , ON sẽ là ứng suất lên mặt AB và góc quay ($O\sigma_n$, ON) = β .* Trong trường hợp này β sẽ là dương (+).

Kết luận:

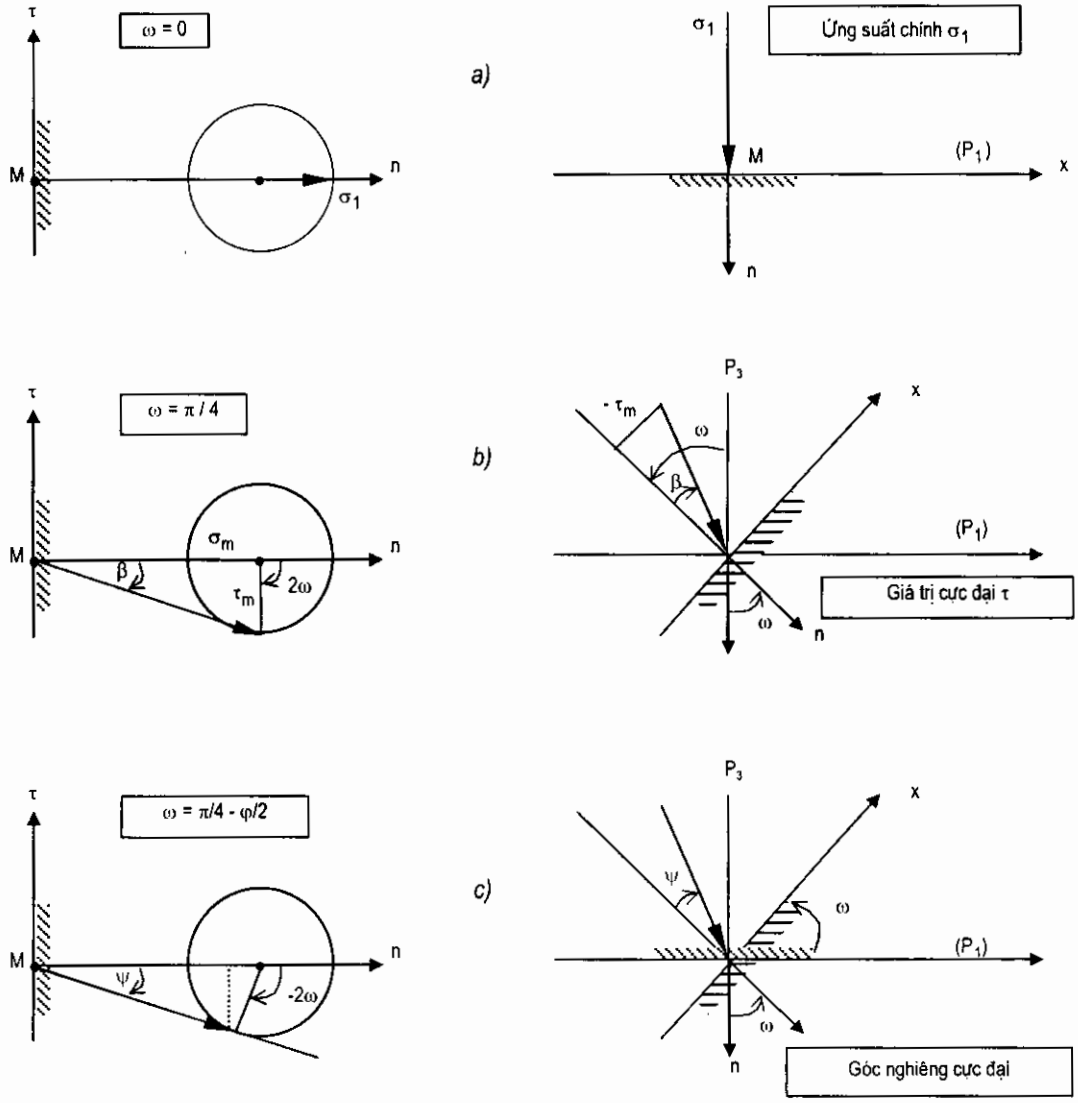
1) Có thể biểu diễn trạng thái ứng suất bằng vòng tròn Mohr; với cực của vòng Mohr xác định được phương của mặt nghiêng.

2) Khi đạt tới giới hạn này, dùng vòng tròn Mohr ta dễ dàng xác định được mặt nghiêng ($\pi/4 - \varphi/2$) so với σ_1

3) Hình II.8 thể hiện một số ứng suất cho một số vị trí đặc trưng của vòng tròn Mohr khi mặt AB quay quanh một góc ω so với mặt phẳng chính P_1.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình II.8: *Một số trạng thái ứng suất khi mặt AB quay quanh điểm M*

IV.3. KHÁI QUÁT LÝ THUYẾT BIẾN DẠNG DẺO ÁP DỤNG CHO ĐẤT

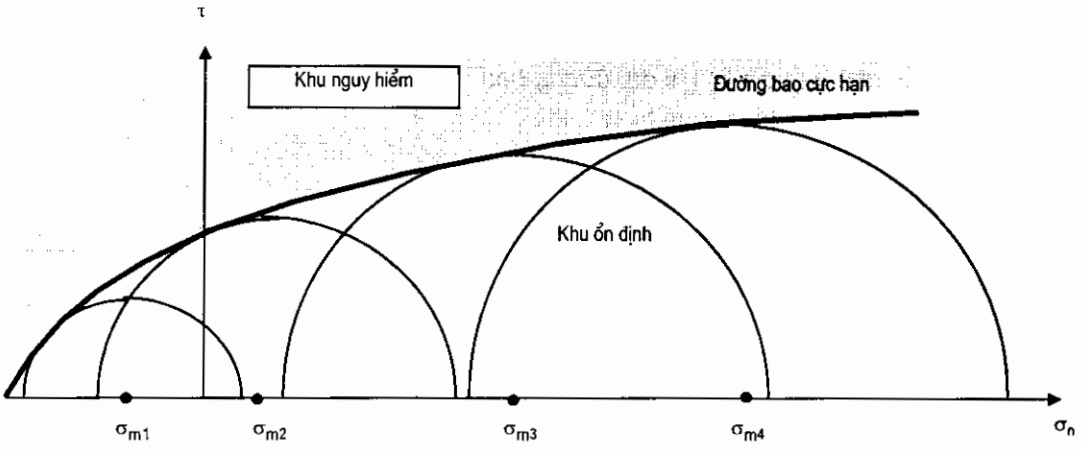
IV.3.1. Đường bao cực hạn - Nguyên lý Mohr-Coulomb.

Ta đã biết mối quan hệ giữa ứng suất cắt và ứng suất nén, ở bất kỳ điểm nào trong khối vật liệu, được thể hiện dưới dạng vòng tròn Mohr.

Với các loại vật liệu, khi gia tăng ứng suất nén (độ lệch σ_1/σ_3 hoặc $\sigma_1 - \sigma_3$) ta được sự gia tăng tương ứng của ứng suất cắt, tạo thành nhiều vòng tròn Mohr thể hiện trạng thái ứng suất. Đường bao của các vòng tròn Mohr đó gọi là *đường bao cực hạn* của trạng thái ứng suất (hình II.9). Đường này phân chia trạng thái ứng suất thành hai khu vực là *khu an toàn* bảo đảm ổn định, và *khu nguy hiểm* có thể gây ra phá hỏng vật liệu.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



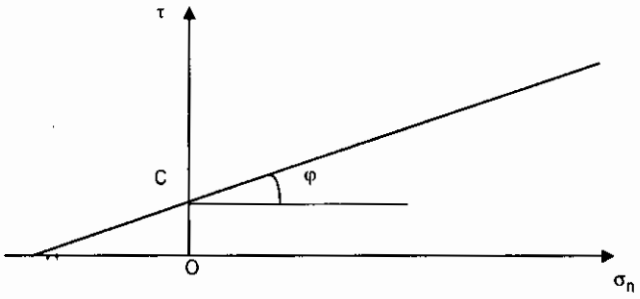
Hình II.9: *Đường bao cực hạn*

Đường bao cực hạn thực tế không hoàn toàn thẳng, tuy nhiên để đơn giản người ta quan niệm đường bao cực hạn này là một đường thẳng và được gọi là *đường thẳng Coulomb* (hình II.10).

Đường thẳng Coulomb thể hiện 2 thông số đặc trưng cho sức kháng của các loại vật liệu là:

- Đường thẳng cắt trục tung cho ta giá trị *lực dính kết c*.

- Góc nghiêng của đường thẳng cho ta giá trị *góc ma sát trong* φ.



Hình II.10: *Đường thẳng Coulomb*

Nguyên lý Mohr-Coulomb

Khái quát lại lý thuyết bền của Mohr là vật liệu bị phá hỏng bởi giá trị giới hạn của sức kháng cắt (τ) của đất, được xác định bởi Coulomb: $\tau^* = \sigma tg\varphi + c$. Đất sẽ bị phá hỏng (bị chảy dẻo, bị trượt) khi sức kháng do tải trọng tác dụng $\tau_{(tải\ trọng)} \geq \tau^*$ (trong thực tế không thể lớn hơn).

Vòng tròn Mohr ở trạng thái *ứng suất tổng* thì mối quan hệ giữa τ và σ_n thể hiện trạng thái phá huỷ đất dưới dạng phương trình đường thẳng:

$$\tau = c + \sigma_n tg\varphi \qquad (II.7)$$

Vòng tròn Mohr ở trạng thái *ứng suất hữu hiệu*, khi đó ta có:

$$\tau' = \tau \qquad (II.8)$$

$$\sigma' = \sigma - u \qquad (II.9)$$

Và phương trình tổng quát có dạng: $\tau' = c' + \sigma'.tg\varphi'$, hoặc:

$$\tau = c' + (\sigma - u).tg\varphi' \qquad (II.10)$$

Khi ta viết c', φ' thể hiện đất ở trạng thái *ứng suất hữu hiệu*. Còn khi viết c, φ (hoặc ký hiệu có u) là thể hiện *trạng thái ứng suất tổng*.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

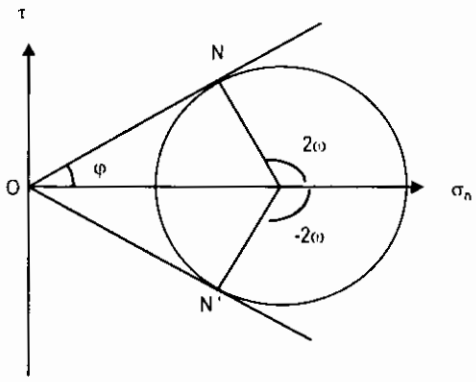
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

IV.3.2. Trạng thái cân bằng giới hạn trong đất rời

Với đất rời (lực dính kết c = 0) khi đó, *đường bao cực hạn* chạy qua gốc toạ độ 0 (xem hình II.11).

Nói cách khác, trạng thái cân bằng giới hạn ở điểm M đạt được, nếu vòng tròn Mohr tương ứng là tiếp tuyến với đường bao cực hạn. Hình II.11 cho thấy các ứng suất tới hạn được giới hạn bởi đường ON và ON'. Các ứng suất này nghiêng một góc bằng ± φ so với đường pháp tuyến của bề mặt.

Các mặt bị các ứng suất tác dụng là dọc theo đó hiện tượng trượt xảy ra, gọi là *mặt trượt và có* ký hiệu mặt phẳng P_N và $P_{N'}$.



Hình II.11: *Đường Coulomb cho đất rời*

Mặt trượt được xác định bằng cách quay một cung bằng ± ω so với P_1. Theo hình II.8, ta có:

$$\omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \qquad (IV.11)$$

Theo hình II.12 thể hiện hai mặt P_N và $P_{N'}$ và các ứng suất tương ứng $\overline{ON}$ và $\overline{ON'}$ liên quan đến σ_1. Ta ghi nhận:

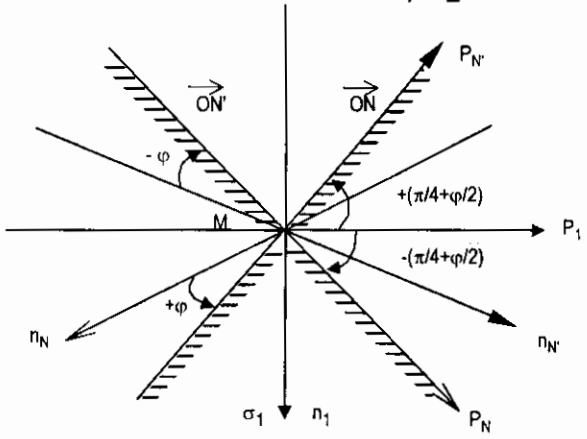
P_1, n_1, σ_1

P_N, n_N, và $\overline{ON}$ nghiêng góc + φ trên n_N

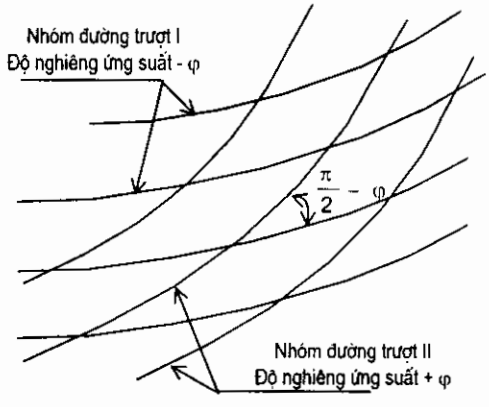
$P_{N'}$, $n_{N'}$, và $\overline{ON'}$ nghiêng góc - φ trên $n_{N'}$

Ta có: $(\bar{n}_1, \bar{n}_{N'}) = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$

Hoặc là: $(\bar{n}_1, \bar{P}_N) = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ do vậy $(\bar{n}_1, \bar{P}_N) = -\varphi$



a) Những bề mặt trượt giao nhau



b) Môi trường ở trạng thái dẻo

Hình II.12: *Môi trường rời.*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Nói cách khác các ứng suất ON' trên mặt $P_{N'}$ được hiệu chỉnh theo P_N ; tương tự, ứng suất ON trên mặt phẳng P_N được điều chỉnh theo $P_{N'}$. Khi đó, ta nói rằng các *ứng suất giao cắt nhau* .

Cuối cùng, với một điểm ở trạng thái cân bằng giới hạn trong một môi trường rời thì các ứng suất tác dụng lên các mặt trượt nghiêng một góc $\pm \varphi$ so với phương pháp tuyến và hai hệ mặt trượt cắt nhau một góc $(\pi/4 \pm \varphi/2)$.

Những khái niệm sau được rút ra cho đất rời (và cũng có giá trị cho cả đất dính):

- *Khái niệm đường trượt*: Ta gọi đường trượt là các đường mà dọc theo nó tiếp tuyến ở một điểm bất kỳ là tương ứng với một mặt trượt .

Như ta đã biết, với đất rời ứng suất trên một mặt tiếp tuyến với đường trượt sẽ nghiêng một góc $\pm \varphi$.

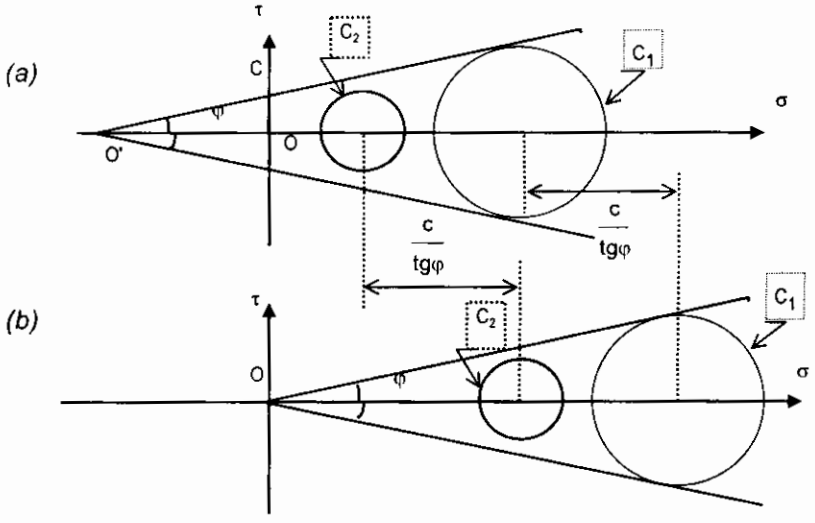
- *Khái niệm vùng biến dẻo:* Ta gọi là một vùng biến dẻo khi mà bất kỳ điểm nào trong vùng đó vòng tròn Mohr là tiếp tuyến với đường bao cực hạn.

Với đất rời các đường trượt ở vùng biến dẻo sẽ cắt nhau với một góc $\frac{\pi}{2} \pm \varphi$ (hình II.12 b).

IV.3.3. Trạng thái cân bằng giới hạn trong đất dính - Định đề về trạng thái tương đương

Hình II.13a thể hiện đường cực hạn của một trường hợp đất dính ($c \neq 0$, $\varphi \neq 0$). Với các vòng tròn Mohr thì C_1 là ở trạng thái *cân bằng giới hạn* và C_2 ở trạng thái cân bằng bền (ổn định).

Hình II.13b là đường cực hạn của một trường hợp đất rời (có c = 0). Với cùng góc ma sát trong φ như trên mà các vòng tròn C_1 và C_2 tịnh tiến một khoảng bằng OO'.



Hình II.13: *Định đề về trạng thái tương đương*

Trạng thái đất ở giới hạn phá hỏng do trượt là tương tự cho cả hai trường hợp. Mặt khác, ta có OO' = c/tgφ và khi tịnh tiến một khoảng bằng c/tgφ đến một vòng tròn Mohr bất kỳ (tương ứng khi có tải) thì một ứng suất pháp tuyến phụ thêm (bằng c/tgφ) lên các

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

mặt của mỗi một điểm không kể phương chiều nào. Định đề của trạng thái ứng suất tương đương đã được Caquot diễn giải như sau:

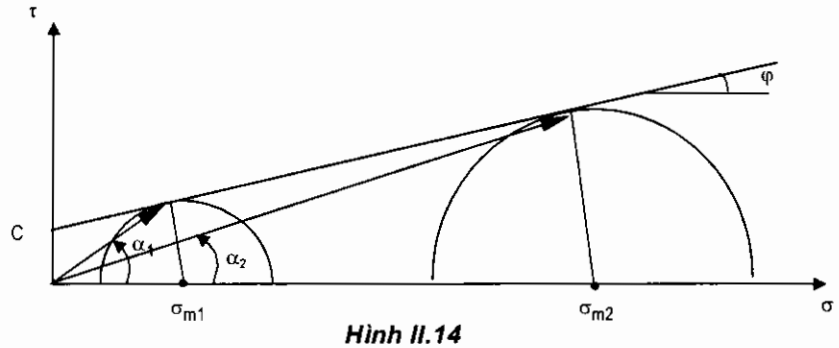
Một khối đất dính có thể được xem là tương đương với một khối đất rời tại mọi điểm và theo mọi phương của khối đất rời khi ta thêm vào ứng suất pháp tuyến một áp lực kết cấu tương đương c/tgφ.

Những điều lưu ý với môi trường đất dính:

a) Với môi trường đất dính, ứng suất tương ứng với mặt trượt nghiêng đi một góc $\alpha > \varphi$ (hình II.14).

b) Ảnh hưởng của lực dính chủ yếu diễn ra ở ứng suất pháp tuyến nhỏ (nghĩa là với σ_m nhỏ). Ảnh hưởng sẽ nhỏ đi khi ứng suất trung bình tăng và cuối cùng σ_m tăng liên tục thì α tiến đến φ.

c) Với môi trường thuần tuý dính ($\varphi = 0$) thì định đề về trạng thái tương đương không thể áp dụng, vì khi đó $\frac{c}{tg\varphi} = \infty$.



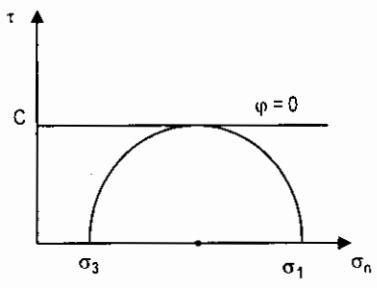
Hình II.14

IV.3.4. Tính chất đặc biệt của đường cực hạn và vòng tròn Mohr

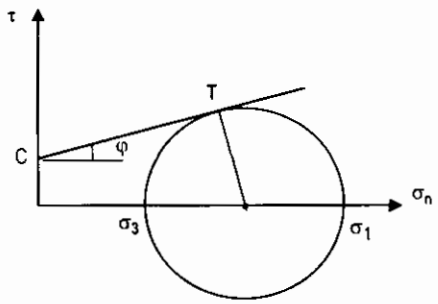
Người ta đã chứng minh được hai biểu thức sau: (hình II.15):

$$\sigma_1 = \sigma_3.tg^2.(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}) + 2c.tg.(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}) \qquad (II.12)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1.tg^2.(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}) - 2c.tg.(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}) \qquad (II.12\ bis)$$



(a) Đất thuần tuý dính



(b) Đất trung gian φ - c

Hình II.15

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Nếu $\varphi = 0$, ta có: $\sigma_1 = \sigma_3 + 2c$ (II.13)

$\sigma_3 = \sigma_1 - 2c$ (II.13bis)

IV.4. ĐẤT VỚI LÝ THUYẾT CỐ KẾT TERXAGHI

IV.4.1. Định nghĩa các dạng ứng suất trong đất

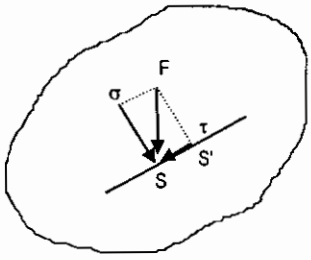
1. Ứng suất tổng

Xét một *lát cắt* SS' trong khối đất (hình II.16). *Hợp lực* của các lực thành phần tác dụng lên *lát cắt* nêu trên, dưới tác động của các lực *phụ thêm bên ngoài* và *trọng lượng bản thân,* chính là *ứng suất tổng.*

Ứng suất tổng có thể phân tách thành:

- Ứng suất pháp tuyến σ.
- Ứng suất tiếp tuyến τ.

Khi xét như trên ta không phân biệt hạt rắn và nước



Hình II.16: *Định nghĩa ứng suất*

2) Ứng suất hữu hiệu (giữa các hạt)

Ứng suất hữu hiệu (hoặc giữa các hạt) là ứng suất truyền vào giữa các hạt cứng. Ký hiệu ứng suất ở trạng thái hữu hiệu có dấu phẩy trên, như sau:

- Ứng suất pháp tuyến : σ'
- Ứng suất tiếp tuyến : τ'

3) Áp lực nước lỗ rỗng

Áp lực nước tồn tại giữa khe rỗng của các hạt đất tại vị trí đang xét. Chúng thuộc dạng *áp lực thuỷ tĩnh* (hydrostatic), nghĩa là vuông góc bề mặt tác dụng.

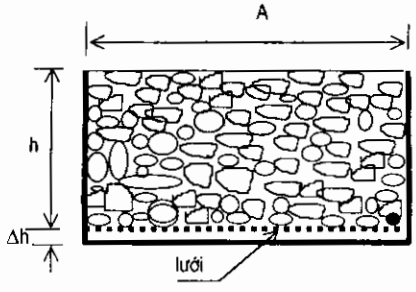
IV.4.2. Trường hợp đất bão hoà nước

1) Ứng suất pháp tuyến

Trước tiên ta cần xem xét *ứng suất pháp tuyến* thông qua mô hình một hộp đất, bão hoà đặt trên một lưới sát đáy hộp (hình II.17).

Nước chứa trong khe rỗng giữa các hạt có thể chuyển động tự do và mực nước bằng mặt đất (Δh bỏ qua).

Giả thiết hộp có tiết diện A, chiều dày Δh coi như không đáng kể khi ấy ta có:



Hình II.17: *Ứng suất tổng và hữu hiệu*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

a) Nếu tất cả được đem cân lên, trọng lượng được tính:

$$P = A.h.\gamma_{sat} \quad (II.14)$$

Và khi đó ứng suất dưới đáy hộp chính là *ứng suất tổng* $\sigma = \frac{P}{A}$:

$$\sigma = h.\ \gamma_{sat} \text{ (trọng lượng cột đất và nước)} \quad (II.15)$$

b) Giả sử có một thiết bị có thể đo được lực tác dụng lên lưới, áp lực nước sẽ tác dụng lên cả hai mặt của lưới, ta có:

$$P' = A.\ h.\gamma'$$

Trong đó γ' là dung trọng hữu hiệu (hạt) và ứng suất tác dụng lên lưới sẽ là *ứng suất hữu hiệu*:

$$\sigma' = \frac{P'}{A} = \gamma'.h \text{ (trọng lượng cột đất đẩy nổi)} \quad (II.16)$$

c) *Áp lực nước lỗ rỗng* ở đáy hộp sẽ là:

$$u = \gamma_w.h \quad (II.17)$$

So sánh a) b) và c) ta có:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (II.18)$$

vì rằng $\gamma_{sat} = \gamma' + \gamma_w$

Trong trường hợp đất bão hoà nước ta có thể phát biểu: *ứng suất pháp tuyến tổng bằng tổng ứng suất pháp tuyến của hạt đất và áp lực nước lỗ rỗng .*

2) Ứng suất tiếp tuyến:

Ta đã biết sức kháng cắt đối với nước là bằng không, hiện tượng nhớt có thể xảy ra, ta có:

$$\tau = \tau' \quad (II.19)$$

Lưu ý:

a) Biểu thức II.18 và II.19 đóng vai trò quan trọng cơ bản trong toàn bộ quá trình nghiên cứu cơ đất và phân tích nền móng công trình. Những khái niệm về ứng suất tổng, ứng suất hữu hiệu, áp lực lỗ rỗng *sẽ được đề cập trong mọi vấn đề trong phân tích sau này.*

b) Trường hợp đất bão hoà không hoàn toàn thì sự phân bố ứng suất trong 3 pha vật liệu nêu trên là rất phức tạp. Bishop thành lập biểu thức sau:

$$\sigma = \sigma' + u_a - \chi(u_a - u_w) \quad (II.20)$$

Trong đó:

u_a : áp lực khí trong lỗ rỗng

u_w : áp lực nước lỗ rỗng

χ : hệ số từ 0 đến 1

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Trường hợp đất bão hoà : $\chi = 1$ *ta có:* $\sigma = \sigma' + u_w$

Trường hợp đất khô : $\chi = 0$ *ta có:* $\sigma = \sigma' + u_a$

Khi đất không bão hoà χ *hạ xuống khá nhanh.*

Nếu *pha khí* có thông với mặt đất và bằng áp lực khí quyển, khi đó $u_a = 0$, và

$$\sigma = \sigma' + \chi u_w \qquad (II.21)$$

Trường hợp $u_w < 0$ trong đất bão hoà nước, nghĩa là $\sigma' > \sigma$, biểu thức thể hiện kết quả tại khu đó có hiệu ứng lực dính mao dẫn .

IV.4.3. Quá trình cố kết

1. Các khái niệm cơ bản

a) Định nghĩa:

Cố kết là hiện tượng làm giảm thể tích của một lớp đất, bão hoà nước, dưới tác dụng của một ứng suất pháp tuyến.

b) Điều kiện áp dụng:

Lý thuyết cố kết Terxaghi chỉ được áp dụng cho *đất bão hoà, nằm dưới mực nước ngầm.*

c) Các cơ sở ban đầu:

Các kỹ sư Địa kỹ thuật thường tiến hành khảo sát và nghiên cứu đất nền trước khi xây dựng công trình. Khi đó đất tự nhiên sẽ đang ở trạng thái cân bằng.

Trường hợp tổng quát: *ứng suất tổng* và *hữu hiệu*, ở một điểm trên một mặt phẳng có điểm M bất kỳ, tương ứng trọng lượng cột đất ở trạng thái bão hoà ngập nước, và được viết dưới dạng:

$$\sigma \text{ và } \sigma_0'$$

Áp lực nước lỗ rỗng bằng *áp lực thuỷ tĩnh*, tính từ mặt nước đến điểm đang xét là: u_0.

Trong nghiên cứu hiện tượng cố kết đất ta cần tính đến một *áp lực phụ thêm* lên khối đất do lực bên ngoài tác dụng (ví dụ xây nhà và các công trình).

Ở một thời điểm t bất kỳ, các ứng suất tại điểm M có thể viết dưới dạng:

$$\sigma_1 = \sigma_0 + \sigma$$
$$\sigma'_1 = \sigma'_0 + \sigma'$$
$$u_1 = u_0 + u \qquad (II.22)$$

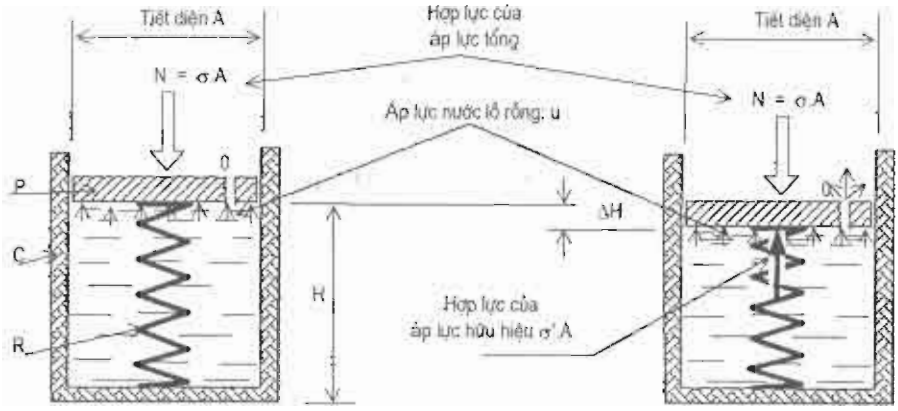
σ_0 , σ'_0 và u_0 là không đổi tại một vị trí ấn định thể hiện trạng thái ứng suất ở cột đất ban đầu. Để đơn giản tính toán ta quan tâm đến tham số σ , σ' và u, tuy nhiên trong áp dụng thực tiễn cần tính đến ứng suất tại chỗ của một điểm đang xét, để xác định áp lực ban đầu tương ứng trọng lượng cột đất.

2. Độ lún theo thời gian dưới một áp lực cho trước

Đất dưới tác dụng của một phụ tải có thể mô hình hoá như hình II.18, ta có:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



a) Trạng thái bắt đầu: u = 0 *b) Trạng thái ứng với thời gian t*

Hình II.18: *Mô hình mô tả quá trình lún cố kết*

- Đất nghiên cứu được mô hình hoá bằng hộp xi-lanh C có tiết diện A, nước được đổ nước đầy biểu hiện cho áp lực nước lỗ rỗng và lò xo R thể hiện cốt hạt đất .

- Đất được chất tải dưới một lực N, tác dụng lên pittông P, thể hiện như một phụ tải tác dụng. Hệ đất và nước đã được thay bằng hệ xilanh pittông + nước + lò xo.

- Pittông được đục một lỗ (0) biểu hiện độ thoát nước của đất. Lỗ càng nhỏ đặc trưng cho đất có khả năng thấm (thoát) nước càng yếu.

- Khi tải trọng tác dụng, làm cho pittông chuyển động xuống một khoảng Δh, là thể hiện độ lún của đất.

Ta có thể quan sát tiến trình chuyển vị khi tác động ứng suất pháp tuyến ($\sigma = N / A$):

- *Tại thời điểm* $t_0 = 0$ (hình II.18a) tương ứng thời điểm bắt đầu gia tải. Nước được xem là không lún nên toàn bộ áp lực do lực nén N gây ra truyền lên nước tạo thành áp lực nước lỗ rỗng 'u'. Vì nước chưa thoát ra nên pittông chưa chuyển động xuống và lò xo R chưa bị tác dụng nén lại.

Khi đó ta có:

$u = \sigma$ u : áp lực lên nước

và $\sigma' = 0$ σ' : áp lực giữa các hạt đất (hữu hiệu) = N'/A

(N' là lực nén lò xo)

Biểu thức II.18 đã được thể hiện bản chất của hiện tượng nêu trên.

Tiếp theo, nước trong xilanh do có áp lực mà từ từ thoát ra (qua van điều chỉnh ở lỗ 0). Pittông chuyển vị xuống và hiện tượng lún cố kết đang diễn ra. Lỗ (0) càng nhỏ, biểu hiện cho khả năng thấm (thoát) nước của đất kém, thì tiến trình lún diễn ra càng chậm. Xilanh giảm dần thể tích do nước được thoát ra và pittông chuyển dịch dần xuống (biểu hiện cho quá trình lún đất), đồng thời lò xo dần dần càng nén lại (biểu hiện cho cốt hạt đất bị nén).

- *Tại thời điểm t bất kỳ* (hình II.18b), ta được: $\sigma' \neq 0$; $u \neq 0$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

và khi đó: $$\sigma = \frac{N}{A} = \sigma' + u \qquad (II.23)$$

Thời gian sau đó càng kéo dài thì lượng nước thoát ra càng nhiều lên; lò xo càng bị nén lại, nghĩa là ứng suất hữu hiệu càng tăng và áp lực lỗ rỗng u càng giảm dần đi.

Khi u giảm dần thì nước chảy ra qua lỗ nhỏ càng chậm lại, vận tốc lún cũng giảm dần theo thời gian.

Tại thời điểm t = ∞ ta được:

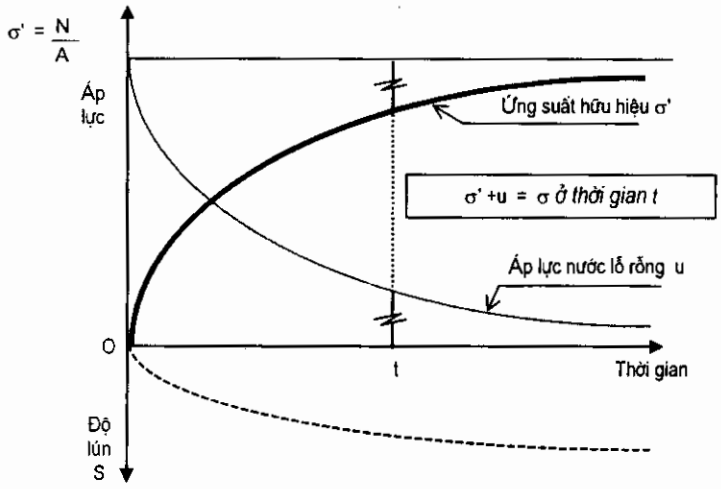
$$u = 0 \text{ và } \sigma = \sigma' \qquad (II.24)$$

Đến giai đoạn này, hiện tượng có thể được gọi là *cố kết sơ cấp* (ban đầu) như thể hiện trong hình II.19. Trong thực tế thời gian cần thiết cho *cố kết sơ cấp* là có giới hạn. *Khi pittông hạ đến giai đoạn cuối của cố kết sơ cấp là tương ứng với độ lún cuối cùng của đất (ở lún sơ cấp).*

Đến giai đoạn này, toàn bộ lực ngoài N tác dụng được truyền vào các hạt đất. áp lực nước lỗ rỗng lại trở lại giá trị *áp lực thuỷ tĩnh* ban đầu. Áp lực nước lỗ rỗng do phụ tải bên ngoài tạo nên sẽ bị *triệt tiêu*.

Thực tế cho thấy, đối với một số loại đất đặc biệt, quá trình lún vẫn tiếp tục diễn ra khi mà *độ cố kết sơ cấp* đã đạt được. Giai đoạn tiếp theo này gọi là hiện tượng *cố kết thứ cấp*. Đó là sự sắp xếp lại cấu trúc hạt và hiện tượng *trượt giữa các hạt*. Theo hình II.18 thì khi lò xo R đã đạt đến giới hạn gọi là *ngưỡng mỏi* của đất, làm cho tải trọng tác động mặc dù không đổi song sự chuyển vị vẫn không dừng.

Cố kết thứ cấp đóng vai trò rất quan trọng đối với với số loại đất, đặc biệt là than bùn.



Hình II.19: *Ứng suất và biến dạng theo thời gian tại một điểm cho trước*

Theo lý thuyết, độ cố kết đất U được định nghĩa như sau:

$$U = \frac{S_t}{S_\infty} \cdot 100 \ (\%) \qquad (II.25)$$

Trong đó: S_t: độ lún ở thời điểm t bất kỳ và S_∞ là độ lún cuối cùng.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

3. Độ chuyển vị (lún) theo áp lực tác dụng

Cùng với mô hình II.18, nhưng ta tác dụng các lực khác nhau tăng dần N_1, N_2, N_3 ta được các áp lực σ_1, σ_2, σ_3 và tương ứng ta được các độ lún cuối cùng S_{t1}, S_{t2}, S_{t3} tăng dần.

Ta thấy lực N càng tăng thì R càng nén lại, tương ứng gia tải lên đất càng tăng thể tích đất càng nén lại. Ta biết đường kính xilanh không đổi nên biến đổi thể tích quan hệ trực tiếp đến biến đổi chiều cao, vậy ta có biểu thức:

$$\frac{\Delta V}{V} = A \cdot \frac{\Delta H}{H} \qquad (II.26)$$

trong đó $\frac{\Delta H}{H}$ là độ lún tương đối của lớp đất

Nếu ta đặt E_0 bằng tỷ số: $$E_0 = \frac{-\Delta\sigma'}{\frac{\Delta H}{H}} \qquad (II.27)$$

thì E_0 được gọi là *môđun nén một trục*. Đặc điểm của môđun nén một trục là *không nở hông ta có thể nhận thấy áp lực gây lún càng mạnh, độ lún càng lớn.*

Lưu ý:

1- Khi thành lập lý thuyết Terxaghi định nghĩa nhiều thông số biến dạng như:

- Hệ số biến đổi thể tích : $m_v = 1 / E_0$. (II.28)

- Hệ số nén lún: $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta\sigma}$ ta có $E_0 = \frac{1+e_0}{a_v}$ (II.29)

trong đó e_0 là hệ số rỗng ban đầu.

- Chỉ số nén: $$C_c = \frac{1+e_0}{\Delta e}\log(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}) \qquad (II.30)$$

2- Khi độ lún cuối cùng đạt được (s_∞) áp lực lỗ rỗng tiến tới triệt tiêu, áp lực tổng và áp lực hữu hiệu bằng nhau. Trong trường hợp này có thể viết:

$$E_0 = \frac{-\Delta\sigma}{\frac{\Delta H}{H}} \qquad (II.31)$$

4. Lời giải toán học cho bài toán cố kết theo thời gian

Cho một lớp đất yếu chịu nén có chiều dày H, bề ngang vô hạn, chịu một áp lực của phụ tải σ cũng phân bố vô hạn trên bề mặt. Cần nghiên cứu tiến trình lún theo thời gian của lớp đất này (hình II.20).

Các giả thiết trong tính toán như sau:

1. Lớp chịu nén là đồng nhất, đẳng hướng và *bão hoà nước.*

2. Mặt trên của lớp có một lớp thấm nước tốt để nước lỗ rỗng có thể thoát ra như hình II.20a (được xem là thoát nước một chiều) và nếu phía dưới tầng đang xét cũng có lớp thoát nước như hình II.20b (được xem là thoát nước hai chiều).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

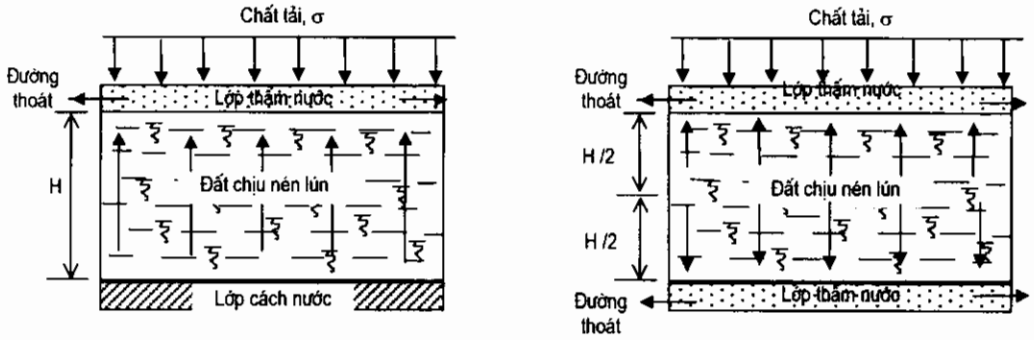
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

3. Định luật Darcy có thể áp dụng cho dòng thấm.

4. Hệ số thấm k xem như không đổi toàn bộ chiều dày lớp chịu nén và theo thời gian.

5. Lớp đất được xem *là vô hạn theo phương ngang*.

6. Áp lực gây lún được tác dụng đồng đều, tác dụng tức thời và cũng vô hạn.



a) Thấm nước một chiều *b) Thấm nước hai chiều*

Hình II.20: *Đất chịu nén bị lún cố kết theo thời gian*

Phương trình vi phân mô tả sự biến đổi của áp lực nước lỗ rỗng - chính là mô tả hiện tượng cố kết có dạng :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial u^2}{\partial z^2} \qquad (II.32)$$

Trong đó:

u - áp lực lỗ rỗng của một điểm bất kỳ nằm ở độ sâu z của lớp đất tại thời điểm t.

C_v - hệ số cố kết của đất:

$$C_v = \frac{k.E_0}{\gamma_w} = \frac{k(1+e_0)}{a_v.\gamma_w} \qquad (II.33)$$

C_v , thể hiện bằng cm^2/s, là tuỳ thuộc hệ số thấm và khả năng chịu nén của đất.

Lời giải cho cho bài toán dẫn đến định nghĩa cho một thông số không thứ nguyên T_v, gọi là *yếu tố thời gian* : Đối với lớp thoát nước một chiều ta có:

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} \cdot t \qquad (II.34)$$

suy ra

$$t = \frac{T_v.H^2}{C_v} \qquad (II.35)$$

Tồn tại mối quan hệ giữa độ cố kết U và T_v, theo kết quả lời giải toán học, được thể hiện trong bảng II.4 sau:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng II.4 - Quan hệ độ cố kết U và yếu tố thời gian T_v

U %	T_v	U %	T_v	U %	T_v
10	0,008	50	0,197	80	0,567
20	0,031	60	0,287	90	0,848
30	0,071	70	0,403	100	∞
40	0,126				

Bảng trên, kết hợp biểu thức (II.35), cho phép ta xác định được phần trăm độ lún cũng như độ cố kết ở thời gian bất kỳ nào đó, khi ta biết được hệ số C_v (xác định theo thí nghiệm nén cố kết).

Ghi chú:

** Với đất chịu nén khoảng giá trị C_v thường nằm trong khoảng từ 10^{-5} đến 10^{-2} cm^2/s.*

** Trường hợp lớp đất được thoát nước hai chiều (hình II.20b) ta có biểu thức:*

$$T_v = \frac{4.C_v}{H^2}.t \qquad (II.36)$$

trong đó

$$t = \frac{T_v.H^2}{4.C_v} \qquad (II.37)$$

IV.5. KHÁI QUÁT LÝ THUYẾT MENARD CHO THÍ NGHIỆM NÉN NGANG

Đây là khái quát lý thuyết Menard làm cơ sở cho một loại thí nghiệm mang tên nén ngang, đi kèm với thiết bị cùng tên do L. Menard sáng chế. Dựa vào nền tảng lý thuyết đàn hồi, thí nghiệm nén ngang Menard có thể cung cấp các thông số đất nền rất hữu ích phục vụ cho nhiều loại hình trong phân tích Địa kỹ thuật.

Kết quả các thông số mà thí nghiệm nén ngang Menard cung cấp, khi áp dụng vào phân tích các loại nền móng, Menard lại đề xuất cơ sở lý thuyết ứng dụng và sẽ được trình bầy ở các chương sau.

IV.5.1. Thí nghiệm nén ngang với pha giả đàn hồi

Như ta biết, thí nghiệm nén ngang là đưa một ống đo hình trụ, có kích thước chuẩn, vào trong hố khoan tạo lỗ trước. Tăng áp lực vào ống đo để chúng dãn nở ra và tác động ép vào thành hố khoan và tiến hành xác định quá trình biến dạng của đất xung quanh thành hố khoan dưới các cấp áp lực khác nhau.

Nghiên cứu quá trình dãn nở của ống đo tác dụng hình trụ lõm trong môi trường đất xung quanh được xem là đàn hồi và vô hạn (hình II.21). Dưới các áp lực nhỏ ở giai đoạn đầu của thí nghiệm và theo lý thuyết của Lame, ta được các biểu thức sau:

$$\sigma_r = p_0 + \frac{p - p_0}{r^2} \cdot a_0^2 \qquad (II.38)$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

$$\sigma_\theta = p_0 + \frac{p - p_0}{r^2} \cdot a_0^2 \qquad \text{(II.39)}$$

$$u_r = \frac{1}{2G}(p - p_0) \cdot \frac{a_0^2}{r} \qquad \text{(II.40)}$$

Trong đó:

r - khoảng cách từ điểm bất kỳ đến tâm ống đo.

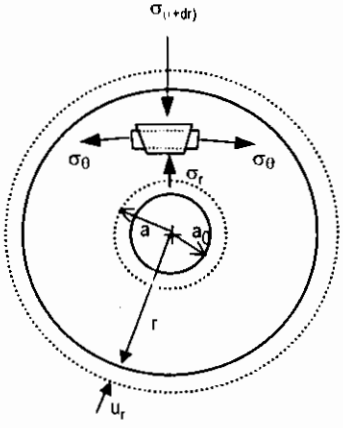
p_0 - áp lực đất nghỉ.

p - áp lực trong buồng nén ống đo,

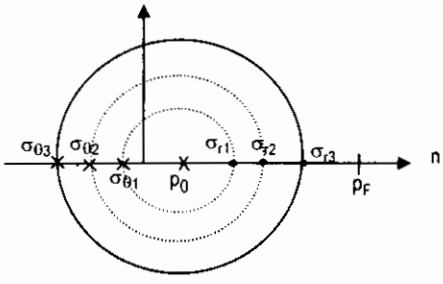
a_0 - bán kính ban đầu của ống đo,

G - môđun cắt của đất đá

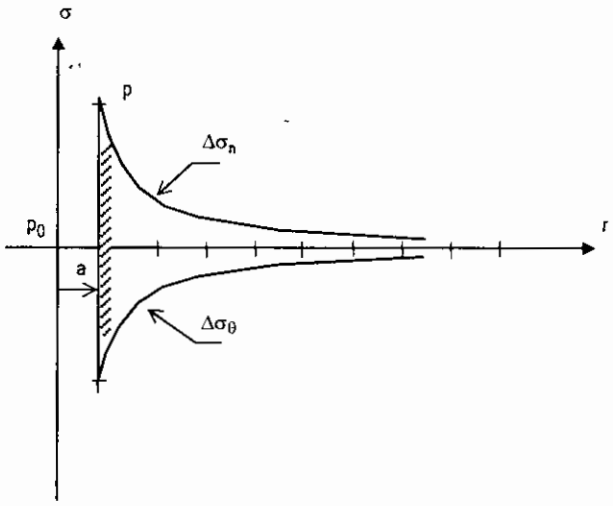
σ_r , σ_θ , u_r - thông số như thể hiện trong hình II.21a.



a) Định nghĩa thí nghiệm



b) Vòng tròn Mohr cho các giai đoạn khác nhau của thí nghiệm trong môi trường đàn hồi



c) Phân bố ứng suất trong khối vật liệu

Hình II.21

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Nhiều kết quả quan trọng được rút ra từ hình II.21-a, dưới các dạng sau:

1- σ_r , σ_θ là các *ứng suất chính* .

Các biểu thức II.38 và II.39 cho thấy biến đổi ứng suất trong quá trình thí nghiệm nén ngang là bằng nhau và ngược chiều.

$$\sigma_r - p_0 = -(\sigma_\theta - p_0) \text{ hoặc là: } \Delta\sigma_r = -\Delta\sigma_\theta \qquad (II.41)$$

Khi đó thí nghiệm nén ngang có thể quan niệm như thí nghiệm cắt thuần tuý (hình II.21b).

2- Biến dạng diễn ra trong điều kiện thể tích *không đổi* . Nếu xét một đơn vị thể tích thì lực kéo sẽ diễn ra theo phương hướng tâm (σ_r là áp lực nén) và sự dãn nở ra theo phương tiếp tuyến (σ_0 là lực kéo), nhưng thể tích thì không đổi. Nói một cách khác, quá trình không xảy ra hiện tượng cố kết (nghĩa là không làm giảm thể tích và thoát nước). Đối với đất loại sét ta có thể xem hiện tượng như nén ở sơ đồ không thoát nước .

Lưu ý trên có tầm quan trọng cơ bản chứng minh rằng thí nghiệm nén ngang không phản ảnh trực tiếp mức độ nén lún của đất như là kết quả của hiện tượng cố kết đã trình bầy ở mục trên.

3- Các biểu thức II.38 và II.39 chứng minh rằng trong môi trường đàn hồi các ứng suất (giá trị tuyệt đối) giảm theo tỷ lệ nghịch với bình phương khoảng cách từ điểm đang xét đến tâm của ống đo (hình II.21-c).

4- Công thức II.40 cho phép xác định hệ số K, trong công thức xác định môđun nén ngang $E_p = K.\frac{\Delta P}{\Delta V}$. Kết quả là: khi áp lực có giá trị p tác dụng vào ống đo có đường kính a , với r = a thì công thức II.40 cho giá trị độ biến dạng u_0 theo chiều lõm tương ứng biến thiên áp lực Δp.

$$u_0 = \frac{1}{2.G}\Delta p.a \qquad (II.42)$$

Biến thiên thể tích, tương ứng ống đo có chiều dài L, có thể viết dưới dạng:

$$\Delta V = \frac{\pi}{G}\cdot\Delta p.a^2.L \qquad (II.43)$$

Mà thể tích của phần lõm khối trụ (ống đo) được tính $V = \pi.a^2.L$, nên:

$$G = V.\frac{\Delta p}{\Delta V} \qquad (II.44)$$

Ta thay môđun cắt G bằng giá trị môđun đàn hồi E, ta được:

$$E = 2.V.(1+\nu)\cdot\frac{\Delta p}{\Delta V} \qquad (II.45)$$

Biểu thức này cho thấy, về lý thuyết E phụ thuộc độ biến dạng, nghĩa là vào thể tích V. Trong thực tế, người ta xác định giá trị thể tích V bằng một giá trị $V_c + V_m$ (thể tích ban đầu của ống đo và thể tích độ dãn nở của ống đo vào đất dưới áp lực) là tương ứng thể tích trung bình của ống đo trong quá trình biến dạng đàn hồi.

So sánh biểu thức (II.45) với biểu thức $E_p = K\cdot\frac{\Delta P}{\Delta V}$ của thí nghiệm nén ngang có thể rút ra giá trị hệ số K:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

$$K = 2.(V_c + V_m).(1+\nu) \qquad (II.46)$$

Ví dụ: một ống đo chuẩn (của thí nghiệm nén ngang) có V_c = 300 cm³ .

Với ν = 0,33 và thể tích trung bình dãn nở V_m = 300 cm³ ; khi đó ta có thể xác định giá trị K = 2 220 cm³. L. Menard đã lập bảng tính toán các hệ số K tuỳ thuộc V_m.

5- Mô hình trên cho thấy các đường ứng suất trong quá trình thí nghiệm nén ngang khác hoàn toàn so với thí nghiệm kinh điển để xác định môđun đàn hồi không thoát nước của đất E_u.

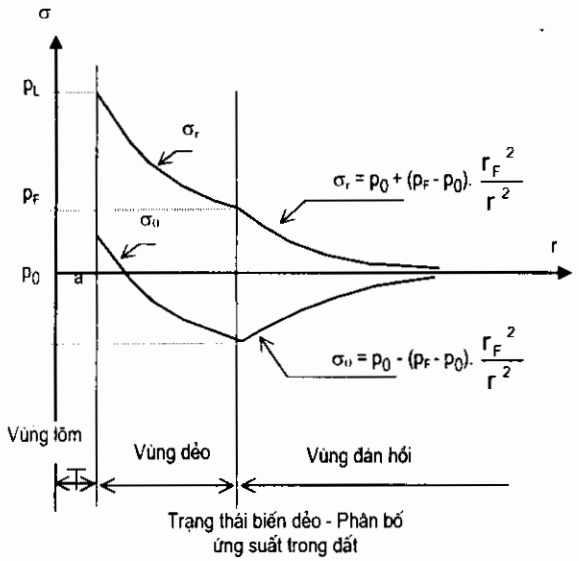
Không nên tìm mối liên hệ trực tiếp giữa môđun nén ngang E_p và môđun đàn hồi không thoát nước cũng như thoát nước vì chúng dựa theo các nguyên lý khác nhau. Môđun nén ngang E_p chỉ có thể tính toán biến dạng đất khi áp dụng phương pháp và công thức riêng do Menard đề xuất.

IV.5.2. Thí nghiệm nén ngang với pha biến dẻo

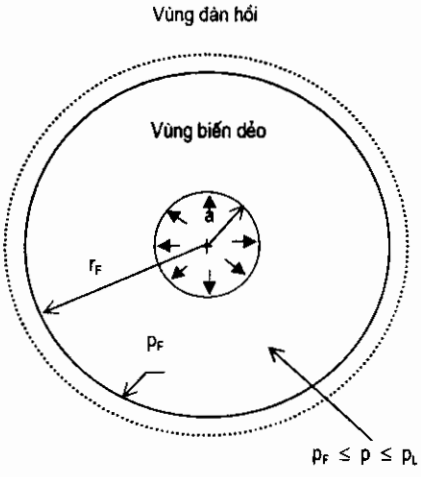
Khi áp lực từ *ống đo,* tác động vào đất ở thành hố khoan, tăng dần đến một giới hạn nào đó gọi là pf thì môi trường đất xung quanh ống tạo thành vành ở trạng thái biến dẻo và tăng dần ra phía ngoài (hình II.22).

Về nguyên tắc, theo lý thuyết biến dẻo sẽ tồn tại một áp lực giới hạn gọi là P_L. Khi áp lực ép của *ống đo* đạt đến giá trị giới hạn P_L thì vùng biến dẻo không tăng trong khi độ biến dạng vẫn tăng liên tục.

Người ta chứng minh được rằng không có mối liên hệ trực tiếp giữa áp lực giới hạn P_L và nguyên lý phá huỷ Coulomb (φ,c). Thêm một thông số mang tên *ngưỡng mỏi - fluage* (tiếng Pháp) hoặc *yeld (tiếng Anh)* - được sử dụng trong thí nghiệm và lý thuyết nén ngang Menard.



b) Phân bố ứng suất trong đất đến giới hạn phá hỏng



a) Phát triển vùng biến dẻo

Hình II.22

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Chương III

NƯỚC DƯỚI ĐẤT

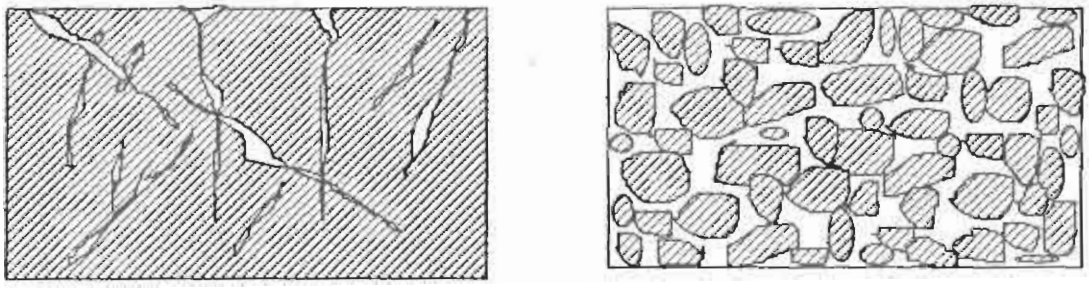
Nghiên cứu nước dưới đất là một công tác không thể tách rời trong quá trình khảo sát địa kỹ thuật. Tuy nhiên, nước dưới đất là một bộ môn khoa học và có ứng dụng rộng rãi, nên chương này chỉ đề cập đến một số khái niệm, định nghĩa và tính chất cơ bản của nước dưới đất phục vụ trực tiếp cho công tác khảo sát địa kỹ thuật.

I. MỘT SỐ KHÁI NIỆM CƠ SỞ

I.1. MÔI TRƯỜNG RỖNG

Ta đã biết, để cập đến nước dưới đất là phải để cập đến môi trường rỗng (porous medium) trong đất đá, nơi có thể chứa được nước để tác động lên nhiều hoạt động của thiết kế và thi công công trình xây dựng. Do đó, ta cần tìm hiểu một chút về môi trường rỗng chứa trong đất đá.

Ta đã biết, vật liệu nói chung và đất đá nói riêng dù chặt xít đến đâu cũng chứa một độ rỗng nào đó trong nội tại thực thể vật liệu. Với đất đá, độ rỗng tồn tại dưới nhiều dạng, phụ thuộc vào nguyên nhân hình thành ban đầu hay do biến đổi kiến tạo sau đó, vì vậy ta có thể phân biệt:



a) b)

Hình III.1: *Môi trường rỗng*
a) Độ rỗng do khoang rỗng kiến tạo - structural pore ;
b) Độ rỗng do lỗ rỗng khe hạt - interstitiel

- Độ rỗng được tạo ra ngay từ nguyên nhân hình thành vật liệu, là các lỗ rỗng nằm xen kẽ giữa các phần hạt cứng cấu tạo nên khối vật liệu, tạm gọi là *khe rỗng giữa hạt* (interstitiel pore).

- Các loại khoang rỗng được tạo ra do quá trình biến đổi kiến tạo hay các nguyên nhân khác sau khi hình thành (nứt nẻ, đứt gẫy, hang hốc các-tơ, bào mòn, rửa trôi, tổ mối, rễ cây mục v.v...), tạm gọi là khoang rỗng kiến tạo (structural pore).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Môi trường đất đá tồn tại các loại lỗ rỗng nêu trên đều được được gọi chung là *môi trường rỗng*. Một môi trường rỗng có các đặc trưng sau:

- Đất đá tạo thành *môi trường rỗng* với hệ thống các khoang rỗng rất phức tạp về hình dạng và thế nằm nhưng tạo được mức độ thông thoáng với nhau gọi là *độ rỗng thông thoáng*.

- Một môi trường rỗng của đất đá mà có *độ thông thoáng* thông lên đến mặt đất được gọi là *độ rỗng hở;* ngược lại được gọi là *độ rỗng kín*.

- Tổng thể tích *độ rỗng hở như trên* được gọi là *thể tích rỗng biểu kiến*. Tổng thể tích *độ rỗng kín* được gọi là *thể tích rỗng kín*.

I.2. ĐỘ UỐN LƯỢN

Nước chảy trong *môi trường rỗng* thành các dòng *uốn lượn* trong các lỗ rỗng hạt và khoang rỗng với các chiều khác nhau theo một hướng chảy chung. Hiện tượng này được gọi là *độ uốn lượn* của dòng chảy trong môi trường rỗng. Về mức độ đánh giá người ta còn xác định thuật ngữ *hệ số uốn lượn* của dòng chảy.

I.3. MỨC ĐỘ RỖNG VÀ CÁC ĐẶC TRƯNG

Phần rỗng nằm trong khối vật liệu, với vật thể được xem là chặt cứng, gọi là *độ rỗng (porosity)* của khối vật thể đó. Với các loại đất đá thì độ rỗng là chỉ đến tất cả các loại rỗng như: *lỗ rỗng, khe rỗng, khoang rỗng nứt nẻ, hang hốc* v.v... tồn tại trong khối vật liệu.

Đặc trưng rỗng của vật thể đất đá gọi là *độ rỗng (porosity degree)*, có ký hiệu n, được thể hiện qua biểu thức:

$$n = \frac{V_v}{V_t} \cdot 100 \ (\%) \qquad (III.1)$$

Trong đó:

V_v : thể tích phần lỗ rỗng các loại.

V_t : tổng thể tích của đơn vị vật thể đó.

Có thể phân biệt *độ rỗng tương đối* hoặc *độ rỗng biểu kiến* chính là *độ rỗng hở,* nghĩa là các loại lỗ rỗng có thể thông ra ngoài.

Hệ số rỗng e *(void ratio index)* là tỷ số giữa *thể tích phần rỗng* và *thể tích phần vật rắn*. Giữa 2 thông số đặc trưng rỗng (n, e) nêu trên có mối quan hệ sau theo biểu thức:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \text{ và } n = \frac{e}{1+e} \qquad (III.2)$$

Với *đất rời loại hạt* thì độ rỗng phụ thuộc rất nhiều vào thành phần hạt mịn chứa trong nó. Vì vậy, có khái niệm *đường kính hữu hiệu* (d_e) là đường kính mà 90% hạt giữ lại và 10% lọt qua (thể hiện trên đường cong phân bố hạt). Khái niệm về *độ bất đồng đều* của hạt là phân bố hạt thể hiện qua tỷ số d_{60} / d_{10} .

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- *Độ chặt tương đối* D_r cũng là đặc trưng biểu thị mức độ rỗng vật liệu rời, biểu thị mức độ cố kết làm cho các hạt chặt xít lại và thể hiện qua biểu thức:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (III.3)$$

- Độ rỗng của đất đá cũng ảnh hưởng trực tiếp đến *điện trở suất* của môi trường qua biểu thức quan hệ sau:

$$n = \frac{\rho_w}{\rho_g} \cdot A \quad (III.4)$$

Trong đó:

ρ_w - điện trở suất của nước.

ρ_g - điện trở suất của đất, đá

A - hệ số phụ thuộc loại đất, đá.

I.4. MỨC ĐỘ THẤM

Tính chất của một loại đất đá làm cho nước có thể lưu thông trong phần rỗng của chúng dưới một độ chênh cột áp được gọi là tính thấm (permeability) của môi trường đó. Nhìn chung, *tính thấm* của môi trường phụ thuộc vào *độ rỗng*, nhưng không nhất thiết là tỷ lệ thuận. Đất đá có các loại *lỗ rỗng* quá nhỏ, không cho nước lưu thông do lực mao dẫn thì gần như không có tính thấm.

Tuỳ thuộc tính thấm của môi trường rỗng ta có thể phân biệt:

- Tầng đất đá với các loại *lỗ rỗng, khe rỗng, khoang rỗng* hoặc *nứt nẻ* rất nhỏ (nhỏ hơn kích thước mao dẫn) để nước không thể lưu chuyển được gọi là tầng cách nước (impermeable layer). Nước ở tầng này không thể lưu thông tự do mà nếu có thì chỉ xảy ra dưới một điều kiện một gradient thuỷ lực nhất định. Các đất loại sét, sét pha có khe rỗng hạt rất nhỏ và các loại đá không nứt nẻ hoặc nứt nẻ quá hẹp dưới kích thước mao dẫn thường coi là tầng cách nước.

- Đất đá có các kích thước *lỗ rỗng, khe rỗng* hoặc *nứt nẻ* càng lớn, (lớn hơn kích thước mao dẫn) làm cho nước có thể lưu thông tự do càng dễ dàng, dưới điều kiện nhiệt độ áp suất bình thường, được gọi là tầng chứa nước (acviphere). Tất cả các loại đất trầm tích loại hạt (cát, sạn, sỏi) và các loại đá có nứt nẻ, đứt gẫy, đới cà nát, hang hốc cac-tơ có kích thước trên mao dẫn đều được xem là tầng chứa nước.

I.5. ĐỘ ẨM - ĐỘ BÃO HOÀ

- Phần nước được chứa trong các *lỗ rỗng, khe rỗng, nứt nẻ* của đất đá gọi là *độ ẩm*. Độ ẩm là tỷ số phần trăm giữa trọng lượng phần nước chứa trong đất, đá (mà nó có thể bay hơi ở nhiệt độ 105°C) và trọng lượng phần vật liệu rắn (đất, đá) trong một đơn vị vật liệu nghiên cứu.

Độ ẩm của đất đá trong điều kiện tự nhiên phụ thuộc theo mùa, vào lượng mưa, vào động thái nước dưới đất và tốc độ bay hơi của nước trong đất, đá đó. Người ta phân biệt

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

độ ẩm tới hạn là độ ẩm mà lượng nước bổ sung vào khối đất đá bằng lượng nước bay hơi khỏi bề mặt khối đất đá.

- Nước được chứa *đầy trong phần rỗng* của đất, đá được xem là ở trạng thái *bão hoà*. Độ ẩm ở *trạng thái bão hoà* được thể hiện qua biểu thức:

$$w_{sat} = \gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right) \qquad (III.5)$$

- *Độ bão hoà* là tỷ số giữa *độ ẩm thực tế* của đất và *độ ẩm bão hoà*:

$$S_r = \frac{w}{w_{sat}} \cdot 100\,(\%) \qquad (III.6)$$

Đất đá được đánh giá theo *độ bão hoà* như sau:

$0\% < S_r < 40\%$	ít ẩm
$40\% < S_r < 80\%$	ẩm
$80\% < S_r < 100\%$	rất ẩm
$S_r = 100\%$	bão hoà

I.6. SỨC CĂNG BỀ MẶT

Các phân tử của một chất lỏng bị tác động một lực dính của phân tử bên cạnh. Nước ở trạng thái nghỉ thì *hợp lực của các lực dính* này *triệt tiêu* với các phân tử nằm sâu trong nước. Các phân tử phía trên mặt có xu hướng tiến vào phía trong. Lực tương tác giữa các phân tử phía trên mặt và phía trong chất lỏng tạo ra một lực tiếp tuyến với bề mặt được gọi là *sức căng bề mặt.*

I.7. HIỆN TƯỢNG MAO DẪN

Bề mặt tiếp xúc giữa chất lỏng với thành vật rắn thì mỗi phân tử lỏng đều bị tác dụng một lực do phân tử bên cạnh và với thành, làm ướt và tạo thành bề khum lõm xuống (hình III.2).

Do tính chất này mà các loại lỗ rỗng có kích thước đủ nhỏ (gọi là kích thước mao dẫn) làm cho nước bám vào thành khe rỗng hạt, do lực mao dẫn làm dâng mực nước mao dẫn lên một khoảng vượt qua qua bề mặt tự do của nước dưới đất, gọi là *hiện tượng nước mao dẫn.*

Một khoảng nước mao dẫn dâng lên trên dưới mực ngầm ổn định gọi là *đới mao dẫn.* Độ dâng cao của đới mao dẫn tuân theo định luật Jurin:

$$h = \frac{2\pi \cos\alpha}{\gamma_w . l . g} \qquad (III.8)$$

Trong đó:

γ_w - trọng lượng riêng chất lỏng

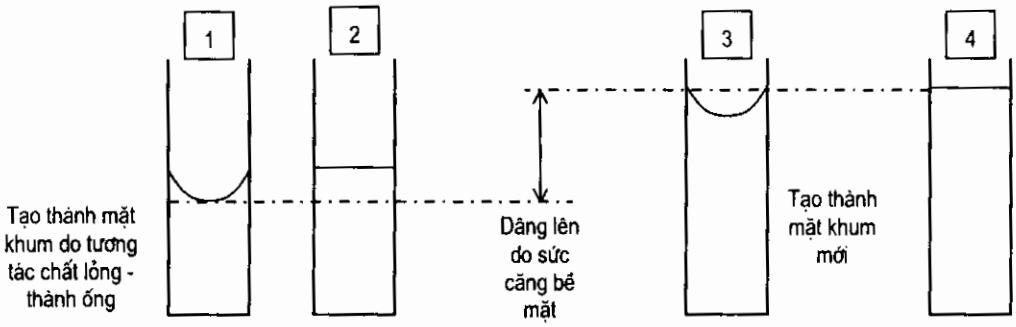
g - gia tốc trọng trường

l - chiều rộng lỗ rỗng hoặc nứt nẻ

α - góc khum lõm so với thành, tuỳ thuộc chất lỏng $0 < \alpha < 90^\circ$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình III.2 *Hiện tượng mao dẫn*

II. CÁC LOẠI NƯỚC DƯỚI ĐẤT CHỦ YẾU

Nước ở trạng thái chuyển động hoặc đứng im, trong *đất đá thấm nước* thường có các nguồn gốc khác nhau và do vậy, chúng cũng có các đặc trưng lý-hoá và nhiệt-động học khác nhau.

Nguồn bổ cấp quan trọng nhất cho nước dưới đất là nước tự nhiên bao gồm: nước mưa, băng tuyết tan, kết tụ hơi nước, các loại nước thải v.v... Các loại nước nêu trên thẩm thấu vào trong đất qua các lỗ rỗng, khe rỗng, khe nứt nẻ và còn được tích tụ trong các lớp *đất thấm nước* tạo thành các *tầng chứa nước*.

Có nhiều loại nước dưới đất tồn tại ở các điều kiện lý hoá khác nhau, nhưng nước dưới đất ảnh hưởng lớn đến nghiên cứu địa kỹ thuật có thể tập trung vào hai loại chính:

- Nước dưới đất chứa thuần tuý trong môi trường khe rỗng hạt (interstitiel pore). Môi trường rỗng này chủ yếu đề cập đến nước chứa trong khe rỗng hạt của đất rời có nguồn gốc trầm tích. Đó là nước chứa trong các trầm tích loại hạt như cát, sạn ,sỏi.

- Nước chứa trong các khoang rỗng kiến tạo (structural pore) là đề cập đến môi trường chứa nước trong các nứt nẻ, đứt gãy, đới cà nát và hang hốc các-tơ v.v... của các loại đá cứng mà đặc trưng nhất là đá vôi. Một số đá cứng khác có khả năng tạo thành môi trường chứa nước trong các khoang rỗng kiến tạo như nứt nẻ, đứt gẫy (cát kết, sạn kết, cuội kết).

II.1. NƯỚC DƯỚI ĐẤT TRONG TRẦM TÍCH LOẠI HẠT

Trong đất trầm tích loại hạt, tuỳ theo *cách thức tàng trữ nước* mà có thể phân thành các loại nước sau:

II.1.1. Nước ngầm (phreatic)

Nước ngầm là nước dưới đất thành tạo ở tầng chứa nước đầu tiên (tính từ mặt đất). Nước ngầm này thường chứa trong thành tạo Đệ tứ (bồi tích thềm sông, trầm tích sông, lũ tích v.v...) và trong các loại đá thấm nước khác (ví dụ đá vôi, nứt nẻ, hang hốc các-tơ). Tầng chứa nước này, do không bị chắn bởi lớp cách nước nên nước có thể thẩm thấu đi mọi hướng trên bề mặt, được gọi là *tầng nước ngầm tự do (free acviphere)*.

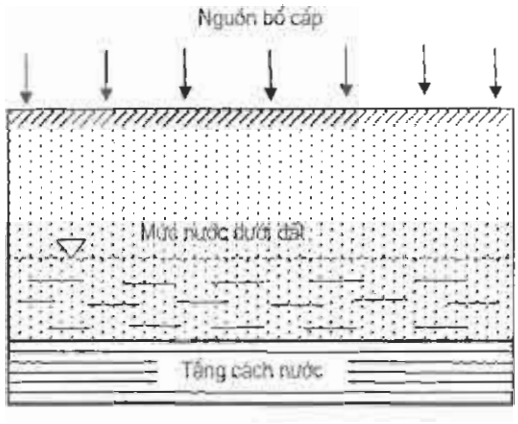
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

Mực nước của *tầng nước ngầm tự do* thường có độ sâu biến đổi theo địa hình mặt đất (tuỳ thuộc loại đất đá, khí hậu, thực vật).

Sự biến đổi của mực nước dưới đất theo chu kỳ thời gian và tuỳ thuộc *chế độ thuỷ văn địa phương*. Tính chất lý-hoá học của *nước ngầm tự do* biến đổi tuỳ thuộc vật liệu đất đá chứa chúng.

Nước ngầm tự do dễ bị nhiễm bẩn bởi các loại nước thải ô nhiễm công nghiệp và sinh hoạt nên cần lưu ý các nguồn nhiễm bẩn nước ngầm (hình III.3).

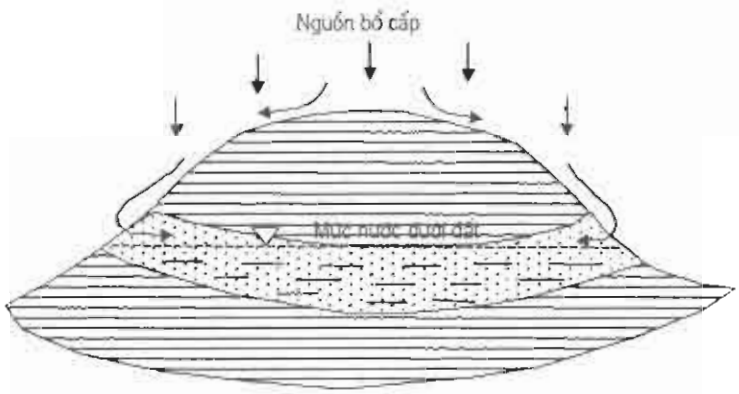


Hình III.3: *Tầng nước ngầm tự do*

II.1.2. Nước sâu

Nước dưới đất, chứa trong đất đá thấm nước, nằm dưới ít nhất là một tầng cách nước tạm gọi *là* ***nước sâu***.

Nguồn bổ cấp cho *nước sâu* chỉ có thể đến từ phía đầu tầng (hình III.4).

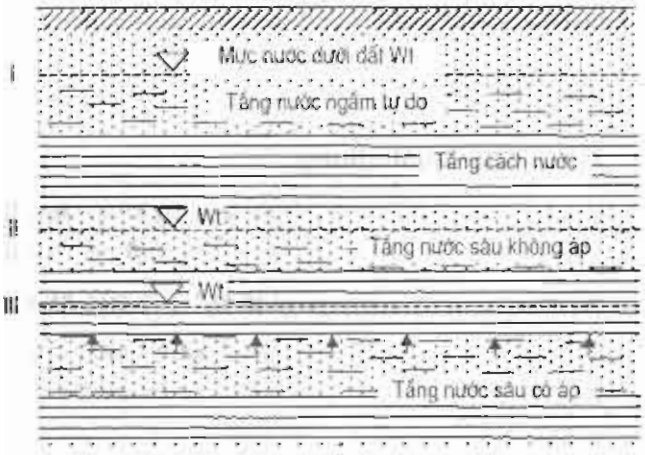


Hình III.4: *Bổ cấp cho tầng nước sâu*

- Do nước nằm giữa hai tầng cách nước nên gọi là nước sâu. Sẽ có nơi nào đó *nước sâu có áp lực* khi độ chênh giữa mực nước nơi bổ cấp và mực nước nơi tàng trữ đó gọi là *nước có áp*.

- Khi tầng chứa nước sâu có thế nằm ngang và không hoàn toàn bão hoà (ngập nước) gọi là *nước không áp* (hình III.5).

- Khi tầng chứa nước sâu có áp trong địa tầng nằm nghiêng, thì nước ở đây có liên hệ chặt chẽ đến áp suất không khí. Giả sử có một giếng khoan ở vị trí nước có áp thì mực nước lập tức dâng lên, có thể trên mặt đất, sao cho cốt cao bằng cốt cao mực nước nơi bổ cấp theo nguyên lý bình thông nhau. Nước có áp phun qua mặt đất được gọi là *nước phun (artezian)*, hình III.5.

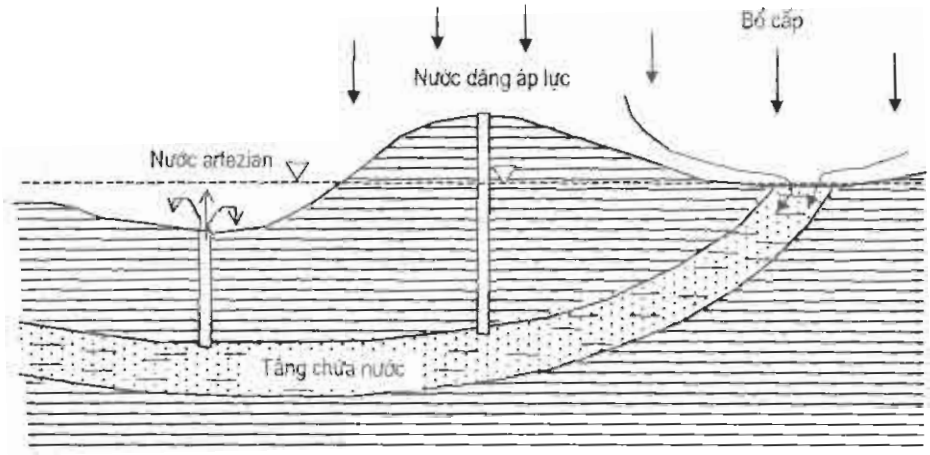


Hình III.5: *Phức hệ chứa nước với trầm tích nằm ngang*

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Mực nước của tầng nước có áp được gọi là *mực nước dâng (piesometric)*. Mực nước này có thể là dương khi chúng dâng qua mặt đất, và là âm khi đó chúng không dâng qua mặt đất.



Hình III.6: *Nước phun (artezian) và nước dâng áp lực trong cùng một tầng chứa nước.*

Nhìn chung, nước sâu triển khai trên diện khu vực rộng thường có lưu lượng lớn, và chừng mực nào đó cho lưu lượng ổn định. Tính chất hoá-lý của nước sâu biến đổi theo từng tầng chứa nước. Thông thường nước sâu có độ khoáng hoá cao hơn nước ngầm tự do (phreatic) và khả năng ô nhiễm cũng ít hơn. Khai thác nước cung cấp cho sinh hoạt hoặc công nghiệp thì nước sâu cho kết quả tốt hơn.

Nước dưới đất cung cấp từ nguồn dung dịch magma được gọi là *nước nhiệt dịch*. Ví dụ sulphat (hơi núi lửa với nhiệt độ 200^{0}C) chiếm phần chủ yếu (khoảng 98%) hơi nước, trên đường xuyên lên mặt đất, nó có thể tích tụ lại và tạo lên loại nước mới, lần đầu xuất hiện trên mặt đất. Nhìn chung *nước nhiệt dịch* có nhiệt độ cao, chứa nhiều gas và muối khoáng hoà tan. Trên đường thấm xuyên lên mặt đất *nước nhiệt dịch* gặp các nguồn nước dưới đất khác nhau và chúng trộn lẫn cho nhau thành loại nước dưới đất hỗn hợp chính là các nguồn *nước khoáng* khác nhau.

II.2. NƯỚC CÁC-TƠ

II.2.1. Khái quát chung

Đá vôi là loại đá có thể hoà tan, có khả năng thấm cao và nước chuyển động theo một hệ thống phức tạp của các khe rỗng, nứt nẻ, hang hốc các-tơ bên trong khối đá.

Hệ thống hang hốc các-tơ là kết quả của nhiều yếu tố tác động:

- Độ rỗng là mức độ nứt nẻ với kích thước của các khe rỗng và hướng nằm trong không gian: Yếu tố quyết định bức tranh về hệ thống hang hốc các-tơ ngầm sẽ được tạo.

- Thành phần hoá học đá vôi: Yếu tố quyết định mức độ hoà tan.

- Thành phần hoá học nước dưới đất: Yếu tố quyết định khả năng xâm thực với vật liệu đá vôi.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Đá vôi có khả năng hoà tan càng mạnh khi thành phần chứa càng nhiều $CaCO_3$. Khu vực hang hốc các-tơ thì hàm lượng $CaCO_3$ lên đến 64% - 98%. Hàm lượng $CaCO_3$ dưới 64% ít khả năng các-tơ hoá, vì khi bị hoà tan tạo thành sét, thì sét này lấp đầy ngay lập tức các khe rỗng trong thời gian ngắn.

Nước thẩm thấu thu nhận lượng CO_2 thiên nhiên, trong không khí và trong các tầng phủ mà chúng thấm qua, tạo thành CO_3H_2 qua biểu thức cân bằng $CO_2 + H_2O$. Axit cacbonic CO_3H_2 chuyển hoá $CaCO_3$ thành $(CO_3H)_2Ca$.

Công thức tổng quát hoà tan đá vôi với sự xuất hiện của CO_2 như sau:

$$CaCO_3 + CO_2 + H_2O \rightleftharpoons (CO_3H)_2Ca \qquad (III.9)$$

Việc thành tạo H_2CO_3 phụ thuộc khả năng tập trung khí CO_2 trong dung dịch và khả năng hoà tan khí CO_2 lại tỷ lệ thuận với áp suất tác dụng lên dung dịch.

Áp suất khí CO_2 càng tăng thì nhiệt độ càng giảm nên khối lượng khí CO_2 có thể hoà vào dung dịch và khả năng dung dịch đó có thể hoà tan $CaCO_3$ là tỷ lệ nghịch với nhiệt độ.

Khí CO_2 can thiệp vào khả năng hoà tan $CaCO_3$ có thể phân chia qua tiêu chí sau:

- CO_2 liên kết
  - CO_2 cân bằng, hoà tan trong nước theo định luật Henry và việc tập trung khối lượng được xác định qua việc thay đổi không khí.
  - CO_2 ăn mòn hoặc dư ra mà sự hiện diện của nó do không đủ để trao đổi hoặc của Calcar.
- CO_2 tự do
  - CO_2 trong $CaCO_3$, nó chỉ có thể phân tách qua việc nung hoặc CO_2 tự do dùng một axit mạnh tác dụng.
  - CO_2 trong $Ca(CO_3H)_2$, liên kết với cácbon, trong trường hợp lượng dư CO_2.

Khối lượng cacbonat hoà tan liên quan chặt chẽ đến khối lượng CO_2 tự do, theo định luật cân bằng cho thấy: nếu trong cùng một điều kiện nhiệt độ áp suất, khối lượng CO_2 cân bằng trong dung dịch vượt qua giới hạn khi đó nước sẽ trở nên ăn mòn. Nếu lượng CO_2 tự do giảm xuống dưới giới hạn cân bằng thì thành phần $CaCO_3$ sẽ lắng đọng lại.

Cần lưu ý rằng, quá trình tích tụ CO_2 trong nước cũng như chuyển hoá sang CO_3H_2 diễn ra chậm nên nó ảnh hưởng đến hiệu suất quá trình ăn mòn.

Qua các nứt nẻ, đứt gẫy, phân lớp v.v.. ta hiểu đó là các bề mặt không liên tục của đá và đó chính là các khe hở ban đầu. Điều kiện để quá trình ăn mòn diễn ra là *nước có tác nhân ăn mòn có thể thâm nhập và chuyển động trong các khe hở đó*. Thực tế chứng minh là kích thước khe hở quyết định tiến trình các-tơ hoá:

- Kích thước khe hở lớn hơn 0,5mm đến 3mm có thể được xem như hữu hiệu cho ăn mòn.

- Còn kích thước khe hở < 0,5mm thường bị lấp kín bằng mạch can-xit.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

II.2.2. Hiện tượng thẩm thấu và các khu chứa nước trong đá vôi

1. Đặc tính chuyển động nước mao dẫn và nước tự do

Nước chuyển động trong khu vực có các nứt nẻ, khe hở có *kích thước mao dẫn* bị tác động của lực mao dẫn, lực trọng trường và áp lực cột nước. Do số lượng *khe hở mao dẫn* không nhiều nên vai trò của nó trong việc thành tạo hệ thống các-tơ chỉ là phụ.

Nước chuyển động trong khu vực có các khe hở có kích thước *lớn hơn mao dẫn* có thể thực hiện theo 2 cách:

- Dưới một áp lực, khi toàn mặt cắt chứa nước.
- Với mực nước tự do hoặc nước trọng lượng, khi mà chỉ một phần mặt cắt có nước.

Sự chuyển động cả hai cách nêu trên có thể dưới *dạng chảy tầng* hoặc *dạng chảy rối.* Mạng các-tơ dưới lòng đất đá phụ thuộc vào điều kiện hình thành, thế nằm và hướng phát triển của mạng các nứt nẻ có kích thước lớn hơn *kích thước mao dẫn* hoặc là kích thước *thuận tiện* cho nước chuyển động.

2. Các khu chứa nước trong đá vôi các-tơ.

Tất cả các nghiên cứu địa chất thuỷ văn vùng cac-tơ đều nhất trí việc tồn tại các khu gọi là *khu chứa nước trong cac-tơ*. Các khu đó là :

a) Khu tích nước: Là khu phía trên mà ở đó nước chỉ lưu chuyển do kết quả tích tụ nước thiên nhiên (nước mưa). Nước ở đây chủ yếu vận chuyển theo phương thẳng đứng.

b) Khu nước lưu chuyển: Là khu mà chế độ chuyển động xảy ra thường xuyên. Nhìn chung, khu này nước chuyển động theo kiểu như một dòng sông ngầm uốn lượn và theo phương nằm ngang.

Tồn tại khu phía dưới mà ở đó tất cả các lỗ rỗng, hang hốc, nứt nẻ, đứt gẫy v.v.. nằm chìm ngập trong nước, trong đá vôi. Nước ở đây nhìn chung chuyển động chậm và đôi khi đứng yên và có thể biểu hiện là mực nước có áp.

Ta đã biết, tiến trình hình thành các-tơ tập trung ở khu đá vôi nứt nẻ và có nước hoạt động lưu chuyển liên tục. Quá trình cac-tơ hoá cứ phát triển sâu dần vào khối đá. Việc thẩm thấu nước mưa thiên nhiên sẽ tạo ra khu chứa nước cac-tơ và cứ thế dần dần được dâng lên phía trên của khối đá các-tơ.

Giai đoạn đầu của quá trình hình thành các-tơ là nước lưu chuyển từ từ trong các nứt nẻ. Các nứt nẻ này cứ to dần, do hậu quả của quá trình hoà tan, bào mòn và rửa trôi, tạo thành một *mạng các mạch,* phát triển trên diện lớn có xu hướng các-tơ hoá.

Trong quá trình phát triển các-tơ sau đó ta thấy: khu gọi là ngập nước (bão hoà nước) cứ dần dần phát triển từ *mạch ban đầu* đó và tiến theo chiều sâu. Còn các lỗ rỗng, khe hở và nứt nẻ ban đầu ở phía trên dần cạn nước hoặc có chế độ hoạt động thuỷ văn tạm thời tuỳ theo mùa. Một vùng thuỷ văn mới cứ thế được hình thành từ từ và phát triển rộng lớn ra toàn khu.

Đến khi, do một nguyên nhân biến đổi nào đó dẫn đến, xuất hiện đột ngột một lượng nước lớn làm cho vùng chứa nước dâng lên trên mặt đất. Kết quả là khu nước lưu chuyển,

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

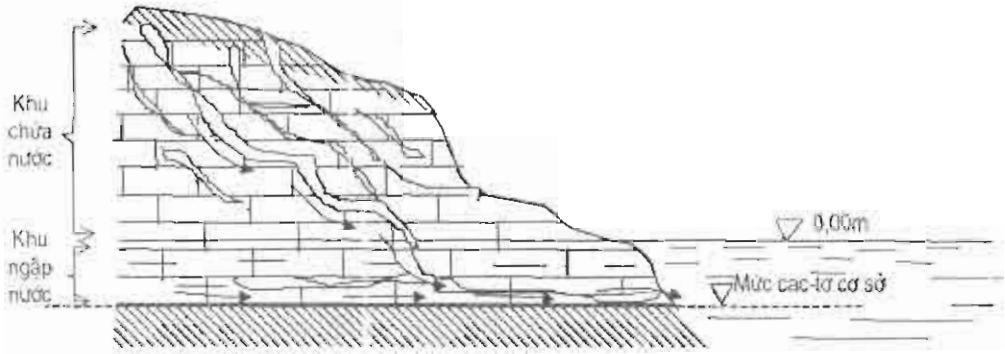
nơi có chuyển động thường xuyên, sẽ được chuyển thành khu ngập nước và chuyển dần lên nối liền với khu nước tích.

II.2.3. Xu hướng phát triển nước các-tơ

1. Mực các-tơ cơ sở

Ảnh hưởng của bào mòn đến tiến trình phát triển và sự phân bố các-tơ. Trong điều kiện phân bố địa lý các-tơ dưới đất thì khái niệm *mực các-tơ cơ sở* (mực thoát nước tự nhiên) cần được hiểu theo nghĩa rộng.

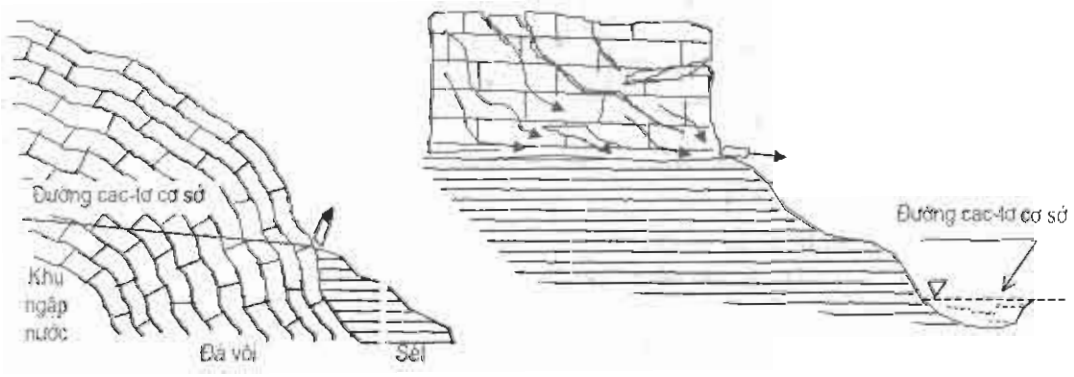
Do vậy, *mực các-tơ cơ sở chính* được hiểu là bề mặt của một *lớp cách nước* nằm dưới đáy của khối đá vôi hoặc là *dải đá vôi chặt cứng nằm sâu*, mà đôi khi chúng có thể nằm dưới mực nước biển (hình III.7).



Hình III.7: Đường các-tơ cơ sở tạo bởi đa vôi chặt, nằm dưới nước biển

Mực các-tơ cơ sở có thể biểu hiện như barie ngăn nước (gọi là thềm địa chất thuỷ văn), có thể biểu hiện dưới các dạng sau :

- Đứt gẫy (hình III.8a).
- Lớp đất đá có đặc trưng cách nước (hình III.8b).



a) Mực các-tơ cơ sở do đứt gẫy hoặc do lớp cách nước

b) Mực các-tơ cơ sở do lớp cách nước nằm trên mạng thuỷ văn

Hình III.8

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Khi có sự cân bằng giữa bào mòn địa hình và bào mòn các-tơ thì mực các-tơ cơ sở trùng với *đường bào mòn địa hình*.

Mức các-tơ cơ sở có thể nằm trên hoặc nằm dưới so với *đường bào mòn địa hình* chỉ trong các trường hợp sau:

- Khi bào mòn các-tơ diễn ra chậm hơn hoặc nhanh hơn sự bào mòn bề mặt.

- Khi lớp cách nước nằm trên hoặc nằm dưới đường cơ sở địa hình (hình III.8-b).

Khi thành tạo nước các-tơ xảy ra trong quá trình thành tạo magma, việc hạ thấp đường cơ sở liên quan trực tiếp đến độ hạ thấp mực nước ngầm và mở rộng chiều dày tầng chứa nước.

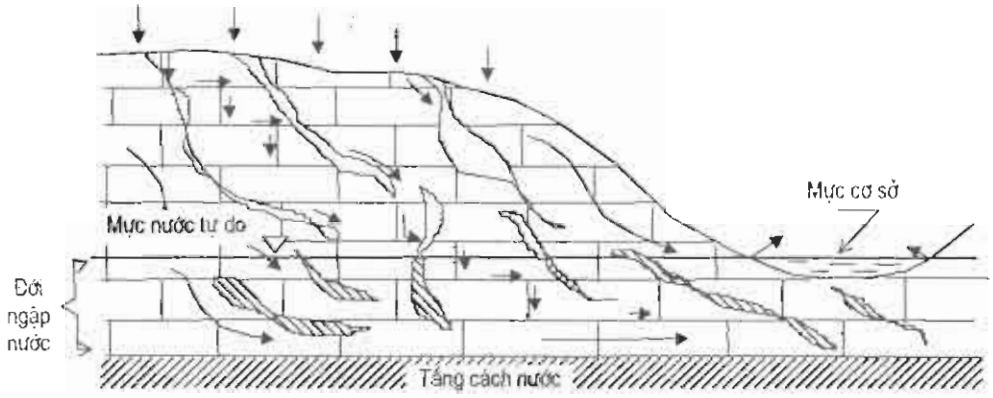
2. Ảnh hưởng kiến tạo lên sự phát triển khu các-tơ

Việc chuyển động của nước các-tơ bị ảnh hưởng của cấu trúc khối đá vôi, liên quan đến quá trình thành tạo lên đới này.

a) Trong đá vôi với phân lớp nằm ngang.

Với khối đá vôi có thế nằm ngang của các phân lớp thì các nứt nẻ dọc chính là các điểm khởi đầu của quá trình tấn công của nước trên mặt.

Sự chuyển vận nước được tiến hành trong các nứt nẻ dọc, cho đến khi chúng cắt qua các phân lớp nằm ngang, làm giảm quá trình ngấm nước xuống phía có mực nước dưới đất hoặc là xuống đến *tầng cách nước* (hình III.9).



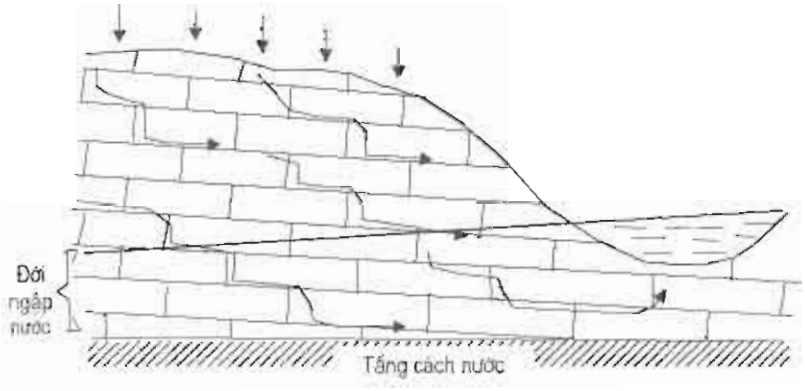
***Hình III.9**: Sơ đồ chuyển động nước dưới đất trong khối đá vôi có phân lớp nằm ngang và nước chảy phương ngang*

b) Trong đá vôi với phân lớp nằm nghiêng

Thế lớp nằm nghiêng không có nhiều nứt nẻ đứng nên nước chuyển động theo nứt nẻ dọc là rất ít mà chủ yếu chuyển động dọc theo *phân lớp*. Nước lưu động ngấm theo các phân lớp, song nước thẩm thấu xuống khá chậm đến mặt mực nước dưới đất hoặc mực cơ sở (hình III.10).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình III.10: Sơ đồ chuyển động của nước dưới đất trong khối đá vôi phân lớp nằm nghiêng

Do có sự nén ép từng chỗ của các tầng đất nên tạo điều kiện thuận lợi cho việc tạo thành các kênh ngầm và nước chảy dưới áp lực.

Nếu mặt phân lớp nằm rất nghiêng thì sự chuyển động nước dọc theo mặt *phân lớp* sẽ được gia tăng cho đến khu tạo thành tầng nước tự do, trong khi phía trên từng chỗ vẫn giữ nước chảy có áp.

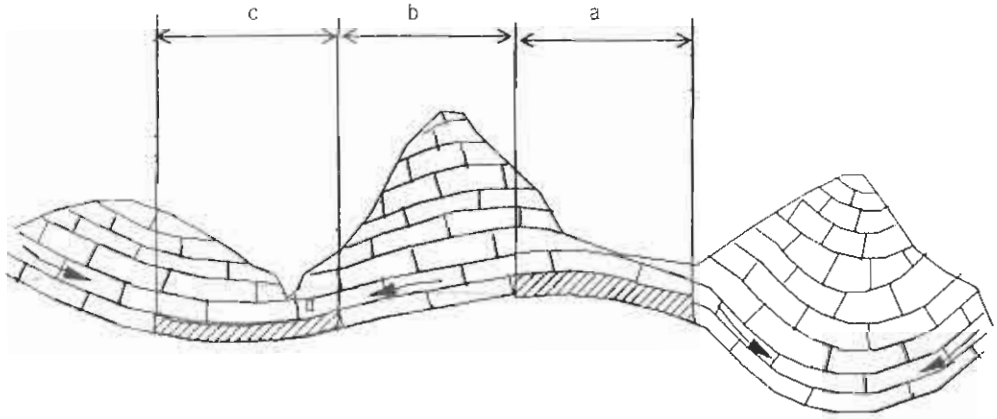
c) Trong cấu trúc các-tơ kiểu uốn nếp (Jurassic)

Đây là cấu trúc *uốn nếp* phát triển mạnh nứt nẻ tạo thành sự biến đổi lớn mực nước có áp (piesometric).

- Nước thấm thấu được tập trung tích tụ ở các *nếp lồi* (anticlinal) tạo thành chuyển động kiểu sông ngầm (hình III.11a).

- Ở hai cánh của *nếp lồi* thì sự chuyển động của nước có đặc trưng hỗn hợp, vừa ngấm xuyên vừa kiểu sông ngầm (hình III.11b).

- Ở hai cạnh của *nếp lõm* (sinclinal) nước chảy chủ yếu dạng nước có áp, nhưng sự dao động mực nước có áp tạo nên *mạch lộ* tạm thời (hình III.11c,d).



Hình III.11: Chuyển động nước dưới đất trong cấu trúc uốn nếp
a) Chuyển động kiểu sông ngầm; b) Chuyển động hỗn hợp ngấm xuyên & sông ngầm;
c) Chuyển động dưới áp lực; d) Suối lộ tạm thời.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d) Trong cấu trúc các-tơ kiểu cách ngăn

Chuyển động của nước dưới đất trở nên rất phức tạp do bị ngăn cách bởi đứt gẫy, bởi *uốn nếp* và vùng cá nát mà chúng có thể tạo thành *hành lang địa chất thuỷ văn.*

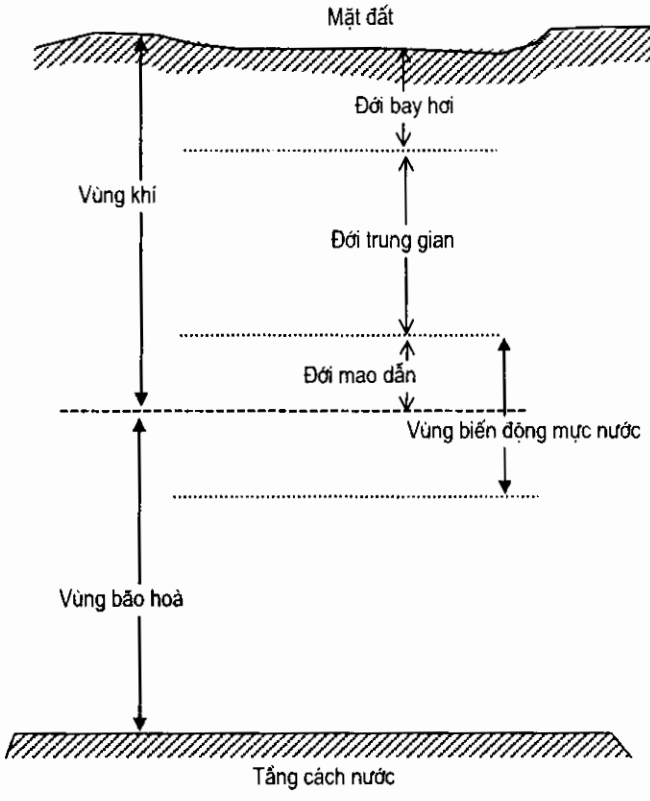
Các điều kiện của đá nát vụn thành các mảnh đá không cho phép tạo thành một loại mực nước có áp (piezometric) chung do nguyên nhân bất liên tục đất, đá.

Sự phức tạp của cấu trúc trên tạo thuận lợi cho việc thành tạo một số hệ thống thuỷ văn độc lập nhau, với các tầng cách nước, các dạng kênh siphông ngầm và các suối lộ phun lên.

II.3. PHÂN BỐ NƯỚC DƯỚI ĐẤT CÓ MỨC ĐỘ THẤM ĐỒNG NHẤT

Khi nước ngấm xuyên vào các lớp đất đá, thì trước tiên, qua khu mà các lỗ rỗng và khe rỗng có chứa các bọt khí và một phần còn tồn tại nước liên kết bằng lực mao dẫn. Khu vực này được gọi là *khu vực khí*, còn nước chứa trong khu này gọi là *nước treo.* Dưới *khu vực khí* đất đá thường xuyên bão hoà nước tạo thành *khu bão hoà* và nước ở khu này gọi là *nước dưới đất* (hình III.12).

Mực nước dưới đất thường là một mặt phẳng quy ước phân chia *khu không khí* và *khu bão hoà*. Độ sâu mực nước dưới đất biến đổi theo thời gian (theo mùa) tuỳ thuộc chế độ thuỷ văn địa phương trong phạm vi giới hạn mà chúng ảnh hưởng. Tổng hợp phân bố nước dưới đất được khái quát trong hình III.12:



Hình III.12: *Sơ đồ phân bố nước dưới đất với mức độ thấm đồng đều*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

III. PHÂN TÍCH HOÁ HỌC NƯỚC DƯỚI ĐẤT

Nước dưới đất lấy lên thường được phân tích thành phần hoá học. Tùy theo mục đích nghiên cứu mà đưa ra các yêu cầu phân tích các thành phần hoá học cần thiết. Dưới đây nêu lên một số mẫu yêu cầu cho các mục đích khác nhau.

Bảng III.1 - Phương pháp phân tích hoá học nước dưới đất

No	Thành phần phân tích	Phương pháp phân tích	Đơn vị
1	Tổng vật rắn hoà tan (TDS)	Phương pháp giấy lọc, bay hơi, nhiệt độ 105°C	mg/l
2	pH	Phương pháp giấy chỉ thị màu	-
3	Độ cứng (cation Ca và Mg)	PP. Compleximter (1 val = 1 mg equivalent)	mval/l
4	Can-xi (Ca^{++})	Phương pháp Gravimetric	mg/l
5	Magiê (Mg^{++})	Phương pháp Gravimetric	mg/l
6	Sắt (Fe^{++})	Phương pháp so màu (Colorimetric)	mg/l
7	Mangan (Mn^{++})	Phương pháp so màu (Colorimetric)	mg/l
8	Clor (Cl^{-})	Phương pháp Mohr	mg/l
9	Flor (Fl^{-})	Phương pháp so màu với phản ứng với zircon	mg/l
10	Amon-lôn (NH_4^{+})	Phương pháp so mầu trực tiếp theo Nessler	mg/l
11	Nitrit (NO_2^{-})	Phương pháp so màu (Colormetric)	mg/l
12	Nitrat (NO_3^{-})	So màu vàng của phản ứng nitrat với axit phenol	mg/l
13	Bioxit cac-bon (CO_2)		mg/l
14	Sulphat (SO_3^{-})	Phương pháp Complexometric	mg/l
15	Hidrogen sulphat (H_2S_2)	Phương pháp Colorimetric với cacbonat Chì	mg/l

Lưu ý: *Phân tích hoá học nước dưới đất trình bầy trên là khái quát phương pháp xác định thành phần hoá học nước dưới đất nói chung. Còn các chỉ tiêu thành phần thực tế cần xác định để đánh giá mức độ xâm thực và ăn mòn của nước mặt và nước dưới đất của đất (thông qua nước chiết) với bê tông và mức độ ăn mòn với kim loại được trình bầy chi tiết trong chương IV - Khảo Sát - Thăm dò - Thí nghiệm, (mục IV.2.13 và mục V).*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Chương IV

KHẢO SÁT - THĂM DÒ - THÍ NGHIỆM

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

I.1. PHÂN LOẠI ĐẤT CHO MỤC ĐÍCH XÂY DỰNG

I.1.1. Đất xây dựng và mục đích phân loại đất

Với mục đích xây dựng, đất được xem là các loại vật liệu được thành tạo bởi tổ hợp các loại hạt, có nguồn gốc địa chất khác nhau, nhưng chúng có thể được khai đào thủ công hoặc bằng thiết bị cơ giới nhẹ mà không cần đến nổ mìn.

Với mục đích sử dụng trên thì có nhiều loại vật liệu đất mà theo quan niệm địa chất cho là đá (ví dụ đá phong hoá cấp độ cao). Trong thực tế cũng khó phân biệt, vì đá phong hoá trở thành đất và đất bị nén chặt hoặc gắn kết trở thành đá, nên giới hạn phân chia chỉ là tương đối.

Với đất thuần tuý, cần phân biệt thành hai loại cơ bản: đất trầm tích có vận chuyển và đất tàn tích tại chỗ.

Mục đích cơ bản của phần lớn các *hệ thống phân loại đất* là có thể định lượng tương đối tính chất của từng loại đất phục vụ xây dựng, thông qua phương pháp quan sát, mô tả hoặc những thí nghiệm đơn giản. *Hệ phân loại đất* thường được sử dụng kết hợp cùng *phương pháp thiết kế kinh nghiệm* và tạo thành một phương thức để giúp cho các kỹ sư *tiếp nhận được những kinh nghiệm thực tiễn đã được tích luỹ từ nhiều chuyên gia thông thạo*, thay vì những kinh nghiệm mò mẫm của bản thân. Các hệ thống *phân loại đất* còn giúp các kỹ sư diễn dịch kết quả các loại thí nghiệm về tính bền và biến dạng khi phân chia thành các loại đất khác nhau phù hợp điều kiện thí nghiệm.

Có nhiều hệ thống *phân loại đất* được công bố trong các tiêu chuẩn, quy phạm quốc gia hoặc các tài liệu Địa kỹ thuật. Giới thiệu sau đây là các hệ *phân loại đất* thông dụng và được áp dụng rộng rãi trên thế giới.

I.1.2. Phân loại đất theo nguồn gốc địa chất

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

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng IV.1 - Phân loại đất tổng quát theo nguồn gốc

Phân loại	Quá trình hình thành	Bản chất trầm tích
Đất tàn tích Residual Soil (Eluvial - elQ)	Phong hoá hoá học của đá gốc với các phần tử hạt đá không dịch chuyển hoặc dịch chuyển ít	- *Sản phẩm phong hoá triệt để* là *đất loại sét*, và phân loại phụ thuộc nhiều vào quá trình phong hoá. - *Sản phẩm phong hoá từng phần* là đất chứa nhiều *đá phong hoá*, với mức độ phụ thuộc đá gốc. Đất đới này thường chặt hơn, chứa nhiều đá hơn và độ phong hoá kém hơn theo chiều sâu.
Trầm tích Sông - Biển Alluvial-Marine (aQ-mQ)	Vật liệu được vận chuyển và trầm tích. Do tác động của nước vận chuyển	Đất có hạt biến đổi từ hạt mịn nhất là sét đến hạt thô nhất của cuội sỏi tảng hộc. Đất có đặc điểm nổi bật là tính phân lớp. Cuội sỏi trầm tích sông thường tròn cạnh.
Sườn tích Colluvial- (Delluvial - dlQ)	Vật liệu được vận chuyển và trầm tích do trọng trường	Bao gồm dăm đá lăn, tảng lăn, đất trượt, trượt sườn đồi, đất sập v.v... với thành phần hạt từ sét đến tảng. Vật liệu nhìn chung bất đồng nhất gọi là sườn tích.
Băng tích Glacial (glQ)	Vật liệu được vận chuyển và trầm tích do băng tuyết.	Là sản phẩm các loại trầm tích do băng trôi, tuyết lở kéo theo đất trên mặt. Thành phần biến đổi từ hạt sét đến tảng hòn. Phân bố kích cỡ hạt từ thô đến mịn tuỳ theo khoảng cách từ nguồn. Phân lớp trầm tích nhìn chung không đồng đều. Hạt đặc trưng sắc cạnh.
Phong tích (Eolian) (eoQ)	Vật liệu được vận chuyển và trầm tích do gió	Mức độ đồng đều của hạt rất cao, không phân lớp hoặc khó phân biệt. Cỡ hạt đặc trưng là bụi và cát mịn song đôi khi bề mặt phủ lớp sỏi nhỏ. Đất loại loess là cấu trúc thứ sinh của các nứt nẻ, khe hổng và lỗ rãnh rễ cây.
Tích tụ hữu cơ (Organic)	Thành tạo tại chỗ của quá trình sinh trưởng rồi phân huỷ của thực vật	Than bùn là sản phẩm thường có mầu tối, cấu trúc sợi hoặc vô định hình, độ nén lún cao. Hỗn hợp vật liệu này với trầm tích mịn tạo thành sét hữu cơ hoặc bụi sét hữu cơ (bùn).
Tích tụ núi lửa (Volcanic)	Tro bụi núi lửa được trầm tích ở quanh miệng núi lửa.	Thành tạo dạng bụi lẫn mảnh đá. Hạt có đặc trưng sắc cạnh, dạng túi. Phong hoá tạo sản phẩm có độ dẻo dính cao, thỉnh thoảng thành sét trương nở. Sản phẩm phong hoá rồi bị nén chặt thành loại đá xốp nhẹ.
Tích tụ do bay hơi (Evaporitic)	Vật liệu trầm đọng hoặc bay hơi từ dung dịch chứa lượng muối cao.	Thành tạo nên loại *đất gắn kết* hoặc *đá trầm tích mềm*, bao gồm cả trầm tích can-xi trong nước biển, lắng đọng: Gypse, Anhydrite, Đá muối mỏ và Potash. Bay hơi còn tạo thành lớp vỏ trên bề mặt ở khu vực khô cằn.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

I.1.3. Phân loại đất theo Hệ U.S. (Unified Classification for Soil)

1. Theo quan sát hiện trường

Phân loại đất theo Hệ U.S., thông qua nhận biết và mô tả đất ngoài hiện trường, tuân theo các chỉ dẫn trong bảng IV.2 sau:

Bảng IV.2 - Hệ phân loại đất US - Mô tả và nhận biết đất tại hiện trường

Nhóm đất (Soil Group)		Mô tả và Phân biệt (Description & Identification)	Phụ nhóm đất (Subgroup)	Ký hiệu (Symbol)
1		2	3	4
Đất hạt thô (Gran-ular Soil)	Cuội và Tảng (Cobble & Boulder)	Đất bao gồm các tảng (> 200mm) hoặc cuội (75 - 200mm). Nhận biết qua kiểm tra bằng mắt thường.	Cuội sỏi lẫn tảng	
	Sạn sỏi và đất loại sạn sỏi. (Gravel & gravelly Soil)	Đất với hàm lượng sạn sỏi đáng kể (2-75mm).	Hỗn hợp cát - sạn cấp phối tốt, chứa rất ít hoặc không có hạt mịn	GW
		Nhìn chung, nhận biết dễ dàng bằng mắt thường.	Hỗn hợp cát - sạn cấp phối tốt, chứa ít nhiều hạt mịn	GC
		Có sức kháng vừa và cao khi khô, chứng tỏ hiện diện một ít sét. Khi khô không có sức kháng chứng tỏ không chứa hạt sét.	Sạn sỏi đồng nhất chứa rất ít hoặc không hạt mịn.	GU
			Hỗn hợp cát - sạn cấp phối kém, chứa ít nhiều hạt mịn	GP
			Hỗn hợp cát - sạn với lượng quá lớn hạt mịn	GF
	Cát và đất loại cát (Sands & sandy Soil)	Đất với hàm lượng chủ yếu hạt cát (0,06 - 2mm).	Cát-sạn và cát - sạn cấp phối tốt, chứa rất ít hoặc không có hạt mịn	SW
		Phần lớn hạt có thể phân biệt bằng mắt thường.	Cát cấp phối tốt, chứa ít nhiều hạt mịn	SC
		Cảm thấy sạn nhám khi vê giữa hai ngón tay.	Cát đồng nhất chứa rất ít hoặc không hạt mịn.	SU
		Khi khô vẫn có sức kháng nào đó chứng tỏ có chứa hạt sét.	Cát cấp phối kém, chứa rất ít hoặc không hạt mịn	SP
			Cát với lượng quá lớn hạt mịn	SF

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

1		2	3	4
Đất hạt mịn (Fine Soil)	Đất hạt mịn có độ dẻo thấp (bụi-bột)	Đất ít dẻo: không thể vê thành sợi khi ẩm. Không cảm thấy thô nhám Hiện tượng thu nhả nước*	Bụi (không hữu cơ), bột đá, cát mịn lẫn bụi, ít dẻo.	ML
			Bụi lẫn sét (không hữu cơ HC)	CL
			Bụi chứa hữu cơ, ít dẻo.	OL
	Đất hạt mịn, có độ dẻo vừa	Có thể vê thành sợi khi ẩm Không thu nhả nước. Co ngót ít nhiều khi khô.	Sét pha bụi và sét pha cát (không HC).	MI
			Sét (không HC), dẻo vừa	CI
			Sét hữu cơ, dẻo vừa	OI
	Đất hạt mịn, có độ dẻo cao	Có thể vê thành sợi khi ẩm Sờ tay thấy như dính nhờn Co ngót đáng kể khi khô. Độ nén nén lún cao,	Đất loại mica hoặc diatomit có độ nén lún cao.	MH
			Sét (không HC) với độ nén lún cao	CH
			Sét hữu cơ có độ nén lún cao	OH
Đất hữu cơ dạng sơi, với độ nén lún rất cao		Màu sắc thường nâu đến xám đen. Nén lún rất cao. Dễ phân biệt bằng mắt	Than bùn và các loại đất than bùn đầm lẫy	Pt

Ghi chú:

(*) Hiện tượng *thu nhả nước* (dilatancy)

Là mẫu đất bụi ẩm ướt, khi lắc nhẹ trong tay thấy nước chảy ra ngoài, nếu bóp khẽ thì nước lại chui trở lại trong mẫu đất. Đây là đặc điểm để nhận biết đất loại bụi so với sét. Cát mịn cũng thể hiện thu nhả nước nhưng được phân biệt bằng cỡ hạt

Ký hiệu

G = Sạn sỏi	W = Cấp phối tốt
S = Cát	U = Độ đồng nhất
M = Bụi	P = Cấp phối kém
C = Sét	C = Chứa sét
O = Hữu cơ (cả sét & bụi)	F = Chứa hạt mịn
Pt = Than bùn	L = Ít dẻo dính
	I = Dẻo dính vừa
	H = Dẻo dính cao

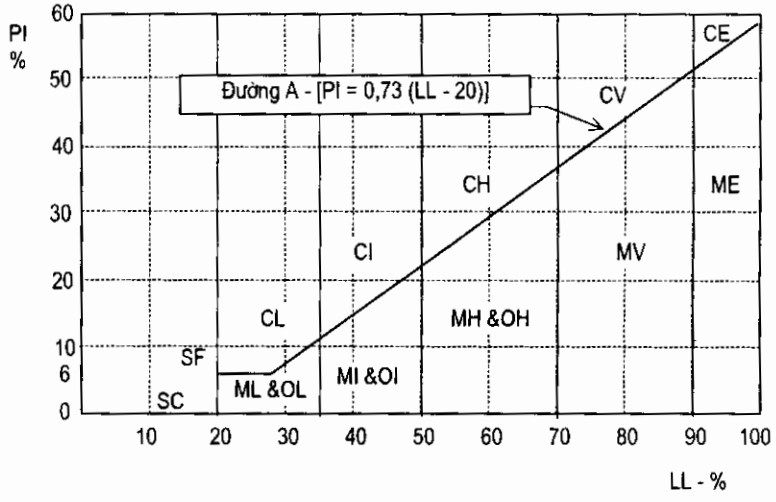
2. Theo thí nghiệm trong phòng

Phân loại đất theo hệ US, sử dụng các chỉ số của thí nghiệm trong phòng, tuân theo các chỉ dẫn trong bảng IV.3 sau:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng IV.3 - Hệ phân loại đất US - Theo thí nghiệm trong phòng

<table>
<tr><th colspan="2">Nhóm đất</th><th colspan="3">Tiêu chí phân loại theo thí nghiệm trong phòng</th><th>Ký hiệu</th></tr>
<tr><td rowspan="8">Đất hạt thô
hơn một nửa lượng mẫu thô to hơn 0,075 mm</td><td rowspan="5">Sạn sỏi: Hơn một nửa hàm lượng hạt thô to hơn 2mm</td><td colspan="3">Lượng hạt cuội & tảng nhiều; cỡ hạt lớn hơn 75mm</td><td>-</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Ít hơn 5% lượng mẫu cỡ hạt nhỏ hơn 0,075mm.</td><td colspan="2">$U = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ & $S = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = 1 \rightarrow 3$</td><td>GW</td></tr>
<tr><td>Không gặp các yêu cầu trên</td><td>Chủ yếu có một cỡ hạt</td><td>GU</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Nhiều hơn 12% lượng mẫu nhỏ hơn 0,075mm</td><td>Một cỡ hạt không thiếu</td><td>GP</td></tr>
<tr><td>Nằm dưới đường A, hoặc PI < 4</td><td>Bên trên đường A và PI = 4 - 7</td><td>GF</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Cát: Hơn một nửa hàm lượng hạt mịn hơn 2mm</td><td>Nằm trên đường A, hoặc PI > 7</td><td>Đúng đường A tuỳ theo đất mà lấy ký hiệu</td><td>GC</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Ít hơn 5% lượng mẫu cỡ hạt nhỏ hơn 0,075mm.</td><td colspan="2">$U = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ & $S = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = 1 \rightarrow 3$</td><td>SW</td></tr>
<tr><td>Không gặp các yêu cầu trên</td><td>Một cỡ hạt không thiếu</td><td>SU
SP</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Nhiều hơn 12% lượng mẫu nhỏ hơn 0,075mm</td><td>Nằm dưới đường A, hoặc PI < 4</td><td>Bên trên đường A và PI = 4 - 7</td><td>SF</td></tr>
<tr><td>Nằm trên đường A, hoặc PI > 7</td><td>Đúng đường A tuỳ theo đất mà lấy ký hiệu</td><td>SC</td></tr>
<tr><td>Đất hạt mịn
hơn một nửa lượng mẫu mịn nhỏ hơn 0,075 mm</td><td>Đất hạt mịn được phân loại chuẩn theo giản đồ chảy-dẻo sử dụng kết quả thí nghiệm Atterberg cho các hạt nhỏ hơn 0,042mm</td><td colspan="3"> 

* Phân chia cho độ dẻo dính cao, còn có khoảng rất cao và cực cao chỉ áp dụng theo tiêu chuẩn Anh</td></tr>
</table>

Ghi chú:

(1) D_{60} là 60% kích cỡ - Kích cỡ cực đại của ít nhất 60% lượng mẫu. D_{30} và D_{10} định nghĩa tương tự. D_{10} còn gọi là kích cỡ hữu hiệu .

(2) U là hệ số đồng nhất, PI là chỉ số dẻo.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

(3) Đường biên phân loại đất - Phân chia hai nhóm được kết hợp với ký hiệu đất như GW-GC được gọi là hỗn hợp cát-sạn cấp phối tốt chứa ít sét.

(4) Phân loại trên đây áp dụng cho các vật liệu có kích cỡ hạt của sạn, cát, bụi và sét. Còn các kích cỡ hạt lớn hơn cần phân loại theo bảng IV.2 trên với tỷ lệ hạt ghi riêng.

I.1.4. Hệ phân loại đất BS (British Classification for Soil)

Phân loại đất theo hệ BS, sử dụng các chỉ số của thí nghiệm trong phòng, tuân theo các chỉ dẫn trong bảng IV.4 sau:

Bảng IV.4 - Hệ phân loại đất BS

Nhóm Đất				Phụ nhóm		Phân nhóm		Chảy LL (%)	Hạt mịn 0,06mm (%)
HẠT THÔ	SẠN SỎI hơn 50% mẫu cỡ hạt sạn	Sạn sỏi lẫn ít bụi hoặc sét.	G	Sạn sỏi cấp phối tốt	GW	-	-		0 - 5
				Sạn sỏi cấp phối kém	GP	Cấp phối đều	GPu		
						Cấp phối	GPg		
		Sạn sỏi chứa bụi hoặc sét.	G-F	Sạn sỏi lẫn bụi	G-M	Cấp phối tốt	GWM		5 - 15
						Cấp phối kém	GPM		
				Sạn sỏi lẫn sét	G-C	Cấp phối tốt	GWC		
						Cấp phối kém	GPC		
		Sạn sỏi chứa nhiều bụi hoặc sét.	GF	Sạn lẫn nhiều bụi	GM	Tương tự như GC bên dưới			
				Sạn sỏi lẫn nhiều bụi	GC	Dẻo thấp	GCL	<35	15 - 35
						Dẻo vừa	GCI	35-50	
						Dẻo cao	GCH	50-70	
						Dẻo rất cao	GCV	70-90	
						Dẻo cực cao	GCE	>90	
	Cát hơn 50% mẫu cỡ hạt cát	Cát lẫn ít bụi hoặc sét.	S	Cát cấp phối tốt	GW	-	-		0 - 5
				Cát cấp phối kém	GP	Cấp phối đều	sPu		
						Cấp phối	sPg		
		Cát chứa bụi hoặc sét.	s-F	Cát lẫn bụi	s-M	Cấp phối tốt	sWM		5 - 15
						Cấp phối kém	sPM		
				Cát lẫn sét	s-C	Cấp phối tốt	sWC		
						Cấp phối kém	sPC		
		Cát chứa nhiều bụi hoặc sét.	sF	Cát lẫn nhiều bụi	sM	Như SC (từ SML đến SME)			
				Cát lẫn nhiều sét	sC	Dẻo thấp	sCL	<35	15 - 35
						Dẻo vừa	sCI	35-50	
						Dẻo cao	sCH	50-70	
						Dẻo rất cao	sCV	70-90	
						Dẻo cực cao	sCE	>90	
HẠT MỊN	Sét hoặc bụi lẫn sạn, cát	Bụi lẫn sạn hoặc sét lẫn sạn (35 - 65 % hạt mịn)	FG	Bụi lẫn sạn	MG	Như CG (từ MLG đến MEG)			
				Sét lẫn sạn	CG	Dẻo thấp	CLG	<35	
						Dẻo vừa	CIG	35-50	
						Dẻo cao	CHG	50-70	
						Dẻo rất cao	CVG	70-90	
						Dẻo cực cao	CEG	>90	
	Sét hoặc bụi	Bụi lẫn cát, sét lẫn cát	FS	Bụi lẫn cát	MS	Như CG (từ MLS đến MES)			
				Sét lẫn cát	CS	Như CG (từ CLS đến CES)			
		Bụi hoặc sét	F	Bụi	M	Như C (từ CL đến CE)			
				Sét	C	Dẻo thấp	CL	<35	
						Dẻo vừa	CI	35-50	
						Dẻo cao	CH	50-70	
						Dẻo rất cao	CV	70-90	
						Dẻo cực cao	CE	>90	
Đất hữu cơ: Thay chữ (O) vào từng nhóm chỉ hữu cơ (organic), ví dụ: MHO = Bụi hữu cơ độ dẻo cao									
Than bùn: Pt = Than bùn chỉ loại đất thành phần chủ yếu thực vật phân huỷ (dạng sợi, bất định hình)									

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Ghi chú:

(1) Từ lẫn có nghĩa là > 50% loại hạt đó. Ví dụ: bụi lẫn sạn nghĩa là đất loại bụi chứa > 50 % sạn

(2) Chỉ nên phân loại theo nhóm một cách rõ ràng khi dựa trên cơ sở kết quả thí nghiệm trong phòng, hoặc đã mô tả nhận biết đất.

(3) Bụi (đất loại bụi), ký hiệu (M) là loại vật liệu luôn nằm dưới đường biên A trên giản đồ chảy-dẻo (trong bảng IV.3). Đất mịn loại này bao gồm cả đất loại mica và diatomit, đất loại tro bụi núi lửa v.v..,
Trong mô tả đôi khi dùng từ bụi để chỉ loại đất nêu trên và không nên lẫn với hạt có kích cỡ bụi.

(4) Phân loại đất áp dụng cho cỡ hạt loại sạn sỏi, cát, bụi và sét . Các hạt thô hơn cần loại ra trước và được phân loại riêng.

(5) Vật liệu được xem cấp phối đồng nhất, nếu có hệ số đồng nhất nhỏ hơn 6.

I.1.5. Hệ phân loại đất AASHTO/ASTM (USA)

Theo hệ phân loại đất AASHTO/ASTM, đất được chia thành 7 nhóm chính trên cơ sở phân bố kích cỡ hạt và chỉ số dẻo. Việc đánh giá đất trong từng nhóm dựa theo *chỉ số nhóm*, là giá trị dựa theo công thức kinh nghiệm. Việc phân loại đất theo nhóm rất thuận tiện cho việc *xác định tương đối chất lượng đất;* đặc biệt sử dụng cho các *kết cấu bằng đất* như: đất đắp đường (embankment), đất nền đường (subgrade), vật liệu lớp móng dưới (subbase) và lớp móng trên (base) cho công trình đường giao thông. Phân loại đất theo *chỉ số nhóm* được thành lập trên cơ sở kết quả thí nghiệm và được thể hiện dưới dạng bảng (bảng IV.5 và IV.6).

1. Chỉ số nhóm

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

Chỉ số nhóm = (F - 35).[0,2 + 0,005.(LL-40)] + 0,01 (F - 15).(PI - 10)

Trong đó:

F - phần trăm hạt mịn lọt qua rây 0,075mm (tròn số).

LL - giới hạn chảy

PI - chỉ số dẻo.

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

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

Bảng IV.5 - Phân loại đất cho các nhóm chính

Phân loại tổng quát	Vật liệu rời (35% hoặc ít hơn lọt 75 μm)			Vật liệu sét - bụi (hơn 35% lọt qua 75 μm)			
Phân loại nhóm	A-1	A-3*	A-2	A-4	A-5	A-6	A-7
Phân tích bằng rây, % lọt:							
2,0mm	-	-	-	-	-	-	-
0,425mm	50 max	51 min	-	-	-	-	-
0,075mm	25 max	10 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Hạt lọt qua rây 0,425mm :							
Giới hạn chảy	-	-	-	40 max	41 min	40 max	41 min
Chỉ số dẻo	6 max	N.P.	-	10 max	10 max	11 min	11 min
Đánh giá tổng quát làm đất nền đường (Subgrade)	*Tuyệt vời đến tốt*			*Tạm dùng được đến kém*			

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

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

2. Cách thức phân loại

Với các số liệu thí nghiệm đã chuẩn bị được ta rà soát lần lượt từ trái sang phải theo các bảng IV.5 và IV.6 ta sẽ xác định được nhóm đất cần tìm. Nhóm đầu tiên tính từ trái mà các số liệu thí nghiệm là tương thích cho thấy việc phân loại là chính xác. Với mục đích phân loại đất, các giá trị thí nghiệm cần làm tròn số.

Chỉ số nhóm được xác định bằng cách tổng các giá trị thu được từ các giản đồ hình IV.1 a) và b), làm tròn số.

Bảng IV.6 - Phân loại đất chi tiết cho nhóm và phụ nhóm

Phân loại tổng quát	Vật liệu hạt (35% hoặc ít hơn lọt qua 75 μm)							Vật liệu bụi – sét (hơn 35% lọt qua 75 μm)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Phân loại nhóm	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Phân tích rây: % lọt											
2mm	50max	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,425mm	30max	50max	51min	-	-	-	-	-	-	-	-
0,075mm	10max	25max	10max	35max	35max	35max	35max	36min	36min	36min	36min
Hạt lọt 0,425mm: Giới hạn chảy Chỉ số dẻo	- 6 max		N.P.	40max 10max	41min 10max	40max 11min	41min 11min	40max 10max	41min 10max	40max 11min	41min 11min (*)
Các loại đất thường gặp	Đá hạt, sạn sỏi, cát.		Cát mịn	Sạn lẫn bụi, hoặc sạn lẫn sét và cát.				Đất loại bụi		Đất loại sét	
Đánh giá tổng quát làm đất nền đường (Subgrade)	*Tuyệt vời đến tốt*							*Tạm dùng được đến kém*			

Ghi chú: *(*) PI của phụ nhóm A-7-5 ≤ (LL - 30); PI của A-7-6 > (LL - 30)*

3. Phân loại nhóm A-8

Đất chứa lượng hữu cơ cao, như than bùn, được phân loại vào nhóm A-8. Việc phân loại đất này dựa theo sự nhận biết và mô tả bằng mắt thường và không phụ thuộc vào thành phần hạt, chỉ số dẻo. Vật liệu nhóm A-8 là sản phẩm phân huỷ thực vật, thành lượng hữu cơ lớn, và thường có cấu tạo sợi (fibrous texture), màu nâu xám đến xám đen và còn nhận biết được thực vật đang phân huỷ. Đất loại này không thích hợp sử dụng làm đất đắp và đất nền đường.

4. Mô tả các nhóm đất theo phân loại AASHTO / ASTM

Việc phân loại vật liệu thành các nhóm khác nhau chỉ sử dụng cho các hạt lọt qua rây 75mm. Thành phần các hạt loại cuội, tảng cần được ghi chép riêng và bất kỳ chỉ dẫn nào liên quan đến việc sử dụng vật liệu của nhóm A-1, A-2 hoặc A-3, cho công tác xây dựng, đều cần thông báo *hàm lượng cho phép*.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

a) Vật liệu hạt thô

Nhóm A-1: Là đặc trưng cho loại hỗn hợp đá vụn (dăm) hoặc sạn sỏi có độ cấp phối tốt, cho loại cát hạt thô đến mịn không dẻo dính hoặc rất ít dẻo dính.

Tuy nhiên, nhóm đất này được tính cả cho đá vụn, sạn sỏi, cát thô, xỉ tro núi lửa v.v... không có vật liệu dính bám (bụi sét).

Phụ nhóm A-1-a: Là loại vật liệu chủ yếu đá vụn hoặc sạn sỏi, không có chất dính bám.

Phụ nhóm A-1-b: Là loại vật liệu chủ yếu cát thô, có hoặc không chất dính bám.

Nhóm A-3: Là đặc trưng cho cát biển mịn hoặc cát sa mạc không có hạt mịn (bụi, sét), hoặc nếu có một lượng rất ít hạt bụi không dẻo dính. Nhóm này còn kể đến hỗn hợp trầm tích lòng suối với vật liệu cấp phối kém, loại cát mịn với hàm lượng hạn chế cát thô và sạn.

Nhóm A-2: Bao gồm các dạng khác nhau của *vật liệu rời* nằm trong giới hạn giữa các vật liệu của nhóm A-1 và A-3, và vật liệu *sét pha bụi* của các nhóm từ A-4 đến A-7. Nó cũng bao gồm cả các vật liệu mịn không lớn hơn 35% nhưng có độ dẻo dính quá cao, hoặc vật liệu có quá nhiều hạt mịn nên không thể phân vào nhóm A-1 và A-3.

Phụ nhóm A-2-4 và phụ nhóm A-2-5: bao gồm các loại vật liệu rời khác nhau, trong đó thành phần hạt mịn (0,042mm) có đặc trưng của nhóm A-4 và A-5 - tương ứng.

Phụ nhóm A-2-6 và phụ nhóm A-2-7: Vật liệu tương tự như mô tả ở các phụ nhóm trên, nhưng thành phần hạt mịn có các đặc trưng của nhóm A-6 và A-7 - tương ứng.

b) Vật liệu bụi - sét

Nhóm A-4: Là đặc trưng cho loại *đất loại bụi (bột)*, không dẻo dính hoặc dẻo dính ít và thông thường có một lượng phần trăm lớn lọt qua rây 0,075mm. Nhóm này còn tính đến cả *hỗn hợp của cát mịn lẫn bụi* và *cát lẫn bụi và sạn.*

Nhóm A-5: Tương tự như đã mô tả ở nhóm A-4, ngoại trừ rằng vật liệu thường là Diatoma và Mica và chúng có thể *đàn hồi* như đặc tính của đất có *giới hạn chảy cao.*

Nhóm A-6: Là đặc trưng cho loại *đất loại sét*, có lượng phần trăm lớn lọt qua rây 0,075mm. Nhóm này còn tính đến cả *hỗn hợp của đất loại sét với cát và sạn mịn.* Vật liệu của nhóm này có độ biến đổi thể tích lớn ở hai trạng thái ẩm ướt và khô.

Nhóm A-7: Tương tự như vật liệu mô tả ở nhóm A-6, ngoại trừ chúng có *giới hạn chảy cao, đặc trưng của nhóm A-5,* và chúng có thể *đàn hồi* cũng như *thay đổi thể tích ở trạng thái khô và ướt.*

Phụ nhóm A-7-5: Vật liệu có *chỉ số dẻo trung bình,* liên quan đến giới hạn chảy, và có thể có độ *đàn hồi cao* cũng như thay *đổi thể tích theo trạng thái.*

Phụ nhóm A-7-6: Vật liệu có *chỉ số dẻo cao,* liên quan đến giới hạn chảy, và mức độ *thay đổi thể tích cực cao theo trạng thái.*

Nhóm A-8: Bao gồm các vật liệu hữu cơ hàm lượng cao. Việc phân loại vật liệu này dựa trên cơ sở nhận biết và mô tả bằng mắt thường mà không dùng các chỉ tiêu thành phần hạt và chỉ số dẻo.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

I.2. NHẬN BIẾT VÀ MÔ TẢ ĐẤT CHO XÂY DỰNG

Mô tả đất được thực hiện bằng cách quan sát ở hiện trường trên các mẫu xem, mẫu xáo động và mẫu nguyên dạng lấy được trong hố khoan, hố đào hay các vết lộ trong quá trình thị sát hoặc đo vẽ ĐCCT.

I.2.1. Nhận biết và mô tả đất trầm tích

Mô tả đất trầm tích thường là dựa vào kích cỡ hạt và độ dẻo dính của chúng. Khi mô tả cần thể hiện được, một số hay toàn bộ các đặc trưng của đất theo thứ tự sau:

(1) Tên đất (được định nghĩa theo kích cỡ hạt)
(2) Sức kháng hay độ chặt ở hiện trường.
(3) Kiến trúc (thế nằm bất liên tục v.v...) và tình trạng phong hoá.
(4) Màu sắc.
(5) Hình dạng và thành phần các hạt.
(6) Tạp chất.

Các tính chất được mô tả gần như tuân theo thứ tự nêu trên. Tuỳ theo thói quen có thể thay đổi chút ít thứ tự, song các đặc trưng chính và phụ cần phân biệt để nhấn mạnh trước hoặc sau. Tổng hợp các thông tin định hướng cho mô tả đất trầm tích được thể hiện trong bảng IV.7.

Bảng IV.7 - Các tiêu chí sử dụng để mô tả đất trầm tích

<table>
<tr><th colspan="3">Sức kháng cắt / Độ chặt tương đối</th><th>Kiến trúc, phong hoá</th><th>Màu sắc</th><th>Hình dạng, độ dẻo</th><th colspan="3">Loại hạt</th><th>Tạp chất</th></tr>
<tr><td>MỊN</td><td>c (kN/m²)</td><td>Đặc điểm nhận biết</td><td rowspan="7">Nguyên trạng, nứt nẻ, phân lớp, phân phiến, đồng nhất, phong hoá</td><td rowspan="7">Xám, nâu xám-xanh nâu-vàng loang lổ xám phớt nâu</td><td rowspan="7">Tròn cạnh, sắc cạnh, nửa tròn cạnh dẹt, thanh dẻo cao, ít dẻo, dẻo vừa</td><td>Tên hạt</td><td colspan="2">Kích cỡ hạt (mm) theo BS</td><td rowspan="7">Lẫn vỏ sò, hến, rải rác cỏ cuội, tảng, xen kẹp thấu kính</td></tr>
<tr><td>Chảy</td><td>< 20</td><td>Bóp đất phòi ra kẽ ngón tay</td><td>Sét</td><td colspan="2">< 0,002</td></tr>
<tr><td>Dẻo chảy</td><td>20 - 40</td><td>Lõm khi ấn nhẹ ngón tay trỏ</td><td rowspan="3">Bụi</td><td>Mịn</td><td>0,002 - 0,006</td></tr>
<tr><td>Dẻo mềm</td><td>40 - 75</td><td>Lõm khi ấn mạnh ngón trỏ</td><td>Trung</td><td>0,006 - 0,020</td></tr>
<tr><td>Dẻo cứng</td><td>45 - 150</td><td>Có thể ấn lõm bằng ngón cái</td><td>Thô</td><td>0,020 - 0,060</td></tr>
<tr><td>Nửa cứng</td><td>150-300</td><td>Có thể ấn lõm bằng móng cái</td></tr>
<tr><td>Cứng</td><td>> 300</td></tr>
<tr><td colspan="10"></td></tr>
<tr><td>THỔ</td><td colspan="2">N-value (SPT) Đặc điểm</td><td rowspan="6">Nguyên trạng, nứt nẻ, phân lớp, phân, phiến đồng nhất, phong hoá</td><td rowspan="6">Xám, nâu xám-xanh nâu-vàng loang lổ xám phớt</td><td rowspan="6">Tròn cạnh sắc cạnh nửa tròn dẹt, thanh</td><td>Tên hạt</td><td colspan="2">Kích cỡ hạt (mm) theo BS</td><td>Tạp chất</td></tr>
<tr><td>Rất xốp</td><td>< 4</td><td>Có thể đào dễ dàng</td><td rowspan="3">Cát</td><td>Mịn</td><td>0,060 - 0,200</td><td rowspan="5">Chúa các mảnh sò hến v.v...</td></tr>
<tr><td>Xốp</td><td>4 - 10</td><td>Đào xẻng dễ. Dễ đóng SPT</td><td>Trung</td><td>0,200 - 0,600</td></tr>
<tr><td>Chặt vừa</td><td>10 - 30</td><td>Đào xẻng khó hơn</td><td>Thô</td><td>0,600 - 2,000</td></tr>
<tr><td>Chặt</td><td>30 - 50</td><td>Cần cuốc chim, Mới xới đào.</td><td rowspan="2">Sạn sỏi</td><td>Mịn
Trung
Thô</td><td>2,000 - 6,000
6,000 - 20,00
20,00 - 60,00</td></tr>
<tr><td>Rất chặt</td><td>> 50</td><td>Khó đóng SPT</td><td>Cuội tảng</td><td colspan="2">60 - 200
> 200</td></tr>
</table>

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Mô tả đất cần đề cập đến một số hoặc toàn bộ các chủ đề trên với các tiêu chí đánh giá trong mô tả, lần lượt từ trái sang phải, lưu ý tính chất của mẫu đất. Mô tả cần được viết theo một kiểu thống nhất.

Ví dụ:

- Sạn sỏi lẫn nhiều cát, màu nâu, trạng thái xốp, nửa tròn cạnh, xen kẹp các vỉa mỏng sét xám, dẻo chảy.
- Sét pha, màu xám xanh, trạng thái sẻo mềm, phân phiến mỏng.
- Đất lấp: Sét lẫn bụi màu nâu vàng, trạng thái dẻo cứng, rải rác chứa ít mảnh gạch.

Một số tiêu chí đánh giá được sử dụng trong mô tả đất:

- Tiêu chí mô tả *độ chặt tương đối* (D_r) theo SPT, thể hiện trong bảng IV.8. Còn sức kháng cắt của đất loại sét theo bảng IV.7 nêu trên.
- Tiêu chí mô tả *thành phần vật liệu* kết hợp trong đất, thể hiện trong bảng IV.9.
- Tiêu chí mô tả và đánh giá *độ nén lún* của đất, thể hiện trong bảng IV.10

Bảng IV.8 - Tiêu chí mô tả trạng thái của đất thông qua SPT

Đất rời (cát, sạn)			Đất dính (sét, sét pha)	
Khoảng độ chặt tương đối (%)	Mô tả trạng thái	N-value (SPT)	Mô tả trạng thái	N-value (SPT)
0 - 15	Rất xốp	0 - 4	Chảy (nhão)	< 2
15 - 35	Xốp	4 - 10	Dẻo chảy	2 - 4
35 - 65	Chặt vừa	10 - 30	Dẻo mềm	4 - 8
65 - 85	Chặt	30 - 50	Dẻo cứng	8 - 16
85 - 100	Rất chặt	> 50	Nửa cứng	16 - 30
			Cứng	> 30

Bảng IV.9 - Tiêu chí mô tả thành phần hạt theo hàm lượng

Mô tả bản chất	Hàm lượng thành phần
Sạn sỏi lẫn ít cát	< 5 % hạt cát
Sạn sỏi lẫn cát	5 - 20% hạt cát
Sạn sỏi lẫn nhiều cát	> 20 % hạt cát
Cát, sạn	khoảng 50 % / 50%
Cát lẫn nhiều sạn	> 20% hạt sạn
Cát lẫn sạn (cát lẫn một số sạn)	5 - 20 % hạt sạn
Cát lẫn ít sạn (cát rải rác ít sạn)	< 5 % hạt sạn
Sét rải rác ít sạn	< 5 % hạt sạn
Sét lẫn ít sạn	5 - 35 % hạt sạn
Sét lẫn sạn	35 - 65 % hạt sạn

Bảng IV.10 - Tiêu chí mô tả và đánh giá mức độ nén lún đất

Mô tả mức độ nén lún	Hệ số nén thể tích (mv - m^2/MN)
Rất thấp	< 0,05
Thấp	0,05 - 0,10
Trung bình	0,10 - 0,30
Cao	0,30 - 1,50
Rất cao	> 1,50

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

I.2.2. Nhận biết và mô tả đất tàn tích

Đất tàn tích (residual soil) không thể mô tả dựa trên cơ sở thành phần hạt như với đất trầm tích vì chúng có đặc thù riêng. *Đất tàn tích* là sản phẩm phong hoá hoá học triệt để đến độ không thể nhận ra dấu vết kiến trúc của đá gốc và chúng tương ứng cấp độ phong hoá cấp VI trở lên. Với loại đất này cần phân biệt một số khác biệt để nhận biết và mô tả chúng:

- Thành phần hạt và độ dẻo dính thay đổi nhiều và tuỳ thuộc vào đá gốc. Rất khó nhận biết ở hiện trường qua quan sát thành phần hạt và độ dẻo dính.

- Nhiều trường hợp, đất đang là khối liên tục nhưng dễ nứt vỡ khi đào và tiếp tục bị vỡ vụn khi bóp trong tay.

- Khó phân biệt giới hạn giữa đất tàn tích và đá gốc với các cấp độ phong hoá khác nhau. Do vậy, phải sử dụng *cấp độ phong hoá* làm các tiêu chí mô tả và phân biệt, (mục I.3.3).

- Hậu quả phụ của phong hoá hoá học là: ở khu có khí hậu khô nóng và mưa ẩm biến đổi mạnh mẽ theo chu kỳ, vào mùa mưa dễ làm rửa trôi các vật chất dễ hoà tan trong nước mưa. Hiệu ứng lặp đi, lặp lại theo chu kỳ khô và ướt, của hiện tượng trên, tạo thành một lớp vỏ vật liệu bị bêtông hoá (vỏ laterit, đá ong, kết vón ô-xit sắt v.v...) nằm dưới bề mặt đất.

- Một số loại đất tàn tích thường rất nhậy cảm với độ ẩm nên khi khô thì quan sát thấy rất cứng, nhưng khi bị ẩm dễ trở nên nhão. Chỉ số N-value thực hiện trong đất tàn tích thường cho giá trị cao, khi đất còn chứa nhiều mảnh đá phong hoá dở dang và nhiều khi mâu thuẫn với các tiêu chí đánh giá như đề cập trong bảng IV.7 và IV.8.

- Đất tàn tích thường không bão hoà nước nên chất lượng mẫu nguyên dạng thường không tốt, công tác lấy mẫu khó khăn hơn. Đất thường mâu thuẫn trong việc đánh giá các chỉ tiêu cơ lý như: hệ số rỗng lớn nhưng hệ số nén lún lại nhỏ, tính chất đất thay đổi nhiều ở trạng thái khô và ướt, mâu thuẫn giữa N-value hoặc q_c với sức kháng thí nghiệm trong phòng.

Do các đặc điểm nêu trên nên thường đất tàn tích không tuân theo quy luật của lý thuyết Terxaghi. Cần hết sức thận trọng và có sơ đồ thí nghiệm thích hợp để xác định chỉ tiêu biến dạng, kể cả chỉ tiêu tính bền của loại đất này.

- Đất tàn tích có khi xảy ra các hiện tượng như: lún sụt, co ngót, tan rã và có loại có hiện tượng trương nở .

Tóm lại, về cơ bản mô tả đất tàn tích cũng tuân theo cùng nguyên tắc như đề cập trong đất trầm tích, song phải tính đến các đặc thù nêu trên mà điều chỉnh cho phù hợp. Mô tả đất tàn tích nằm trong tổng thể như mô tả cho đá phong hoá song có tính đến các đặc trưng của đất, nghĩa là khi mô tả luôn tính đến cấp độ phong hoá.

Ví dụ:

(1) Sét pha, mầu xám nâu, trạng thái dẻo cứng, còn dấu vết phân phiến, rải rác có các mảnh đá gốc cỡ hạt sạn sỏi: Đá phong hoá cấp độ IV-V.

(2) Đá phong hoá cấp độ III (Gneiss màu nâu vàng loang lổ, thành dạng cát pha màu nâu đỏ, thỉnh thoảng có các mạch gân thạch anh, nứt nẻ).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

I.3. PHÂN LOẠI ĐÁ KHỐI CHO MỤC ĐÍCH XÂY DỰNG

I.3.1. Các yếu tố cơ sở cho phân loại đá

Phân loại đá khối (Rock Mass Classification) cho mục đích xây dựng là xác định đặc tính phù hợp của một loại đá, ở trạng thái nguyên khối hiện trường, phục vụ cho một dự án xây dựng, lựa chọn được các thông số đặc trưng phù hợp với phân loại.

Phân loại đầu tiên một đá khối phục vụ cho mục đích xây dựng do Terxaghi thành lập. Tuy nhiên, *phân loại* này chưa thể đánh giá một cách khách quan chất lượng đá, không thể cung cấp chỉ tiêu mang tính định lượng của đá khối. Sau đó, Deere và cộng sự đưa ra khái niệm *chất lượng đá thiết kế* (RQD) như một chỉ tiêu để phân loại đá khối. Chỉ số RQD là cách thức thể hiện tổng quát hơn của tần suất nứt nẻ. Nó dựa trực tiếp trên cả hai yếu tố: là *mức độ nứt nẻ* và *mức độ phong hoá* trong khối đá.

Một trong các bảng p*hân loại đá* gần đây nhất được Bieniawski thành lập và phát triển. Bảng này hợp nhất các tiêu chí như: RQD, sức kháng nén dọc trục lõi đá, mức độ phong hoá, khoảng cách, hướng nằm, độ hở và mức độ của nứt nẻ, đứt gẫy (bất liên tục) cũng như mức độ lưu thông nước trong khối đá. Tuy nhiên, với chỉ số RQD không thể xác định rõ ràng được khoảng cách bất liên tục cũng như hướng nằm, độ hở, độ nhám và mức độ lấp nhét của khe nứt. Trong một số trường hợp, như khoảng cách nứt nẻ rất rộng hoặc đá khối khá yếu, thì *sức kháng nén lõi đá (q_u) ở trạng thái nguyên dạng* là rất quan trọng.

a) Cấp độ chất lượng lõi đá RQD

Chỉ tiêu chất lượng lõi khoan trong khối đá là một trong các yếu tố để phân loại đá khối. Deere và cộng sự đưa ra khái niệm chỉ tiêu chất lượng đá (RQD - Rock Quality Designation) và được xác định trong quá trình khoan lõi đá và được thể hiện qua biểu thức:

$$RQD = [\Sigma \text{ chiều dài các thỏi lõi đá trong hiệp, có } L_i \geq 10cm] / [\Sigma \text{ chiều dài hiệp khoan } L_j]$$

Chỉ số RQD của lõi khoan trong một khối đá nào đó được phân theo cấp độ và nó liên quan đến tần suất nứt nẻ, mức độ phân tán sóng nén cũng như độ biến dạng so với trạng thái tươi, được thể hiện trong bảng IV.11

Bảng IV.11 - Phân loại *chất lượng lõi đá* liên quan đến *bất liên tục*

Phân loại chất lượng	RQD (%)	Mật độ nứt nẻ trên một mét	Tỷ vận tốc V_f / V_l	Yếu tố khối (j)
Rất xấu	0 - 25	> 15	0 - 0,2	
Xấu	25 - 50	15 - 8	0,2 - 0,4	< 0,2
Trung bình	50 - 75	8 - 5	0,4 - 0,6	0,2 - 0,5
Tốt	75 - 90	5 - 1	0,6 - 0,8	0,5 - 0,8
Tuyệt vời	90 - 100	< 1	0,8 - 1,0	0,8 - 1,0

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Ghi chú:

(1) V_f và V_l là vận tốc sóng nén của khối đá ở hiện trường và mẫu đá nguyên dạng.

(2) Chỉ số RQD là tỷ phần trăm của tổng chiều dài các mẩu lõi khoan có chiều dài ≥ 10cm và chiều dài hiệp khoan.

(3) Yếu tố khối (mass factor) chỉ số do Hobbs đưa vào mới đây. Nó là tỷ số độ biến dạng khối đá với tất cả đặc trưng cấu trúc của nó và độ biến dạng lõi đá nguyên dạng.

b) Sức kháng vật liệu đá

Vì rằng sức kháng nén dọc trục lõi đá và mức độ phong hoá được xem là hai yếu tố độc lập nhau, nên sau này Bieniawski khuyến nghị rằng hai yếu tố nên được xem như là một thông số - gọi là sức kháng vật liệu đá. Bieniawski đã lựa chọn chỉ tiêu phân loại, khác đi chút ít so với phân loại của Deere, sử dụng cho sức kháng nguyên trạng của lõi đá tươi. Phân chia sức kháng lõi đá, thể hiện trong bảng IV.12, là có tham khảo phân chia của Hiệp hội Địa chất Anh Quốc, đề cập đến sức kháng < 12,5 MN/m².

Bảng IV.12 - Phân loại sức kháng nén của vật liệu đá

Sức kháng nén đơn, qu (MN/m²)	Mô tả trạng thái đá
< 1,25	Rất yếu
1,25 - 5,0	Yếu
5,0 - 12,5	Yếu vừa
12,5 - 50	Cứng vừa
50 - 100	Cứng
100 - 200	Rất cứng
> 200	Cực cứng

Cần lưu ý, khi sử dụng phân loại này với đá *phiến sét* (shale) và các loại đá trương nở khác. Bieniawski khuyến nghị rằng trạng thái của loại đá này, dưới các điều kiện thay đổi liên tiếp giữa khô và ướt, thì cần được xác định bằng thí nghiệm chỉ tiêu *mức độ háo nước* (slake-durability).

c) Tính bất liên tục của đá khối

Sự xuất hiện mức độ *bất liên tục* (discontinuities) làm giảm đi sức kháng của *đá khối* và chính *khoảng cách* và *hướng nằm* của nứt nẻ quyết định mức độ suy giảm sức kháng *đá khối*. Do vậy, khoảng cách và hướng nằm của bất liên tục là yếu tố rất quan trọng để đánh giá độ ổn định cho khối đá nứt nẻ (jointed rock). Về cơ bản, Bieniawski thống nhất cùng Deere về phân loại khoảng bất liên tục. Bảng IV.13 phân loại chi tiết mức độ bất liên tục của đá khối theo tiêu chuẩn BS (Anh).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng IV.13 - Tiêu chí mô tả khoảng *bất liên tục* của đá khối

Khoảng cách (nứt nẻ)	Theo đặc điểm cấu trúc thành tạo	Bất liên tục theo một chiều	Bất liên tục theo ba chiều *
> 2m	Rất dày	Khoảng cách rất rộng	Rất to
600mm - 2m	Dày	Khoảng cách rộng	To
200 - 600mm	Trung bình	Khoảng cách rộng vừa	To vừa
60 - 200mm	Mỏng	Khoảng cách hẹp	Nhỏ
20 - 60mm	Rất mỏng	Khoảng cách rất hẹp	Tên gọi khác:
6 - 20mm	- Phân phiến dày (trầm tích) - Phân phiến hẹp (biến chất)		+ *Đá hòn*: chỉ đá hai chiều bằng nhau.
< 6mm	- Phân phiến mỏng (trầm tích) - Phân phiến rất hẹp (biến chất và đá thâm nhập).	Khoảng cách cực hẹp	+ *Đá mảnh*: Bề dày nhỏ hơn chiều dài nhiều. + *Đá trụ*: Chiều cao lớn hơn tiết diện nhiều.

Bieniawski đưa ra khái niệm về thông số *điều kiện bất liên tục*. Thông số này đề cập các yếu tố: *nhám bề mặt* bất liên tục và *chất lượng của thành đá*. Chỉ tiêu điều kiện bất liên tục đóng vai trò rất quan trọng thể hiện sức kháng đá khối. Ví dụ: một đá khối có độ bất liên tục hẹp với bề mặt ráp và không lấp nhét, cho sức kháng đá khối cao hơn nhiều so với khối đá có *bất liên tục hở rộng và* bề mặt *khe hở nhẵn* và *bị lấp nhét*.

d) Nước dưới đất trong khối đá

Nước dưới đất cũng đóng vai trò quan trọng tác động đến thể trạng khối đá, nhất là đối với đá nứt nẻ . Tuy nhiên, với đá thì áp lực nước lỗ rỗng có ý nghĩa quan trọng hơn nhiều so với nước dưới đất lưu thông. Một thông số gọi là *tỷ áp lực nước lỗ rỗng* (r_u) được định nghĩa là tỷ số giữa áp lực lỗ rỗng với ứng suất chính. Theo Pells thì thông số này cần được đưa vào phân loại và Bieniawski đã nhóm điều kiện nước dưới đất thành một trong 5 yếu tố, như thể hiện trong bảng IV.14.

I.3.2. Phân loại đá nứt nẻ trong xây dựng

Bieniawski đưa ra các bước cơ bản cần tiến hành, khi sử dụng bảng phân loại của ông, như sau:

1) Khối đá cần được phân chia từng khu theo cấu trúc.

2) Các số liệu đầu vào (theo kiểu ghi chép mô tả đá) cần hoàn thiện tất cả các thông số cho từng khu.

3) Đánh giá mức độ quan trọng cần được khoanh vùng cho từng khu theo các chỉ tiêu (bảng IV.14a).

4) Thiết lập được bảng đánh giá khối đá và theo phân loại của chúng (bảng IV.14b).

5) Ý nghĩa của đá khối cho từng loại được xem xét theo các tiêu chí (bảng IV.14c).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Ta đã biết, các thông số ảnh hưởng đến thể trạng của đá khối đều có mức độ biến đổi trong khoảng nào đó. Bieniawski đã kiến nghị một hệ thống các trọng số, để đánh giá cho từng loại thông số, thể hiện mức độ tốt xấu trong từng điều kiện. Tổng các trọng số đánh giá, chất lượng đá, thể hiện trong bảng IV.14-c.

Bảng IV.14 - Phân loại *đá nứt nẻ* cho xây dựng (theo Bieniawski)

a) Phân loại cho từng *thông số* và *trọng số* đánh giá
(Rock Parameter Classes & Its Rating)

1	Sức kháng vật liệu đá nguyên dạng	Sức kháng mũi xuyên (MN/m^2) Sức kháng nén dọc trục (MN/m^2)	>8 > 200	4 - 8 100 - 200	2 - 4 50 - 100	1 - 2 25 - 50	Sử dụng nén dọc trục tốt hơn < 25
	Trọng số đánh giá		10	5	2	1	0
2	Chất lượng lõi RQD		99 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	<25%
	Trọng số đánh giá		20	17	14	8	3
3	Khoảng cách bất liên tục		> 3m	1 - 3m	0,3 - 1,0m	50 - 300mm	< 50mm
	Trọng số đánh giá		30	25	20	10	5
4	Hướng của bất liên tục		Rất thuận lợi	Thuận lợi	Thuận lợi vừa	Bất lợi	Rất bất lợi
	Trọng số đánh giá		15	13	10	6	3
5	Điều kiện bất liên tục		Khe hở cực hẹp. Mặt ráp. Không liên tục. Không tách rời. Thành cứng	Khe rất hẹp. Ráp vừa. Khe tách < 0,5mm. Tường khe cứng. Nứt nẻ không liên tục	Khe hẹp. Ráp nhẹ. Khe cách < 1mm. Không quy cách. Đá khe tường mềm	Mặt khe mở hoặc rãnh < 5mm hoặc khe nứt hở 1 -5mm, nứt nẻ liên tục	Khe hở rất rộng, rãnh mềm > 5mm, hoặc nứt nẻ hở > 5mm, nứt nẻ liên tục
	Trọng số đánh giá		20	15	10	5	0
6	Nước dưới đất	Lưu lượng với 10 m tunel	Không		< 25 (lít/phút)	25 - 125 (lít/phút)	> 125 (lít/phút)
		Tỷ số (áp lực nước khe nứt) / (ứng suất chính)	0		0,0 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5
		Điều kiện tổng quát	Không hoàn toàn		Chỉ hơi ẩm (nước khe hở)	Nước có áp nhẹ	Nước là vấn đề nghiêm trọng
	Trọng số đánh giá		10	10	8	5	2

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

b) Các nhóm đá khối và *trọng số đánh giá*
(Rock mass classes & its rating)

Số hiệu nhóm đá (Class No)	I	II	III	IV	V
Mô tả	Đá rất tốt	Đá tốt	Đá tốt vừa	Đá xấu	Đá rất xấu
Trọng số đánh giá	100 - 90	90 - 70	70 - 50	50 - 25	< 25

c) Ý nghĩa phân loại các *nhóm đá khối*

Số hiệu nhóm đá (Class No)	I	II	III	IV	V
Thời gian đứng vững	10 năm cho chiều dài 5m	6 tháng cho chiều dài 4m	1 tuần cho chiều dài 3m	5 giờ cho chiều dài 1,5m	10 phút cho chiều dài 0,5m
Lực dính đá khối	> 300 kPa	200 - 300 kPa	150 - 200 kPa	100 - 150 kPa	< 100 kPa
Góc ma sát trong đá khối	> 45°	40° - 45°	35° - 40°	30° - 35°	< 30°
Khả năng tạo hốc quặng	Rất kem	Không có hốc, mảnh thưa	Khả năng tạo hốc trung bình	Hang hốc dễ dàng, phân mảnh tốt	Khả năng tạo hốc rất tốt

I.3.3. Phân loại đá phong hoá cho xây dựng

Như ta đã biết, *phong hoá đá* là quá trình diễn biến của ba hiện tượng: phân tách lý học, biến đổi hoá học và hoạt động sinh học. Thể loại phong hoá cho một đá khối ở một khu vực phụ thuộc chủ yếu vào điều kiện khí hậu (chúng là yếu tố quyết định vận tốc phong hoá) rồi sau đó là phụ thuộc vào độ *bền vững của đá khối* (thành phần khoáng chất, cấu tạo và độ rỗng cũng như mức độ bất liên tục trong khối).

Với một loại đá thì mức độ liên kết giữa các khoáng vật là yếu tố kiến trúc rất quan trọng. Các khoáng vật càng gắn xít nhau thì độ rỗng càng nhỏ và lượng nước khe rỗng càng ít, khả năng tấn công hoá học càng giảm. Hoạt động của quá trình phong hoá bao giờ cũng khởi đầu từ các *bất liên tục* (nứt nẻ, đứt gẫy, phân lớp). Mức độ *hoạt động phong hoá* lại phụ thuộc vào mức độ phát triển của các *bất liên tục* kèm theo các yếu tố khí hậu.

- *Phong hoá vật lý* diễn ra mạnh mẽ phụ thuộc vào khí hậu, vào mức độ thay đổi lớn của nhiệt độ. Quá trình đóng băng và tan băng làm rộng thêm các bất liên tục. Quá trình thay đổi nhiệt độ quá lớn, giữa ngày, đêm, ở khu hoang mạc làm đất đá nở ra, co lại liên tục, tạo ra các nứt tách và phân rã.

- *Phong hoá hoá học* dẫn đến các khoáng vật bị thay đổi và làm hoà tan vật liệu đá. Sự biến đổi khoáng vật bị tác động chủ yếu bởi quá trình ôxi hoá, quá trình thuỷ hợp và quá trình cácbonát hoá. Dung dịch hoà tan là nước chứa axit hoặc bazơ. Kết quả là từ những khối đá cứng với các khoáng vật thành tạo, đã dần dần biến đổi các vật chất ban đầu thành vật chất khác mềm yếu hơn.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Phong hoá hoá học gây ra biến đổi hoàn toàn, cả thành phần vật liệu cấu tạo và kiến trúc hình thành ban đầu. Sản phẩm cuối cùng tạo ra là *đất tàn tích*.

- *Phong hoá sinh học* là do tác động của cây cỏ, động vật và con người cũng đóng vai trò quan trọng vào quá trình soi tách, phân huỷ, chuyển hoá đất đá. Quá trình này diễn ra mạnh mẽ và đã chuyển hoá đất đá ban đầu thành đất mới.

Có một số loại đá lại đặc biệt nhậy cảm với quá trình *phân rã* (breakdown) như nhóm sét kết, bùn kết gặp nước.

Tác động của quá trình phong hoá, lên sức kháng và modun biến dạng của đá, là mạnh mẽ. Ví dụ: do tác động phong hoá mà độ ẩm hoặc độ rỗng của đá chỉ cần tăng lên một lượng nhỏ đã tạo ra suy giảm mạnh mẽ các chỉ tiêu tính bền và biến dạng của chúng.

Một số bảng phân loại đá phong hoá cho mục đích xây dựng đã được xây dựng. Cách phân loại hữu dụng nhất chính là mô tả các đặc trưng địa chất như những gì đã quan sát được ở thực địa. Việc mô tả này cho phép phân chia thành nhiều cấp độ phong hoá liên quan trực tiếp đến mục đích xây dựng công trình (theo Moye, Kierch & Treasher, Knill & Jones). Hệ phân loại thực dụng này được thể hiện trong bảng IV.15.

Bảng IV.15 - Phân loại đá phong hoá thành cấp độ (Theo Dearman, Fooks & Franklin)

Cấp độ	Mức độ phân huỷ	Nhận biết ở hiện trường (theo Fookes & Horswill)		Tính chất xây dựng	
		Với đất (là loại đá mềm)	Với đá (Là loại đá cứng)	Theo Little	Theo Hobbs
1	2	3	4	5	6
VI	Đất	Đất đá gốc trước đã bị thay đổi hoàn toàn cấu trúc và thành phần khoáng vật và đã hòa nhập với điều kiện đất trên mặt hiện tại.	Đá đã biến mầu và đã thay đổi hoàn toàn trở thành đất, ngay cả cấu trúc gốc của đá cũng bị phá huỷ hoàn toàn. Khối lượng biến đổi nhiều	Không thuận lợi cho móng quan trọng. Mái dốc không ổn định khi thực vật phủ bị phá huỷ và dễ bị sói mòn ngoại trừ có gờ cứng. Cần chọn lựa khi dùng làm đất lấp.	Đá phong hoá hoàn toàn và đất tàn tích có thể lấy mẫu chất lượng khá phụ thuộc vào đá gốc và độ sệt của sản phẩm phong hoá. Nhìn chung mẫu đất có xu hướng ít bị xáo động hơn là lấy ở trong cùng loại đá nhưng có độ phong hoá cao. Đặc tính sức chịu tải và độ lún của loại đá, ở giai đoạn biến đổi cuối cùng này, cần được xác định theo các phương pháp như với đất.
V	Phong hoá triệt để	Đất đã biến màu và bị biến đổi hoàn toàn song vẫn giữ được dấu tích cấu trúc đất gốc nguyên thuỷ.	Đá đã biến màu, đã biến đổi hoàn toàn và trở thành mềm yếu. Tuy nhiên, cấu trúc cũ về cơ bản vẫn giữ được. Tính chất đá khối phụ thuộc vào đá mẹ.	Có thể đào bới bằng tay hoặc đập nhỏ không cần nổ mìn. Không thích hợp cho đập bê tông hoặc kết cấu rộng. Có thể thích hợp cho đập đất và đất đắp. Không thích hợp cho xẻ mái cao vào độ dốc lớn. Có thể tạo thành nứt nẻ mới. Cần bảo vệ sói lở.	

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

1	2	3	4	5	6
IV	Phong hoá cao (*)	Đất đã cơ bản bị phong hoá nhưng đôi khi còn rớt lại đất gốc cũ. Còn ít hoặc không còn dấu tích cấu trúc đất cũ	Đá đã biến màu, bất liên tục có thể hở và bề mặt biến màu. Cấu trúc khối đá gần bất liên tục đã bị phong hoá. Phong hoá hoá học đã thâm khá sâu nhưng vẫn hiện diện lõi đá. Đá khối đã mềm yếu một phần.	Tương tự như cấp độ V. Không thuận lợi lắm cho đập bê tông. Hiện diện rải rác các tảng to. Không thích hợp cho công trình có kết cấu rộng lớn.	Với đá phong hoá cao khó khăn cơ bản là việc lấy mẫu nguyên dạng để thí nghiệm. Nếu lấy được thì kết quả sức kháng và modun biến dạng thường quá nhỏ, biến động lớn. Nên thí nghiệm bàn nén tĩnh hoặc nén ngang Menard xác định tính bền và biến dạng. Cấu trúc đá phong hoá cao có khi gia tăng tính phân rã hoặc quá tăng tính dẻo.
III	Phong hoá vừa	Đất bao gồm các các mảng biến khác mầu và phân biệt rõ đất gốc cũ và đất phong hoá. Biến đổi hoá học đang ngấm sâu vào bề mặt bất liên tục.	Đá đang biến màu. Bất liên tục có thể hở và bề mặt bị biến màu mạnh với phong hoá hoá học đang thâm sâu. Đá nguyên trạng đã yếu đi nhiều so với đá tươi, theo nhận xét ở hiện trường. Đá khối thì chưa yếu đi.	Khai đào đã khó khăn khi không sử dụng nổ mìn. Phần lớn bị đạp vỡ dưới xe ủi. Thuận lợi cho sử dụng móng kết cấu bê tông nhỏ và đập đắp đá. Có thể thuận lợi cho đất lập bán thấm nước. Mức độ ổn định mái núi xẻ phụ thuộc đặc điểm kết cấu, đặc biệt là thế nằm nứt nẻ.	Với đá phong hoá vừa thì sức kháng và modun, ở thể nguyên trạng, biến đổi nhỏ đi nhiều so với đá tươi. Do vậy chỉ số J cao hơn so với đá tươi, ngoại trừ nứt nẻ hở do bị bào mòn hoặc yếu đi do lấp nhét vật liệu phong hoá. Modun biến dạng và sức kháng nguyên trạng có thể xác định trong phòng và sức chịu tải và độ lún cũng được xác định như với đá tươi. Nén ba trục có thể thích hợp hơn sơ với nén đơn. Nên sử dụng hệ số an toàn cao hơn.
II	Phong hoá nhẹ	Vật liệu bao gồm các khối đất tươi có góc cạnh, nó có thể biến mầu hoặc còn gĩ màu. Một số vật liệu đã bị phong hoá hoá học bắt đầu thâm vào khối đất được giao cắt bởi các bất liên tục.	Đá có thể hơi biến màu, nhất là gần các bất liên tục có thể hở và có bề mặt hơi bị biến màu. Đá nguyên khối không yếu hơn nhiều so với đá tươi.	Khi đào cần sử dụng nổ mìn. Thích hợp cho xây dựng móng cho đập bê tông. Độ thấm cao qua nứt nẻ hở. Thường thấm nước tốt hơn so với khu trên hoặc phía dưới. Cẩn thận khi sử dụng làm cốt liệu bê tông.	Với đá phong hoá rất nhẹ hoặc có dấu vết có thể thấy giá trị J , dẫn đến làm giảm độ chặt của nứt nẻ như là kết quả của sự thâm sâu riêng của phong hoá, cho thấy độ sắc nhọn giảm nhẹ so với cùng loại đá nhưng ở trạng thái tươi. Modun ở trạng thái nguyên dạng không bị ảnh hưởng do phong hoá. Hệ số an toàn cho sức chịu tải không bị tác động của phong hoá, hoặc chỉ có thể tác động nhẹ.
I	Đá tươi	Đất nguyên gốc còn giữ nguyên, không biến màu, không suy giảm sức kháng do phong hoá.	Đá nguyên gốc còn giữ nguyên, không biến màu, không suy giảm sức kháng do phong hoá.	Trạng thái tĩnh cho thấy nước ngấm dần qua các nứt nẻ. Những mảnh riêng rẽ bật tung ra khi cho hơi nổ. Có thể phải dùng chống cho đường hầm.	

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

I.4. NHẬN BIẾT VÀ MÔ TẢ ĐÁ CHO XÂY DỰNG

Mô tả đá được tiến hành bằng cách quan sát trực tiếp các khối đá lộ thiên, ở công trường khai thác đá, ở các cắt sườn núi, ở các hố khai đào và trên lõi đá lấy được trong quá trình khoan. Mô tả vật liệu đá cho mục đích xây dựng thường lấy theo các tiêu chí sau:

(1) Tên đá (loại đá chính).

(2) Cỡ hạt.

(3) Màu sắc.

(4) Kiến trúc - cấu tạo.

(5) Mức độ phong hoá.

(6) Sức kháng đá (độ cứng).

(7) Các đặc trưng khác.

Mô tả đá cần có kiến thức địa chất sâu rộng và mô tả chuẩn được các nhà địa chất tiến hành. Tuy nhiên, mô tả đá một cách thực thụ và toàn diện không nằm trong mục đích của phần này. Với mục đích xây dựng, có thể lấy theo các tiêu chí mô tả một cách khái quát như sau:

1. Tên đá, kích cỡ hạt (Rock name, Grain-size)

Với mục đích xây dựng có thể chấp nhận được khi chỉ cần mô tả khái quát những tiêu chí cần thiết. Về tên các loại đá trong quá trình mô tả cần tham khảo Chương I (Khái quát Địa chất - Đất đá) và tham khảo bản đồ địa chất khu vực mà công tác khảo sát dự kiến tiến hành.

2. Màu sắc (Color)

Màu sắc được mô tả tương tự như với đất, thể hiện trong bảng IV.7.

3. Cấu trúc - Cấu tạo (Texture & Structure)

- *Cấu trúc* (structure) là đề cập đến sự xuất hiện lý học của các tinh thể khoáng vật (hoặc hạt).

Thuật ngữ mô tả thường dùng chỉ cấu trúc là: *cristalline - kết tinh, cryptocristalline - kết tinh ẩn, porphyritic - đốm porphyr, granular - hạt, amorphous-vô định hình và glassy - tựa thuỷ tinh.*

- *Cấu tạo* (Texture) chủ đề mô tả cho khối đá, chủ yếu đề cập đến cách thức sắp xếp các *đặc điểm cấu tạo* và *bất liên tục.*

+ Đặc điểm cấu tạo sử dụng các thuật ngữ mô tả: *bedding planes, laminations - phân lớp, phân phiến cho đá trầm tích, foliations, flow-banding & cleavages - phân phiến, phân lớp cho đá biến chất.*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

+ Đặc điểm bất liên tục sử dụng các thuật ngữ mô tả: *nứt nẻ, đứt gẫy, mặt trượt.* Khi bất liên tục thể hiện theo không gian ba chiều thì sử dụng thuật ngữ: *khối đá, tảng đá, cục, hòn* v.v...

Kích thước và tiêu chí đánh giá khi mô tả bất liên tục của đá tham khảo bảng IV.13.

4. Mức độ phong hoá (Weathering Degree)

Mức độ phong hoá của đá, được thể hiện theo cấp độ phong hoá và mục đích sử dụng đã mô tả (bảng IV.15).

5. Sức kháng đá (Rock Strength)

Chỉ tiêu này thể hiện sức kháng của vật liệu đá và dựa theo kết quả thí nghiệm *nén dọc trục* lõi đá. Thuật ngữ và tiêu chí đánh giá - mô tả sức kháng đá thể hiện trong bảng IV.12.

Sức kháng của đá còn phụ thuộc vào trạng thái độ ẩm của mẫu đá trong thời gian thí nghiệm, đặc điểm bất đẳng hướng và phương pháp thí nghiệm. Không thể lấy sức kháng nén của lõi đá để đánh giá sức kháng nén của khối đá vì còn nhiều yếu tố tác động như bất liên tục, độ phong hoá v.v...

6. Tỷ lệ lõi và chỉ số chất lượng lõi RQD (Rock Recovering & Rock Quality Designation)

* Tỷ lệ lõi:

$$R\ (\%) = (\text{chiều dài lõi lấy được}) / (\text{Chiều dài khoan}) \times 100$$

* Chỉ số chất lượng lõi (RQD) :

$$R\ (\%) = (\text{chiều dài lấy được của các mẩu lõi đá dài} \geq 10\text{cm}) / (\text{Chiều dài khoan}) \times 100$$

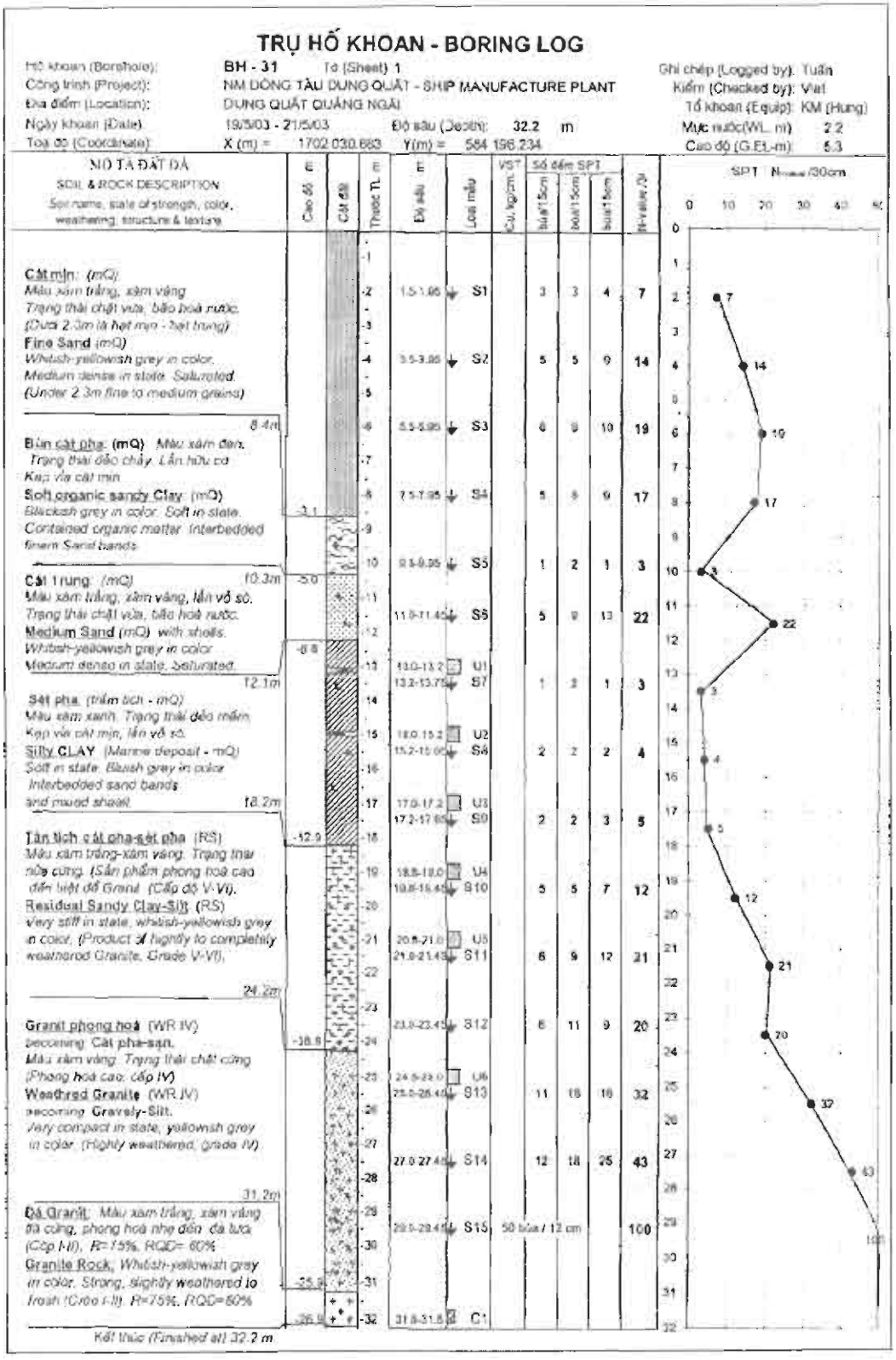
Đánh giá chất lượng đá theo chỉ số RQD, và mối quan hệ của chúng với bất liên tục, vận tốc sóng, được thể hiện trong bảng IV.11 và IV.14.

Mẫu cho một tờ ghi chép mô tả đất, đá và lượng thông tin cần thiết còn tuỳ thuộc bản chất loại đất, nỗ lực đạt được trong quá trình khảo sát, loại dự án, kiểu báo cáo và cơ quan khảo sát. Dù sao mục đích mô tả và ghi chép cần thể hiện được các đặc trưng đất, đá một cách đầy đủ và chi tiết tối đa (có thể), nhưng không quá rườm rà, trùng lặp, lộn xộn dẫn đến khó hình dung loại đất. Ví dụ về một mẫu ghi chép và mô tả đất đá thể tham khảo biểu sau:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn

Ví dụ mô tả một trụ hố khoan



d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

II. CÔNG TÁC KHẢO SÁT ĐẤT NỀN VÀ CÁC BƯỚC TIẾN HÀNH

II.1. MỤC ĐÍCH VÀ ĐỐI TƯỢNG CỦA CÔNG TÁC KHẢO SÁT ĐẤT NỀN

Mục đích của công tác khảo sát là xác định được những *đặc điểm thích hợp* của *hiện trường* cho một dự án và qua đó cung cấp những thông tin cần thiết cho công tác thiết kế, lập kế hoạch thi công và đánh giá về kinh tế.

Khi có nhiều *hiện trường* để lựa chọn thì công tác khảo sát cần so sánh ưu và nhược điểm của các hiện trường khác nhau để cân nhắc lựa chọn về kinh tế, kỹ thuật. Công tác khảo sát hiện trường còn cung cấp dự báo các thay đổi có thể xảy ra do hậu quả của chính các công trình xây dựng của dự án và hậu quả của sự biến đổi này, ngoại trừ yếu tố tự nhiên.

Những mục tiêu cụ thể của công tác khảo sát đất nền bao gồm:

- Làm sáng tỏ được thứ tự, hình dạng, thế nằm, diện phân bố (theo diện và chiều sâu) của các lớp đất, đá trong hiện trường khảo sát.

- Xác định chính xác các hệ thống nứt nẻ, đứt gẫy khi hiện trường khảo sát nằm trong đá.

- Xác định được tính chất cơ-lý, tổng quát và đặc thù cho từng mục đích và từng giải pháp nền móng khác nhau phục vụ thiết kế và của các lớp đất, đá gặp được trong phạm vi khảo sát.

- Xác định mực nước dưới đất, các tầng chứa, cách nước, nguồn bổ cấp và sự biến đổi mực nước theo mùa. Đánh giá tính chất ăn mòn và xâm thực của nước dưới đất với vật liệu xây dựng.

- Với hiện trường lớn và điều kiện đất nền bất đồng nhất cần *khoanh khu* (zoning) có cùng điều kiện đất nền và đánh giá các điều kiện địa kỹ thuật cho từng khu.

Trong công tác khảo sát đất nền cần quan tâm đến *tác động qua lại* của các yếu tố môi trường xung quanh đến công trình dự kiến, qua các trường hợp cụ thể sau:

- Chiều sâu móng dự kiến của các kết cấu trên hoặc gần sông và biển.

- Tồn tại hang hốc dưới đáy móng.

- Tồn tại nước xâm thực với vật liệu.

- Tồn tại bất ổn định từng khu hoặc tổng thể của mái dốc trước khi thi công công trình.

- Các xáo động - chấn rung của đất nền, do thi công công trình dự kiến, ảnh hưởng đến các công trình hiện có xung quanh.

- Tác động của công trình xung quanh hiện có đến công trình dự kiến.

Phạm vi và khối lượng cần tiến hành của công tác khảo sát đất nền cho một dự án phụ thuộc vào: loại dự án, điều kiện địa chất của khu vực, thời hạn hoàn thành và vốn đầu tư quyết định.

Công tác khảo sát được trải qua các bước nhiệm vụ:

- Thị sát kiểm tra một cách đơn giản cho một hiện trường đến việc tiến hành các phương pháp

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Thăm dò cụ thể để nghiên cứu chi tiết: về điều kiện địa hình, địa tầng, cơ lý, nước dưới đất và về môi trường.

Khi cần thiết công tác khảo sát đất nền còn tiến hành công tác điều tra về khí tượng-thuỷ văn và các điều kiện tự nhiên, xã hội, giao thông khác phục vụ công tác nghiên cứu khả thi, lựa chọn và quy hoạch mặt bằng phục vụ trực tiếp cho triển khai thi công sau này.

II.2. GIAI ĐOẠN TRONG CÔNG TÁC KHẢO SÁT

Ngoại trừ với các công trình nhỏ hoặc ít quan trọng, việc nghiên cứu thiết kế và thi công một công trình xây dựng đều phải tiến hành theo các giai đoạn. Ngay việc bố trí chính thức chi tiết, các kết cấu công trình, hay các hạng mục khác nhau của một công trình, cũng không thể ấn định một lần ngay từ ban đầu.

Theo đó, công tác khảo sát đất nền được tiến hành theo các giai đoạn và về cơ bản là tương ứng như các giai đoạn trong nghiên cứu thiết kế. Do đó, mục tiêu, nhiệm vụ, khối lượng và phương pháp tiến hành cho công tác khảo sát cần được kết hợp và trao đổi qua lại giữa *Chủ trì thiết kế (kết cấu)* và *Chuyên gia Địa kỹ thuật*.

Thông thường, khảo sát đất nền được phân ra thành 3 giai đoạn chính:

1. Giai đoạn điều tra ban đầu *(có thể kết hợp với thăm dò sơ bộ)* là tương ứng giai đoạn nghiên cứu thiết kế sau:

a) Nghiên cứu tiền khả thi dự án,

b) Nghiên cứu khả thi dự án

c) Nghiên cứu quy hoạch tổng thể khu đô thị hoặc khu công nghiệp

2. Giai đoạn thăm dò, trong đó được chia thành hai giai đoạn nhỏ:

a) Giai đoạn khảo sát sơ bộ : tương ứng giai đoạn thiết kế sơ bộ, thiết kế cơ sở.

b) Giai đoạn khảo sát chi tiết : tương ứng giai đoạn thiết kế kỹ thuật, thiết kế chi tiết.

3. Giai đoạn khảo sát bổ sung - khảo sát phục vụ thi công (giai đoạn này có hoặc không tiến hành, tuỳ theo quy mô, mức độ của dự án xây dựng).

a) Khảo sát bổ sung *(hoặc là khảo sát đặc biệt)*: Tuỳ theo điều kiện cụ thể cần tiến hành khảo sát để đánh giá cho điều kiện đất nền đặc biệt, để phân tích thiết kế cho hạng mục cần xác định thông số riêng biệt, khảo sát phục vụ gia cố, xử lý đặc biệt.

b) Khảo sát phục vụ thi công: Nhiệm vụ khảo sát này khi dự án đã chuyển đến Nhà thầu, nhằm kiểm tra và khẳng định lại các giải pháp thiết kế trước thi công hoặc là kiến nghị thiết kế theo phương án dự phòng. Các công tác thí nghiệm kiểm tra trong và sau xây dựng cũng nằm trong giai đoạn khảo sát này.

Dù là giai đoạn nào trong công tác khảo sát cũng luôn đặt ra các mục tiêu cho các vấn đề cần giải quyết và cụ thể phải đối mặt các câu hỏi sau:

- Có tồn tại vấn đề gì với nền móng trong điều kiện đất nền hiện được biết?.

- Liệu có vấn đề liên quan đến môi trường xung quanh của công trình hoặc những ảnh hưởng do các công trình hiện có xung quanh?.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Loại kết cấu nào: số lượng trụ, tải trọng tác dụng lên các trụ, kết cấu siêu tĩnh, kết cấu đồng tĩnh v.v... được sử dụng cho công trình?

- Loại nền móng nào: móng trực tiếp trên nền thiên nhiên (móng nông), hoặc móng chuyển tiếp (móng sâu) cần được sử dụng?

- Tính toán cho thiết kế móng kiểu nào, sử dụng những loại số liệu nào về kết cấu thượng tầng và của đất nền phục vụ cho phân tích?

- Vấn đề gì có thể xảy ra cho công tác thi công?

Thực ra, không nhất thiết cứ phải hoàn thành tất cả *ba giai đoạn* nêu trên. Tuỳ theo mức độ quan trọng của công trình và mức độ phức tạp của đất nền có thể áp dụng một cách mềm dẻo. Không thể tiến hành cùng một phương thức cho công tác thiết kế kích thước móng, sơ bộ hay chi tiết, cho một công trình đường giao thông cũng tương tự như một công trình cầu qua sông lớn.

Dù sao, trong mọi trường hợp thì công tác khảo sát cần tôn trọng thứ tự của các giai đoạn và kết quả khai thác số liệu thu được từ mỗi giai đoạn là cơ sở để tiến hành giai đoạn tiếp theo.

II.2.1. Giai đoạn điều tra ban đầu

Công tác khảo sát của giai đoạn *điều tra ban đầu* bao gồm hai loại công việc chính là: *thu thập và nghiên cứu tài liệu* hiện có liên quan đến hiện trường và công trình và *thị sát hiện trường*.

1. Thu thập tài liệu - Nghiên cứu trong phòng

Để nghiên cứu trong phòng cần thu thập được tài liệu hiện có, càng nhiều càng tốt, để phân tích toàn diện nhiều vấn đề. Nghiên cứu tài liệu trong phòng có thể tiến hành đồng thời trong thời gian thị sát hiện trường. Lý tưởng hơn là chính những tài liệu thu thập được lại được sử dụng cho công tác thị sát hiện trường.

Những công việc cần tiến hành cho giai đoạn thu thập hiện trường và nghiên cứu trong phòng bao gồm:

a) Thu thập các tài liệu khảo sát liên quan đến hiện trường

- Khoan, mặt cắt, thí nghiệm hiện trường và trong phòng, đã tiến hành trong hoặc lân cận hiện trường dự kiến của các công trình hiện có hoặc của giai đoạn trước.

- Điều tra về loại móng, kích thước, tình trạng ổn định và biến dạng cũng như các vấn đề liên quan đến sự cố của nền móng các công trình hiện có và tình trạng thi công chúng.

- Tìm hiểu những đặc trưng môi trường xung quanh.

b) Thu thập và nghiên cứu bản đồ địa chất khu vực

- Nghiên cứu tổng quát về địa tầng, tuổi các thành tạo địa chất và các mối quan hệ của chúng, nghiên cứu kiến tạo đứt gẫy và hang hốc cáctơ (nếu có).

- Nghiên cứu bản đồ địa chất làm cơ sở cho công tác thị sát hiện trường (nếu cần).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

c) Thu thập và nghiên cứu bản đồ địa hình

Nghiên cứu tổng thể địa hình khu vực và hiện trường, tìm mối liên hệ của công trình dự kiến với các công trình lân cận trong khu vực. Làm cơ sở để vạch tuyến cho công tác thị sát hay đo vẽ địa chất sau này (nếu thấy cần).

d) Lập báo cáo kết quả giai đoạn điều tra ban đầu

- Nghiên cứu tổng hợp các số liệu thu thập và nghiên cứu trong phòng kết hợp với các kết quả thị sát hiện trường.

- Lập báo cáo kết quả điều tra ban đầu, trong đó có đề cập đến các kiến nghị cho giai đoạn tiếp theo.

2. Thị sát hiện trường

Công tác thị sát hiện trường có thể được chia thành hai loại, tuỳ thuộc mức độ quan trọng của dự án và mức độ phức tạp đất nền: *Thị sát hiện trường* và *đo vẽ địa chất công trình*.

a) Thị sát hiện trường (thông thường)

Với các công trình có quy mô vừa và nhỏ, nằm trên đất nền tương đối đồng nhất và đơn giản, ta có thể tiến hành công tác thị sát hiện trường thông thường. Nhiệm vụ của công tác này là tiến hành đi quan sát hiện trường và các khu vực xung quanh, ghi chép lại các đặc điểm chính sau:

- Các đặc trưng về địa hình, thuỷ văn nước mặt, nguồn cấp và thoát nước, các loại đất cơ bản lộ diện lên mặt đất (qua vết lộ, công trình khai đào, giếng nước, cắt sườn núi, bào mòn bờ sông suối v.v...). Ngoài ra cần tìm hiểu về: mức độ phủ xanh thực vật, đất đai đã sử dụng và có thể khai thác, về điều kiện giao thông, công trình đang tồn tại ở hiện trường cũng như điều kiện về kinh tế, xã hội.

- Sơ bộ đánh giá sự hiện diện các kết cấu xung quanh có thể tác động đến, hoặc bị tác động bởi các kết cấu dự kiến xây dựng tại hiện trường, cũng cần được xem xét trong bước đi thị sát này.

- Thị sát nhằm kiểm tra các mỏ khai thác loại vật liệu xây dựng ở địa phương, các bãi lộ vật liệu và giới hạn sử dụng chúng phục vụ cho nhu cầu của dự án.

b) Đo vẽ địa chất công trình

Công tác đo vẽ địa chất công trình (ĐV-ĐCCT) chỉ nên tiến hành cho các dự án quan trọng, trải trên diện rộng ở hiện trường phức tạp về địa hình cũng như các loại đất đá. Công tác ĐV-ĐCCT là trên cơ sở kết quả nghiên cứu bản đồ địa chất, sử dụng một bản đồ địa hình có tỷ lệ thích hợp để tiến hành vừa thị sát, vừa nghiên cứu theo các tuyến dự kiến vạch sẵn. Ngoài các nhiệm vụ nêu ở mục a), công tác ĐV-ĐCCT cần được tổ chức thực hiện về các nhiệm vụ sau:

- Phát hiện từng vết lộ trên các tuyến thị sát để mô tả, ghi chép về thạch học, địa tầng, thế nằm và tính chất đất đá tại hiện trường.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Nghiên cứu địa chất cấu tạo, các hiện tượng đứt gãy, nứt nẻ, phong hoá, phát triển hang hốc cáctơ.

- Nghiên cứu các đặc điểm về địa hình.

- Nghiên cứu các đặc điểm nước mặt, nước dưới đất.

- Tiến hành lấy các mẫu xem của đất, đá và nước (nếu cần) ở vết lộ.

- Nếu cần có thể tiến hành khoan, đào, lấy mẫu ở một khu vực đặc trưng. Tiến hành lấy mẫu khối đất, đá (mẫu xáo động và có thể một số mẫu nguyên dạng) phục vụ cho thí nghiệm trong phòng.

Kết quả ĐV-ĐCCT cho phép lập bản đồ khá chi tiết các điều kiện về địa chất công trình khu vực dự án, phục vụ cho báo cáo tiền khả thi hoặc khả thi. Kết quả đó còn làm cơ sở để lập đề cương hoặc phương án (lựa chọn thiết bị, phương pháp và khối lượng) cho khảo sát giai đoạn tiếp theo.

II.2.2. Giai đoạn khảo sát sơ bộ

Tương ứng với giai đoạn thiết kế sơ bộ hoặc thiết kế cơ sở là giai đoạn khảo sát sơ bộ. Khảo sát sơ bộ (pre leminary investigation) với mục đích cung cấp một cách tổng quát các điều kiện về địa tầng, tính chất cơ lý, nước dưới đất và đặc trưng môi trường xung quanh phục vụ cho bước thiết kế sơ bộ hoặc thiết kế cơ sở (basic design).

Thực ra giai đoạn thăm dò sơ bộ chỉ nên áp dụng cho các công trình trên diện rộng, tầm quan trọng cao trong điều kiện địa chất và nước phức tạp. Với các công trình nhỏ nằm riêng rẽ thì không nhất thiết phải tiến hành thăm dò sơ bộ.

1. Lựa chọn phương pháp thăm dò - Giai đoạn khảo sát sơ bộ

Giai đoạn thăm dò sơ bộ thường sử dụng các *phương pháp thăm dò* tương đối nhanh, nhẹ, rẻ tiền. Phương pháp và loại hình khảo sát thông dụng cho khảo sát sơ bộ bao gồm:

- Phương pháp địa vật lý.

- Thí nghiệm xuyên tĩnh (hoặc xuyên động).

- Chủ yếu sử dụng khoan xoay, phá đáy, kết hợp thí nghiệm SPT lấy mẫu xem cho mô tả và phân tầng. Mẫu nguyên dạng để thí nghiệm trong phòng chỉ được lấy trong một số hố khoan đại diện hoặc đặc trưng cho từng khu vực khác nhau.

- Thí nghiệm nén ngang có thể áp dụng (nếu có điều kiện và yêu cầu). Nén ngang được bố trí xen kẽ với khoan, xuyên và được xem như một điểm thăm dò trong tổng thể mạng lưới.

- Tuỳ theo đặc điểm dự án, điều kiện đất nền mà có thể cần bố trí thêm thí nghiệm cắt cánh hiện trường (đặc biệt trên nền đất yếu).

- Thí nghiệm trong phòng được thực hiện với mẫu đất nguyên dạng lấy trong các lỗ khoan và đào. Ngoài các thông số về phân loại đất, cần nghiên cứu tổng quát tính bền và tính biến dạng của các loại đất.

- Xác định mực nước dưới đất trong hố khoan và điều kiện địa chất thuỷ văn.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

2. Bố trí mạng lưới thăm dò - Giai đoạn khảo sát sơ bộ

Trong giai đoạn thăm dò sơ bộ, các điểm thăm dò (khoan, đào, xuyên, nén ngang ...) được bố trí theo mạng ô vuông hoặc theo các tuyến, với các khoảng cách các điểm phụ thuộc:

- Dạng công trình.
- Mức độ quan trọng và phức tạp kết cấu, tải trọng và diện tích bố trí công trình.
- Mức độ phức tạp địa chất, tính chất cơ-lý và nước dưới đất.

***Ghi chú**: Dạng công trình được phân ra các loại sau đây phục vụ cho công tác bố trí mạng lưới khảo sát:*

a) Công trình dạng diện: chủ yếu là các công trình hay cụm công trình dân dụng và công nghiệp, bao gồm các khối nhà, công trình kết cấu phân bố lực thường trải trên diện rộng.

b) Công trình dạng tuyến : là các công trình có chiều dài phân bố trải ra lớn hơn rất nhiều so với chiều rộng. Công trình được bố trí thành tuyến dài hàng trăm mét đến hàng trăm km. Ví dụ các tuyến đường giao thông, các tuyến đường ống, các tuyến kênh mương cấp và thoát nước v.v..

c) Công trình dạng điểm: thường đề cập đến các công trình hay nhóm công trình có tải trọng tập trung rất lớn và hoạt động tương đối riêng rẽ Ví dụ: cột ăng-ten, các loại tháp.

Riêng các trụ mố cầu, các cột của đường cao thế v.v... cũng được xem là các công trình dạng điểm nằm trên tuyến.

Tham khảo các tài liệu và tiêu chuẩn Địa kỹ thuật ở các nước phát triển, kết hợp với kinh nghiệm áp dụng nhiều năm khảo sát xây dựng ở Việt Nam, mật độ bố trí và chiều sâu các điểm thăm dò có thể kiến nghị ở các bảng sau.

Bảng IV.16 - Khoảng cách bố trí các điểm thăm dò - Giai đoạn khảo sát sơ bộ

Mức độ phức tạp	Khoảng cách bố trí (m)	Thuyết minh
1	2	3
Công trình dạng diện		
Phức tạp	- Riêng khoan: 50 - 100 - Có thể xen kẽ xuyên: 25 - 50	*- Công trình quan trọng, quy mô lớn đến rất lớn.* *- Địa chất, địa hình phức tạp, đất yếu biến đổi.*
Trung bình	- Riêng khoan: 100 - 200 - Có thể xen kẽ xuyên: 50 - 100	*- Công trình loại khá quan trọng, quy mô khá lớn.* *- Địa chất, địa hình khá phức tạp, có ít đất yếu.*
Đơn giản	- Riêng khoan: 200 - 400 - Có thể xen kẽ xuyên:100-200	*- Công trình loại bình thường, quy mô khá lớn.* *- Địa chất, địa hình đơn giản, đất tốt, đồng nhất.*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

1	2	3
	Công trình dạng tuyến	
Phức tạp	- Riêng khoan: 200 - 500 - Có thể xen kẽ xuyên: 50 - 150	*- Công trình quan trọng.* *Địa chất, địa hình phức tạp, nhiều loại đất, đất yếu dày, biến đổi mạnh.*
Trung bình	- Riêng khoan: 500 - 1000 - Có thể xen kẽ xuyên: 150 - 350	*- Công trình khá quan trọng đến quan trọng,* *- Địa chất, địa hình khá phức tạp, tồn tại đất yếu.*
Đơn giản	- Riêng khoan: 1000 -1500 - Có thể xen kẽ xuyên: 500-1000	*- Công trình ít quan trọng đến quan trọng vừa.* *- Địa chất, địa hình đơn giản, đất tốt, đồng nhất.*
	Công trình dạng điểm	
Phức tạp	- Mỗi trụ, mố: ít nhất 1 lỗ khoan. - Có thể bổ sung 1 điểm xuyên.	*- Cầu quan trọng, quy mô to lớn, phức tạp.* *- Địa chất phức tạp, không đồng nhất, đất yếu dày, biến đổi.*
Trung bình	- Cứ hai trụ, mố : bố trí ít nhất 1 lỗ khoan. - Có thể bố trí thêm 1 điểm xuyên.	*- Cầu có quy mô vừa, kết cấu khá phức tạp.* *- Địa chất khá phức tạp, có đất yếu.*
Đơn giản	- Ít nhất 2 lỗ khoan và 1 điểm xuyên, trong đó: 2 trên bờ, 1 điểm khoan giữa sông	*- Cầu có quy mô nhỏ, kết cấu đơn giản.* *- Địa chất, đơn giản, đồng nhất, đất tốt.*

Ghi chú:

1) Hạng mục khoan là một điểm thăm dò có thể lấy đất đá mô tả thí nghiệm trong phòng.

2) Tuỳ theo yêu cầu kỹ thuật mà đi liền với khoan thăm dò nêu trên, có thể có hoặc không kèm với các loại thí nghiệm hiện trường như: SPT, Cắt cánh (VST) và nén ngang (PMT).

3) Khi có yêu cầu thí nghiệm nén ngang (PMT) được xem như một lỗ khoan thăm dò trong mạng lưới bố trí.

4) Thí nghiệm xuyên tĩnh, ngoài chức năng là thí nghiệm hiện trường có thể được xem như một điểm thăm dò, vì có thể sơ bộ phân chia loại đất.

3. Xác định độ sâu thăm dò - Giai đoạn khảo sát sơ bộ

Độ sâu thăm dò thường để cập cho khoan, xuyên, nén ngang (kể cả cho SPT hoặc cắt cánh trong hố khoan). Còn thăm dò hố đào thường quy định độ sâu không quá 5 m.

Độ sâu thăm dò, trong giai đoạn thiết kế sơ bộ, được xác định tuỳ thuộc dạng công trình, mức độ quan trọng kết cấu, mức độ phức tạp địa chất, cơ lý và nước dưới đất. Chiều sâu kiến nghị trong bảng IV.17 là kết hợp kinh nghiệm nhiều nước tiên tiến và thực tiễn áp dụng ở Việt Nam.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng IV.17 - Xác định độ sâu thăm dò - Giai đoạn khảo sát sơ bộ

Mức độ phức tạp	Độ sâu thăm dò (m)	Thuyết minh
	Công trình dạng diện	
Phức tạp	- Đất yếu: khoan qua đất yêu. 1/2 số điểm khoan vào đất tốt ít nhất 3m (N > 30). - Đất tốt: chỉ cần khoan sâu: 10 - 15m. - Gặp đá nông: khoan vào đá tươi: 1m. - Mỗi khu: 1 hố khoan sâu khống chế	*- Công trình quan trọng, quy mô lớn đến rất lớn.* *- Địa chất, địa hình phức tạp, nhiều khu, đất yếu dày biến đổi*
Trung bình	- Đất yếu: khoan qua đất yêu. 1/3 số lỗ khoan vào đất tốt ít nhất 3m (N > 30). - Toàn đất tốt khoan sâu: 10 m. - Gặp đá nông hơn: vào đá tươi 1m. - Mỗi khu: 1 hố khoan sâu không chế	*- Công trình loại khá quan trọng, quy mô khá lớn.* *- Địa chất, địa hình khá phức tạp, có ít đất yếu.*
Đơn giản	- Đất tốt: khoan sâu: 5 - 10m. - Gặp đá nông hơn: khoan chạm đá. - Một hố khoan sâu khống chế toàn khu.	*- Công trình loại bình thường, quy mô khá lớn.* *- Địa chất, địa hình đơn giản, đất tốt, đồng nhất.*
	Công trình dạng tuyến	
Phức tạp	- Đất yếu: khoan qua đất yếu, vào đất tốt ít nhất 1m (N > 10). - Đất tốt chỉ cần khoan sâu: 5 - 10m. - Gặp đá nông hơn: khoan chạm đá.	*- Công trình quan trọng. - Địa chất, địa hình phức tạp, nhiều loại đất, đất yếu dày, phân bố không đều.*
Trung bình	- Gặp đất yếu: qua đất yếu, sâu vào đất tốt 1m (N > 10), nhưng không nhỏ hơn 8m. - Đất tốt: chỉ cần khoan sâu: 4 - 8m. - Gặp đá nông hơn: khoan chạm đá.	*- Công trình khá quan trọng đến quan trọng,* *- Địa chất, địa hình khá phức tạp, tồn tại đất yếu.*
Đơn giản	- Gặp đất yếu: khoan qua đất yếu (N > 10). - Đất tốt: chỉ cần khoan sâu: 3 - 6m. - Gặp đá nông hơn: khoan chạm đá.	*- Công trình ít quan trọng.* *- Địa chất, địa hình đơn giản, đất tốt, đồng nhất.*
	Công trình dạng điểm	
Phức tạp	- Đất yếu: khoan qua đất yếu, sâu vào đất tốt ít nhất 5m (với cầu SPT ≥ 50). - Đất tốt: chỉ cần khoan sâu: 15 - 25m. - Gặp đá nông: khoan vào đá tươi ít nhất 3m.	*- Cầu quan trọng, quy mô to lớn, kết cấu phức tạp.* *- Địa chất phức tạp, không đồng nhất, đất yếu dày.*
Trung bình	- Đất yếu: khoan qua đất yếu, sâu vào đất tốt ít nhất 5m. (với cầu SPT ≥ 50) - Đất tốt: chỉ cần khoan sâu: 10 - 20m. - Gặp đá nông: khoan vào đá tươi 1,5m.	*- Cầu có quy mô nhỏ, kết cấu bình phức tạp vừa .* *- Địa chất phức tạp vừa, có đất yếu.*
Đơn giản	- Đất yếu: khoan qua đất yếu, sâu vào đất tốt ít nhất 5m. (với cầu SPT ≥ 50) - Đất tốt: chỉ cần khoan sâu: 10 - 15m. - Gặp đá nông: khoan vào đá tươi 0,5m.	*- Cầu có quy mô nhỏ, kết cấu đơn giản.* *- Địa chất đơn giản, đồng nhất, đất tốt.*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

II.2.3. Giai đoạn khảo sát chi tiết

Tương ứng với giai đoạn *thiết kế kỹ thuật* trong quá trình thiết kế là giai đoạn *khảo sát chi tiết* trong công tác khảo sát đất nền. Dựa theo kết luận của giai đoạn trước, cần cung cấp một cách chi tiết các điều kiện về địa tầng, nước dưới đất và các thông số cơ-lý thích hợp, đủ và chính xác để tính toán các loại nền móng phục vụ thiết kế kỹ thuật.

Với các công trình bình thường, đơn giản hoặc quy mô không lớn ta có thể sử dụng kết luận của giai đoạn điều tra ban đầu rồi chuyển sang giai đoạn thăm dò chi tiết mà bỏ qua giai đoạn thăm dò sơ bộ.

1. Lựa chọn phương pháp thăm dò - Giai đoạn khảo sát chi tiết

Giai đoạn khảo sát chi tiết sử dụng các phương pháp thăm dò chính thức, có thể cung cấp các loại thông số cần thiết cho các mục đích phân tích địa kỹ thuật:

- Khoan và lấy mẫu nguyên dạng - áp dụng bắt buộc cho các loại công trình.

- Thí nghiệm SPT sử dụng tốt các loại công trình và luôn đi liền với khoan thăm dò kết hợp lấy mẫu.

- Thí nghiệm nén ngang áp dụng tốt cho các loại công trình, đặc biệt với kết cấu có tải trọng ngang, ngoại trừ các công trình dạng tuyến.

- Thí nghiệm xuyên tĩnh - sử dụng kết hợp rất tốt cho các loại đất mịn và rời ít sạn sỏi, nhất là phục vụ thiết kế móng cọc.

- Thí nghiệm xuyên động sử dụng nhanh, rẻ để xác định mặt đá.

- Thí nghiệm cắt cánh - áp dụng tốt cho đất yếu (bùn, than bùn) đặc biệt cho nghiên cứu đất đắp trên đất yếu được bố trí xen kẽ với khoan, xuyên tĩnh và nén ngang .

- Xác định mực nước dưới đất trong hố khoan và điều kiện địa chất thuỷ văn.

- Thí nghiệm trong phòng được thực hiện với mẫu đất nguyên dạng lấy trong các lỗ khoan và đào. Các thông số sau cần được xác định:

+ Độ ẩm, dung trọng, dung trọng ẩm và khô, tỷ trọng, độ rỗng, độ bão hoà, giới hạn Atterberg, lượng hữu cơ, thành phần hạt.

+ Đặc trưng tính bền (cắt nén theo các sơ đồ *dài hạn* và *ngắn hạn* thích hợp cho từng trường hợp phân tích nền móng).

+ Đặc trưng biến dạng (cố kết, đàn hồi).

2. Bố trí mạng lưới thăm dò - Giai đoạn khảo sát chi tiết

Trong giai đoạn thăm dò chi tiết mạng lưới thăm dò phải được *bố trí trực tiếp vào phạm vi móng các khối nhà, công trình hoặc hạng mục công trình*. Khoảng cách các điểm thăm dò tuỳ thuộc mức độ quan trọng và phức tạp của công trình, đất nền và có thể tham khảo kiến nghị trong bảng IV.18 sau.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng IV.18 - Khoảng cách các điểm thăm dò - Giai đoạn khảo sát chi tiết

Mức độ phức tạp	Khoảng cách bố trí (m)	Thuyết minh
1	2	3
Công trình dạng diện		
Phức tạp	- Khoảng cách khoan thông thường: 20-30m. Có thể bổ sung xuyên đến khoảng 10m. - Ít nhất 3 điểm thăm dò cho 1 nhà riêng rẽ và 3 - 5 điểm cho một cụm nhà hoặc công trình.	*- Công trình quan trọng. Nhạy cảm với độ lún và lún lệch.* *- Địa chất, đất biến đổi nhiều, đất yếu dày*
Trung bình	- Khoảng cách khoan thông thường: 30 - 50m. Có thể bổ sung xuyên đến 15 - 25m. - Ít nhất 3 điểm thăm dò cho 1 nhà riêng rẽ và 3 - 5 điểm cho một cụm nhà hoặc công trình.	*- Công trình loại khá quan trọng, khá nhậy cảm với lún không đều.* *- Địa chất, địa hình phức tạp vừa, có ít đất yếu.*
Đơn giản	- Khoảng cách thông thường khoan: 50 - 80m. Có thể bổ sung xuyên đến 25 - 40m. - Ít nhất 3 điểm thăm dò cho 1 nhà riêng rẽ hoặc cho một cụm nhà, công trình.	*- Công trình loại bình thường.* *- Địa chất, địa hình đơn giản, đất tốt, đồng nhất.*
Công trình dạng tuyến		
Phức tạp	- Khoảng cách khoan thông thường: 100- 250m. Có thể bổ sung xuyên 30 - 80m. - Bố trí vào vị trí đột biến và biến đổi địa tầng, ưu tiên các vị trí các cống hộp, cầu chui v.v... - Đường rộng > 30m: cứ khoảng 1000 - 2000m bố trí 1 mặt cắt ngang 2 - 3 điểm thăm dò.	*- Công trình quan trọng.* *- Địa chất, địa hình phức tạp, nhiều loại đất, đất yếu dày, phân bố không đều.*
Trung bình	- Khoảng cách khoan thông thường: 250-500m. Có thể bổ sung xuyên 100 - 250m - Bố trí vào vị trí đột biến và biến đổi địa tầng, ưu tiên vị trí các cống hộp, cầu chui v.v... - Đường rộng > 30m: cứ khoảng 2000 - 3000m bố trí 1 mặt cắt ngang: 2 - 3 điểm thăm dò.	*- Công trình quan trọng vừa,* *- Địa chất, địa hình khá phức tạp, tồn tại đất yếu.*
Đơn giản	- Khoảng cách khoan thông thường: 500 - 1000m. Có thể bổ sung xuyên 250 - 500m. - Bố trí vào vị trí đột biến và biến đổi địa tầng, ưu tiên vị trí các cống hộp, cầu chui v.v... - Đường rộng > 30m: cứ khoảng 3000 - 4000m bố trí 1 mặt cắt ngang: 2 - 3 điểm thăm dò.	*- Công trình ít quan trọng đến quan trọng vừa.* *- Địa chất, địa hình đơn giản, đất tốt, đồng nhất.*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

1	2	3
	Công trình dạng điểm	
Phức tạp	- Mỗi trụ, mố bố trí: 2 - 3 điểm thăm dò. - Ít nhất mỗi trụ, mố bố trí: 2 hố khoan lấy mẫu và thí nghiệm SPT. - Còn lại: xuyên, nén ngang hoặc khoan.	*- Cầu quan trọng, quy mô to lớn, kết cấu phức tạp.* *- Địa chất phức tạp, không đồng nhất, đất yếu dày.*
Trung bình	- Mỗi trụ, mố bố trí: 2 điểm thăm dò. - Ít nhất mỗi trụ, mố bố trí: 1 hố khoan lấy mẫu và thí nghiệm SPT. - Còn lại: xuyên, nén ngang hoặc khoan.	*- Cầu có quy mô vừa, kết cấu khá phức tạp.* *- Địa chất khá phức tạp, có đất yếu.*
Đơn giản	- Mỗi trụ, mố bố trí: 1 - 2 điểm thăm dò. - Ít nhất mỗi trụ, mố bố trí: 1 hố khoan lấy mẫu và thí nghiệm SPT. - Còn lại: xuyên, nén ngang hoặc khoan.	*- Cầu có quy mô nhỏ, kết cấu đơn giản.* *- Địa chất, đơn giản, đồng nhất, đất tốt.*

3. Xác định chiều sâu thăm dò - Giai đoạn khảo sát chi tiết

Trên cơ cở kết luận của giai đoạn trước, độ sâu thăm dò cho giai đoạnn thiết kế chi tiết phụ thuộc chủ yếu vùng ảnh hưởng của móng theo chiều sâu đất nền, như kiến nghị trong bảng IV.19 là tuỳ thuộc vào diện phân bố tải trọng, loại nền móng sử dụng và đất, đá nền.

Bảng IV.19 - Độ sâu thăm dò - Giai đoạn thăm dò chi tiết

Loại móng	Chiều rộng vùng chịu tải (m)	Chiều sâu thăm dò tối thiểu nằm dưới đáy móng (m)
	Công trình dạng diện và dạng điểm	
Móng đơn	Chiều rộng móng đơn Kích thước là B.	1,5 B hoặc chạm đá
Móng bè	Chiều rộng toà nhà hoặc công trình Kích thước là B.	1,5 B hoặc chạm đá
Móng băng giao nhau	Chiều rộng toà nhà hoặc công trình Kích thước là B.	1,5 B hoặc chạm đá
Móng cọc đơn	Cọc đơn có đường kính D	- 1,5 D dưới đáy mũi cọc. - hoặc 3 D trong tầng chịu lực. - hoặc 5m vào đất tốt có SPT ≥ 50
Móng nhóm cọc	Chiều rộng nhóm cọc B	- 1,5 B dưới đáy mũi nhóm cọc. - 2/3 chiều sâu ngàm, trong đất tốt - Nếu gặp đá: vào đá tươi ít nhất 3m.
	Công trình dạng tuyến	
Móng nền tuyến đường	Chiều rộng mặt đường B	- Đất yếu chịu lún : 1,5 B dưới đáy đất đắp. - Đất tốt, đồng nhất, ít chịu lún: 7-15m.
Các dạng tuyến khác	- Tuyến đường ống, mương - Tuyến ống có trụ đỡ	- 3m dưới đáy ống, mương - 1,5 B dưới đáy trụ hoặc qua đất yếu.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Ghi chú:

Các bảng kiến nghị trên là cơ sở tham khảo để bố trí mạng lưới khảo sát, xác định chiều sâu thăm dò và lựa chọn thiết bị phù hợp. Khi bố trí mạng thăm dò không quá cứng nhắc có thể thay đổi mềm dẻo mà vẫn bảo đảm hai nguyên tắc cơ bản:

+ Bố trí thăm dò bao trùm tối đa để có thể lột tả các điều kiện đất nền khác nhau theo diện.

+ Độ sâu thăm dò cần thâm tới hết vùng ảnh hưởng tải trọng cần nghiên cứu để thiết kế công trình được an toàn.

II.2.4. Giai đoạn khảo sát đặc biệt - Khảo sát phục vụ thi công

Đây là giai đoạn khảo sát cuối cùng được tiến hành trước hoặc trong quá trình thi công công trình. Mục tiêu của giai đoạn là kiểm tra và làm chính xác hoá lần cuối cùng các tồn nghi hoặc thiếu hoặc bổ sung cho phương án dự phòng, đề cập trong kết luận và kiến nghị khi kết thúc giai đoạn thiết kế để chuyển sang giai đoạn thi công. Khảo sát bổ sung thường đề cập đến các chủ đề:

- Làm chính xác hoá diện phân bố và bề dày đất yếu (nếu có), cốt mặt lớp và bề dày lớp tựa cọc và dưới mũi cọc (nếu cần), bề mặt đá gốc và kiểm tra phân bố hang hốc các-tơ nằm dưới mũi cọc v.v...

- Chính xác hoá một số chỉ tiêu cơ lý bằng các phương pháp khác nhau để khẳng định hoặc điều chỉnh phương án thi công. Bổ sung một số loại hình thí nghiệm để kiểm tra chéo phải chuyển đổi giải pháp nền móng sang giải pháp dự phòng.

- Bổ sung nghiên cứu mực nước dưới đất theo mùa để quyết định phương án thi công.

- Các loại thí nghiệm kiểm tra kết quả trong và sau thi công: Nén tĩnh cọc, bàn nén tải trọng tĩnh, siêu âm, khoan lõi kiểm tra cọc, lắp đặt thiết bị và quan trắc lún v.v...

Nhìn chung, giai đoạn khảo sát phục vụ thi công là dựa trên kết luận của giai đoạn thiết kế chi tiết mà bổ sung để hoàn thiện (trước hoặc trong) quá trình thi công nền móng.

Do đó, về mạng lưới bố trí và chiều sâu thăm dò tuỳ thuộc yêu cầu và điều kiện cụ thể, do chuyên gia Địa kỹ thuật đề xuất và Kỹ sư trưởng dự án chấp thuận.

II.2.5. Báo cáo khảo sát Địa kỹ thuật

Kết quả công tác khảo sát cần được tổng hợp thành một báo cáo gọi là "Báo cáo khảo sát Địa kỹ thuật". Một báo cáo hoàn chỉnh thường bao gồm hai phần:

(1) Kết quả khảo sát đất nền,

(2) Kết quả phân tích Địa kỹ thuật.

1. Phần kết quả khảo sát đất nền

Phần tổng hợp *kết quả khảo sát đất nền* trong "Báo cáo khảo sát Địa kỹ thuật" thường bao gồm hai thành phần sau:

a) Thuyết minh

Thuyết minh của báo cáo kết quả khảo sát đất nền cần đề cập đến các đề mục sau:

- Nêu mục đích, phạm vi và phương pháp tiến hành của công tác khảo sát đất nền.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

- Nêu khối lượng và tiến độ đã thực hiện công tác khảo sát.

- Phân biệt, phân chia và mô tả đất, đá theo thứ tự địa tầng trong đó đề cập đến cả diện phân bố, thế nằm qua kết quả khảo sát.

- Nước dưới đất và các vấn đề liên quan đến thi công và ăn mòn, xâm thực đến vật liệu nền móng và công trình.

- Tổng hợp tính chất cơ-lý các lớp đất theo các loại thí nghiệm và lựa chọn giá trị đại diện phục vụ tính toán thiết kế nền móng.

- Kết luận và kiến nghị cho công tác khảo sát đất nền liên quan đến địa tầng, tính chất cơ lý đại diện trong phân tích Địa kỹ thuật, nước dưới đất và các vấn đề cần giải quyết tiếp theo.

Ghi chú: *Nếu khảo sát trên diện rộng, địa hình, địa tầng phức tạp có thể phân thành từng khu và mô tả các điều kiện nêu trên theo khu.*

b) Phụ lục

Phần phụ lục báo cáo bao gồm các bản đồ, mặt cắt, bản vẽ, bảng tính, biểu đồ là minh chứng cho thuyết minh. Tuỳ theo từng loại hình, quy mô, yêu cầu kỹ thuật từng giai đoạn của công trình khảo sát mà yêu cầu cho phần phụ lục có khác nhau. Tuy nhiên, các loại phụ lục sau là thường xuyên cần thiết trong báo cáo:

- Bản đồ bố trí các điểm thăm dò (khoan, đào, xuyên, nén ngang, cắt cánh v.v..).

- Mặt cắt địa kỹ thuật: các mặt cắt dọc, ngang trên đó thể hiện thứ tự lớp, số hiệu lớp, ký hiệu đất, đá, nước dưới đất, biểu đồ thí nghiệm, giá trị cơ-lý đại diện và cao trình kiến nghị đặt móng v.v...

- Các trụ địa tầng.

- Bảng tổng hợp tính chất cơ-lý theo lớp.

- Các biểu đồ thí nghiệm hiện trường và trong phòng (đất, đá, nước).

- Các biểu-bảng khác liên quan đến kết quả khảo sát

2. Phần phân tích Địa kỹ thuật - Các giải pháp nền móng

Phần phân tích địa kỹ thuật (Geotechnical Analy sis) trên cơ sở kết quả phân tích về kết cấu và khảo sát đất nền, tiến hành phân tích giải pháp nền móng, lựa chọn loại và kích thước nền móng phù hợp, đề xuất giải pháp gia cố xử lý và thi công nền móng.

Nội dung cơ bản của công tác phân tích địa kỹ thuật bao gồm:

- Nêu khái quát đặc trưng kết cấu và phân bố tải trọng của các hạng mục công trình.

- Lựa chọn mô hình địa tầng và thông số địa kỹ thuật đại diện cho tính toán phân tích.

- Nêu nguyên lý và phương pháp phân tích cho từng loại nền móng (móng nông, cọc, mái dốc, đất đắp v.v....).

- Tiến hành tính toán theo kích thước lựa chọn cho sức chịu tải, độ lún, độ ổn định, mức độ an toàn v.v.. cho các loại móng cần áp dụng và tổng hợp kết quả.

- Nêu nguyên lý và kiến nghị phương thức lựa chọn loại và kích thước móng nông móng, móng cọc trong điều kiện kết cấu và địa tầng hiện có.

.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Lựa chọn *kích thước móng hợp lý* kiến nghị cho thiết kế.

- Đề xuất cho việc khảo sát giai đoạn tiếp theo (nếu còn).

Nguyên lý và phương pháp tính toán các loại nền móng phục vụ cho *phân tích địa kỹ thuật* được giới thiệu chi tiết trong các Chương từ V đến XII.

II.2.6. Tổng hợp tiến trình khảo sát

Tổng hợp tiến trình khảo sát và lựa chọn các phương pháp khảo sát, thăm dò thích ứng cho các loại đất và các giải pháp nền móng được thể hiện trong các bảng sau:

Bảng IV.20 - Sơ đồ triển khai tổng quát công tác "Khảo sát Địa kỹ thuật"

Giai đoạn khảo sát	Phương pháp tiến hành	Kết luận vấn đề	Giai đoạn tiếp theo
ĐIỀU TRA BAN ĐẦU	- Thu thập các số liệu hiện có tại hiện trường. Các công trình lân cận và môi trường xung quanh. - Nghiên cứu tài liệu địa chất, địa hình v.v.... - Thị sát hiện trường, nghiên cứu các vết lộ.	- Những vấn đề gì xảy ra liên quan đến nền móng? - Khẳng định sơ bộ về xu hướng cho loại nền móng có thể sử dụng: móng nông hay móng cọc?	- *Khảo sát sơ bộ* nếu công trình quy mô lớn, địa chất phức tạp. - *Khảo sát chi tiết* nếu công trình nhỏ, bình thường, địa chất đơn giản.
THĂM DÒ *Thăm dò sơ bộ*	- Địa vật lý - Khoan xoay kết hợp SPT & lấy mẫu đại diện. - Xuyên tĩnh (động).	- Kiến nghị cho việc bố trí chính xác các công trình và hạng mục (nếu chưa xác định). - Khẳng định độ bất đồng nhất, phân khu (nếu cần) - Định hướng khả năng sử dụng móng nông hay móng sâu?	*Khảo sát chi tiết* - Nếu định hướng sử dụng *móng nông*. - Nếu định hướng sử dụng *móng sâu*.
Thăm dò chi tiết: + Có thể móng nông hoặc móng sâu	- Khoan (kết hợp SPT) Lấy mẫu nguyên dạng, Thí nghiệm trong phòng. - Nén ngang. - Xuyên tĩnh. - Cắt cánh (đất yếu).	- Lựa chọn về kinh tế - kỹ thuật giữa móng nông và móng sâu: + Nếu móng nông: tính toán kích thước cho thiết kế. + Nếu móng sâu:	*Khảo sát bổ sung* - Nếu cần thiết khảo sát bổ sung ?.
+ Ưu tiên móng sâu	- Khoan và thí nghiệm SPT. - Thí nghiệm nén ngang. - Thí nghiệm xuyên tĩnh.	- Xác định chiều sâu tựa cọc. - Lựa chọn loại cọc. - Tính toán kích thước cọc đơn và nhóm cọc.	- Nghiên cứu đặc biệt cho móng cọc: + Cọc ma sát: ma sát âm? Hiệu ứng nhóm? + Lực đẩy ngang?
KHẢO SÁT BỔ SUNG hoặc PHỤC VỤ THI CÔNG	- Khoan & SPT, lấy mẫu. - Thí nghiệm hiện trường. - Thí nghiệm trong phòng. - Thí nhiệm nén tĩnh. - Thí nghiệm đóng cọc. - Thí nghiệm thấm. - Quan trắc kiểm tra	- Kiểm tra các giải pháp và kích thước nền móng. - Giải pháp dự phòng phù hợp điều kiện thi công. - Kiến nghị giải pháp thi công - Kiểm tra kết quả thi công	- Tiến hành thi công dự án.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng IV.21 - Lựa chọn phương pháp khảo sát theo loại đất

Phương pháp khảo sát / Bản chất đất	Phương pháp khoan		Phương pháp lấy mẫu nguyên dạng				Phương pháp thí nghiệm hiện trường			
	Xoay thổi rửa	Khoan đập cáp	Xoay ống mẫu lỏng		Đóng ống mẫu	Nén mẫu pitông	Xuyên		Nén ngang PMT	Cắt cánh VST
			đơn	đôi			SPT	CPT		
Bùn, sét mềm yếu	x	xx	0	0	0	xx	-	x	-	xx
Than bùn	x	x	0	0	0	xx	-	x	0	xx
Sét cứng vừa	x	xx	x	x	x	0	x	x	xx	x
Sét rất cứng	xx	x	x	xx	x	0	x	x	xx	0
Bụi (sét pha cát)	xx	x	0	0	-	-	x	xx	x	0
Cát chảy, bão hoà	xx	x	0	0	0	0	x	xx	x	0
Cát chặt	xx	x	0	0	0	0	xx	xx	xx	0
Cát lẫn sạn	xx	-	0	0	0	0	xx	x	xx	0
Cuội, tảng	xx	0	-	-	0	0	xx	0	x	0
Đá phong hoá	xx	0	x	xx	-	0	x	0	xx	0
Đá tươi	xx	0	xx	X	0	0	0	0	x	0
Vật liệu rời, cứng	xx	0	0	0	0	0	x	0	x	0

Ghi chú:

xx Phương pháp hiệu quả, kiến nghị sử dụng.

x Phương pháp sử dụng được.

- Phương pháp kém hiệu quả. Thận trọng khi sử dụng số liệu.

0 Phương pháp không ý nghĩa hoặc không thể áp dụng

Bảng IV.22 - Lựa chọn phương pháp thí nghiệm theo giải pháp nền-móng

Giải pháp nền móng		Thí nghiệm hiện trường				Thí nghiệm trong phòng			
		SPT	CPT	PMT	VST	Sức kháng cắt			Nén lún (OCT)
		N	qc	Ep - Pl	Cu	TCT	UCT	DST	c_c, c_v, σ_c, e_o
Móng nông	- Trên đất dính	-	x	xx	xx	xx	xx	x	Xx
	- Trên đất rời	x	x	xx	0	0	0	x	0
	- Trên đá	0	0	x	0	0	xx	0	0
Móng cọc	- Trong đất dính	x	x	xx	x	x	x	x	X
	- Trong đất rời	x	x	xx	0	0	0	0	0
	- Trong đá	0	0	x	0	0	xx	0	0
Đất đắp (Mái dốc)	- Trên đất dính (yếu)	-	x	0	xx	x	-	-	Xx
	- Trên đất dính (tốt)	x	x	0	0	xx	xx	-	x
	- Trên đất rời	xx	xx	0	0	0	0	0	0
	- Trên đá	0	0	0	0	0	x	0	0
Tường chắn	- Trên đất dính	-	x	0	x	xx	x	x	x
	- Trên đất rời	xx	x	0	0	0	0	x	0

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Ghi chú:

xx Phương pháp hiệu quả, kiến nghị sử dụng.

x Phương pháp sử dụng được.

- Phương pháp kém hiệu quả. Thận trọng khi sử dụng.

0 Phương pháp không ý nghĩa hoặc không thể áp dụng.

SPT = Xuyên tiêu chuẩn; CPT = Xuyên tĩnh; PMT = Nén ngang Menard; VST = Cắt cánh

TCT = Nén ba trục; UCT = Nén nở hông; DST = Cắt trực tiếp; OCT = Nén một trục (cố kết)

II.2.7. Phương án (đề cương) khảo sát địa kỹ thuật

Phương án (hay đề cương) khảo sát là hoạt động đầu tiên cần thiết tiến hành để khảo sát Địa kỹ thuật. Công việc này chỉ có thể thực hiện tốt khi đã am hiểu toàn bộ mục đích, yêu cầu khảo sát làm cơ sở đề ra nhiệm vụ cần tiến hành, lựa chọn thiết bị, kỹ thuật và phương pháp cần thực hiện.

Một phương án khảo sát (thuần tuý phục vụ khảo sát đất nền hay kể cả công tác phân tích địa kỹ thuật) muốn đáp ứng được yêu cầu thực tiễn và đạt hiệu quả kinh tế kỹ thuật cần được chủ biên của một chuyên gia địa kỹ thuật có trình độ và kinh nghiệm.

Nội dung, mức độ và khối lượng của một phương án khảo sát đất nền là tuỳ thuộc các yếu tố sau:

- Nội dung và yêu cầu kỹ thuật theo từng giai đoạn của công tác khảo sát.
- Quy mô và mức độ quan trọng của kết cấu các hạng mục và của dự án.
- Diện phân bố, mức độ phức tạp của điều kiện địa chất khu vực khảo sát.
- Năng lực kỹ thuật và kinh nghiệm của đơn vị khảo sát.

Tiến trình chung của một công tác khảo sát địa kỹ thuật cần thực hiện các bước sau:

1. Tiếp nhận và nghiên cứu yêu cầu kỹ thuật khảo sát mà bên đặt hàng yêu cầu. Nếu có vấn đề cần làm sáng tỏ cùng bàn bạc với bên đặt hàng trước khi bắt tay vào nghiên cứu và lập phương án khảo sát.

2. Thu thập và nghiên cứu các tài liệu liên quan đến hiện trường dự kiến khảo sát. Tuỳ theo đặc trưng dự án mà các thông tin sau có hoặc không thu thập:

- Tài liệu khảo sát đất nền giai đoạn trước (nếu có) hoặc khu vực lân cận.
- Tài liệu về giải pháp nền móng đã sử dụng ở thực địa hoặc khu lân cận.
- Tài liệu địa chất khu vực dự án.
- Tài liệu về khí hậu, thuỷ văn, địa vật lý, địa hình, địa chất thuỷ văn (thường sử dụng cho dự án lớn, quan trọng).

3. Thị sát, nghiên cứu thực địa:

- Tiến hành thị sát - nghiên cứu hiện trường để tìm hiểu khái quát về điều kiện tự nhiên xã hội thực địa (vị trí, địa hình, giao thông, kinh tế) làm cơ sở lựa chọn thiết bị thích hợp khi lập đề cương thi công khảo sát.

- Với dự án lớn, quan trọng, địa chất và địa hình phức tạp cần tiến hành ĐV-ĐCCT làm cơ sở cho công tác lập phương án khảo sát.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

4. Tiến hành lập phương án kỹ thuật và thi công công tác khảo sát và cần được thông duyệt, chấp thuận cả hai bên yêu cầu và bên thi công (A & B).

5. Chỉ đạo thực hiện (thi công) các công tác khảo sát ở hiện trường và thí nghiệm mẫu trong phòng.

6. Tổng hợp tài liệu và thành lập báo cáo kết quả.

Với các dự án quy mô lớn, kết cấu quan trọng, địa chất, địa hình phức tạp cần lập một nhóm, dưới sự chỉ huy của chủ biên, thực hiện trọn vẹn các khâu từ phương án đến chỉ đạo thi công hiện trường và thí nghiệm trong phòng và tổng hợp báo cáo kết quả.

Thông thường, tổ chức thực hiện khảo sát cho một dự án lớn cần bố trí như sau:

- Chủ nhiệm khảo sát chung của dự án, đồng thời là chủ nhiệm kỹ thuật, chịu trách nhiệm lập phương án và tổng hợp báo cáo kết quả.

- Chủ nhiệm thi công hiện trường, điều hành mọi công tác thi công và thí nghiệm ở hiện trường theo phương án. Điều hành và điều hoà mọi mối quan hệ ở hiện trường.

- Các kỹ sư và kỹ thuật viên trợ lý cho chủ nhiệm kỹ thuật và thi công thực thi và thu thập các tài liệu về công tác khoan, lấy mẫu, thí nghiệm hiện trường và trong phòng, giúp thành lập báo cáo kết quả.

Tuy nhiên, với các dự án nhỏ và vừa chỉ cần một chủ biên và một hoặc vài trợ lý là đủ.

1. Vấn đề yêu cầu kỹ thuật khảo sát

Yêu cầu kỹ thuật khảo sát là vấn đề rất quan trọng và đôi khi nó quyết định chất lượng của một phương án khảo sát đề ra. Về nguyên tắc, yêu cầu kỹ thuật khảo sát do bên đặt hàng cung cấp và thường do cơ quan tư vấn thiết kế soạn thảo. Trên cơ sở đó bên khảo sát dựa vào tiêu chuẩn, quy trình, quy phạm để soạn thảo phương án khảo sát. Từ sau khi cải cách mở của, công tác khảo sát ở Việt Nam thường được tiến hành theo hai dạng sau: Khảo sát theo yêu cầu kỹ thuật của tư vấn nước ngoài lập và khảo sát theo yêu cầu kỹ thuật của tư vấn trong nước lập.

a) Yêu cầu kỹ thuật khảo sát do tư vấn nước ngoài lập

Thông thường, các yêu cầu kỹ thuật do tư vấn nước ngoài lập phục vụ các dự án đầu tư nước ngoài, hoặc là các dự án trong nước có thuê tư vấn thiết kế nước ngoài thành lập. Các yêu cầu kỹ thuật khảo sát này thường rõ ràng, bài bản, chỉ dẫn chi tiết đến lựa chọn kỹ thuật, phương pháp và tiêu chuẩn áp dụng.

Các yêu cầu kỹ thuật khảo sát là do chuyên gia Địa kỹ thuật của dự án lập, nên tính chuyên nghiệp cao. Nội dung cơ bản thường bao gồm:

1 - Khái quát đặc trưng dự án. (General hay Introduction).

2 - Xác định mục đích và phạm vi công tác khảo sát (Scope of Works)

3 - Xác định nội dung, yêu cầu và khối lượng các loại hình khảo sát như (như khoan, lấy mẫu, thí nghiệm hiện trường, thí nghiệm trong phòng và nước dưới đất (Soil Investigation Quantity).

4 - Chỉ dẫn kỹ thuật cho từng công tác khảo sát được xác định và thường phải tuân theo các tiêu chuẩn của các nước phát triển Âu-Mỹ (Specifications).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

b) Yêu cầu kỹ thuật khảo sát do tư vấn trong nước lập:

Nhìn chung, các yêu cầu kỹ thuật trong công tác khảo sát do Tư vấn Việt Nam đề ra khá đơn giản. Thường bên đặt hàng chỉ nêu yêu cầu về giai đoạn khảo sát, còn lại từ việc lựa chọn phương pháp, kỹ thuật, tiêu chuẩn và xác định khối lượng là do bên khảo sát tiến hành qua phương án hay đề cương khảo sát. Hạn chế cơ bản là tổ chức khảo sát thường thiếu thông tin về kết cấu, quy mô và tầm quan trọng của dự án cũng như các dạng kết cấu nên khó khăn trong đề xuất hợp lý về mật độ, chiều sâu, hạng mục và kỹ thuật khảo sát cho phù hợp với yêu cầu phân tích nền móng sau này.

Khi cơ quan thiết kế trực tiếp lập yêu cầu kỹ thuật khảo sát, mà thường do chuyên gia kết cấu đảm nhiệm. Do chuyên gia kết cấu không thông thạo về địa chất và thiết bị khảo sát, về tiêu chuẩn kỹ thuật, nên khi đưa ra yêu cầu thường không sát thực tế, tính chuyên nghiệp hạn chế.

2. Nội dung cơ bản của một phương án khảo sát Địa kỹ thuật

Trên cơ sở yêu cầu kỹ thuật, cơ quan khảo sát thiết lập phương án (hay đề cương) công tác khảo sát. Phương án nhằm xác định được mục tiêu, đề ra nhiệm vụ, xác lập loại hình thiết bị, kỹ thuật và phương pháp cần tiến hành; đưa ra các chỉ dẫn kỹ thuật cần thực hiện để đạt được mục tiêu. Ngoài ra phương án cần đề xuất giải pháp tổ chức thực hiện và xác định khối lượng, tiến độ, giá thành dự kiến của công tác khảo sát.

Mức độ đơn giản hay chi tiết của một phương án khảo sát là tuỳ thuộc vào quy mô, mức độ quan trọng của dự án và mức độ phức tạp đất nền. Dù sao thì các nội dung cơ bản sau cần đề cập trong một phương án:

1 - Nêu các cơ sở để thành lập phương án trên cơ sở yêu cầu kỹ thuật của bên đặt hàng.

2 - Khái quát về điều kiện địa chất, các điều kiện tự nhiên - xã hội khác của khu vực khảo sát. Nội dung này được thực hiện trong quá trình thu thập số liệu và thị sát, nghiên cứu thực địa.

3 - Xác định mục tiêu, nhiệm vụ, kỹ thuật thiết bị, khối lượng cụ thể từng loại hình khảo sát:

- Công tác đo đạc, định vị, xác định cao toạ độ các điểm thăm dò.

- Công tác khoan, lấy mẫu, lấy lõi đất đá.

- Công tác thí nghiệm hiện trường (SPT, CPT, VST, FPT, PMT v.v...)

- Công tác thí nghiệm trong phòng (phân loại, vật lý, cơ học)

- Nghiên cứu nước dưới đất và tính chất xâm thực.

Việc xác định khối lượng và kỹ thuật khảo sát cho từng loại hình được thực hiện trên cơ sở sau:

- Đặc trưng kết cấu làm cơ sở lập tiêu chí xác định mật độ và độ sâu khảo sát.

- Kết quả phân tích điều kiện đất nền theo tài liệu thu thập được (như Mục 1).

- Giai đoạn thăm dò và đặc trưng thiết bị, kỹ thuật, phương pháp, quy trình, tiêu chuẩn cần áp dụng để đạt được mục tiêu và nhiệm vụ đã đề ra.

- Giải pháp nền móng và biện pháp xử lý, gia cố dự kiến áp dụng.

.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

4 - Chỉ dẫn kỹ thuật tiến hành cho từng loại hình công tác:

- Chỉ dẫn khái quát về quy trình, phương pháp, tiêu chuẩn áp dụng cho từng loại công tác: trắc địa, khoan, lấy, bảo quản và vận chuyển mẫu, thí nghiệm hiện trường, thí nghiệm trong phòng, quan trắc, lấy mẫu nước dưới đất, công tác địa vật lý (nếu có) v.v... Các kiến thức trong chương IV là cơ sở để đề ra chỉ dẫn kỹ thuật.

- Dự kiến nội dung báo cáo là tuỳ theo yêu cầu bên đặt hàng, về quy mô, mức độ quan trọng, như đề cập ở mục II.2.5.

5 - Tổ chức thi công:

- Xác định số lượng, chủng loại thiết bị khoan và thí nghiệm tại hiện trường.

- Tổ chức nhân sự về kỹ thuật và công nhân kỹ thuật. Xác định các mối quan hệ trong giao dịch, điều hành và liên hệ.

- Xác định tiến độ hoàn thành thi công cho từng loại hình công tác.

6 - Tổng hợp khối lượng công tác khảo sát, và qua đó, dự báo giá thành tổng quát theo phương án đã đề ra.

III. CÁC PHƯƠNG PHÁP THĂM DÒ - LẤY MẪU

III.1. PHƯƠNG PHÁP KHOAN, ĐÀO

III.1.1. Phương pháp đào

Hố đào là một phương pháp thăm dò rẻ tiền nhất trong công tác khảo sát đất nền, có thể cung cấp khá sáng tỏ bức tranh về điều kiện đất nền, nằm trong phạm vi chiều sâu móng nông khoảng 5m. Hố đào có thể được thực hiện thủ công hoặc cơ giới, tuy không cần đến một thiết bị đặc biệt, nhưng phải thận trọng vấn đề ổn định vách hố đào và cần tiến hành chống vách trước khi bị sập xệ.

Với đất loại bụi hoặc cát nằm dưới mực nước ngầm hoặc trong đất sét yếu thường không thể tiến hành hố đào vì rất dễ sập xệ thành hố khoan. Có thể tiến hành lấy các loại mẫu nguyên dạng mẫu khối, mẫu xem ở đáy và thành hố đào cũng như mô tả, chụp ảnh hiện trạng hố đào. Hố đào cũng có thể tiến hành một số loại thí nghiệm hiện trường như thấm nước, bàn nén tĩnh trong hố đào v.v...

III.1.2. Phương pháp khoan đập cáp

Khoan đập cáp (dộng cáp) có thể sử dụng hầu hết các loại đất rời và dính, nằm trên hoặc dưới mực nước ngầm. Phương pháp khoan đập cáp (auger boring) có đặc trưng sau:

- Đường kính hố khoan thông dụng nằm trong khoảng 110 - 200mm.

- Ống chống thường phải sử dụng cho toàn bộ chiều sâu khoan, khi khoan trong đất rời, hoặc đất rời nằm phía dưới. Khi khoan trong đất dính, loại từ dẻo mềm trở lên, có thể không phải dùng ống chống.

- Khoan đập cáp trong khảo sát đất nền có công dụng:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

+ Mùn cắt của sét, cát trong ống động được dùng để mô tả địa tầng.

+ Lấy mẫu nguyên dạng trong đất loại sét bằng ống mẫu đóng, đường kính khoảng 100mm.

+ Có thể tiến hành thí nghiệm SPT hoặc cắt cánh (VST).

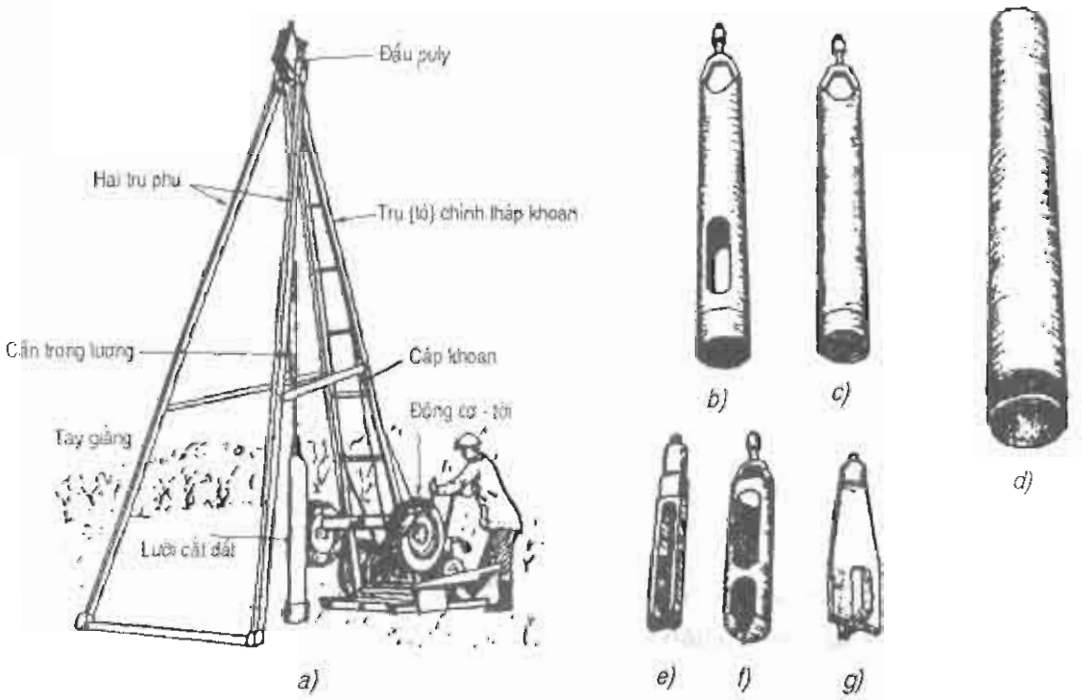
+ Điều kiện thông thường có thể khoan đến độ sâu 30m, điều kiện thuận lợi có thể khoan sâu tới 50m.

- Ưu điểm và hạn chế:

+ *Ưu điểm:* Phát hiện địa tầng khá chính xác, mùn cắt sét giữ được cấu trúc khá tốt để mô tả, rất hiệu dụng thăm dò ĐCCT trong trầm tích.

+ *Hạn chế:* Không khoan được trong đá (phong hoá đến tươi), đất rời có hòn to, hoặc cuội sỏi rất chặt.

Thiết bị khoan thể hiện trên hình IV.1 và cấu tạo các bộ phận chính sau:



Hình IV.1: *Thiết bị khoan đập cáp*

a) Bộ thiết bị khoan; b) Ống cắt đất; c) Ống động cát; d) Ống chống (chèn); e) Ch oòng phá đá; f) Lưỡi vét đất; g) Lưỡi chữ thập

a) Tháp khoan:

Tháp khoan thường có ba chân, được thiết kế vững chắc, trên pu-li cáp. Cáp được nối từ ru-lô cuộn cáp, qua pu-li đến ống cắt sét hoặc ống động cát. Để tăng hiệu suất khoan người ta có thể nối cần tăng trọng phía trên ống cắt. Hoạt động kéo - thả ống cắt, để cắt đất tạo lỗ khoan, được thực hiện qua một mô-tơ quay ru-lô, kéo cáp lên và thả xuống nhờ tay điều khiển gắn liền phanh hãm.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

b) Ống cắt: Dùng cho đất loại sét.

c) Ống động: Dùng cho đất loại cát, thường có nắp-bê chắn cát ở gần lưỡi cắt.

d) *Ống chống:* Dùng để giữ thành hố khoan.

e) *Mũi phá:* Dùng để phá vật liệu cứng cản trở trong quá trình khoan.

f) *Lưỡi vét sét:* Có thể dùng để khoan vét đất loại sét, đặc biệt dùng để vét sạch mùn dưới đáy hố khoan, trước khi lấy mẫu nguyên dạng.

g) Mũi phá chữ thập: Có thể dùng để xới, phá các vỉa đất cứng.

III.1.3. Phương pháp khoan xoay

Khoan xoay được sử dụng rất hữu hiệu trong các loại đất, đá, đặc biệt trong đất rời và đá, mà ở đó phương pháp khoan đập cáp không thể thực hiện được. Phương pháp khoan xoay (rotary drilling) thường có đặc trưng sau:

- Khoan nhanh trong các loại đất, đá và đạt được độ sâu rất lớn.

- Có thể tiến hành lấy mẫu nguyên dạng theo phương pháp đóng (thiết bị khoan thuỷ lực có thể sử dụng phương pháp nén pitông).

- Có thể lấy lõi đá để thí nghiệm. Với đất loại sét từ dẻo cứng trở lên có thể lấy lõi đất sét và có thể sử dụng như mẫu nguyên dạng.

- Khoan xoay thường dùng phương pháp thổi rửa, sử dụng dung dịch bùn khoan bằng bentonít để vừa đẩy mùn khoan, vừa giữ thành hố khoan trong đất rời.

- Thuận tiện cho công tác thí nghiệm trong hố khoan như: SPT, thấm hiện trường và có thể cắt cánh.

Thiết bị khoan xoay thường bằng cơ khí, có thể tự hành hoặc tách rời. Cơ cấu cơ bản của thiết bị khoan xoay bao gồm các bộ phận cơ bản sau (xem hình IV.2):

- *Tháp khoan*:

Có thể có dạng ba chân tách rời như thiết bị khoan đập cáp nêu trên, có thể được chế tạo gắn liền với xe tự hành. Tháp khoan dùng làm định hướng để kéo, ấn cần và mũi khoan lên xuống.

- *Cơ cấu tạo quay:* Là cơ cấu tạo quay cơ khí hoặc thuỷ lực, bộ phận cơ bản của máy khoan. Cơ cấu này làm cho quay hệ cần-mũi khoan thông qua cần chủ lực, với các vận tốc xoay khác nhau, các máy thông thường có tốc độ vòng quay trong khoảng 50 - 1500 vòng phút:

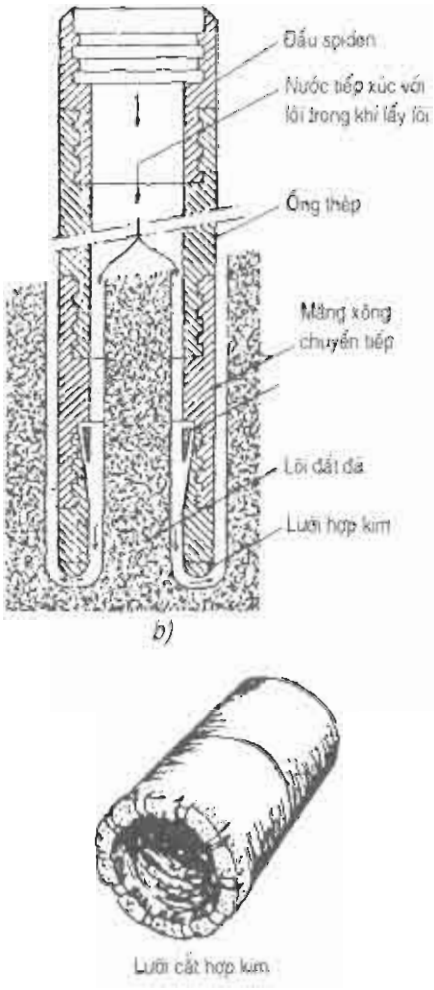
- *Cơ cấu nâng hạ:*

+ Thường dùng hệ kích thuỷ lực (có thể cơ học) để nâng và ấn xuống với áp lực và vận tốc có thể khống chế được, vào hệ thống cần và mũi khoan, thông qua cần chủ lực.

+ Ngoài ra còn dùng tời và phanh tời tham gia chức năng kéo cáp để nâng hạ cần, mũi khoan. Lực tời cần đạt đến 2 - 6 tấn.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình IV-2: *Thiết bị khoan xoay: ống khoan và lưỡi khoan*
a) Thiết bị khoan xoay cơ giới XI-100; b) ống khoan lấy lõi lồng đơn

- *Động cơ:* Động cơ máy nổ (thường là diesel) thường dùng có công suất từ 12 đến 50CV tuỳ theo máy khoan loại nặng, nhẹ khác nhau. Động cơ các ngẫu lực và làm quay máy khoan, bơm thuỷ lực cho kích và bơm dung dịch bùn khoan.

- *Bơm dung dịch:* Là loại bơm bùn, có nhiệm vụ hút dung dịch khoan từ bể bùn khoan đẩy vào cần để xuống mũi và đáy hố khoan qua đầu xa-nhíc. Tuỳ theo độ sâu khoan, đường kính hố khoan và vật liệu đất đá mà bơm dung dịch cần có áp lực và lưu lượng tương ứng. Tuy nhiên, áp lực bơm và lưu lượng càng lớn càng tốt. Các thông số thường dùng cho máy bơm dung dịch:

+ Công suất động cơ: 9 - 15CV.

+ Áp lực đẩy: 25 - 35 kg/cm^2.

+ Lưu lượng: 50 - 100 lít/phút.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- *Hệ thống cần khoan:* Là ống thép đặc biệt được nối các đầu gia-mốc, thường có đường kính từ 36mm đến 53mm và rỗng giữa.

- *Ống khoan:* Là ống thép giữ mẫu lõi đất, đá, nối giữa cần khoan và lưỡi khoan. Ống khoan thường có hai loại, tuỳ theo chức năng để tăng hiệu quả và chất lượng lõi mẫu khoan:

+ Ống khoan đơn,

+ Ống khoan lồng đôi.

- *Mũi khoan:* Là bộ phận đầu cuối có chức năng khoan vào đất, cắt hoặc nghiền phá vật liệu đất đá. Tuỳ theo chức năng, vật liệu đất đá mà có thể sử dụng các loại mũi khoan sau:

+ Lưỡi cắt hợp kim dùng để khoan và cắt lấy lõi trong đất, đá bình thường.

+ Lưỡi cắt kim cương dùng để khoan và cắt lấy lõi đá quá cứng.

+ Choòng ba nón xoay dùng để khoan nghiền phá đáy, sử dụng cho cuội sỏi, đá phong hoá.

+ Mũi khoan đuôi cá để khoan xới phá đáy hố trong đất rời.

III.2. PHƯƠNG PHÁP LẤY MẪU VÀ LÕI ĐẤT, ĐÁ

III.2.1. Các loại mẫu đất đá

Mẫu đất, đá dùng để nhận biết, mô tả địa tầng và thí nghiệm các chỉ tiêu tính chất cơ lý trong phòng thí nghiệm phục vụ tính toán thiết kế. Mẫu đất, đá được chia thành các loại sau:

a) Mẫu xem: là các mẫu đất đá (xáo động hoặc nguyên dạng) được lấy ở hiện trường qua các phương pháp thăm dò dùng để mô tả địa tầng và có thể dùng để thí nghiệm phân loại.

Mẫu xem cần được bọc trong túi ni-lông, sắp xếp thứ tự theo chiều sâu trong hộp mẫu, cần ghi chép đầy đủ các thông tin về công trình, vị trí, chiều sâu, loại đất,ngày lấy v.v... Tuỳ theo tính chất của công trình mà mẫu xem có thể chỉ được sử dụng tại chỗ hoặc cần phải lưu đủ thời gian đến khi công trình đã đưa vào vận hành an toàn.

b) Mẫu đất nguyên dạng: là loại mẫu được lấy trong hố khoan đào, bằng phương pháp và dụng cụ thích hợp, để có thể giữ tối đa tình trạng nguyên dạng của kết cấu đất. Mẫu nguyên dạng dùng để thí nghiệm trong phòng các tính chất cơ lý cần thiết phục vụ phân tích địa kỹ thuật. Một số loại thí nghiệm địa kỹ thuật chỉ cần mẫu xáo động trong hố đào, ví dụ với vật liệu đắp; thành phần hạt, đầm chặt, CBR v.v...

Để bảo quản tính nguyên dạng, mẫu cần được lấy trong các hộp kim loại hoặc plasitc đủ cứng và có nắp kín hai đầu. Ngoài ra, khi lấy lên mẫu cần được bọc ngay bằng túi ni-lông hoặc gắn bằng paraphine nắp mẫu sao cho không để mất nước. Mỗi mẫu nguyên dạng cần có thể mẫu ghi đầy đủ thông tin về công trình, hố hoan, độ sâu, loại đất,ngày và người lấy mẫu v.v... Để có thể thí nghiệm đủ các chỉ tiêu cơ-lý thì đường kính mẫu đất nguyên dạng không nên nhỏ hơn 99mm và chiều dài ít nhất 200mm đến 1000mm.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Các mẫu nguyên dạng cần được lưu giữ trong hộp gỗ chắc chắn và không để nơi nắng; cần đệm lót cho êm không để rung sóc khi vận chuyển. Mẫu nguyên dạng dùng cho thí nghiệm thì cần vận chuyển và tiến hành thí nghiệm càng sớm càng tốt. Trường hợp công trường xa không được để quá 30 ngày, tính từ khi lấy đến ngày mở mẫu.

c) Mẫu lõi đá: là loại mẫu được lấy trong quá trình khoan, bằng phương pháp và dụng cụ lấy mẫu thích hợp. Mẫu lõi khoan vừa để nhận biết và mô tả đá, vừa có thể dùng để thí nghiệm tính chất cơ lý đá trong phòng thí nghiệm.

Mẫu lõi khoan thường được lưu giữ trong các hộp gỗ chắc chắn, dài khoảng 1,0m, có vách ngăn thành nhiều khoang. Mẫu lõi lấy lên được xếp theo thứ tự, theo chiều sâu và chiều trên dưới, lần lượt vào các ngăn trong hộp mẫu. Mỗi ngăn cần đánh dấu chiều sâu của lõi (lên gỗ và vào lõi) và hộp mẫu cũng như các thỏi đá cần có thể với đủ thông tin về công trình, hố khoan, độ sâu, loại đá v.v...

III.2.2. Phương pháp lấy mẫu xem (mẫu xáo động)

Mẫu xem có thể được lấy theo các nguồn sau:

- Theo mùn khoan trong khoan xoay.
- Theo mảnh đất trong lưỡi cắt của khoan đập cáp.
- Theo lõi khoan trong khoan xoay lấy lõi.
- Mẫu trong ống chẻ của thí nghiệm SPT.
- Mảnh đất trong hố đào, mẫu đất lấy ở vết lộ trong quá trình đo vẽ ĐCCT hoặc đi thị sát.

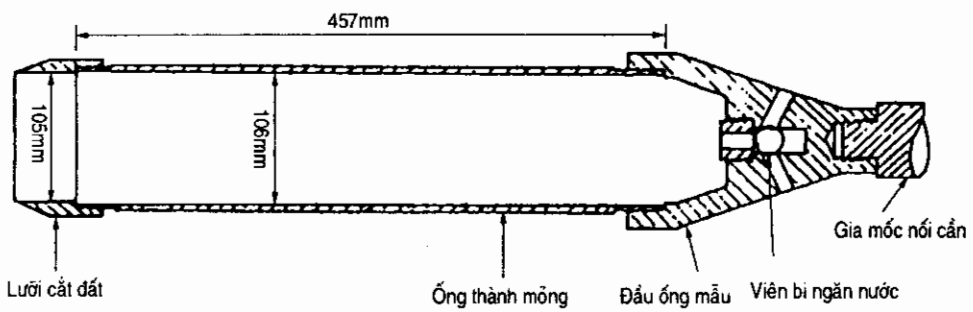
III.2.3. Phương pháp lấy mẫu bằng ống mẫu đóng

Lấy mẫu đất nguyên dạng bằng phương pháp đóng là dùng tạ để đóng một ống mẫu (mở đáy) cắm sâu vào đất, dưới đáy hố khoan hoặc hố đào. Phương pháp đóng tạ có thể dùng cơ giới hoặc thủ công. Lấy mẫu nguyên dạng bằng phương pháp đóng chỉ được áp dụng hiệu quả cho đất dính, có trạng thái từ dẻo mềm trở lên đến cứng.

Cấu tạo ống mẫu và quy trình lấy mẫu nguyên dạng bằng phương pháp đóng như sau:

a) Ống mẫu đóng

Loại ống mẫu đóng thông dụng nhất thường có đường kính danh định khoảng 100mm (hình IV.3).



Hình IV.3. *Ống lấy mẫu mở đáy, sử dụng lấy mẫu theo phương pháp đóng*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Một ống lấy mẫu được cấu tạo cơ bản như sau:

- *Lưỡi cắt mẫu*: Bằng thép đặc biệt, sắc và xoáy chặt vào thân ống mẫu.

- *Thân ống mẫu*: Bằng thép cứng đặc biệt, có đường kính trong khoảng 106mm để có thể để hộp đựng mẫu đường kính 100mm. Thân ống mẫu thường được chẻ đôi và có chiều dài khoảng 457mm. Hộp tôn hoặc ống nhựa đựng mẫu được xếp trong ống này. Hai đầu thân ống được nối với lưỡi cắt và đầu ống mẫu.

- *Đầu ống mẫu*: Được cấu tạo có ống rãnh thoát và một viên bi có tác dụng như van một chiều để mở cho cho nước, mùn thoát ngược lên khi đóng mẫu và đóng bi lại để tạo chân không làm cho không tụt mẫu khi kéo ống mẫu lên mặt đất.

Tuỳ theo trạng thái đất mà sử dụng hai loại ống mẫu đóng:

- *Ống mẫu thành mỏng*: Thường sử dụng cho lấy mẫu nguyên dạng của đất dính có trạng thái dẻo mềm đến dẻo chảy, đôi khi dẻo cứng.

- *Ống mẫu cứng*: Thường sử dụng cho lấy mẫu nguyên dạng của đất dính có trạng thái từ dẻo cứng trở lên.

b) Hệ thống cần định hướng - đế nện - tạ đóng

Ống mẫu được nối lên mặt đất bằng cần đóng (thường là cần khoan) đến một bộ phận đóng gọi là hệ thống cần định hướng - đế nện - tạ . Bộ phận này được nối liền với cần đóng và được cáp của tời máy khoan kéo lên thả rơi tự do để đóng xuống đế nện truyền xuống ống mẫu.

c) Quy trình đóng mẫu

- Khoan đến vị trí dự kiến lấy mẫu với đường kính khoan 110mm.

- Vét sạch đáy hố khoan bằng lưỡi vét và hạ ống mẫu (đã lắp đặt hộp tôn hoặc nhựa) xuống đến đáy hố khoan, thông qua việc nối các cần đóng.

- Lắp đặt hệ cần định hướng - đế nện - tạ và móc vào cáp tời.

- Tiến hành đóng mẫu bằng dùng cáp tời kéo và thả tạ rơi và ghi chép số búa đóng và quan sát đến chiều sâu quy định. Ghi chép này là cần thiết vì nó phản ánh phần nào trạng thái đất.

Chiều sâu đóng phải đủ để đất vào đầy ống (lưu ý không được đóng sâu quá sẽ gây nén mẫu).

- Sau khi đóng đủ chiều sâu, ống mẫu được để 5 - 10 phút để đất trong mẫu kịp nở ra. Sau đó xoay ống mẫu để cắt lõi đất ở đáy ống mẫu rồi rút ống mẫu lên.

- Các hộp mẫu được lấy ra khỏi ống mẫu, đậy nắp, bịt kín bằng ni-lông hoặc paraphine, gắn nhãn mẫu rồi xếp vào hộp gỗ để chuyển về phòng thí nghiệm.

III.2.4. Phương pháp lấy mẫu bằng ống mẫu pittông

Với các loại đất yếu như bùn, than bùn, sét dẻo chảy đến chảy thì phương pháp hữu hiệu nhất để có thể lấy được mẫu nguyên dạng là nén ống mẫu pittông.

Về nguyên lý ống mẫu píttông là một ống mẫu thành mỏng, trong có gắn một pít-tông có đầu hình côn với hai chức năng không cho đất vào trong ống khi ấn xuống và giữ cho đất không rơi khi rút mẫu lên.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

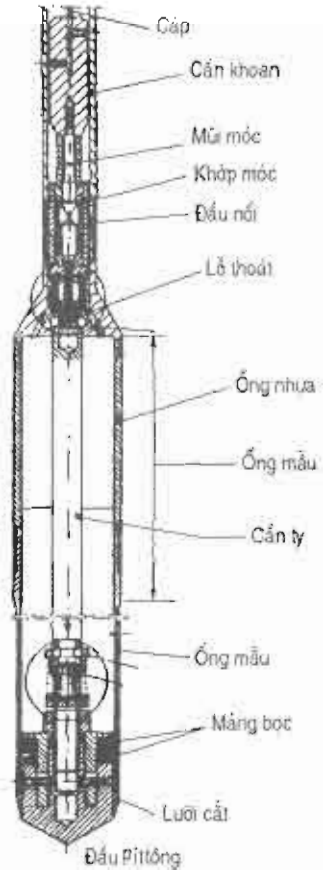
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

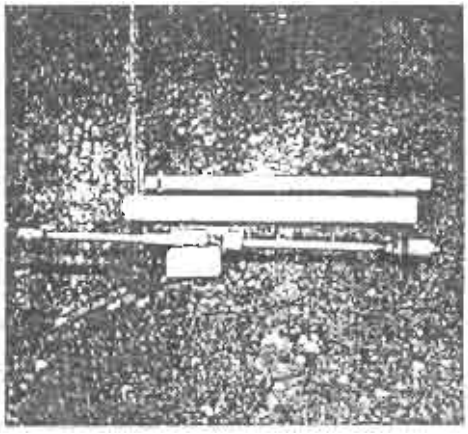
1. Ống mẫu pít-tông

Cấu tạo một ống mẫu pittông thể hiện trong hình IV.4 (a) và (b). Các đặc trưng cơ bản của ống lấy mẫu pittông tổng hợp trong bảng IV.23.

Bảng IV.23 - Đặc trưng cơ bản của ống lấy mẫu pittông

Đặc trưng	Loại ống mẫu			
	100	80	63	50
Đường kính ngoài (mm)	110	90	73	
Đường kính trong (mm)	97	77	61	48
Hành trình thôi mẫu (m)	1	1	1	0,5
Vận tốc nén mẫu	2 cm / s			
Chiều sâu có thể lấy mẫu	20 - 30m			



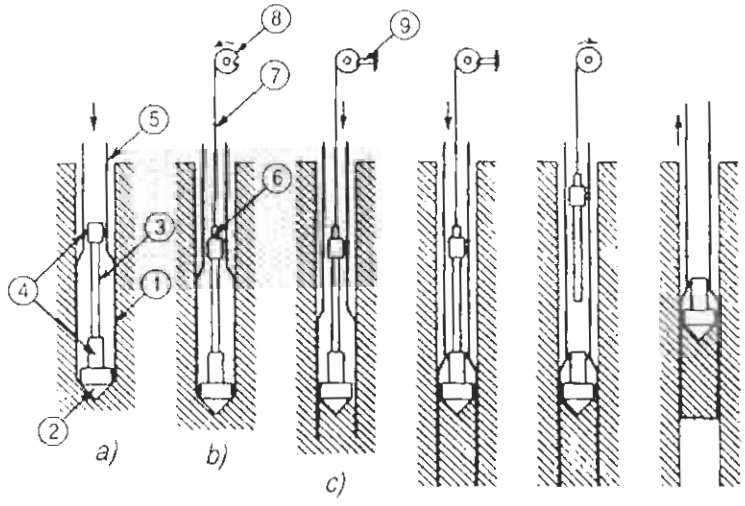


Hình IV.4. Ống mẫu pittông

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

2. Nguyên lý hoạt động lấy mẫu pittông (hình IV.5).



Hình IV.5. *Nguyên lý hoạt động lấy mẫu pittông*

1) Ống mẫu thành mỏng; 2) pittông có joang kín; 3) Cần pittông; 4) Khớp bi; 5) Cần ấn mẫu; 6) Đầu móc; 7) Dây cáp; 8) Tam-bua điều khiển cáp; 9) Chốt tam-bua.

Hành trình hoạt động:

- Ấn ống mẫu và pittông xuống vị trí dự kiến lấy mẫu (sau khi lắp ống nhựa).

- Dừng ấn ống mẫu và thả đầu móc cho ngàm vào khớp bi

- Tiếp tục ấn ống mẫu từ từ xuống, đồng thời chốt chặt cáp để giữ pít-tông đứng im. Khi đó, ống mẫu thành mỏng cắt đất chui vào ống bảo vệ ngoài.

- Ấn ống mẫu đến hết chiều dài lấy mẫu.

- Kéo cần pittông lên (khớp bi dưới sẽ tự nhả khi giật lên) khỏi mặt đất.

- Rút ống mẫu lên và lấy mẫu ra.

III.2.5. Phương pháp lấy mẫu lõi đất, đá

Với đá (hoặc đất dính chặt cứng) có thể dùng ống lấy lõi và sử dụng phương pháp khoan xoay để lấy các lõi đất hoặc đá. Các mẫu lõi đất, đá này giữ được tối đá trạng thái nguyên dạng cấu trúc của vật liệu và có thể sử dụng để thí nghiệm tính chất cơ-lý trong phòng thí nghiệm.

Mẫu lõi là các thỏi đất, đá được cắt (thông qua khoan xoay) bởi các lưỡi cắt (hợp kim hoặc kim cương) gắn liền với ống mẫu lõi loại đơn hoặc lồng đôi. Đường kính lỗ khoan lấy lõi và các lõi đá lấy được tuỳ thuộc đặc trưng đất đá, khả năng thiết bị, chiều sâu khoan và mục đích sử dụng. Các đường kính danh định lõi đất, đá, thường sử dụng khoan xoay cho mục đích khảo sát, thể hiện trong bảng IV.24.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng IV.24 - Đường kính lõi thông dụng (theo BS 4019 / 1:1974)

Kích cỡ thiết kế (BS 4019/1:1974)	Đường kính hố khoan (mm)	Đường kính lõi (mm)
E	37	21
A	48	30
B	60	42
N	75	54
H	99	76

Cấu tạo đặc trưng của một ống lấy lõi gồm 3 bộ phận chính:

- *Lưỡi cắt*: Dùng để xoay cắt lõi đất đá, được tạo bằng hai chất liệu hợp kim và kim cương được sử dụng tuỳ theo độ cứng của đất đá. Gắn liền giữa lưỡi cắt và ống mẫu thường lắp một bộ phận măngxông, ở đó có gắn các lẫy hoặc hom giỏ để giữ lõi không bị tụt khi rút lên. Tuỳ theo độ cứng đất, đá mà điều chỉnh vận tốc quay cũng như sử dụng loại lưỡi cắt hợp kim hoặc kim cương thích hợp:

+ Với đất và đá mềm yếu thường sử dụng lưỡi cắt hợp kim CT.

+ Với đá cứng vừa đến cứng thường sử dụng lưỡi cắt hợp kim CA.

+ Với đá rất cứng cần sử dụng lưỡi cắt kim cương.

- *Ống mẫu*: Dùng để chứa lõi sau khi cắt và định hướng dung dịch chảy từ trong cần khoan qua lõi đẩy mùn khoan lên mặt đất. Ống mẫu có thể là ống đơn hoặc ống lồng đôi tuỳ theo đặc trưng chất lượng đá (mức độ phong hoá) và yêu cầu lấy mẫu.

+ *Ống mẫu đơn* (hình IV.6) thường được sử dụng cho đá liền khối, chất lượng tốt. Đá bị lưỡi cắt, cắt thành lõi, chui vào ống. Dung dịch khoan chui từ cần khoan qua đầu vào khe lõi đá và thành ống mẫu xuống lưỡi cắt để đẩy ngược mùn khoan lên mặt đất.

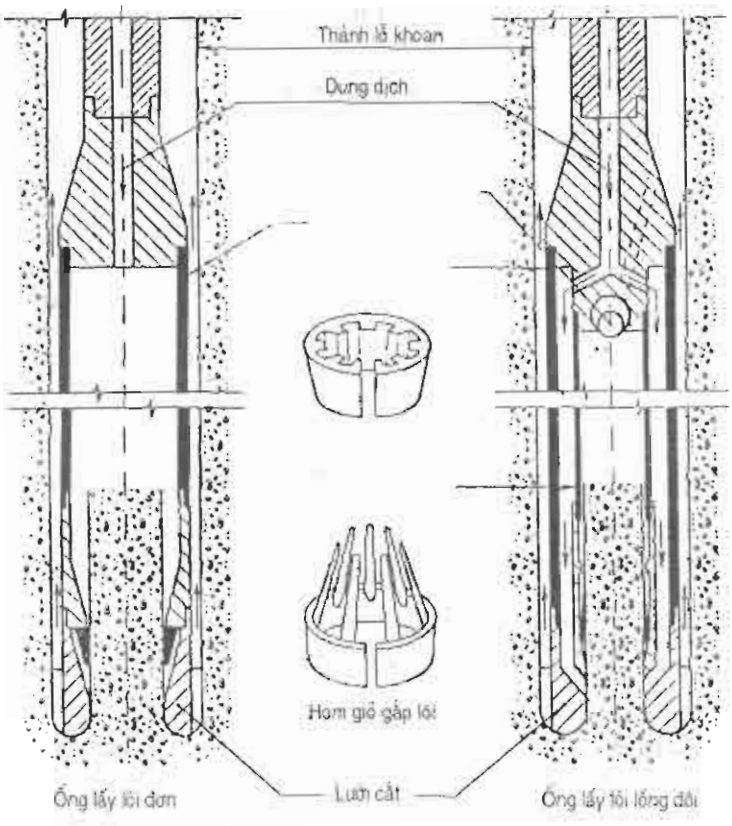
+ *Ống mẫu lồng đôi* thường được sử dụng cho đá phong hoá, đất tàn tích, dễ bị gẫy vỡ và khó lấy lõi. Khi khoan lấy lõi thì ống ngoài và lưỡi cắt xoay để cắt đất đá. Lõi đá sau khi cắt chui vào và được giữ đứng yên ở ống thứ hai nằm trong. Dung dịch khoan chỉ chảy trong khe giữa hai ống mà không sối qua lõi đất đá để làm hỏng lõi. Mục đích này là giữ cho lõi đất, đá không vị xoay, lắc và bị dung dịch sối vào làm hỏng.

- *Đầu ống mẫu*: Để nối giữa ống mẫu và cần khoan, có các lỗ để phân bố dung dịch chảy từ cần khoan vào ống mẫu.

Cấu tạo và chu trình vận hành của một ống lấy lõi đơn và lồng đôi thể hiện trong hình IV.6.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình IV.6. *Ống lấy lõi đơn, lồng đôi.*

III.3. PHƯƠNG PHÁP THĂM DÒ ĐỊA VẬT LÝ

Thăm dò bằng địa vật lý là các phương pháp xác định tính chất vật lý các khối đất đá tại hiện trường và khoanh vùng sự tương phản của tính chất vật lý đó. Kết quả có thể cung cấp một cái nhìn tổng thể về cấu trúc địa chất và một số tính chất tổng quát đất đá, trên một diện rộng với thời gian thi công và giá thành rất thấp, mà các phương pháp khảo sát địa kỹ thuật khác không thể đáp ứng, ngoại trừ khoan đào trực tiếp.

Tiến trình tổng quát chức năng vận hành và phương thức thăm dò địa vật lý, trong khảo sát địa kỹ thuật, được thể hiện theo sơ đồ hình IV.7.

Những vấn đề thường gặp phải khi tiến hành thăm dò địa vật lý trong khảo sát địa kỹ thuật bao gồm:

1. Về phía chuyên gia Địa kỹ thuật:

- Yêu cầu về mức độ của địa vật lý thường không thích hợp hoặc không đáp ứng.
- Vị trí cho thăm dò địa vật lý không đúng như cho khảo sát địa kỹ thuật.
- Tỷ lệ và diễn giải của kết quả địa vật lý thường khó hiểu.
- Kết quả địa vật lý rút ra kết luận không rõ ràng với số liệu địa kỹ thuật khác.

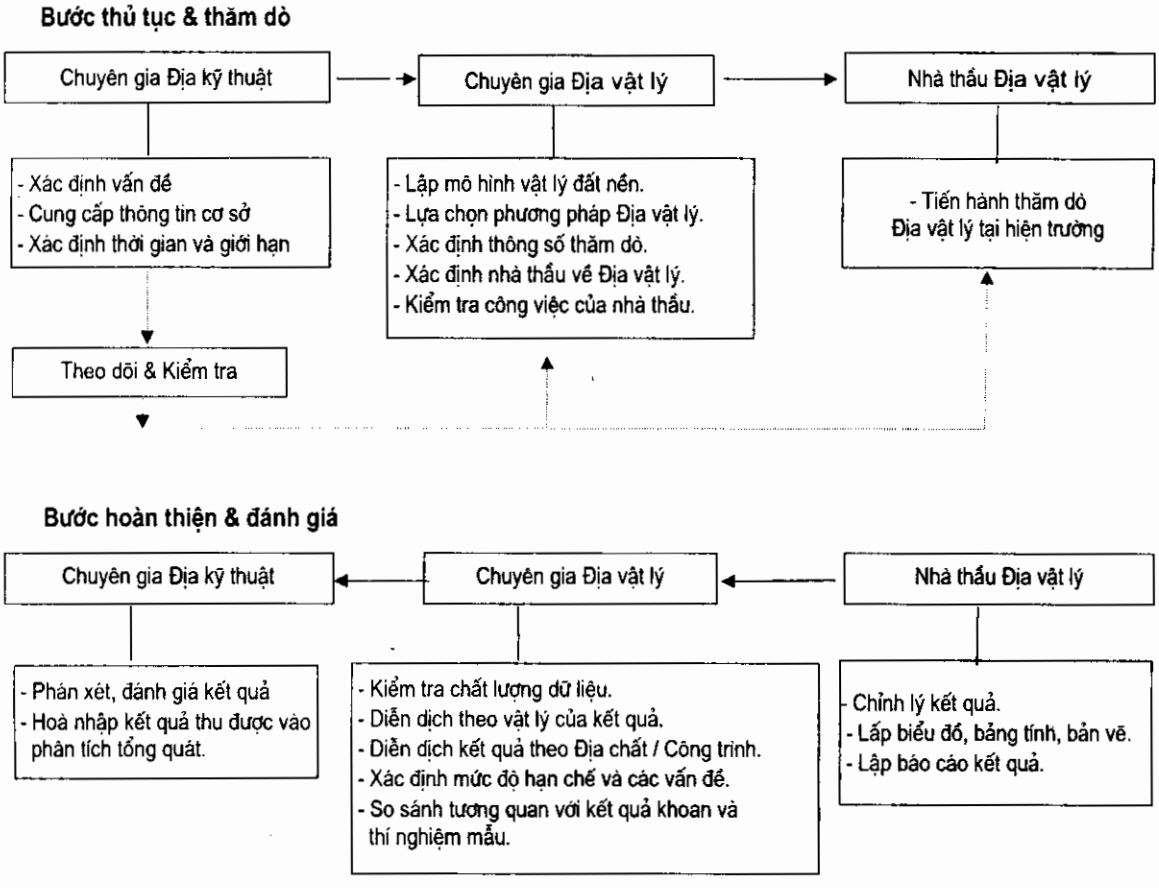
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

2. Về phía chuyên gia Địa vật lý:

- Điều kiện đất nền quá khác so với dự kiến ban đầu.

- Rất khó hoặc không thể thực hiện việc đo đạc và thu thập số liệu đủ số lượng và đảm bảo chất lượng trong quá trình thăm dò như thông thường.



Hình IV.7. *Chức năng vận hành và phương thức tiến hành thăm dò Địa vật lý trong khảo sát Địa kỹ thuật.*

3. Về phía nhà thầu Địa vật lý:

- Hiện trường không như đề xuất và mô tả ban đầu.

- Giảm diện tích, khối lượng hoặc thời hạn do máy hỏng hoặc thời tiết.

- Phải tiến hành hiện trường khác đồng thời.

Các phương pháp địa vật lý thường được áp dụng cho công tác khảo sát địa kỹ thuật, với một số mục đích nhất định, đặc biệt trong giai đoạn thăm dò sơ bộ. Một số vấn đề mà công tác khảo sát địa kỹ thuật có thể quan tâm và thăm dò địa vật lý có thể trả lời bao gồm:

- Xác định ranh giới giữa tầng đất phủ và đá gốc ở một độ sâu nhất định trên một diện rộng của công trình.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Xác định ranh giới tương đối giữa các tập đất đá, chủ yếu có thế nằm gần như ngang, có chiều dày và đặc trưng khác biệt nhau đáng kể.

- Là phương tiện thăm dò hữu dụng để nghiên cứu các dị thường kiến tạo, thường phân bố trên diện lớn, như những đứt gãy kiến tạo (nguồn có khả năng gây trượt và chấn rung động đất), khoanh vùng các khu vực nứt nẻ, cà nát, phong hoá và hang hốc các-tơ v.v...

Những đánh giá nêu trên thường được tiến hành ở các giai đoạn ban đầu rất hữu ích cho việc định hướng công tác khảo sát thăm dò trực tiếp sau này. Ngoài ra, các thông số thu được trong các phương pháp thăm dò địa vật lý còn giúp công tác địa kỹ thuật đánh giá một số chỉ tiêu tính chất cơ lý đá, thi công khai đào và ăn mòn vật liệu.

Cần đặc biệt lưu ý rằng nghiên cứu địa kỹ thuật bằng các phương pháp thăm dò địa vật lý chỉ phát huy tác dụng khi kết hợp chặt chẽ với các phương pháp khảo trực tiếp để kiểm chứng và ngoài kiến thức địa vật lý, địa kỹ thuật cần phải có kiến thức sâu rộng về địa chất, kiến tạo.

Có nhiều phương pháp thăm dò địa vật lý như:

- Phương pháp thăm dò điện.
- Phương pháp địa chấn.
- Phương pháp từ trường.
- Phương pháp trọng trường.

Tuy nhiên, thực tế chỉ hai phương pháp đầu là được áp dụng rộng rãi nhất trong khảo sát địa kỹ thuật.

III.3.1. Phương pháp thăm dò điện

Ta đã biết hầu hết các loại đất đá đều được tạo ra từ các khoáng vật (mineral), do vậy điện trở suất của đất đá được xác đinh bởi tổng lượng khoáng vật dẫn điện và hàm lượng nước khoáng hoá chứa trong lỗ rỗng. Hàm lượng nước khoáng hoá là yếu tố rất quan trọng vì thực tế cho thấy phần lớn đất đá có dẫn một dòng điện nào đó chỉ vì chúng có chứa một lượng nước. Khi đá có độ phong hoá càng cao thì độ rỗng của khối đá càng lớn và do đó khả năng dẫn điện càng tốt.

Điện trở có độ biến đổi lớn do các các loại dung dịch khác nhau được ngấm vào đá, tạo ra sự biến đổi điện trở suất của khối đá từ một vài chục ôm đến hàng trăm ôm. Khi dung dịch nước có lượng muối càng lớn thì độ dẫn điện càng tốt. Do vậy, điện trở suất không phải là đặc trưng của bản thân khối đá, nên không thể phân loại chúng chỉ thuần tuý từ chỉ tiêu điện trở suất. Tuy nhiên, về tổng quát các loại đá trầm tích bao giờ cũng dẫn điện tốt hơn đá thâm nhập và đá bazơ bao giờ cũng dẫn điện tốt hơn đá axit (bảng IV.25). Vật liệu loại sét dẫn điện tốt hơn đất loại cát, trong khi đó đất bị đầm chặt cố kết có khả năng dẫn điện tốt hơn đất ít cố kết.

Để có thể phân chia, khoanh vùng được các loại đất đá và các điều kiện dị thường của chúng (khi đất đá bị tác động của phong hoá, nứt nẻ, chứa các loại nước khoáng chất) người ta dùng phương pháp thăm dò điện.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Phương pháp thăm dò điện dựa trên nguyên lý là đưa vào trong đất một dòng điện qua hai điện cực dòng (curent electrod) độ chênh điện thế được đo đạc bởi hai điện cực thế (potential electrod).

Bảng IV.25 - Khoảng điện trở suất của một số loại đá

Loại đất đá	Điện trở suất, ρ_a (oh-m)
Đất phủ	5 - 50
Bùn - Sét	8 - 50
Sét - cát - sạn hỗn hợp	40 - 250
Cát & sạn bão hoà nước	40 - 100
Cát và sạn khô đến ẩm	100 - 3000
Sét kết, phiến sét, đá mac-nơ	8 - 100
Cát kết và đá vôi	100 - 1000
Đá kết tinh	200 - 10000

Giá trị điện trở được chuyển đổi sang điện trở suất biểu kiến, thông qua việc sử dụng một hệ số tuỳ thuộc cách bố trí điện cực đặc trưng trong khi đo.

Các điện cực thường được sắp xếp theo một đường thẳng và các điện cực thế được bố trí bên trong điện cực dòng , theo nguyên tắc đối xứng tâm tương ứng. Có hai phương thức bố trí đối xứng là theo Wenner và theo Schlumberger.

Biểu thức xác định điện trở suất biểu kiến (ρ_a), theo hai tác giả nêu trên:

Theo Wenner:

$$\rho_a = 2 \pi a R \qquad (IV.1)$$

Theo Schlumberger:

$$\rho_a = \frac{\pi (L^2 - l^2)}{2l} x R \qquad (IV.2)$$

Trong đó:

a, L, l - theo giải hình IV.8

R - điện trở suất đo.

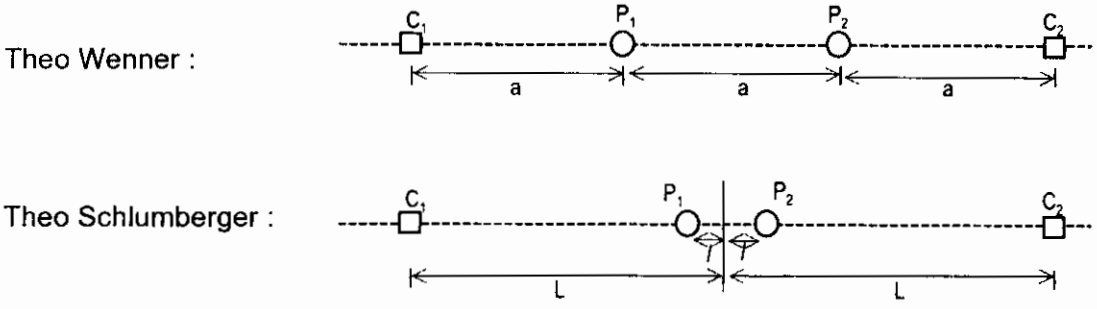
Theo phương thức bố trí của Wenner thì khoảng cách giữ 4 điện cực là bằng nhau. Khoảng cách giữa các điện cực có thể cho tăng dần mà tâm của một khoảng đo giữ cố định, hoặc là tăng cả đoạn đo, với các khoảng cách điện cực cố định, rồi dịch chuyển dần dọc theo tuyến đo dự kiến.

Theo phương thức bố trí Schlumberger thì các điện cực thế sẽ giữ cố định tách biệt trong khi các điện cực đo được chuyển dịch ra ngoài sau mỗi lượt đo.

Chiều sâu của dòng điện xuyên xuống sẽ tăng lên cùng với gia tăng khoảng cách giữa các điện cực.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình IV.8. *Các phương thức bố trí điện cực*

Thăm dò địa vật lý bằng phương pháp điện cung cấp các thông tin, thứ tự theo chiều đứng, các tập vật liệu có khả nằng dẫn điện khác nhau, chiều dày và giá trị điện trở suất biểu kiến. Phương pháp này rất hữu ích cho công tác khảo sát xác định đất đá bị phân lớp theo thế nằm ngang hoặc gần như ngang.

Đối với nghiên cứu phân lớp nằm sâu thì phương pháp bố trí theo Schlumberger hiệu quả hơn phương phán Wenner. Thông thường, không thể xác định chính xác được độ sâu lớp với số lớp lớn hơn 3 hoặc 4.

Khi gặp một bề mặt rất dốc, như mặt đứt gẫy hoặc mặt tiếp xúc với đá thâm nhập, mà ở đó điện trở suất khắc biệt rõ rệt thì có thể xác định dễ dàng. Khi đá gốc bị phủ một lớp rộng khắp thì cần bố trí khoảng cách đủ xa để một phần dòng điện có thể thâm sâu xuống đến đá gốc. Các tài liệu khoan trực tiếp giúp ích rất nhiếu cho kết quả phân tích thăm dò điện.

III.3.2. Phương pháp thăm dò địa chấn

Ta đã biết khi có một điểm chấn rung (ví dụ do vụ nổ hay va đập trong lòng hay trên mặt đất) lập tức giải phóng một năng lượng, dưới dạng chấn rung sóng địa chấn lan toả ra theo mặt hình cầu mà tâm là điểm chấn rung đó. Các sóng chấn rung được truyền đi có dạng sóng nén (P), sóng cắt do nở (S) và sóng bề mặt (R).

Vận tốc sóng nén (Vp) và sóng cắt (Vs) được xác định theo các biểu thức sau:

$$Vp = \sqrt{\frac{K + 4/3.G}{\rho}} \text{ hoặc } Vp = \frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)} \qquad (IV.3)$$

$$Vs = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \text{ hoặc } Vs = \frac{E}{2\rho(1+\nu)} \qquad (IV.4)$$

Trong đó: K là modun nén, G là modun cắt, ρ là mật độ, E modun đàn hồi và ν là hệ số Poisson của vật liệu mà sóng truyền qua.

Vận tốc nêu trên thường tăng dần theo chiều sâu dưới mặt đất khi mà modun đàn hồi tăng nhanh hơn nhiều so với mật độ. Sóng nén chạy nhanh hơn và thường ghi được trước khi sóng cắt đến. Thông thường, vận tốc sóng chấn rung cho đá kết tinh là cao đến rất cao, (bảng IV.26).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

Bảng IV.26 - Vận tốc sóng nén của một số loại đất, đá

Đá thâm nhập Vp (km/s)		Đá trầm tích Vp (km/s)	
Basalt	5,1 - 5,4	Gyspum	2,0 - 3,5
Dolerite	5,8 - 6,6	Đá vôi (limestone)	2,8 - 7,0
Gabbro	5,5 - 6,7	Cát kết	1,4 - 4,4
Granite	5,5 - 6,1	Sét kết (phiến sét)	2,1 - 4,4
Đá biến chất		Đất trầm tích (chưa cố kết)	
Gneiss	3,7 - 7,0	Trầm tích sông	0,3 - 0,6
Đá macno	3,7 - 6,9	Cát & sạn	0,3 - 1,8
Quartzite	5,6 - 6,1	Sét (ẩm)	1,5 - 2,0
Đá schist	3,5 - 5,7	Sét pha cát	2,0 - 2,4
Phiến sét	3,5 - 5,4		

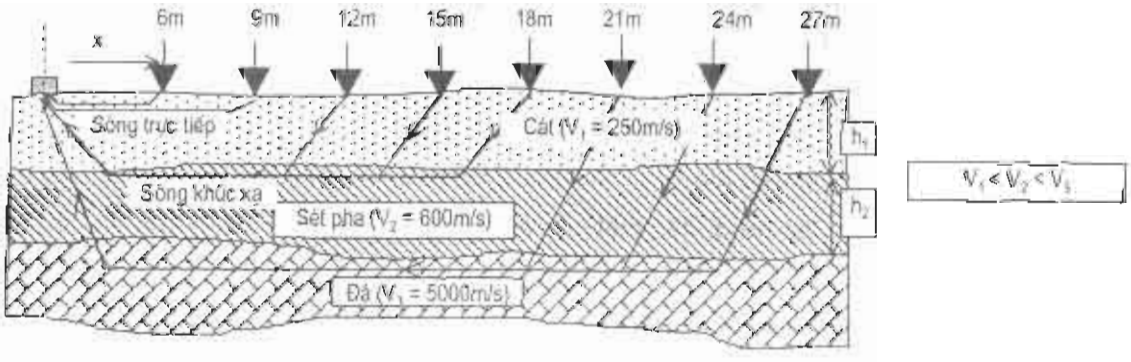
Vận tốc sóng trong đất trầm tích sẽ tăng dần theo mức độ cố kết, mức độ xi măng hoá và giảm dần theo độ rỗng chứa nước.

Khi sóng địa chấn đi từ một lớp đất sang lớp khác thì một số năng lượng nào đó được phản xạ trở lại lên mặt đất, còn số khác thì khúc xạ. Do đó tồn tại hai phương pháp thăm dò địa chấn là phương pháp phản xạ và phương pháp khúc xạ. Phương pháp phản xạ thường hữu dụng cho thăm dò sâu. Còn phương pháp khúc xạ thích ứng cho thăm dò nông nên được áp dụng rộng rãi trong khảo sát Địa kỹ thuật.

1. Thăm dò địa chấn khúc xạ

Phương pháp thăm dò địa chấn khúc xạ là phương pháp thăm dò địa vật lý được áp dụng hiệu quả nhất trong việc xác định chiều sâu bề mặt của hai loại đất đá khác biệt nhau.

Phương pháp địa chấn khúc xạ, nghĩa là nếu một tia sóng truyền qua một lớp vận tốc thấp (V_1) sang một lớp có vận tốc sóng cao (V_2), sẽ bị khúc xạ dọc theo bề mặt tiếp giáp ngược trở lại mặt đất. Sau khi khúc xạ, các tia sóng truyền trên mặt tiếp xúc với vận tốc V_2. Vật liệu tại mặt tiếp giáp chịu một ứng suất *lắc rung* từ phía dưới và kết quả này làm nên một xáo động mới dọc theo bề mặt chạy qua lớp vận tốc thấp rồi truyền lên mặt đất.



Hình IV.9. *Nguyên lý truyền sóng khúc xạ địa chấn*

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

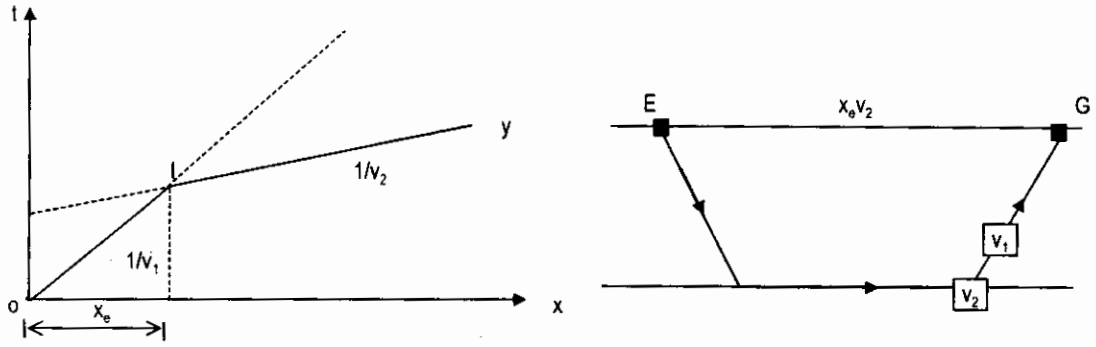
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Các thiết bị đo trạm thu (gọi là geophone) được lắp đặt ở các vị trí có khoảng cách bằng nhau, không xa từ điểm phát ra sóng chấn rung, và cho phép ta ghi nhận được sóng trực tiếp và sóng khúc xạ từ các bề mặt tiếp giáp (hình IV.9).

2. Diễn dịch kết quả:

Ta kẻ được biểu đồ đồ thị trên đó có thể xác định thời gian truyền sóng phụ thuộc khoảng cách x giữa trạm phát (E) và trạm thu (G) (hình IV.10).

$$x > x_e = 2h_1 \sqrt{\frac{v_1 + v_2}{v_2 - v_1}} \qquad (IV.5)$$



Hình IV.10. *Sơ đồ truyền sóng trong hai lớp đất, đá*

Ví dụ: Nếu ta có v_1 = 300m/s (đá shcist phong hoá triệt để thành sét) và v_2 = 800m/s (đá schist phong hoá ít), ta biết nếu x > 8m nếu h_1 = 2,7m.

Diễn dịch kết quả trên biểu đồ: đoạn OI tương ứng truyền sóng thẳng ở lớp 1 ta thu được ngay giá trị v_1 (nghiêng $1/v_1$). Xuất phát từ khoảng cách x_e (đoạn GE), truyền sóng dưới dạng khúc xạ ở lớp 2. (nửa đoạn Iy). Độ nghiêng Iy là $1/v_2$ ta xác định được v_2.

Biết được x_e, phương trình trên cho ta chiều dày h_1 của lớp 1.

3. Hạn chế của phương pháp

Độ chính xác của phương pháp phụ thuộc:

- Sự khác biệt vận tốc sóng dọc giữa các lớp đất đá. Đặc biệt với đá phong hoá, khi chiều sâu lớn thì diễn dịch kết quả là khó khăn hoặc không có thể, vì không xác định được phần tuyến tính trên đồ thị.

- Mức độ đồng nhất lớp đất.

- Điều kiện bề dày lớp. Lưu ý khi bố trí đối xứng hai chiều của máy thu địa chấn có thể đưa ra khái quát độ nghiêng mặt lớp.

- Mức độ tác động của tạp rung, đặc biệt của ôtô chuyển động bên cạnh khu vực thăm dò, của sóng biển, gió thổi mạnh v.v...

4. Thăm dò địa chấn trong hố khoan

Kỹ thuật thí nghiệm chấn rung trong hố khoan được sử dụng cho các hiện trường mà ở đó cấu trúc thế nằm đá khá dựng đứng, ổn định cao. Trong trường hợp này việc xác định

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

chính xác modun đàn hồi của đá là rất cần thiết. Kỹ thuật nêu trên cho phép xác định được vận tốc sóng nén (V_P) và sóng cắt (V_S). Phần lớn các trường hợp, kỹ thuật *địa chấn trong hố khoan* thường được sử dụng kết hợp phương pháp địa chấn khúc xạ trên mặt đất. Phương pháp này có thể xác định vận tốc nằm ngang cũng như xác định các khu có vận tốc sóng nhỏ, nếu bề dày lớn.

Phương pháp đo địa chấn trong hố khoan thường sử dụng 2 hố khoan (hoặc nhiều hơn) trong đó nguồn gây chấn rung được lắp đặt ở cao độ xác định. Khoảng cách giữa các hố khoan và cao độ nguồn gây chấn rung phụ thuộc điều kiện hiện trường. Nếu hiện trường không rõ ràng về địa tầng thì khoảng cách hố khoan có thể bố trí nhỏ hơn 6m. Nguồn chấn rung đầu thu được sắp đặt lại sau khi xác định vận tốc V_S và V_P.

III.3.3. Xác định các đặc trưng đất theo kết quả thăm dò địa vật lý

Thăm dò địa vật lý chỉ thực sự hữu dụng để áp dụng trong khảo sát địa kỹ thuật, ngoài bức tranh về cấu trúc địa chất, nó có thể cung cấp các thông số có thể sử dụng cho phân tích địa kỹ thuật thông qua các mối tương quan. Nhiều tác giả đã nghiên cứu vấn đề này và những nghiên cứu mới đây xin được đưa ra thảo luận.

1. Sóng địa chấn với tính chất đàn hồi của đất, đá

Với thăm dò địa vật lý, ngoài mục đích tìm hiểu cấu trúc địa chất, các kỹ sư thiết kế rất quan tâm đến các thông số tính chất đất đá như sức kháng nén và tính đàn hồi của môi trường.

Khi xác định chính xác vận tốc sóng chấn rung của môi trường ta có thể xác định được modun đàn hồi và hệ số Poisson theo các biểu thức sau:

$$E = \rho V_p^2 \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \text{ hoặc } E = 2.V_s^2\,\rho\,(1+\nu) \qquad (IV.6)$$

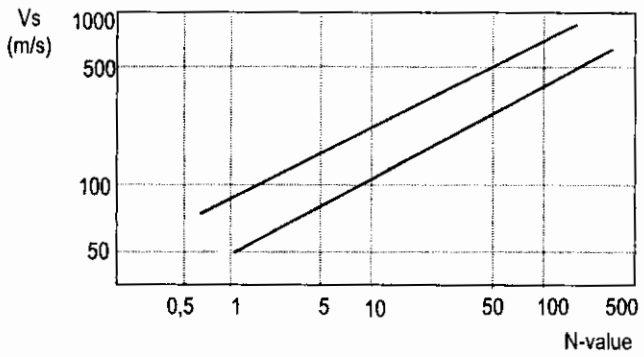
Hoặc:

$$E = \frac{V_s^2 \rho.3(V_p/V_s)^2 - 4}{(V_p/V_s)^2 - 1} \text{ hoặc } \nu = \frac{0{,}5.(V_p/V_s)^2 - 1}{(V_p/V_s)^2 - 1} \qquad (IV.7)$$

Trong đó: E là modun đàn hồi, ν là hệ số Poisson, ρ là mật độ.

2. Vận tốc sóng S và sức kháng đất đá (N-value)

Sóng S được truyền với vận tốc nhỏ hơn nên khó nắm bắt và xác định hơn. Tuy nhiên, vận tốc sóng S ở độ sâu thấp được khống chế chủ yếu bởi sức kháng cấu trúc của khoáng vật, kích thước và sức kháng của hạt vật liệu hơn là độ ẩm của khối vật liệu. Đó là nguyên nhân sự ứng suất cắt của sóng S ít bị ảnh hưởng của nước dưới đất hơn là với sóng nén P mang tính dãn nở.



Hình IV.11. *Tương quan vận tốc sóng cắt Vs với N-value*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

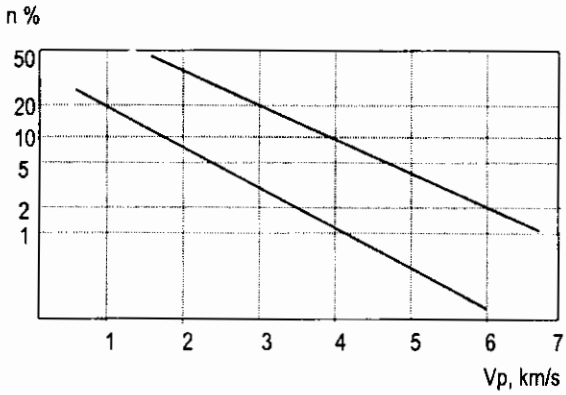
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Trên nguyên lý đó, mối tương quan giữa vận tốc sóng S với N-value cũng được xác định (theo Imai, Fumoto và Yakota, 1976) và thể hiện trong hình IV.11.

3. Vận tốc sóng với độ rỗng, độ bão hoà

Trong đá khô thì vận tốc sóng P giảm rất nhanh khi độ rỗng tăng lên. Đó là nguyên nhân vận tốc sóng P ở không khí nhỏ hơn rất nhiều so với trong khối đá.

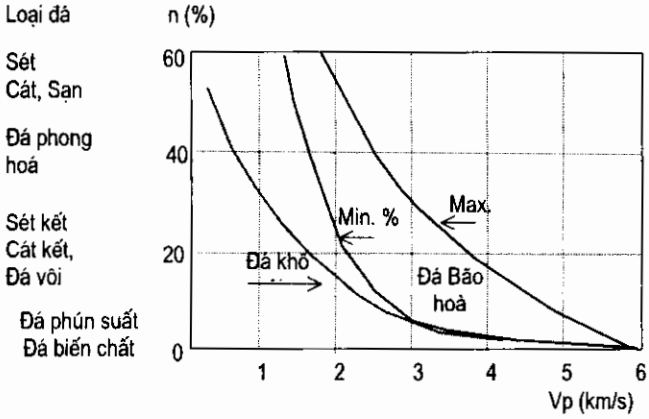
Một mối tương quan đặc trưng đã được xác định giữa sóng P và độ rỗng hữu hiệu của khối đá khô, được thể hiện trong hình IV.12.



Hình IV.12. *Tương quan giữa V_p với độ rỗng hữu hiệu*

Cũng trong đá khô đó với V_P trong khoảng từ 3000m/s đến 6000m/s thì vận tốc lại tăng lên cùng sự gia tăng của mức độ bão hoà. Vượt qua giới hạn V_P trên thì vận tốc ít biến đổi so với độ bão hoà, vì khi đó độ rỗng khối đá chỉ còn khoảng 2%. Hiệu ứng của độ bão hoà trong đá có V_P < 3000m/s rất phức tạp để xác định. Khi đó độ rỗng khối đất đá nằm trong khoảng từ 20% đến 50%.

Với đá có vận tốc sóng rất thấp, vì nó chứa một lượng đáng kể thành phần sét, thì vận tốc thực tế có thể giảm so với độ bão hoà vì có sự biến đổi thể tích và thành phần hoá học của vật liệu sét.



Hình IV.13. *Tương quan V_p với loại đá, độ rỗng và độ bão hoà.*

Hình IV.13 thể hiện mối quan hệ giữa vận tốc sóng P và loại đá, độ rỗng và độ bão hoà.

4. Vận tốc sóng với khả năng xẻ tách đá trong công tác khai đào

Trong nhiều trường hợp, công tác khai đào trong đá thường sử dụng phương pháp xẻ tách (ripping) tốt hơn là phương pháp nổ mìn phá đá (blasting) vì giá thành giảm, an toàn và cơ động hơn. Khả năng xẻ tách đá trong công tác làm đất phụ thuộc nhiều vào sức kháng lõi đá nguyên dạng và mức độ nứt nẻ, đứt gẫy, phân lớp của chúng.

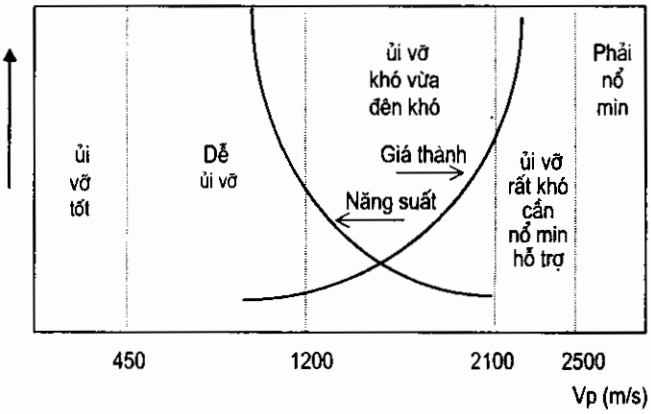
Với tầng phủ mềm không cần công tác ủi vỡ ngoại trừ có rễ cây. Sét khô cứng là vật liệu dễ xẻ tách .

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Nhiều loại đá trầm tích thường dễ xẻ tách do có nhiều phân lớp và nứt nẻ. Tuy nhiên, có trường hợp đặc biệt như đá vôi,đá biến chất cứng hơn đá trầm tích thông thường nên có đặc trưng xẻ tách biến đổi lớn. Với các loại đá này phụ thuộc nhiều vào mức độ nứt nẻ. Với các khối, đá dạng khối thường không thể ủi vỡ .

Với đá thâm nhập thường là quá cứng để có thể xẻ tách cho dù có nứt nẻ.



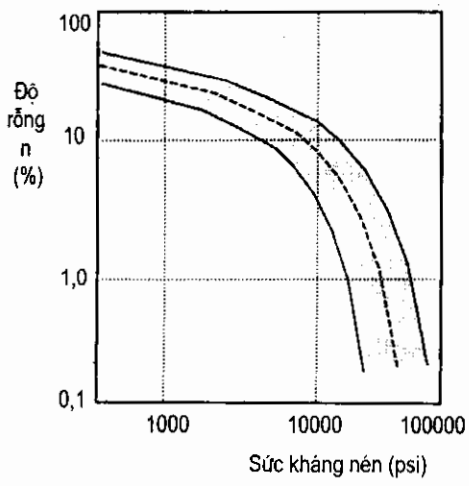
Hình IV.14. *Vận tốc sóng Vp với khả năng xẻ tách đá trong công tác đào*

Cho dù các điều kiện địa chất quyết định nhiều đến yếu tố kinh tế của công tác xẻ tách cho khai đào các yếu tố khác cũng cần tính đến như loại và kích cỡ máy kéo, ủi, xúc và mức độ khó khăn trong thi công.

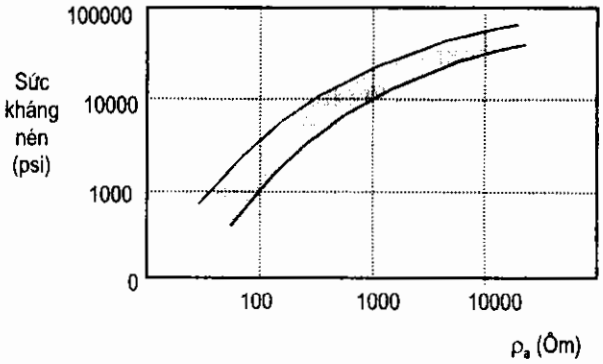
Hình IV.14 thể hiện mối quan hệ giữa vận tốc sóng P đến khả năng ủi vỡ đất đá cho công tác đào đất.

5. Điện trở suất với sức kháng và modun đàn hồi đá

a) Sức kháng khối đá không những phụ thuộc sức kháng (mức độ liên kết của khoáng vật) mà còn phụ thuộc độ rỗng (liên quan đến mức độ nứt nẻ khối đá). Điều này đã được khẳng định khi đo đạc trong các mẫu đá (Keller, 1974) và mối tương quan giữa độ rỗng với sức kháng đá khối được thể hiện trong hình IV.15a.



a)



b)

Hình IV.15. *a) Tương quan giữa độ rỗng và điện trở suất;*
b)Tương quan giữa điện trở suất và sức kháng đá.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

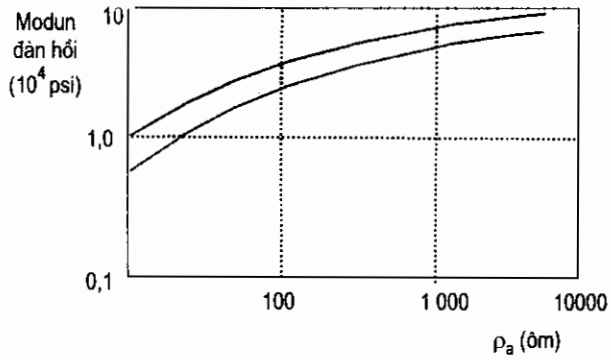
Ta cũng được biết, điện trở suất của khối đá phụ thuộc, không những bản chất loại đất đá, mà còn phụ thuộc vào độ rỗng và mức độ bão hoà nước với khoáng chất chứa trong các nứt nẻ, đứt gẫy đó. Do vậy, sức kháng đá có quan hệ với điện trở suất cũng bị khống chế bởi yếu tố độ rỗng và mức độ bão hoà.

Giả sử độ bão hoà bởi nước sạch, có điện trở suất khoảng 10 ôm, thì mối tương quan giữa điện trở suất và sức kháng khối đá được thể hiện trong hình IV.15b.

b) Môđun đàn hồi

Modun đàn hồi cũng có tương quan với điện trở suất.

Hình IV.16 thể hiện mối quan hệ trên cho đá Bazan Paleocene ở Colorado (theo Donaldson, 1974).



Hình IV.16. *Tương quan giữa modun đàn hồi và điện trở suất,*

IV. CÁC PHƯƠNG PHÁP THÍ NGHIỆM

IV.1. THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG

IV.1.1. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)

1. Giới thiệu khái quát

Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (Standard Penetration Test - SPT) có nguồn gốc từ nước Mỹ và đến nay được phát triển rộng rãi trên toàn thế giới.

Năm 1902, Charge R. Grow đưa ra phương pháp lấy mẫu đóng, sử dụng ống mẫu đường kính 1 inc (2.54cm), tạ đập có trọng lượng 110 lb (63.5kg). Đến 1922, L. Hart và G.A. Fletcher đã cải tiến thành loại ống đóng lấy mẫu dạng ống chẻ, có đường kính 2 inc.. Thiết bị sử dụng lấy mẫu và đếm số búa đóng, để đánh giá tính chất đất, tham khảo cho thi công cọc đóng.

Thí nghiệm SPT ban đầu được sử dụng để cung cấp số liệu cho thiết kế móng sâu. Do nó được sử dụng quá rộng rãi ở U.S.A. nên K. Terxaghi và R. Peck đã tập hợp, thống kê, phân tích các số liệu thí nghiệm và lập phương pháp cho thiết kế móng nông. Hiện nay SPT là phương pháp thí nghiệm hiện trường áp dụng rộng rãi nhất trên toàn thế giới, đặc biệt là các nước theo trường phái Anglo-Saxon. Tuy nhiên, các nước cộng đồng Châu Âu ít sử dụng SPT vì cho rằng thí nghiệm quá thô thiển.

2. Nguyên lý thí nghiệm

Tiến hành đóng một ống mẫu, vào đáy hố khoan, có kích thước chuẩn bằng một tạ có trọng lượng chuẩn, rơi tự do với chiều cao quy định và tiến hành đếm số búa đập theo các khoảng chiều sâu thâm nhập quy ước.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

Kết quả thí nghiệm SPT có thể sử dụng: đất trong ống mẫu mô tả đất ngay tại hiện trường, chỉ số thí nghiệm N_{-value} để đánh giá trạng thái đất nền, xác định một số thông số cơ lý hoặc sử dụng trực tiếp để tính toán nền móng.

3. Đặc trưng thiết bị

Thiết bị thí nghiệm SPT rất đơn giản, thường được đi kèm cùng thiết bị khoan thăm dò (khoan đập cáp hoặc khoan xoay thổi rửa) để tạo lỗ cho thí nghiệm. Theo tiêu chuẩn Mỹ ASTM D 1586 thí nghiệm SPT có các đặc trưng sau (hình IV.17):

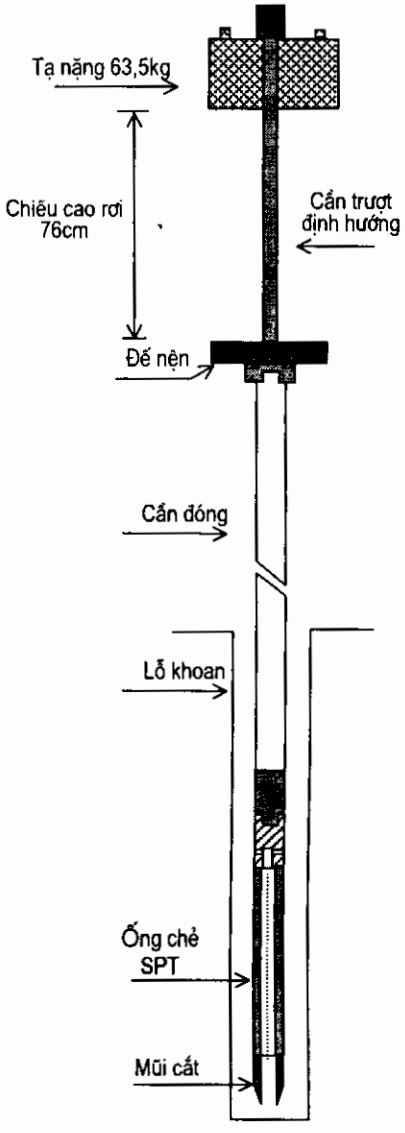
- Ống mẫu SPT: đường kính ngoài: 50,8mm, đường kính trong: 34,9mm, chiều dài ống chẻ: 609mm, chiều dài mũi đóng: 57,1mm.
- Tạ có trọng lượng: 63,5 kg, rơi tự do lên đế nện.
- Đế nện.
- Cần trượt định hướng.
- Chiều cao rơi tạ: 76cm.

4. Tiến hành thí nghiệm - Đo ghi kết quả

- Khoan tạo lỗ đến độ sâu dự định thí nghiệm, vét sạch đáy trước khi hạ ống mẫu SPT và lắp đặt đế nện, cần, tạ v.v...
- Vạch lên cần đóng ba khoảng mỗi khoảng 15cm (tổng chiều sâu đóng 45cm).
- Cho tạ rơi tự do và đếm - ghi số tạ đóng cho từng khoảng 15cm.
- Chỉ số tạ đóng của hai khoảng sau (30cm) là chỉ số thí nghiệm N-value.- Chỉ số tạ đóng của 15cm đầu tiên gọi khoảng ổn định vị trí ống, loại bỏ sai số do lắng đọng mùn đáy hố khoan v.v...
- Khoảng cách thí nghiệm SPT thông thường từ 1,5m đến 3,0m, tuỳ theo độ đồng nhất đất nền. Theo yêu cầu đặc biệt có thể cứ 1m thí nghiệm một lần.

5. Trình bầy kết quả - Hiệu chỉnh

- Kết quả số lần tạ đập cho từng khoảng 15cm được ghi lại trên Sổ ghi chép hố khoan. Trụ hố khoan N_{-value} thể hiện dưới dạng biểu đồ theo chiều sâu (hình IV.17).



Hình IV.17. *Thiết bị SPT*

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Những hiệu chỉnh sau cần áp dụng:

- Hiệu chỉnh cát mịn lẫn bụi theo Terxaghi & Peck:

$$N_{cor} = 15 + 0,5.(N - 15) \quad (IV.6)$$

Trong đó:

N - chỉ số búa đóng thực tế,

N_{cor} - chỉ số búa hiệu chỉnh.

- Hiệu chỉnh theo độ sâu:

$$N_{cor} = N + \frac{35}{7 + \gamma h} \quad (IV.7)$$

Trong đó:

h - chiều sâu thí nghiệm (m)

γ - dung trọng (t/m^3), trên mực nước. Dưới mực nước sử dụng γ' đẩy nổi.

- Hiệu chỉnh nước dưới đất:

$$N_{cor} = 0,5.N + 7,5 \quad (IV.7b)$$

Hiệu chỉnh năng lượng búa được áp dụng rộng rãi ở Mỹ gọi sức kháng N_{-60} (tham khảo "Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng" - Vũ Công Ngữ và Nguyễn Thái - 2002).

6. Một số áp dụng của thí nghiệm SPT

a) Đất lấy trong ống mẫu SPT dùng để mô tả đất. Chỉ số sức kháng N-value dùng để đánh giá trạng thái, độ chặt đất trong mô tả đất (theo các bảng IV.7 và IV.8 cùng chương) và có thể sử dụng để thí nghiệm phân loại.

b) Sức kháng cắt (φ, c) có thể xác định theo tương quan với N-value như sau:

- *Với đất dính thuần tuý* ($\varphi = 0$; $c \neq 0$): Tương quan c_u - N có thể xác định theo Sower như sau:

c_u (kg/cm^2) = N / 10 (sét dẻo cao),

c_u (kg/cm^2) = N / 15 (sét dẻo vừa)

c_u (kg/cm^2) = N / 20 (sét ít dẻo).

- *Với đất rời thuần tuý* ($\varphi \neq 0$; $c = 0$):

Tương quan góc ma sát trong φ - N có thể tra trong giản đồ Terxaghi & Peck (hình IV.18b) hoặc theo công thức sau:

$$\varphi \text{ (độ)} = \sqrt{12N} + C \Rightarrow (\text{với } C = 15, 17, 20) \quad (IV.8)$$

c) Tính chất nén lún đất nền ($E_0 = 1/m_v$) có thể xác định theo tương quan của Tassios & Anagnostopulos, như sau:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

$$E_0 = 1/m_v = a + C.(N + 6) \qquad (IV.9)$$

Trong đó a và C là hệ số phụ thuộc loại đất lấy theo bảng sau:

	Loại đất					
	Sét	Cát bụi	Cát trung	Cát thô	Cát sạn	Sạn cát
C (kg/cm^2)	3	3,5	4,5	7	10	12
a (kg/cm^2/búa)	a = 40 khi N > 15; a = 0 khi N ≤ 15					

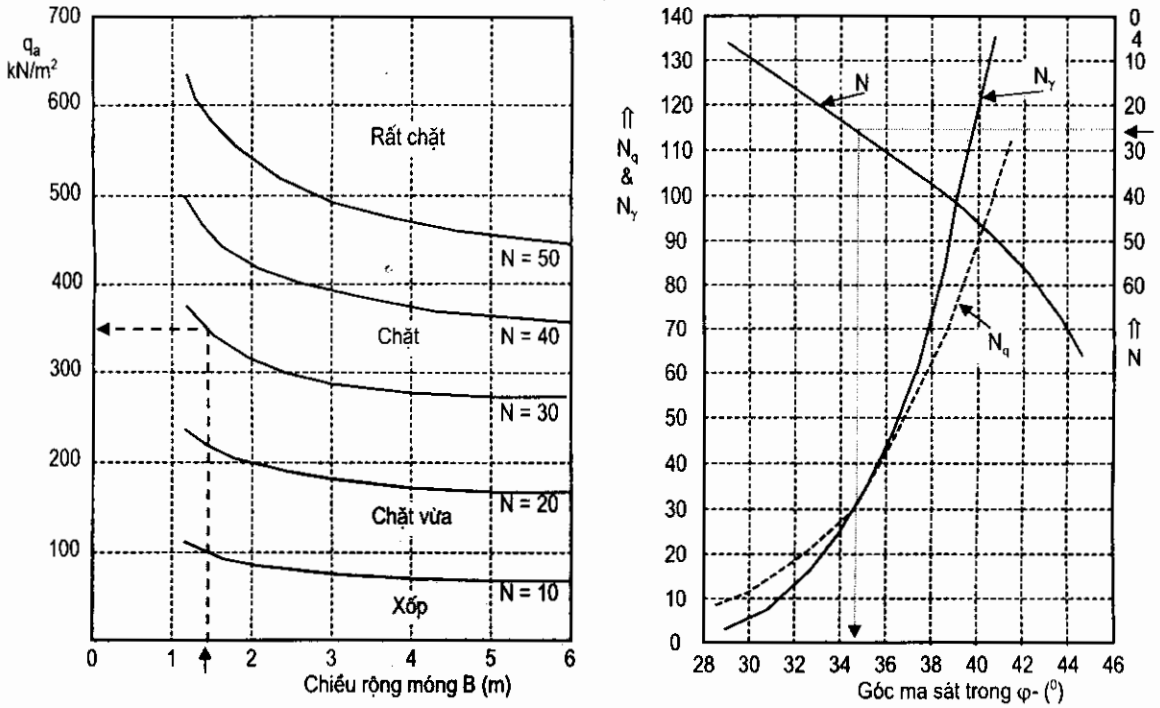
d) Sức chịu tải cho phép móng nông đặt trên cát, với giới hạn độ lún 1 in. (2,54cm), có thể sử dụng toán đồ Terxaghi & Peck, theo hình IV.18a).

Ghi chú:

- q_a : Là sức chịu tải cho phép móng đặt trên mặt đất, với giới hạn độ lún S = 2,5cm

- Hiệu chỉnh giá trị N trước khi tra tìm sức chịu tải.

- Nước dưới đất: Nếu W_t < B hoặc lấy q_a /2, hoặc tăng độ lún S = 5,0cm.



a) *b)*

Hình IV.18: *a) Toán đồ xác định sức chịu tải cho phép móng nông trên cát*
b) Xác định φ, Nq và Nγ tương quan với N (theo Terxaghi & Peck)

e) Đánh giá modun phản lực nền theo SPT: Modun phản lực nền (k_s), theo kết quả thí nghiệm bàn nén 30 cm tính theo công thức Terxaghi, được Meyerhof khảo sát hệ thống với thí nghiệm SPT và thiết lập được mối quan hệ sau:

$$k_s = 2,1\ (N - 3)\ t/m^2/cm$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

IV.1.2. Thí nghiệm xuyên động (DPT)

1. Giới thiệu khái quát

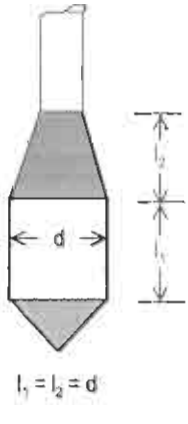
Thí nghiệm xuyên động là một loại hình thí nghiệm hiện trường khá đơn giản, rẻ tiền và tiện lợi trong công tác khảo sát đất nền. Kết quả thí nghiệm có thể xác định sức kháng động của một chuỳ xuyên theo chiều sâu và qua đó có thể phân chia tương đối các lớp đất. Thí nghiệm đặc biệt hữu ích trong việc xác định mặt đất đá cứng, cho thiết kế và thi công móng cọc. Thí nghiệm xuyên động khá phát triển ở các nước Châu Âu, đặc biệt là ở Đức.

2. Nguyên lý thí nghiệm: Đóng xuống đất một mũi chuỳ xuyên qua các cần ty bằng một tạ đập, rơi tự do với chiều cao rơi quy định. Ghi chép số lần tạ đập tương ứng với từng khoảng độ sâu được thâm nhập. Thí nghiệm có thể được bắt đầu ngay từ trên mặt đất, trong hố đào hoặc trong hố khoan.

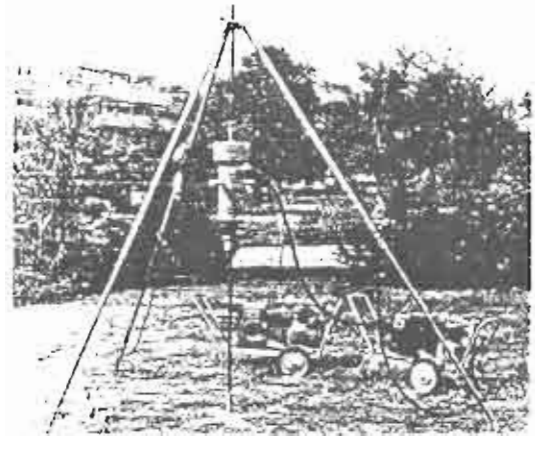
3. Đặc trưng thiết bị : Có rất nhiều loại thiết bị với kích thước và phương thức thí nghiệm khác nhau trên thế giới và đặc biệt ở các nước Châu Âu. Dưới đây là các đặc trưng cơ bản của thiết bị, được Châu Âu chuẩn hoá, thể hiện trong bảng IV.27:

Bảng IV.27 - Đặc trưng thiết bị xuyên động chuẩn hoá

Loại thiết bị	Trọng lượng tạ (kg)	Chiều cao rơi (m)	Tiết diện chuỳ (cm^2)	Đường kính chuỳ (mm)	Đường kính cần (mm)	Góc mở mũi (độ)
Nhẹ	10	50	10	35,6	18	60
Trung	30	20	10	35,6	22	60
Nặng	50	50	15	43,7	32	60



a)



b)

Hình IV.19

a) Mũi chuỳ truyền thống; b) Thiết bị xuyên động.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Mũi chuỳ của xuyên động truyền thống có hình dạng và tỷ lệ kích thước như thể hiện trên hình IV.19a. Một loại xuyên động bán tự động, kiểu Bevac P2, thể hiện trong hình IV.19b.

4. Phương thức thí nghiệm - Đo ghi

Cần xuyên và mũi chuỳ được đóng xuống với vận tốc 30 cú đập trong một phút và tốt nhất là đập liên tục. Khi có sự ngừng nghỉ cần được ghi rõ trong ghi chép xuyên và thể hiện trên biểu đồ.

Đo ghi kết quả là đếm số lần tạ đập trong từng khoảng chiều sâu xuyên 20 cm. Đôi khi người ta cũng sử dụng cách khác là đo chiều sâu xuyên trong số lần đập tạ ấn định.

Lưu ý: Theo tiêu chuẩn DIN 4094 của Đức có hơi khác cả về thiết bị: Góc mũi 90^0, tiết diện mũi: 5 - 10cm^2, vận tốc đập 15-30 búa/phút, đọc ghi số lần đập trên 10cm (N_{10}).

5. Tính toán sức kháng động

Sức kháng động chuỳ xuyên thường được tính toán theo công thức Hà-Lan như sau:

$$q_d = \frac{W.M}{e \cdot (M+P)} \cdot \frac{1}{A_c} \qquad (IV.10)$$

Trong đó:

W - năng lượng tạ đập (W = M.h),

M - trọng lượng tạ đập,

h - chiều cao rơi tạ,

e - độ chối (độ sâu xuyên cho một cú đập),

P - trọng lượng đế nện, cần xuyên, mũi xuyên,

A_c - tiết diện chuỳ xuyên,

Tuy nhiên, công thức trên chỉ cho kết quả sát thực tế khi độ chối (e) nằm trong khoảng 5mm. Với giá trị e < 5 mm cho kết quả thường là quá lớn so với thực tế, do ảnh hưởng của độ chối đàn hồi. Nhiều công thức hiệu chỉnh để cho giá trị sức kháng động sát thực tế hơn, và một trong số đó là công thức Crandall có dạng:

$$q_d = \frac{W.M}{\left(e + \frac{e_1}{2}\right) \cdot (M+P)} \cdot \frac{1}{A_c} \qquad (IV.11)$$

Trong đó: e_1 - độ chối đàn hồi, được đo bằng cách gắn một bút chì vạch lên giấy vào phía đầu trên của thiết bị xuyên.

6. Trình bầy kết quả

Kết quả thí nhiệm xuyên động có thể được trình bầy dưới dạng biểu đồ (hình IV.20) và có thể trình bầy dưới hai dạng:

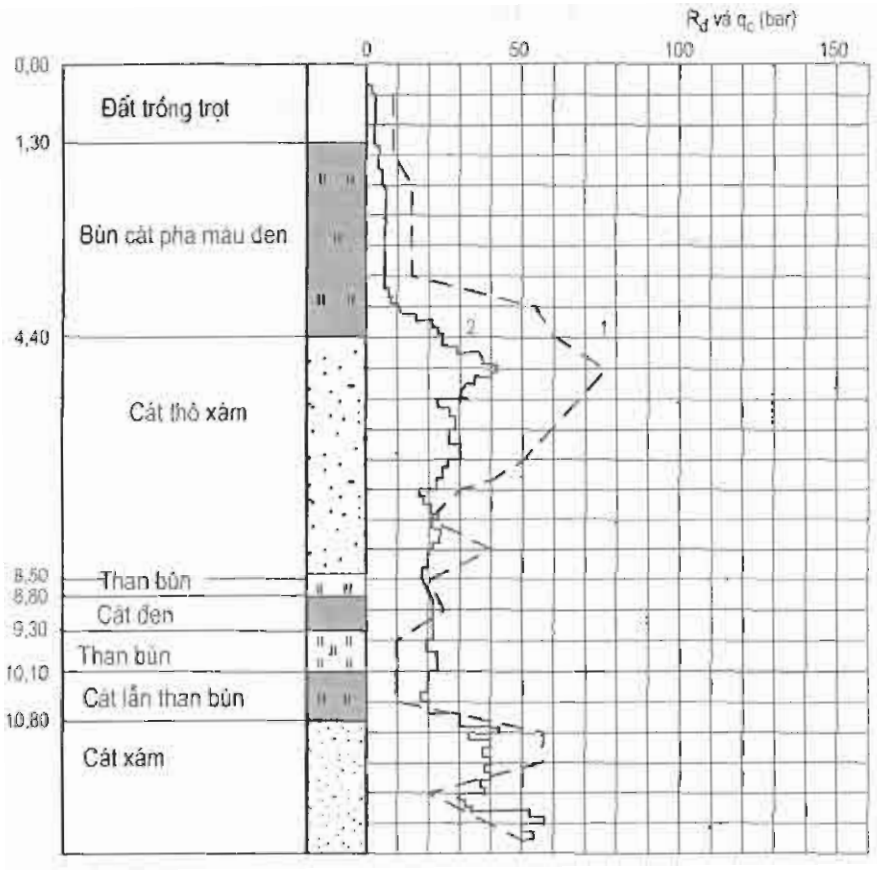
- Biểu đồ số lần búa đập N, cho từng khoảng thâm nhập 20cm, được thể hiện trên trục hoành và chiều sâu trên trục tung.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Biểu đồ sức kháng động q_d, cho từng khoảng thâm nhập 20cm, được thể hiện trên trục hoành và chiều sâu xuyên trên trục tung.

Cần chỉ rõ loại và kích thước thiết bị trên biểu đồ.



Hình IV.20: *Biểu đồ thí nghiệm xuyên động*

7. Một số ứng dụng thí nghiệm xuyên động

Thí nghiệm xuyên động có một số ứng dụng cơ bản sau trong công tác khảo sát đất nền:

- Xuyên động là thí nghiệm rẻ tiền, dễ tiến hành, thi công nhanh nên thường được áp dụng cho giai đoạn khảo sát điều tra ban đầu và thăm dò sơ bộ. Giai đoạn thi công có thể sử dụng xuyên động để xác định mặt tầng chịu lực.

- Biểu đồ xuyên động có thể sử dụng cho phân chia địa tầng, đặc biệt là xác định mặt lớp đất đá cứng để làm lớp tựa cọc, khoanh vùng khu đất yếu v.v...

- Sức kháng động (q_d) có thể được tham khảo như là chỉ số cho việc xác định độ chối khi thi công cọc đóng.

Người ta không dùng trực tiếp sức kháng động để tính toán nền móng mà thường dựa theo tương quan với xuyên tĩnh và tính toán trên cơ sở thí nghiệm xuyên tĩnh.

Theo M. Casan, ta có thể lấy tương quan giữa sức kháng mũi côn của thí nghiệm xuyên tĩnh và sức kháng động của thí nghiệm xuyên động như sau:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Với đất loại sét : $q_c / q_d \cong 1$.
- Với đất loại bụi : $q_c / q_d = 1$ (trên mực nước)
  : $q_c / q_d = 1,2 - 3,0$ (dưới mực nước).
- Với đất cát pha sét : $q_c / q_d = 0,5 - 0,9$ (trên mực nước)
  : $q_c / q_d = 0,4 - 0,1$ (dưới mực nước).
- Với đất loại cát : $q_c / q_d = 1$ (trên mực nước).
- Với đất loại cát-sạn : $q_c / q_d = 1$ (trên mực nước).
  : $q_c / q_d = 1 - 2,6$ (dưới mực nước).

Trên cơ sở các tương quan này, có thể thông qua ứng dụng của thí nghiệm xuyên tĩnh để xác định tương đối cho các ứng dụng của thí nghiệm xuyên động.

IV.1.3. Thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT)

1. Giới thiệu khái quát

Thí nghiệm xuyên tĩnh (Cone Penetrometer Test) là loại thí nghiệm hiện trường phát triển rộng rãi trên thế giới, đặc biệt là các nước Trung Âu.

Xuyên tĩnh có nguồn gốc từ Mỹ (năm 1929), song thực sự phát triển mạnh mẽ ở phòng thí nghiệm Cơ học đất Delft (Hà Lan). Thiết bị xuyên tĩnh phát triển rất đa dạng ở trong một nước cũng như các quốc gia trên thế giới. Do đó, ở Châu Âu đã diễn ra nhiều hội nghị nhằm chuẩn hoá thống nhất các loại thí nghiệm xuyên nói chung.

Về cơ bản, có thể phân thành hai loại xuyên tĩnh trên cơ sở phương thức di chuyển mũi côn:

- *Xuyên tĩnh mũi côn di động*: gồm các mác thiết bị Gouda, Pilcon, Maurice, Haefeli, Fehlmann, Franki, Soletance v.v...

- *Xuyên tĩnh mũi côn cố định*: gồm các thiết bị: PVS (LPC), Frankipfahl, Parez, Adina, CEBTP, Fondasol v.v...

Chú ý: Do hai phương thức *chuyển động mũi côn* khác nhau dẫn đến kết quả thí nghiệm có thể khác nhau ở một số loại đất.

2. Nguyên lý thí nghiệm xuyên tĩnh

Nguyên lý thí nghiệm xuyên tĩnh là đo sức kháng của đất khi ấn một mũi côn có hình dạng và kích thước quy định vào trong đất. Nếu P là phản lực đất và B là đường kính mũi côn thì *sức kháng của mũi côn* được thể hiện qua biểu thức:

$$q_c = \frac{4P}{\pi B^2} \qquad \text{(IV.12)}$$

Việc ấn mũi côn xuống đất thường được tiến hành liên tục qua hệ thống cần ti, chịu tác động của nguồn tạo lực, và có các thiết bị dùng để đo lực ấn đó.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

3. Thiết bị xuyên tĩnh

Về cấu tạo cơ bản của một thiết bị xuyên tĩnh có thể khái quát như sau:

a) Hệ thống tháp xuyên - khung đỡ - đối tải: Đây là hệ thống khung-tháp gắn máy móc thiết bị xuyên và hệ neo đối tải. Thiết bị xuyên tĩnh có thể phân thành các loại:

- Xuyên tay, dùng neo đối tải đến 2,5 tấn.
- Xuyên máy, dùng neo đối tải đến 10 tấn.
- Xuyên máy, tự hành (đặt trên xe kéo và dùng tự trọng làm đối tải tới 10 tấn).

b) Hệ thống tạo lực ấn: Có hai loại cơ bản:

- Tạo lực thủ công: là hệ thống truyền lực quay tay để ấn hệ thống cần mũi xuyên xuống đất.
- Động cơ thuỷ lực gắn liền với hệ thống kích thuỷ lực để ấn mũi và cần xuyên xuống đất.

c) Hệ thống xuyên: bao gồm hai loại:

- *Cần ngoài*: Bằng thép đặc biệt cứng, rỗng giữa, có đường kính ϕ 35,7mm và chiều dài 1000mm. Một số loại xuyên tĩnh sâu có thể sử dụng cần ngoài có ϕ 45mm. Cần ngoài có chức năng để ấn mũi xuyên xuống đất và bảo vệ cần ti trong thí nghiệm đo (hoặc cáp điện của xuyên điện).

- *Cần trong*: Bằng thép đặc biệt cứng, có đường kính ϕ 20mm, dài 1000mm. Cần trong có chức năng truyền lực từ mũi xuyên lên hệ thống đo sức kháng. Với xuyên điện không sử dụng cần trong và được thay bằng cáp điện để truyền tín hiệu cảm biến điện-lực lên mặt đất.

- *Mũi xuyên*: Theo cơ cấu vận hành mũi xuyên được chia thành hai loại:

Mũi xuyên di động: thường sử dụng cho loại xuyên tĩnh cơ học như xuyên tĩnh Gouda (Hà Lan). Có hai loại mũi xuyên di động: mũi xuyên đơn giản kiểu Delft và mũi xuyên có đo ma sát đơn vi kiểu Begemann (xem hình IV.21). Mũi xuyên nêu trên có đường kính ϕ 35,7mm, tiết diện côn $s_c = 10cm^2$ và góc góc nhọn mũi côn $\alpha = 60^0$.

Tiết diện măng xông cho loại mũi xuyên có măng xông đo ma sát thành $s_f = 150cm^2$.

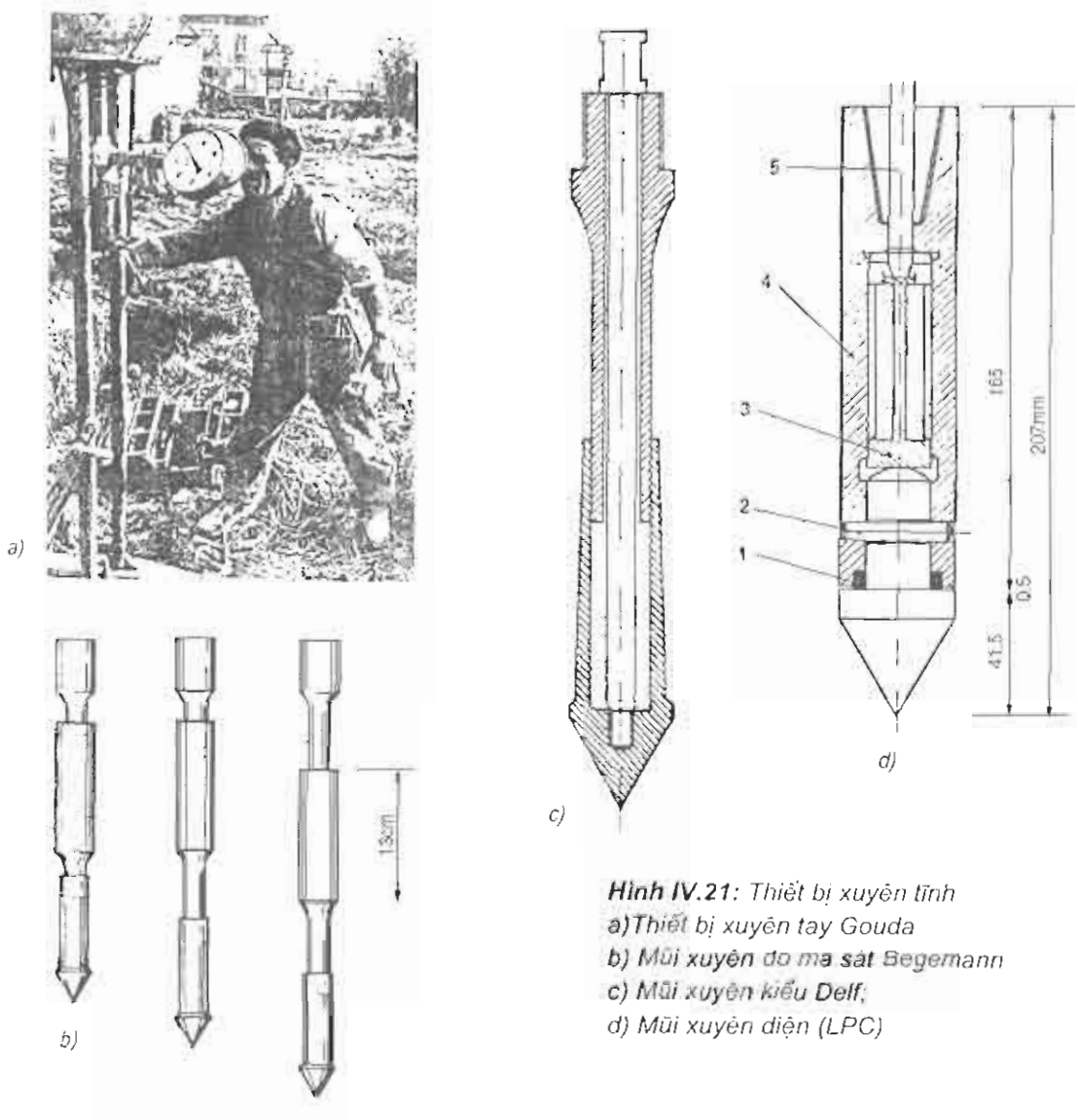
Mũi xuyên cố định. Mũi xuyên cố định thường dùng cho xuyên điện và xuyên liên tục. Mũi xuyên cố định được chuẩn hoá như sau: ϕ 35,7mm, tiết diện côn $s = 10cm^2$ và góc nhọn côn $\alpha = 60^0$, chiều dài mũi xuyên $L_m = 1000mm$, chiều dài măng xông đo ma sát $L_f = 133,7mm$ để cho tiết diện $150cm^2$.

d) Hệ thống đo ghi số liệu: Có hai phương thức hiển thị số liệu sức kháng xuyên và đo ghi:

- *Hiển thị lên đồng hồ áp lực*: Lực kháng từ mũi xuyên truyền lên cần ti và tác động vào hộp pít tông - xi lanh và đồng hồ áp lực thông với hộp xi lanh. Hiển thị kiểu này được sử dụng cho xuyên cơ học, như kiểu Gouda, và thường có hai loại đồng hồ để đo lực: sức kháng mũi côn với măng xông ma sát và tổng lực kháng. Các giá trị sức kháng xuyên, ở từng khoảng đo, được đọc trên đồng hồ và ghi chép lại vào sổ ghi chép.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn



Hình IV.21: *Thiết bị xuyên tĩnh*
a)Thiết bị xuyên tay Gouda
b) Mũi xuyên đo ma sát Begemann
c) Mũi xuyên kiểu Delf;
d) Mũi xuyên điện (LPC)

Hộp pittông, xilanh thuỷ lực của máy xuyên Gouda thường có hai tiết diện: loại có tiết diện A_x = 20cm² cho xuyên máy 10 tấn và A_x = 10cm² cho xuyên tay 2,5 tấn.

- *Hiển thị tự động lên băng ghi hoặc màn hình:* Hiển thị giá trị sức kháng xuyên kiểu này thường ap dụng cho xuyên điện. Mũi xuyên được gắn bộ cảm biến điện áp lực truyền qua cáp điện lên bộ phận tự ghi - vẽ biểu đồ hoặc hiển thị trên mành hình.

4. Tiến hành thí nghiệm - Ghi chép kết quả

Thí nghiệm xuyên tĩnh cần tiến hành theo các bước cơ bản sau:

- Chọn và định vị điểm xuyên, neo với số neo cần thiết, cân chỉnh cho máy thẳng đứng và thang bằng, lắp đặt cần và mũi xuyên mở lỗ.

- Với phương thức xuyên di động (kiểu Gouda) thường chọn khoảng ghi 20cm.

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Với phương thức xuyên liên tục, sử dụng mũi xuyên cố định (kiểu xuyên điện) thì tín hiệu điện lực từ mũi côn, măng xông ma sát và tổng sức kháng sẽ được truyền lên bộ đo, ghi và tự động vẽ biểu đồ.

- Vận tốc xuyên được chuẩn hoá là 2 cm/s.

5. Tính toán kết quả

Với xuyên cơ học thiết bị đo là đồng hồ đo áp lực. Nếu tiết diện pittông bằng tiết diện mũi côn thì chỉ số áp lực hiển thị trên đồng hồ bằng chỉ số sức kháng mũi côn. Trường hợp ngược lại, thì áp lực truyền lên từng thành phần mũi và ma sát được tính như sau:

- *Với mũi côn*: Gọi số đọc trên đồng hồ khi đo mũi côn hoạt động là R_c, tiết diện pitông-xilanh là A_x, tiết diện mũi côn A_c. Trước tiên, ta tính được lực tác động lên mũi côn: $Q_c = R_c.A_x$. Sức kháng mũi côn khi đó tính được:

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} = \frac{R_c.A_x}{A_c} \qquad \text{(IV.13)}$$

Lưu ý: Với xuyên máy Gouda, 10 tấn, có $A_x = 20cm^2 \Rightarrow A_x / A_c = 2$ nên $q_c = 2.R_c$.*

** Với xuyên tay Gouda, 2,5 tấn, có $A_x = 10cm^2 \Rightarrow A_x / A_c = 1$ nên $q_c = R_c$*

- *Với măng xông đo ma sát*: Gọi số đọc trên đồng hồ khi đo mũi di chuyển tiếp 4cm là giá trị $R_{cf} = R_c + R_f$ nên chỉ số đọc thực tế của măng xông $R_f = R_{cf} - R_c$. Tiết diện pitông-xilanh là A_x, còn tiết diện măng xông ma sát là A_f. Trước tiên, ta tính được lực tác động lên măng xông ma sát: $Q_f = (R_{cf} - R_c).A_x$. Sức kháng măng xông ma sát khi đó được tính theo biểu thức:

$$f_s = \frac{Q_f}{A_f} = \frac{(R_{cf} - R_c).A_x}{A_f} \qquad \text{(IV.14)}$$

6. Trình bầy kết quả

Kết quả xuyên tĩnh được trình bày dưới dạng biểu đồ. Hai hoặc ba loại đường cong cùng thể hiện trên biểu đồ xuyên là: đường cong sức kháng mũi côn theo chiều sâu, đường ma sát thành đơn vị và có thể đường sức kháng tổng.

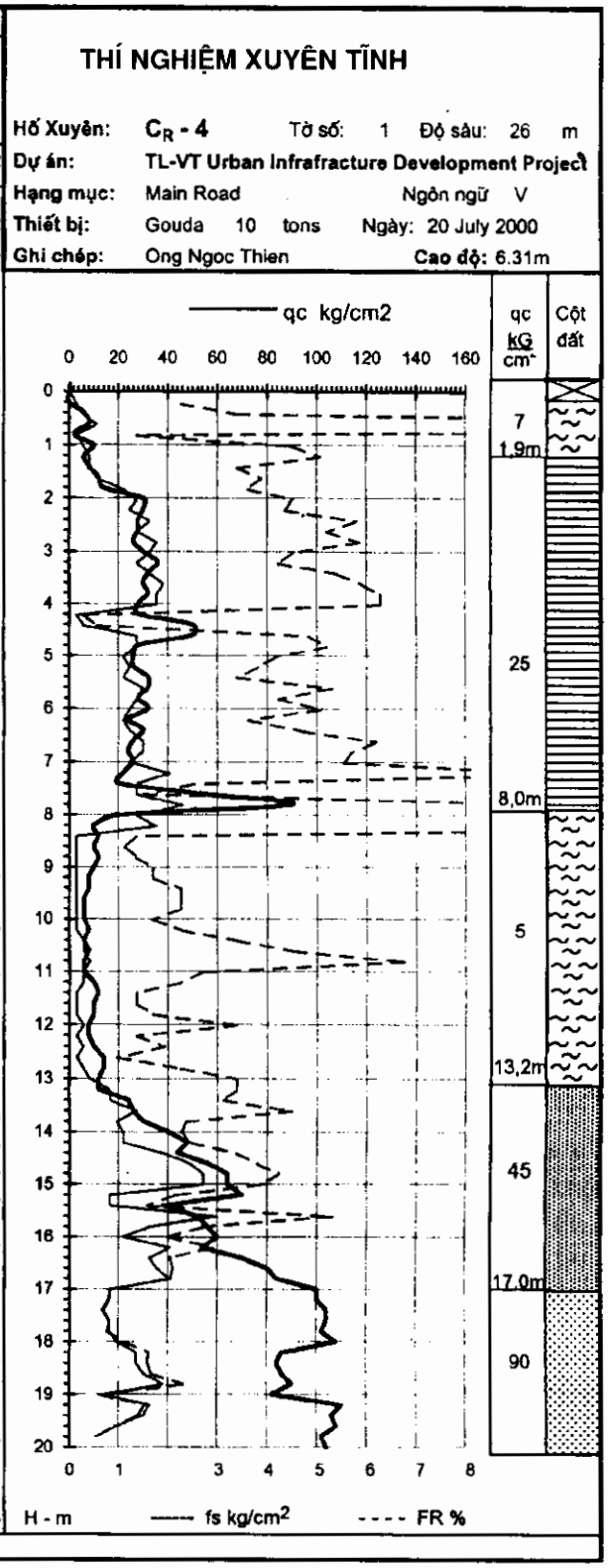
Một loại đường cong là tỷ sức kháng F_R ($F_R = [f_s / q_c].100$ %) cũng được thể hiện lên biểu đồ. Trên biểu đồ xuyên tĩnh cần thể hiện các thông tin về thiết bị xuyên: loại máy, công suất, đặc trưng thiết bị xuyên (mũi, cần, neo v.v...), phương thức xuyên (gian đoạn, liên tục). Có thể lập trình trên Excel để tự động thể hiện biểu đồ thí nghiệm xuyên tĩnh như hình IV.22.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

SỐ LIỆU GHI CHEP

H m	qc kg/cm²	fs kg/cm²	FR %	H m	qc kg/cm²	fs kg/cm²	FR %
0.0	0	0.00		10.0	8	0.13	2.2
0.2	0	0.00		10.2	8	0.13	1.7
0.4	6	0.13	2.2	10.4	6	0.13	2.2
0.6	8	0.27	3.3	10.6	8	0.27	3.3
0.8	2	0.53	26.7	10.8	6	0.27	4.4
1.0	10	0.13	1.3	11.0	6	0.40	6.7
1.2	6	0.27	4.4	11.2	10	0.27	2.7
1.4	8	0.40	5.0	11.4	12	0.27	2.2
1.6	12	0.40	3.3	11.6	10	0.13	1.3
1.8	14	0.53	3.8	11.8	10	0.13	1.3
2.0	30	1.07	3.6	12.0	8	0.13	1.7
2.2	30	1.33	4.4	12.2	8	0.27	3.3
2.4	28	1.20	4.3	12.4	10	0.13	1.3
2.6	28	1.60	5.7	12.6	14	0.27	1.9
2.8	26	1.33	5.1	12.8	14	0.13	1.0
3.0	30	1.73	5.8	13.0	12	0.27	2.2
3.2	36	1.60	4.4	13.2	12	0.40	3.3
3.4	32	1.33	4.2	13.4	24	0.80	3.3
3.6	30	1.60	5.3	13.6	26	0.80	3.1
3.8	32	1.87	5.8	13.8	30	1.33	4.4
4.0	28	1.73	6.2	14.0	40	0.93	2.3
4.2	28	1.73	6.2	14.2	48	1.07	2.2
4.4	50	0.13	0.3	14.4	44	1.07	2.4
4.6	50	0.27	0.5	14.6	56	1.87	3.3
4.8	28	1.33	4.8	14.8	64	2.40	3.8
5.0	26	1.33	5.1	15.0	64	2.67	4.2
5.2	26	1.07	4.1	15.2	70	2.67	3.8
5.4	32	1.20	3.8	15.4	38	0.80	2.1
5.6	32	1.07	3.3	15.6	52	0.80	1.5
5.8	28	1.47	5.2	15.8	56	2.93	5.2
6.0	32	1.33	4.2	16.0	60	1.60	2.7
6.2	24	1.20	5.0	16.2	54	1.07	2.0
6.4	30	1.07	3.6	16.4	70	2.00	2.9
6.6	26	1.20	4.6	16.6	80	1.60	2.0
6.8	24	1.47	6.1	16.8	84	1.73	2.1
7.0	26	1.47	5.6	17.0	100	2.00	2.0
7.2	22	1.20	5.5	17.2	100	0.80	0.8
7.4	20	2.00	10.0	17.4	104	0.80	0.8
7.6	54	1.33	2.5	17.6	104	0.67	0.6
7.8	90	1.33	1.5	17.8	102	0.80	0.8
8.0	20	2.27	11.3	18.0	108	0.80	0.7
8.2	10	1.33	13.3	18.2	86	0.93	1.1
8.4	12	1.73	14.4	18.4	84	1.33	1.6
8.6	10	0.13	1.3	18.6	86	1.33	1.6
8.8	12	0.13	1.1	18.8	90	1.47	1.6
9.0	10	0.13	1.3	19.0	82	1.87	2.3
9.2	8	0.13	1.7	19.2	110	0.67	0.6
9.4	8	0.13	1.7	19.4	106	1.60	1.5
9.6	6	0.13	2.2	19.6	108	1.47	1.4
9.8	6	0.13	2.2	19.8	102	0.93	0.9
10.0	6	0.13	2.2	20.0	104	0.53	0.5



Hình IV.22: *Ví dụ một biểu đồ thí nghiệm xuyên tĩnh Gouda*

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

7. Một số áp dụng thí nghiệm xuyên tĩnh

a) Xuyên tĩnh với phân loại đất.

Quan sát trên biểu đồ xuyên ta dễ dàng phân chia ranh giới các lớp đất. Thông qua các đặc điểm khác biệt về giá trị sức kháng mũi côn, ma sát thành, dạng uốn lượn kết hợp với thông số tỷ sức kháng F_R (xem bảng IV.28) ta có thể sơ bộ nhận biết và phân loại loại các lớp đất.

Bảng IV.28 - Phân loại đất đồng nhất theo các tiêu chí sức kháng xuyên

Giá trị q_c (kg/cm^2)	$F_R = f_s / q_c$ (%)	Dạng đường cong	Loại đất
$q_c < 30$	< 0,1	Răng cưa nhọn	Sạn, xốp, mới đắp
$q_c > 30$	< 0,6	Không định hình	Đá mềm, Cát lẫn vỏ sò
$q_c > 30$	$0,6 < f_s/q_c < 2$	Răng cưa dích dắc	Cát và sạn
$15 < q_c < 30$	$2 < f_s/q_c < 4$	Răng cưa biến đổi	Cát-bụi hỗn hợp, Cát lẫn sét, bụi
$6 < q_c < 35$	$4 < f_s/q_c < 8$	Uốn lượn khá đều	Sét
$6 \geq q_c$	$6 < f_s/q_c$	Uốn lượn đồng đều	Đất hữu cơ, bùn, trầm tích đầm lấy

b) Xác định lực dính không thoát nước của đất dính:

Lực dính kết không thoát nước (đất dính) được xác định theo xuyên tĩnh theo biểu thức:

$$c_u = \frac{q_c}{10-20} \qquad \text{(IV.15)}$$

Trong đó:

10 - áp dụng cho mũi côn cố định.

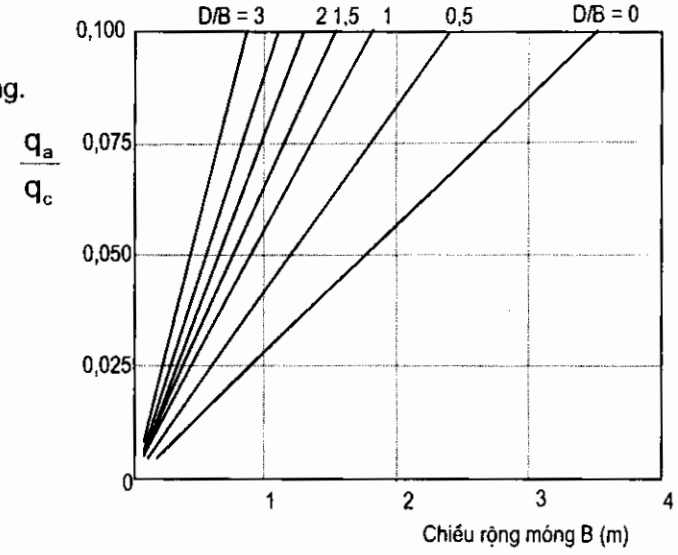
15 - 20 - áp dụng cho mũi côn di động.

c) Sức chịu tải móng nông trên đất loại cát

Ta có thể tham khảo phương pháp Mayerhof, xác định nhanh sức chịu tải cho phép móng nông thông qua thí nghiệm xuyên tĩnh, được thể hiện dưới dạng toán đồ, hình IV.23.

d) Xác định sức chịu tải móng nông trên đất loại sét

Theo Casan (Pháp) và theo tiêu chuẩn CHuП-2-15-74 (Liên Xô trước đây), sức chịu tải cho phép móng nông, đặt trên đất có c - φ, có thể được xác định trực tiếp theo sức kháng mũi côn:



Hình IV.23: *Toán đồ Meyerhof tính toán móng nông trên cát. B : chiều rộng móng nông, D : chiều sâu chôn móng, q_c : sức kháng mũi côn; q_a : sức chịu tải cho phép.*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

$$q_a = \frac{q_c - q_0}{12 - 15} + \gamma_1 D \text{ (mũi côn di động)} \quad \text{(IV.16)}$$

$$q_a = \frac{q_c - q_0}{10} + \gamma_1 D \text{ (mũi côn cố định)} \quad \text{(IV.17)}$$

e) Sức kháng mũi côn và tính biến dạng của đất

Tương quan giữa thông số biến dạng với sức kháng mũi côn ($E_0 = \alpha.q_c$) được nhiều tác giả nghiên cứu. Đặc biệt là Giáo sư Sanglerat thuộc Trường Đại học Lion (Pháp) với 600 cặp so sánh đã đưa ra kết quả hệ số tương quan α, thể hiện trong bảng IV.29.

Bảng IV.290 - Hệ số tương quan α cho các loại đất (theo Sanglerat)

($E_0 = \alpha.q_c$)

Loại đất	Sức kháng mũi côn	Hệ số α
CL Sét ít dẻo	$q_c < 7$ kg/cm^2	$4 < \alpha < 6.5$
	$7 < q_c < 20$ kg/cm^2	$3 < \alpha < 4$
	$q_c > 20$ kg/cm^2	$1.3 < \alpha < 2,5$
ML Bụi bột ít dẻo	$q_c < 20$ kg/cm^2	$3 < \alpha < 6$
	$q_c > 20$ kg/cm^2	$1 < \alpha < 3$
CH - OH Sét dẻo cao, rất cao	$q_c < 20$ kg/cm^2	$2.5 < \alpha < 5$
MH - OH Bụi bột dẻo cao, rất cao	$q_c > 20$ kg/cm^2	$1 < \alpha < 2$
OL Bụi nhiều hữu cơ	$q_c < 12$ kg/cm^2	$2 < \alpha < 8$
	$q_c > 12$ kg/cm^2	$0,5 < \alpha < 4$
T - OH Than bùn và	$q_c < 7$ kg/cm^2	
Bùn nhiều hữu cơ	$50 < w < 100$	$1,5 < \alpha < 4$
	$100 < w < 200$	$1,0 < \alpha < 1,5$
	$200 < w$	$0,4 < \alpha < 1$
S Cát	$q_c < 100$ kg/cm^2	$\alpha = 2$
S - G Cát sạn chặt	$q_c > 100$ kg/cm^2	$\alpha = 2 - 3$
Đá phấn	$20 < q_c < 30$ kg/cm^2	$2 < \alpha < 4$
	$q_c > 30$ kg/cm^2	$1,5 < \alpha < 3$

Cho đất nền Hà Nội, các tác giả Vũ Công Ngữ, Trần Văn Việt, Nguyễn Vũ Tùng và Đỗ Văn Hải đã tổng kết và lập hệ số tương quan và kết quả thể hiện trong bảng IV.30.

Bảng IV.30 - Hệ số tương quan α cho các loại đất

(Theo Vũ Công Ngữ et al. $E_0 = \alpha.q_c$)

Loại đất	Sức kháng mũi côn		Hệ số α
Sét, Sét pha dẻo cứng trở lên	$q_c < 15$ kg/cm^2		$5 < \alpha < 8$
	$q_c > 15$ kg/cm^2		$3 < \alpha < 6$
Sét, Sét pha dẻo mềm đến dẻo chảy	$q_c > 7$ kg/cm^2		$4.5 < \alpha < 7.5$
	$q_c < 7$ kg/cm^2		$3 < \alpha < 6$
Bùn, đất hữu cơ	$q_c < 6$ kg/cm^2	$W < 70\%$	$3 < \alpha < 6$
		$W > 70\%$	$2 < \alpha < 4$
Cát pha	$10 < q_c < 35$ kg/cm^2		$3 < \alpha < 5$
Cat (kiến nghị sử dụng)	$q_c < 100$ kg/cm^2		2
Cát sạn chặt (kiến nghị sử dụng)	$q_c > 100$ kg/cm^2		3

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Áp dụng thực tiễn kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh để phân tích móng nông và móng cọc được đề cập chi tiết trong các chương V và VI.

f) Sức kháng mũi côn và đánh giá mức độ đầm chặt đất đắp

Ngoài các phương pháp truyền thống để kiểm tra độ chặt đất đắp như bàn nén tải trọng tĩnh, đầm chặt, rót cát v.v... Tuy nhiên, trong quá trình thi công đất đắp thật là khó mà tiến hành kiểm tra toàn diện ở công trường lớn, hàng ngày đắp hàng 20 000 - 40 000 m^3, trong điều kiện xe máy thi công đi lại và đôi khi ngập nước, nhất là đầm chặt theo từng phân lớp.

Để khắc phục nhiều hạn chế trong quá trình kiểm tra độ chặt đất đắp, có thể lập đề cương kết hợp giữa phương pháp kiểm tra truyền thống kết hợp với thí nghiệm xuyên tĩnh, hoặc (xuyên động) để lập tương quan giữa độ chặt thiết kế với sức kháng mũi xuyên (ở giai đoạn đắp thử) làm cơ sở kiểm tra rộng rãi.

Chỉ dẫn trong bảng IV.31 có thể tham khảo về tương quan giữa độ chặt đất đắp với sức kháng mũi côn (q_c).

Bảng IV.31 - Tương quan độ chặt - q_c

Loại đất đắp	qc (kg/cm^2)	Độ chặt khi đầm
Sạn sỏi	15 - 20	Còn xốp - chưa chặt
Cát - sạn	20 - 45	Còn xốp - chưa chặt
Cát - sạn	80 - 120	Đầm đạt chặt trung bình
Cát - sạn	> 200	Đầm đã chặt hoàn toàn

g) Sức kháng mũi côn và đánh giá môđun phản lực nền k_s

Thông qua tương quan của Meyrhof giữa (k_s với N và giữa N với q_c), ta có thể xác định gần đúng mối quan hệ giưac sức kháng xuyên (q_c) với modun phản lực nền (k_s), cho đất loại cát, như sau:

$$0{,}08\ q_c - 0{,}63 < k_s < 0{,}16\ q_c - 0{,}63\ (kg/cm^3)$$

h) Sức kháng mũi côn và đánh giá modun phản lực ngang lên cọc k_{HB}

Việc tính toán lực phương ngang tác động vào cọc là rất phức tạp, trong đó việc đánh giá được modun phản lực ngang k_H của các lớp đất khác nhau mà cọc cắm qua là rất cần thiết. Phân tích một số sự cố của mố cầu đặt trên cọc, Lacroix & Marche kiến nghị xác định modun phản lực ngang k_{HB} của các lớp đất dọc thân cọc, với cọc có đường kính B, như sau:

$$k_{HB} = 4{,}5\ \frac{q_c}{B}$$

IV.1.4. Thí nghiệm nén ngang Menard (PMT)

1. Giới thiệu khái quát

Vào năm 1930, Koegler, một Kỹ sư người Đức đã hình dung một thiết bị cho phép thực hiện thí nghiệm (gọi là *nén tải ngang)* trong hố khoan. Cấu tạo thiết bị là hai nửa ống, có

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

dạng một trụ xilanh, để truyền ứng lực lên thành hố khoan. Sự chuyển vị của hai nửa ống, ép vào thành đất trong lỗ khoan, chính là độ biến dạng của thành đất và một biểu đồ ứng lực biến dạng được thiết lập. Tuy nhiên, thiết bị này đã không được phát triển tiếp và sau đó nhanh chóng đi vào quên lãng.

Ý tưởng đó mãi lâu sau này lại được nhắc lại và nhiều thí nghiệm kiểu *nén tải ngang lên thành hố khoan* đã được tiến hành để xác định modun đàn hồi của đất.

Trong thực tế mãi đến năm 1957, Louis Menard - Kỹ sư Cầu đường (Pháp) - đã phát triển và hoàn thiện loại *Thí nghiệm nén ngang* (Pressiometre), cả về chế tạo thiết bị và xây dựng cơ sở lý thuyết, mang tên nén ngang Menard. *Thí nghiệm nén ngang Menard* đã nhanh chóng phát triển và được áp dụng ở nước Pháp, và sau đó ở nhiều nước thế giới. Nhiều công trình nghiên cứu hệ thống ứng dụng thí nghiệm hiện trường, trong đó có PMT, đặc biệt là của Hãng LCPC, do Bustamente chủ biên (1973 - 1983) và đã được đưa chính thức vào Tài liệu kỹ thuật thống nhất Pháp DTU.13.2 .

Nhiều nước còn sử dụng một số loại nén ngang có khác biệt ít nhiều về thiết bị, phương thức tạo lỗ, thi công, thí nghiệm, diễn dịch và áp dụng kết quả. Để tìm hiểu thêm có thể tham khảo sách "*Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng* " – Vũ Công Ngữ và Nguyễn Thái - 2002.

2. Nguyên lý thí nghiệm

Nguyên lý thí nghiệm là đưa vào trong hố khoan tạo trước một ống đo hình trụ có thể dãn nở ngang để ép vào thành hố khoan. Ống đo dạng hình trụ cấu tạo bằng thép, đường kính 60mm, ngoài bọc màng cao su, được ngăn cách thành 3 buồng: buồng đo nằm ở giữa và hai buồng bảo vệ hai đầu. Ống đo được nối với hộp điều khiển để đo áp lực thể tích. áp lực được dùng là khí nén (CO_2) để ép một khối lượng dung dịch vào khoảng giữa lõi thép và màng cao su làm dãn nở ra để ép vào thành hố khoan.

Tác dụng áp lực theo các cấp tăng dần vào ống đo, để ép vào môi trường đất đá quanh hố khoan một ứng suất dạng hình trụ đồng tâm, đồng đều và tăng dần. Biến thiên của mực nước trên hộp điều khiển - CPV cho phép xác định độ biến dạng tương ứng với các áp lực tác dụng và thời gian.

3. Thiết bị

Thiết bị nén ngang đã trải qua nhiều thế hệ được cải tiến và hoàn thiện dần, tuy nhiên, về nguyên lý cơ bản vẫn không thay đổi. Thế hệ sau cùng thời điểm này được gọi là Type - G . Sơ đồ cấu tạo cơ bản của thiết bị nén ngang thể hiện trong hình IV.24. Thế hệ nén ngang Type G có thể đạt đến áp lực 10 MPa trong khi thế hệ đầu tiên chỉ đạt 1MPa. Cấu tạo cơ bản một thiết bị nén ngang bao gồm 3 bộ phận:

- *Hộp điều khiển* áp lực-thể tích (Control Pression-Volume - CPV);
- *Ống đo* (thường gọi là Sonde);
- *Đường ống dẫn* (Tube de Connexion).

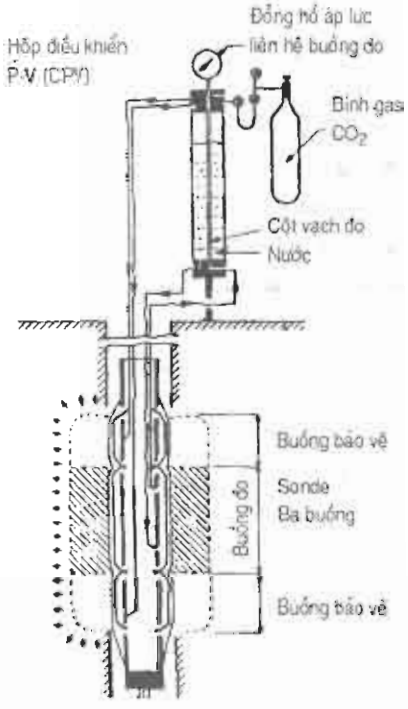
a) Hộp điều khiển - CPV

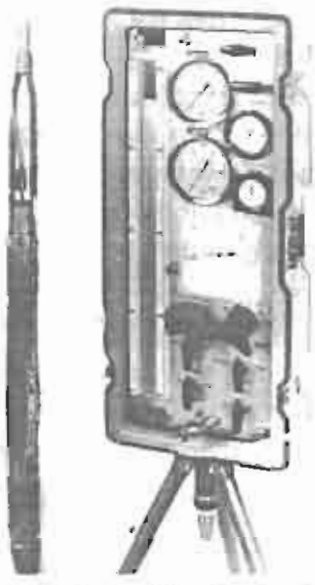
CPV Type G (hình IV.24) được cấu tạo bằng một ống thép không gỉ có các lỗ thông dẫn với khí nén và cho nước chảy. Đây thực chất là bộ phận chứa dung dịch nước bơm

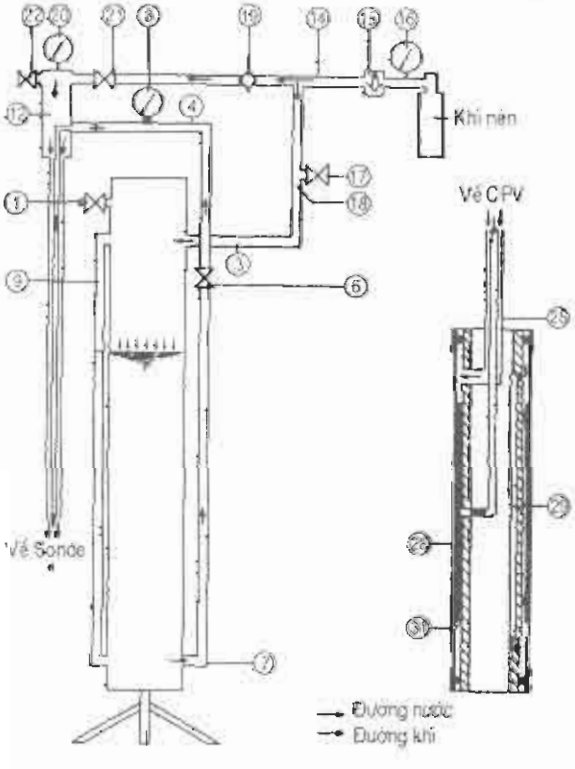
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

vào ống đo . CPV được lắp đạt nhiều bộ phận, đặc biệt là hệ thống đồng hồ đo áp lực của nước và gas; ống thuỷ tinh có vạch điều chỉnh độ biến dạng theo thể tích nước (cm^3); hệ thống van điều khiển gas và nước.







c) Nguyên lý và chu trình vận chuyển khi đo:

Nước, trong hộp điều khiển CPV có vạch đo, chảy qua ống dẫn đồng tâm đến ống đo, bởi áp lực gas, chảy qua ống (7) và (4) qua đồng hồ áp lực (8), qua tiếp buồng hợp lưu (12), chảy vào ống trong để vào buồng đo qua lỗ nối (25) và cuối cùng nằm giữa phần ống thép và màng cao sư (31). Gas chứa trong bình đi vào thiết bị qua ống (14) và áp suất của nó được đo ở đồng hồ (16). Qua van điều chỉnh (15) một nhánh gas qua ống (18) và (3) để vào CPV và ở đó áp suất của nó tác dụng vào cột nước; còn nhánh khác gas đi về buồng hợp lưu qua van điều chỉnh (19). Khi qua van này áp suất gas nhỏ hơn giới hạn cho phép, với khoảng chênh khoảng 0,08 đến 0,15 MPa, được ấn định trước tuỳ thuộc chiều sâu ống thí nghiệm đến mực nước ngầm. Gas từ buồng hợp lưu qua ống (21), ở đo áp lực được đo bằng đồng hồ (20); tiếp theo hướng về ống ngoài (24) xuống nối (25) vào các ống [26] và (29) để thâm vào hai buồng bảo vệ nằm giữa ống thép và gaine đến nở bảo vệ .

***Hình IV.24**: Thiết bị và sơ đồ vận hành thí nghiệm nén ngang Menard*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

b) Đường ống dẫn

Đường ống dẫn chuyển chất lỏng và khí từ CPV nằm trên mặt đất xuống đến ống đo trong lỗ khoan. Đây là loại ống lồng đôi, đồng tâm. ống ngoài có đường kính trong 7mm và đường kính ngoài 10mm và ống trong có đường kính trong 4mm và đường kính ngoài 6mm. *ống ngoài* nối với hai *khoang bảo vệ* (chứa gas), còn *ống trong* thông với *khoang đo* ở giữa của ống đo (chứa nước).

Việc thiết kế loại *ống dẫn lồng đôi đồng tâm* là phát kiến quan trọng không chỉ đơn giản hoá mà còn hạn chế dãn nở ống trong dưới áp lực

c) Ống đo

Đặc trưng cơ bản của *ống đo* của nén ngang Menard là được cấu tạo thành ba buồng, trong đó:

- *Buồng đo* nằm ở giữa, được cấu tạo bởi ống thép, bọc ngoài bằng màng cao su . Buồng đo dùng để đo biến dạng nén ép vào thành hố khoan (thông qua biến thiên khối lượng nước) theo các cấp áp lực.

- Hai *buồng bảo vệ* nằm ở hai đầu, có cùng nguyên tắc cấu tạo, song được bọc ngoài một ống gaine dãn nở (trùm lên cả bề ngoài màng cao su của ống bảo vệ). Buồng bảo vệ có tác dụng làm đồng đều *trường ứng suất* hình trụ của buồng đo.

- Hệ ống dẫn nối vào buồng bảo vệ và buồng đo sao cho với cùng áp lực thì nước vào buồng đo và gas vào buồng bảo vệ.

Các ống đo thông dụng hiện nay có 6 loại đường kính theo các code sau:

Bảng IV.32 - Code về kich thước ống đo hiện hành

Đường kính	32mm	44mm	58mm	70mm	95mm	115mm
Code	EX	AX	BX	NX	-	-

Trong thực tế, ống đo thông dụng nhất là code AX và BX trong đó chiều dài buồng đo là: L (AX) = 37cm và L(BX) = 21 cm.

4. Tiến hành thí nghiệm nén ngang

Thí nghiệm nén ngang được tiến hành cơ bản theo các bước sau:

1 - Khoan tạo lỗ với đường kính quy định theo ống đo. Thông dụng nhất là ống đo code AX thì đường kính hố khoan ϕ = 60mm. Có thể dùng khoan xoay, khoan xoắn, dùng bentonit hoặc polimer để giữ thành khố khoan (trong đất rời). Hố khoan phải thẳng, đều, không sập xệ thành. Chất lượng thành hố khoan đóng vai trò rất quan trọng để quyết định chất lượng thí nghiệm nén ngang.

2 - Chuẩn bị thiết bị: Được tiến hành đồng thời trong quá trình khoan tạo lỗ.

- *Chuẩn bị thiết bị*: Bao gồm hộp điều khiển CPV, đường ống dẫn với chiều dài đủ đến độ sâu tối đa cần thí nghiệm, ống đo. Đổ nước vào bình, lắp ráp màng cao su, gaine giãn nở, chống thấm thoát. Lắp ráp CPV với đường ống dẫn và ống đo. Kiểm tra trạng thái làm việc của các van điều khiển, các đồng hồ, các dụng cụ cần thiết trước khi thí nghiệm.

- *Thí nghiệm chuẩn gaine*: Gọi là thí nghiệm chuẩn vì đây là thí nghiệm tìm trạng thái biến dạng dưới áp lực của riêng màng gaine cao su của ống đo. Thí nghiệm này nhằm

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

loại trừ sai số do biến dạng của màng gaine cao su trong số đo thí nghiệm. *Thí nghiệm chuẩn* bắt buộc phải tiến hành cho mỗi lần thay màng gaine và ít nhất sau 5 thí nghiệm với một loại màng gaine cần chuẩn lại.

Thí nghiệm chuẩn gaine được tiến hành với sơ đồ cấp áp lực sau:

$$P = 0,25 - 0,5 - 0,75 - 1,0 - 1,25 - 1,5 - 1,75$$

Điều chỉnh cho từng cấp áp lực và tiến hành đo ghi biến dạng của màng gaine qua biến thiên khối lượng nước ở từng cấp áp lực. Thí nghiệm chuẩn có thể dừng ở tổng biến thiên lượng nước khoảng 500cm^3 , tối đa không vượt quá 700cm^3.

Thí nghiệm chuẩn được tiến hành trên mặt đất và lưu ý là ống đo cần đặt trong một ống chống có ϕ = 70 - 80mm để tránh màng gaine nở đột ngột quá độ có thể gây ra nổ vỡ gaine cao su.

3 - Thí nghiệm nén ngang trong lỗ khoan .

a) Xác định sơ đồ cấp áp lực: Khoảng cấp áp lực thí nghiệm tuỳ thuộc trạng thái đất đá, về nguyên tắc bằng $P_L/10$. Các khoảng sau có thể tham khảo:

- Với đất yếu: bùn, sét mềm, cát xốp chảy: khoảng cấp áp lực 0,025 Mpa.

- Đất rất yếu như than bùn: khoảng các cấp áp lực 0,005 Mpa.

- Với các đất cứng dần từ đó chọn tăng dần từ 0,1 đến 0,4 Mpa.

- Với đất rất cứng, đá mềm và đá phong hoá: có thể tăng 1 đến 2 Mpa.

b) Tiến hành thí nghiệm: Số cấp áp lực cho một thí nghiệm có thể biến đổi từ 7 đến 14. Cứ mỗi một cấp áp lực, tương ứng với một biến đổi thể tích đất, được thể hiện qua sự hạ thấp cột nước trên hộp CPV, thể hiện cm^3 (cột nước (9), trên hình IV.24).

- Hạ *ống đo* xuống vị trí (chiều sâu) cần thí nghiệm đồng thời mở khoá điều chỉnh. Mực nước ở vạch đo hạ xuống đến một chỉ số tương ứng với áp suất của cột nước tính đến đầu đo.

Khoan tạo lỗ có thể khoan sâu cho một vài khoảng đo (trường hợp đất giữ thành hố khoan tốt). Khi đó, ống đo thường được hạ xuống đến vị trí đo cuối cùng rồi dần dần rút lên cho các vị trí thí nghiệm tiếp theo bên trên.

- Điều chỉnh áp lực cho *cấp áp lực* dự định thí nghiệm. Tiến hành đo ghi kết quả theo phương pháp do LCPC kiến nghị 1971 (trong FOND 72 chapitre 5.2) như sau:

+ Trường hợp thông thường với tất cả các loại địa tầng đất, đá: ghi biến thiên của thể tích nước V (cm^3), trên vạch đo trên hộp CPV, tương ứng các khoảng thời gian: 15', 30' và 60'.

+ Trường hợp đặc biệt với đất nền quá yếu thì ghi biến thiên thể tích V(cm^3) trong các khoảng thời gian: 30 giây, 60 giây và 120 giây.

- Thí nghiệm lần lượt các cấp áp lực theo sơ đồ dự kiến.

- Cấp áp lực cuối cùng, được xem là kết thúc, khi đất nền xung quanh ống đo bị phá hỏng. Cấp áp lực phá hỏng được quy ước khi tổng biến thiên lượng nước đạt đến khoảng 500cm^3 (không được vượt quá 700cm^3).

- Khi kết thúc thí nghiệm ở độ sâu dự kiến thì rút *ống đo* lên vị trí tiếp theo phía trên và tiến hành tương tự.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

4 - Tính toán và trình bầy kết quả thí nghiệm:

Tính toán kết quả được tiến hành đồng thời theo các bước sau:

a) Vẽ các đường thí nghiệm sau:

- Đường cong (1): Cấp áp lực - thể tích của thí nghiệm chuẩn gaine.
- Đường cong (2): Cấp áp lực - thể tích của thí nghiệm trong hố khoan.
- Đường cong (3): Cấp áp lực - chênh thể tích (ở 30' và 60') khi thí nghiệm.

b) Tính toán kết quả:

- Trên đường cong (2): lựa chọn 2 cấp áp lực trong phạm vi pha đàn hồi (tuyến tính) gọi là P_1 và P_2 ($P_2 > P_1$). Tính toán độ chênh cấp áp lực $\Delta P = P_2 - P_1$.

- Trên đường cong xác định thể tích tương ứng P_1 và P_2 gọi là V_1 và V_2. Tính độ chênh thể tích $\Delta V = V_2 - V_1$. Tính toán $V_m = 1/2.(V_2 - V_1)$.

- Tính toán modun nén ngang E_p:

$$E_p = 2(1+\nu)\,(V_0+V).\frac{dP}{dV} \Rightarrow E_p = 2{,}66\,(V_0+V_m).\frac{\Delta P}{\Delta V} \qquad \text{(IV.18)}$$

Trong đó:

V_0 - thể tích nước trong ống kim loại (593cm^3).

V - thể tích nước ống đo dãn nở ép vào đất xung quanh.

- Tính toán áp lực giới hạn: P_L:

$$P_L = P_m - P_i + \gamma_w .(a + z) \qquad \text{(IV.19)}$$

Trong đó:

P_m: áp lực đo thí nghiệm, quy ước ở biến thiên thể tích 700cm^3.

Pi : áp lực chuẩn gaine, quy ước ở biến thiên thể tích 700cm^3

γ_w : tỷ trọng nước = 1.

a : chiều cao từ mặt đất đến mực nước trên CPV.

z : chiều sâu từ mặt đất đến ống đo.

- Xác định áp lực ngưỡng mỏi (fluage): P_f: Là điểm uốn gấp trên đường cong (3).

c) Kết quả thí nghiệm nén ngang Menard hoàn chỉnh trong một lỗ khoan nén ngang được thể hiện dưới hai dạng biểu đồ:

- *Biểu thí nghiệm nén ngang* là biểu thể hiện biểu đồ quan hệ áp lực biến đổi thể tích của từng vị trí thí nghiệm. Trên biểu này cần thể hiện đầy đủ các thông tin về dự án, hiện trường, vị trí khoan nén ngang, ngày và người thí nghiệm, độ sâu thí nghiệm, loại đất, phương pháp và loại gain sử dụng, kết quả tính toán các thông số và kết quả.

- *Trụ thí nghiệm nén ngang* thể hiện các thông tin của một trụ địa tầng khoan bình thường ở một nửa và một nửa là hai biểu đồ kết quả, từng thí nghiệm theo chiều sâu, của hai thông số nén ngang là: PL & Ep.

Có thể lập chương trình trên Excel để tự động thể hiện theo các biểu mẫu thí nghiệm nén ngang như hình IV.25 và IV.26.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn

USCo UNION OF SURVEY COMPANIES

91 PHUNG-HUNG HA-NOI
Tel: 8 261415 - FAX: 8 245 708

THÍ NGHIỆM NÉN NGANG

Công trình: NÂNG CẤP VÀ CẢI TẠO NHÀ MÁY XI-MĂNG BỈM SƠN
Địa điểm: Bỉm-sơn Thanh-hóa

Người thí nghiệm: Nguyen Van Minh
Ngày thí nghiệm: 31/10/99

HỐ KHOAN SỐ: BH - 5 (b)
Tọa độ: -

PHƯƠNG PHÁP KHOAN
- Loại Đất Đá: C
  SET
- Khoan dung dịch: Yes
- Khoan đập rung: No

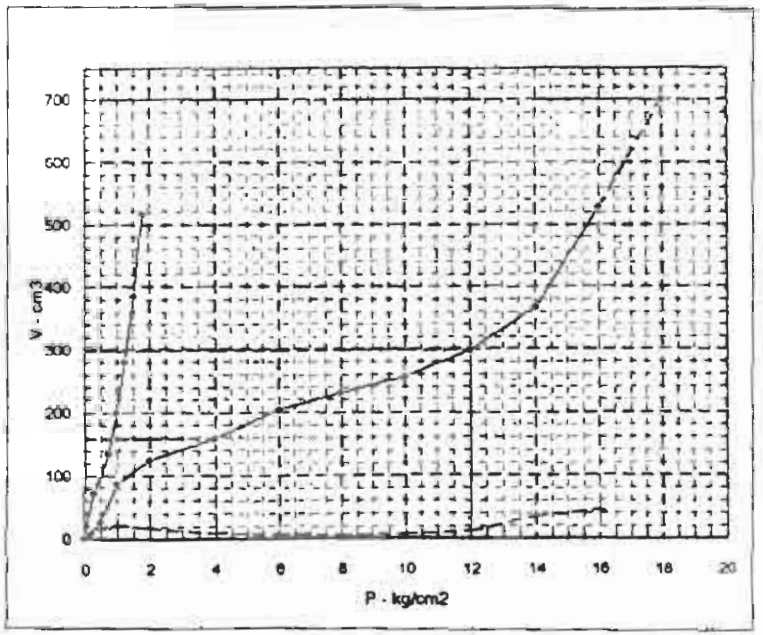
THÍ NGHIỆM SỐ: 13
- Chiều sâu thí nghiệm: 19,2 m
- Đường kính ống đo: 60 mm
- Membrane thông thường: YES
  Membrane kim loại:
- Membrane ống chẻ:
- Vị trí của CPV: 0,8 m

TÍNH TOÁN KẾT QUẢ

ΔP	12,0 - 4,0	=	8,0	kg/m²
ΔV	298 - 158	=	140	cm³
Vm		=	228	cm³
ΔV / ΔP		=	17,5	
Pf u		=	18,0	kg/cm²
Pf u		=	1,80	kg/cm²

Chuẩn P kgc	Chuẩn V cm3	Áp lực P kg/cm2	Thể tích V 30"	Thể tích V 60'	Chênh V Cm3
0,00	0	0.0	0	0	0
0,30	71	0.50	11	25	14
0,75	135	1.00	65	87	22
1,00	200	2.00	107	125	18
1,25	280	4.00	150	158	8
1,50	385	6.00	197	204	7
1,80	517	8.00	225	231	6
		10.00	249	256	7
		12.00	287	298	11
		14.00	332	367	35
		16.00	483	528	45

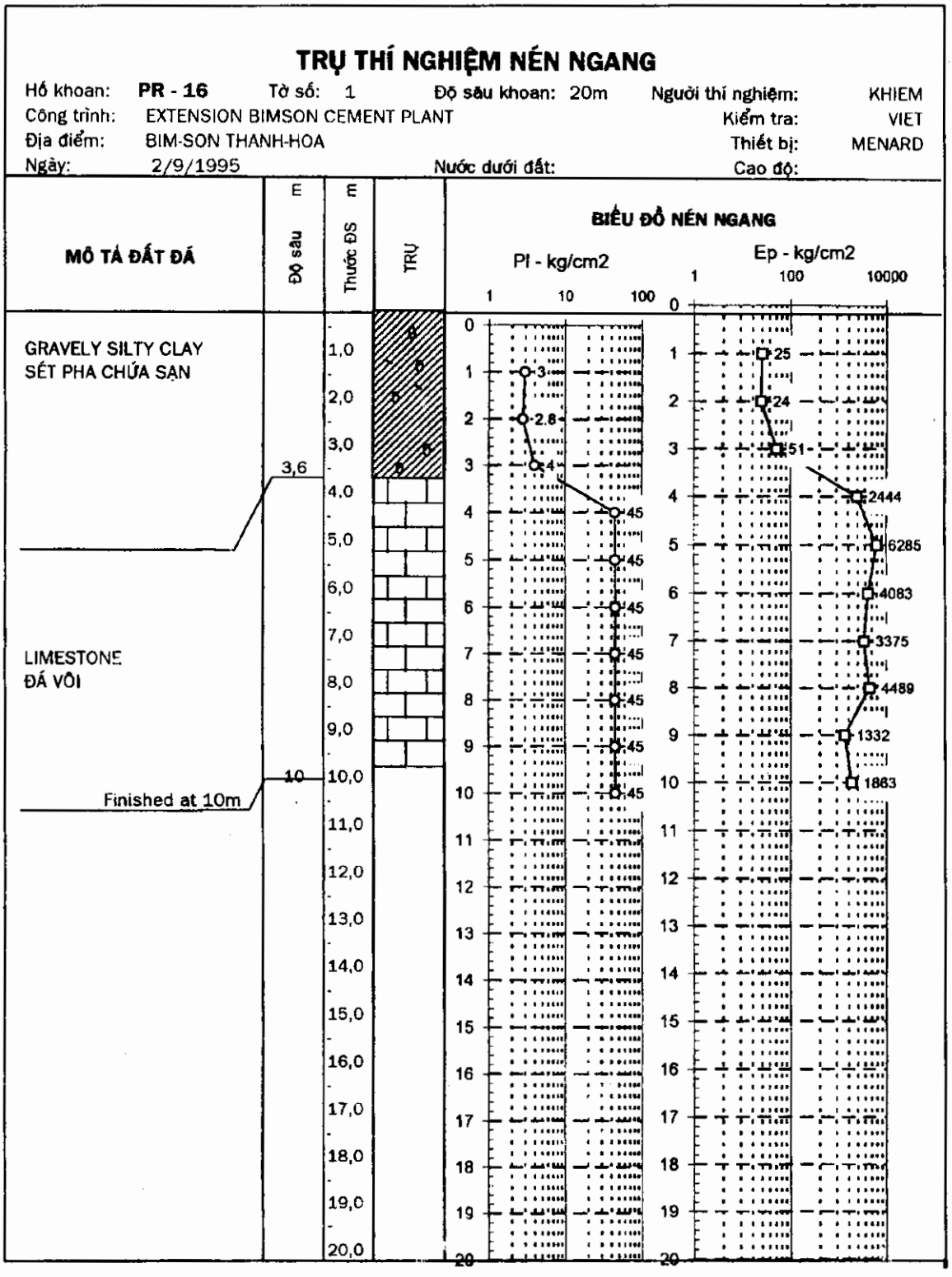
BIỂU ĐỒ NÉN NGANG



Thí nghiệm SPT			Thông số Menard		Bán kính (cm)				Áp lực (kg/cm2)			Thông số đàn hồi	
Pf	En	N-value	Pf (kg/cm2)	Ep (kg/cm2)	Ro	R1	Rm	M	Po	Py	Pf	E (kg/cm2)	Es (kg/cm2)
12,6	125	25	18,16	228	4,02	4,63	4,421	0,811	4,0	8,0	14,0	9,9	58,0

Hình IV.25: Biểu thí nghiệm nén ngang Menard

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình IV.26: *Trụ thí nghiệm nén ngang Menard*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

IV.1.5. Thí nghiệm cắt cánh hiện trường (VST)

1. Giới thiệu khái quát

Như đã đề cập ở chương II, đường Coulomb biểu diễn sức kháng cắt của đất có dạng:

$$\tau = \sigma.tg\varphi + c$$

Với điều kiện đất dính thuần tuý, bão hoà nước mà cắt nhanh, không cố kết nên không thoát nước (gọi là UU) và khi đó ta có :

$$\varphi_u = 0,$$

$$\tau = c_u$$

Ta đã biết, khả năng thoát nước lỗ rỗng của đất dính rất chậm nên một số trường hợp tính toán nền móng, đặc biệt nghiên cứu đất đắp trên nền đất yếu, thì thí nghiệm theo sơ đồ UU (không cố kết, không thoát nước) là thích hợp. Trong khi đó, việc xác định (Cuu) ở trong phòng thí nghiệm không phải lúc nào cũng thuận lợi, nhất là với sét nhậy và than bùn.

Xuất phát từ những vấn đề nêu trên người ta đề xuất một loại thí nghiệm, không cần tiến hành lấy mẫu nguyên dạng, có thể xác định nhanh chóng sức kháng cắt không thoát nước của đất yếu.

Một thiết bị được gọi là *Thí nghiệm cắt cánh hiện trường* (Field Van Shear Test) lần đầu tiên xuất hiện ở nước Anh và Thuỵ Điển vào năm 1948, nơi có nhiều loại sét đặc trưng, rồi sau phát triển ở các nước Anglo-Saxon và trên thế giới.

2. Nguyên lý thí nghiệm

Thí nghiệm cắt cánh theo nguyên tắc là cắt đất trên một mặt phẳng định sẵn. Nguyên lý thí nghiệm rất đơn giản là ấn vào trong đất một *cánh cắt chữ thập* qua hệ cần ty và thực hiện một ngẫu lực xoắn ở đầu cần ty cho đến khi đất bị cắt xoay tròn (phá huỷ) xung quanh cánh cắt. Cân bằng giới hạn của mômen kháng của lực dính xung quanh bề mặt cắt (khối trụ của cánh cắt) chính là bằng mômen xoắn.

Đất bị cắt trong thời gian khá nhanh, nước không kịp thoát ra nên thí nghiệm được xem là theo sơ đồ UU. Cân bằng hai loại mômen nêu trên cho phép tính toán lực dính không thoát nước theo lý thuyết.

3. Thiết bị cắt cánh

Thiết bị thí nghiệm cắt cánh được phát triển rất đa dạng. Ban đầu rất đơn giản, là đo ngẫu lực xoắn bằng lực kế, lắp vào cánh tay quay và gắn chặt với đầu cần ty. Cần và cánh cắt được ấn trực tiếp vào đáy lỗ khoan. Sau này, thiết bị càng hiện đại thường dùng là đo bằng *hộp ngẫu lực* có thể xác định biến thiên ngẫu lực xoắn theo góc quay.

Tuy nhiên, về cơ bản thiết bị cắt cánh bao gồm các bộ phận với các đặc trưng cơ bản sau:

a) Cánh cắt: được cấu tạo bởi 4 tấm thép cứng, hàn nối thành hình chữ thập, gắn liền với đoạn cần ty cứng. Gọi chiều rộng bản thép của cánh cắt là D, chiều cao là H và cánh cắt luôn có cấu tạo đặc trưng :

$$H = 2D$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Kích thước (H và D), hình dạng cánh cắt được thiết kế tuỳ loại trạng thái đất và theo hãng chế tạo. Theo ASTM D 2573 kiến nghị các kích thước như bảng IV.32 và thiết bị cắt cánh LPC (Pháp) có các kích thước như bảng IV.34.

Bảng IV.33 - Đặc trưng thiết bị cắt cánh theo ASTM D 2573 (Mỹ)

Kích cỡ ống chống	Đường kính D mm	Chiều cao H mm	Bề dày mm	Đường kính cần ty, mm
AX	38,1	76,2	1,6	12,7
BX	50,8	101,6	1,6	12,7
NX	63,5	127,0	3,2	12,7
101,6	92,1	184,1	3,2	12,7

Bảng IV.34 - Đặc trưng thiết bị cắt cánh LPC (Pháp)

Đường kính cánh D , mm	60	70	100
Chiều cao cánh H, mm	120	140	200
Đường kính cần ty, mm	20	20	20
Đường kính ống chống, mm	44	44	44
Hộp đo ngẫu lực	Dùng thanh ngẫu lực		
Vận tốc góc quay cánh	1/10 đến 3/10 độ cho một giây		
Khoảng đo sức kháng cắt	Từ 0,05 đến 1,0 kg/cm^2		
Chiều sâu thí nghiệm	15 - 20 m		

b) Cần ty - ống chống:

- *Cần ty*: là các ống thép cứng đặc biệt, có đường kính ϕ = 20mm, dạng hình tròn hoặc lục lăng, chiều dài 1000mm. Có hai cách nối cần ty là nối ren với cần tròn và nối khớp ngàm với cần lục lăng. Cần ty dùng để quay cánh cắt và đo ngẫu lực xoắn.

- *Ống chống*: là ống thép bảo vệ cần ty trong, thường có đường kính ϕ 44mm. ống chống này cho phép ấn hoặc đóng cả hệ: cánh cắt, cần ty, ống chống xuống vị trí cần thí nghiệm. Có loại thiết bị cắt cánh đơn giản không cần sử dụng ống chống.

c) Thiết bị đo

Trong quá trình phát triển, cắt cánh trải qua hai hình thức đo ngẫu lực:

- Khởi đầu, người ta đo ngẫu lực được đo bằng đồng hồ đo lực. Khi đó: M = F.d (F là lực quay và d là cánh tay đòn). Với thiết bị đơn giản ban đầu này chỉ xác định chính xác mômen cực đại và cực tiểu mà không xác định được mômen phát triển theo góc quay.

- Các thiết bị cắt cánh hiện đại sử dụng *hộp đo*, qua đó mômen được đo bằng thanh đo ngẫu lực và có thể xác định biến thiên mômen theo góc quay.

Thiết bị cắt cánh LPC (Pháp) được thể hiện trong hình IV.27.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

4. Phương thức thí nghiệm

Phương thức thí nghiệm phần nào phụ thuộc vào thiết bị. Tuy nhiên, có thể khái quát các loại thiết bị sau:

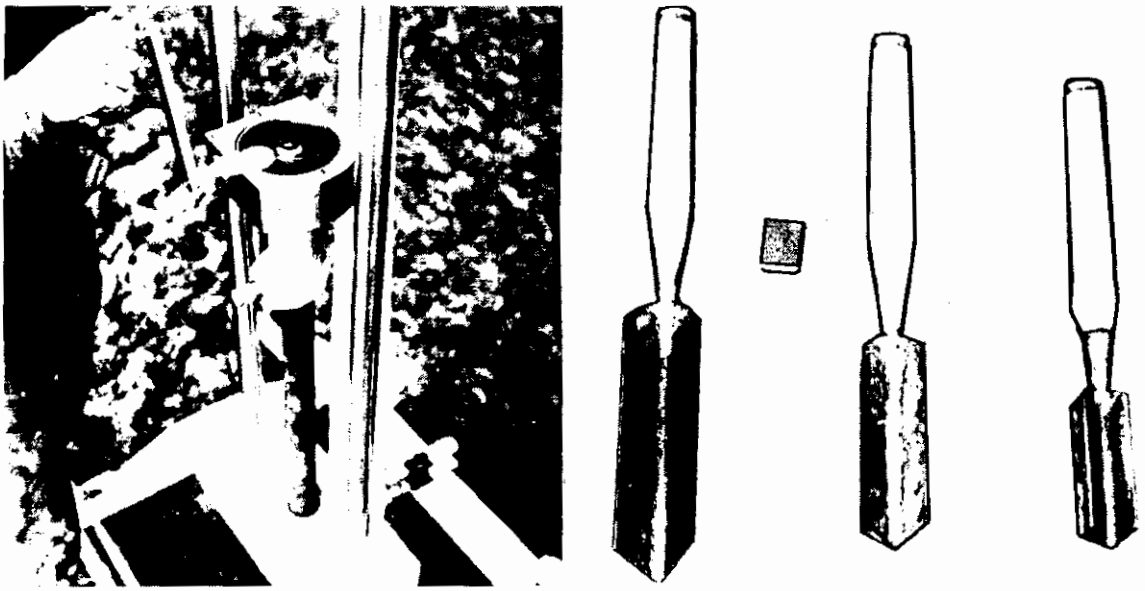
a) Thí nghiệm cắt cánh trong hố khoan:

- Khoan tạo lỗ đến độ sâu cần thí nghiệm. Có thể chống ống hoặc không tuỳ theo khả năng giữ thành hố khoan. Vét sạch mùn đáy hố và không được làm xáo trộn đất dưới đáy hố khoan.

- Ấn sâu cánh cắt vào trong đất dưới đáy hố ít nhất một khoảng bằng 2 lần chiều cao cánh cắt (H).

- Vừa quay tay quay vừa đọc ngẫu lực xoắn trên đồng hồ lực hoặc chỉ số vạch trên đồng hồ (tuỳ theo thiết bị). Kết quả này để tính trị số cực đại khi đất đã bị cắt ($c_{u\ max}$). Vận tốc góc quay đủ nhanh để nước không thoát và thường trong khoảng 6 độ đến 18 độ trong vòng một phút.

- Quay tiếp cánh cắt khoảng 10 vòng để đất bị cắt hoàn toàn. Tiến hành quay thí nghiệm tương tự như trên để xác định ngẫu lực cắt cực tiểu (đất ở trạng thái xáo động - c_{umin}).



Hình IV.27: *Thiết bị cắt cánh LPC (Pháp)*

b) Thí nghiệm cắt cánh ấn trực tiếp:

Thí nghiệm cắt cánh ấn trực tiếp, sử dụng thiết bị có ống chống, vừa bảo vệ cần ty vừa làm ống để nén cánh cắt xuống đất. Các bước thí nghiệm như sau:

- Dùng thiết bị lực nén để ấn cánh cắt (được nối cứng với ống nén, cần ty) xuống vị trí cần thí nghiệm.

- Lắp ráp hộp đo cố định vào ống nén rồi tiến hành quay manivel theo vận tốc ấn định. Vận tốc quay manivel này tuỳ thuộc cơ cấu thiết bị để khống chế vận tốc góc của cánh cắt theo đúng sơ đồ.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Với thiết bị cắt cánh LPC tay quay (manivel) được quay với vận tốc 3 vòng/1phút, tương đương vận tốc góc của cánh cắt 18 độ/phút. Quy trình đo là cứ quay 1 vòng manivel đọc thí nghiệm 2 lần, tương ứng 1/2 vòng 1 lần đọc, tương ứng 10 giây đọc một lần, 1 phút đọc 6 lần và cánh cắt quay được 18 độ.

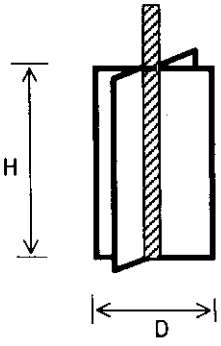
- Ghi chép chỉ số trên vạch đồng hồ theo quy trình trên đến khi đất bị cắt và chỉ số vạch trên đồng hồ đo từ từ hạ xuống. Đất bị cắt hoàn toàn cho phép ta xác định ($c_{u\,max}$).

- Sau khi đất đã bị cắt, lại tiếp tục quay nhưng với vận tốc nhanh hơn khoảng trên 10 vòng tay quay để đất bị cắt hẳn.Sau đó, lại tiến hành quay thí nghiệm và ghi chép như trên và đây là các giá trị cực tiểu trên đồng hồ ($c_{u\,min}$), ít nhất 5 số đo.

- Kết thúc một vị trí thí nghiệm lại tiến hành ấn tiếp đến độ sâu tiếp theo và thí nghiệm tương tự.

- Khoảng cách giữa các thí nghiệm trong lỗ cắt cánh biến đổi từ 1m đến 2m. Tuỳ điều kiện địa tầng có thể điều chỉnh khoảng thí nghiệm cho phù hợp.

5. Tính toán kết quả



Kết quả thí nghiệm cắt cánh được tính toán theo nguyên tắc sau:

Nếu gọi lực quay là F, cánh tay đòn là d ta có mômen quay: M = F.d

Sức kháng cắt τ , trong trường hợp đất dính bão hoà nước ta có $\tau = c_u$, được xác định theo biểu thức:

$$\tau = c_u = \frac{6.M}{\pi D^2.(D + 3H)} = \frac{M}{K} \qquad \text{(IV.20)}$$

Trong đó: K gọi là hệ số cánh cắt và $K = 6 / [\pi D^2.(D+3H)]$.

Trong tính toán chính xác, người ta còn tính đến kích thước của cần ty.

Với mỗi loại thiết bị, có kích thước và hình dạng cánh cắt nhất định, thường là nhà chế tạo cung cấp hệ số cánh cắt K và *hệ số hiệu chỉnh ngẫu lực* để xác định mômen. Thiết bị cắt cánh LPC cung cấp dạng toán đồ để tra cứu trực tiếp sức kháng cắt c_u thông qua chỉ số vạch ghi được trên hộp đo tương ứng cho từng loại cánh cắt.

Với thiết bị cắt cánh LPC cánh cắt có 3 đường kính D = 60, 70 & 100mm, cánh cắt hơi vát ở trên và dưới nên công thức tính toán tổng quát hệ số cánh cắt như sau:

$$K = \frac{\pi D^2 H}{2} + 0{,}302.(2D^3 - 2{,}2^3) + 43{,}7 \qquad \text{(IV.20bis)}$$

Kết quả tính sẵn do nhà nhà sản xuất cung cấp về hệ số cánh cắt (K) và đường quan hệ sức kháng cắt (cu_{max} - τu_{max}) với vạch đo (v) trên đồng hồ ở hộp thiết bị như sau:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Cánh cắt (D mm)	60	70	100
Hệ số cánh cắt K (cm^3)	850	1325	4000
Quan hệ *cu - v* (kg/cm^2)	cu =0,0057.v	cu = 0,00364.v	cu = 0,00121.v

Độ nhậy của đất là chỉ số thể hiện tỷ sức kháng của đất ở hai trạng thái nguyên dạng và xáo động. Thông số đó được xác định theo biểu thức:

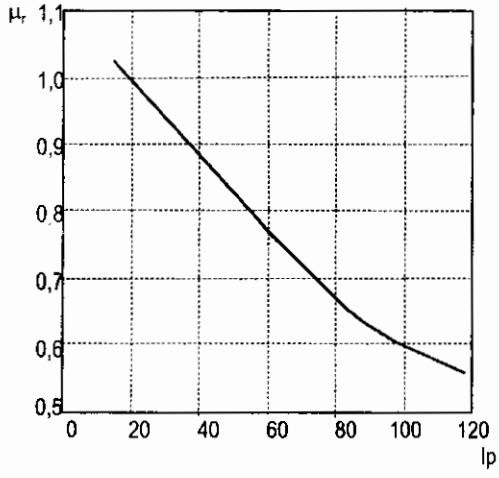
$$S_t = \frac{C_{umax}}{C_{umin}} \qquad (IV.21)$$

6. Hiệu chỉnh kết quả thí nghiệm cắt cánh

Bjerrum nhận xét thấy rằng khi nghiên cứu hiện tượng trượt đất đắp trên sét dẻo cho thấy lực dính huy động thực tế ở hiện trường nhỏ hơn so với kết quả thí nghiệm cắt cánh.

Sự chênh lệch này phụ thuộc vào chỉ số dẻo của đất (Ip). Trên cơ sở đó ông kiến nghị một loại hệ số hiệu chỉnh cho thí nghiệm cắt cánh theo chỉ số dẻo, như sau:

$$c_{u\,(r)} = c_{u\,(s)} \cdot \mu_r \qquad (IV.22)$$



Hình IV.28: *Hệ số hiệu chỉnh lực dính theo chỉ số dẻo (theo L. Bjerrum)*

Trong đó:

$c_{u\,(r)}$ - lực dính kết hiệu chỉnh,

$c_{u\,(s)}$ - lực dính kết cắt cánh,

μ_r - hệ số hiệu chỉnh. lấy theo hình IV.28

7. Trình bầy kết quả

Kết quả thí nghiệm cắt cánh hiện trường thường được trình bầy dưới dạng biểu đồ, dưới hai dạng:

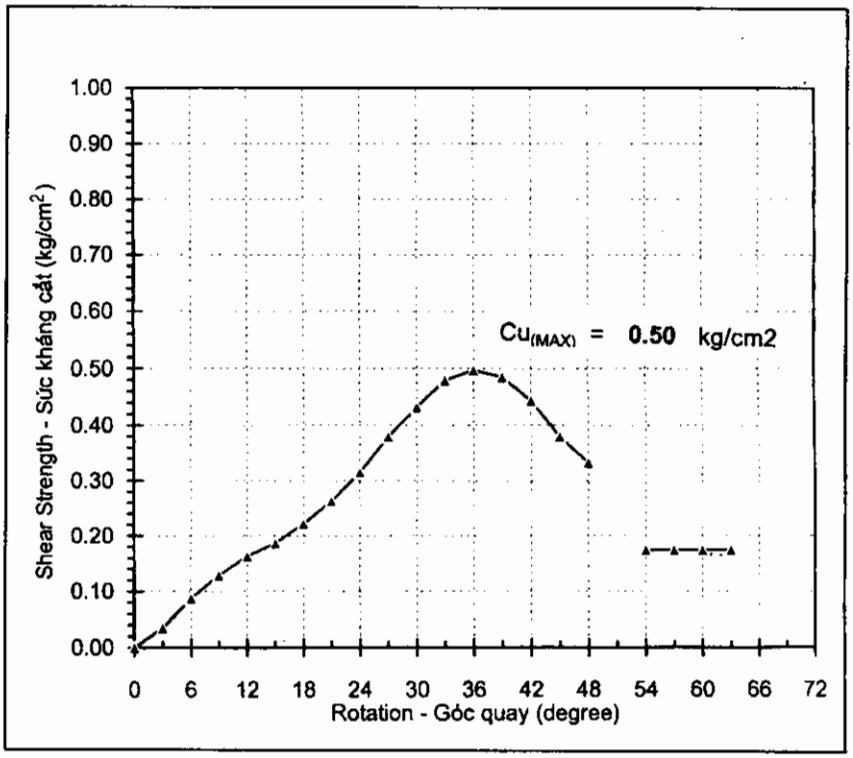
- *Biểu đồ thí nghiệm cắt cánh*, là biểu đồ thể hiện mối quan hệ sức kháng cắt theo góc quay cánh cắt trong đất (θ). Giá trị cực đại là sức kháng cắt của đất ở trạng thái tự nhiên - ký hiệu C_{umax} - và giá trị cực tiểu thể hiện sức kháng cắt đất ở trạng thái phá hỏng - ký hiêu C_{umin}.

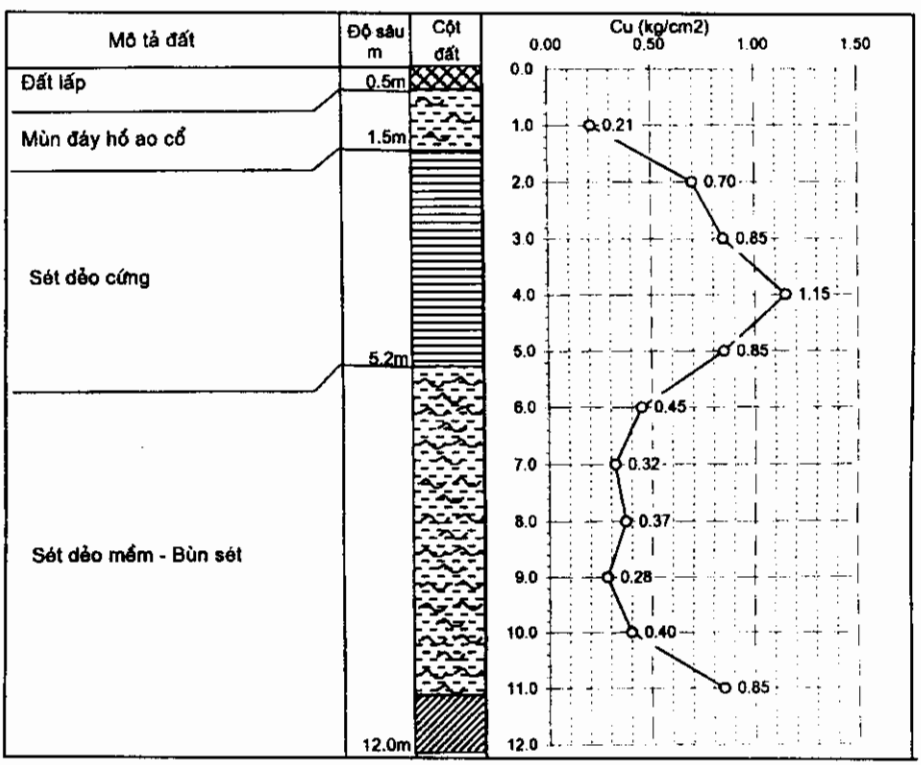
- *Trụ thí nghiệm cắt cánh* thể hiện cột địa tầng và bên cạnh là biểu đồ sức kháng cắt (C_{umax} và C_{umin}) theo từng độ sâu thí nghiệm trên trụ.

Các thông tin về dự án, hiện trường, điểm thí nghiệm, loại thiết bị, kích thước cánh, phương pháp thí nghiệm, vận tốc quay, hệ số hiệu chỉnh ngẫu lực v.v... cần được thể hiện trên các biểu kết quả trên.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold





Hình IV.29: *Biểu đồ thí nghiệm cắt cánh*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

IV.1.6. Thí nghiệm bàn nén tải trọng tĩnh (PBT)

1. Giới thiệu khái quát

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

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

2. Mục đích và nguyên lý thí nghiệm

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

Nguyên lý thí nghiệm là đặt một *bàn nén*, dạng hình tròn hoặc hình vuông, lên mặt lớp đất dự kiến đặt móng nông (thường là ở đáy một hố đào) rồi tiến hành chất tải lên bàn nén. Tải trọng được chất tăng dần theo từng cấp và ở mỗi cấp cần quan trắc độ chuyển vị bàn nén cho đến khi chuyển vị xem là ổn định.

Lập một biểu đồ đường cong *áp lực độ lún* và qua đó có thể xác định ngưỡng giới hạn dẻo (mỏi) của đất. Trạng thái giới hạn phá hỏng đất nền có thể xác định ở cấp tải trọng là khi ở đó bàn nén chuyển vị không ngừng. Modun đàn hồi đất nền có thể xác định được qua đường cong trong phạm vi pha đàn hồi.

3. Thiết bị thí nghiệm

Thiết bị thí nghiệm bao gồm các bộ phận cơ bản sau (hình IV.30).

a) *Bàn nén*:

Bàn nén được chế tạo bằng thép bản cứng, dạng hình tròn hoặc vuông, đường kính hoặc cạnh không được nhỏ hơn 20cm. Bàn nén chuẩn, có đường kính B = 30 cm (1 ft), là bàn nén được Terxaghi sử dụng nhiều trong các công trình nghiên cứu so sánh.

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

Những kích thước cơ bản, quy định theo quy phạm các quốc gia, thể hiện trong bảng IV.35:

Bảng IV.35 - Kích thước bàn nén theo quy định của các quốc gia

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

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

b) *Bộ phận đối tải*: Có thể phân biệt các hình thức đối tải sau:

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

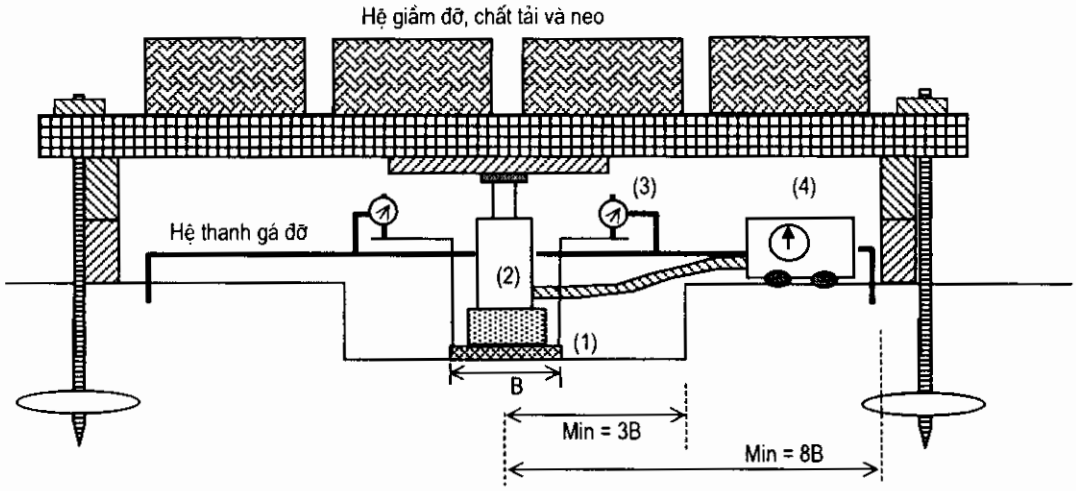
- Đối tải bằng neo ngàm khung giằm.

- Đối tải kết hợp cả hai phương thức trên.

c) *Bộ phận đo ghi*: có thể phân biệt thành hai loại:

- Đo xác định tải trọng (hay áp lực): thường sử dụng *kích thuỷ lực* có đồng hồ áp lực để xác định tải trọng của các cấp. Cũng có thể đo trọng lượng khi chất tải.

- Đo chuyển vị bàn nén: bao gồm hệ giá đỡ làm bằng các thanh gỗ và đồng hồ đo chuyển vị (sử dụng ít nhất 3 thiên vân kế có độ chính xác 0,01mm).



Hình IV.30: *Sơ đồ bố trí thí nghiệm bàn nén tải trọng tĩnh*
(1) bàn nén, (2) kích thuỷ lực, (3) đồng hồ đo lún, (4) bơm dầu kích và đồng hồ áp lực

4. Tiến hành thí nghiệm

a) Bố trí thí nghiệm:

Việc xác định chiều rộng hố đào và khoảng cách điểm neo hoặc đỡ tải đến tâm bàn nén, sao cho hạn chế ảnh hưởng đến số đo, được bố trí theo hình IV.30.

b) Xác định cấp áp lực nén:

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

$$\Delta p = \frac{P_{max}}{8-10}$$

Trong đó:

P_{max} là áp lực tối đa dự định thí nghiệm, được xác định như sau:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

P_{max} = (1,5 - 2).q_a, trong đó q_a là sức chịu tải thiết kế cho móng nông.

P_{max} = q_u , trong đó q_u là sức kháng giới hạn móng nông theo tính toán.

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

Δp = 0,4 - 0,8 - 1,2 - 1,6 - 2,0 - 2,4 - 2,8 - 3,2 kg/cm^2 (cần thiết tiếp tục: 3,6 - 4,0).

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

c) Xác định khoảng thời gian đọc:

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

- Giờ đầu tiên: cứ 10 phút đọc một lần.
- Giờ tiếp theo: cứ 15 phút đọc một lần.
- Các giờ tiếp sau đó: cứ 30 phút đọc một lần.

d) Xác định điều kiện ổn định:

Quan trắc chuyển vị sẽ kết thúc khi đất nền được xem là ổn định. Độ ổn định được quy ước tuỳ theo loại đất và tiêu chuẩn áp dụng. Các giá trị theo ASTM D1194-94, có thể tham khảo:

- Với đất loại cát: trong 1 giờ chuyển vị ≤ 0,2mm.
- Với đất loại sét: trong 2 giờ chuyển vị ≤ 0,2mm.

e) Xác định sơ đồ quan trắc:

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

- *Sơ đồ quan trắc một chu kỳ* nghĩa là chỉ tiến hành chất tải và quan trắc lún đến khi kết thúc.

- *Sơ đồ quan trắc nhiều chu kỳ,* nghĩa là tiến hành hai hoặc nhiều chu kỳ chất và dỡ tải trong quá trình quan trắc lún. Mục đích là xác định trạng thái làm việc ở pha giả-đàn hồi của đất.

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

f) Thực hiện thí nghiệm:

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

- Làm bằng phẳng đáy hố thí nghiệm, rải một lớp cát thô dày khoảng 1cm.
- Đặt bàn nén và lắp đặt các dụng cụ, đồng hồ đo rồi hiệu chỉnh.
- Tác dụng cấp áp lực đầu tiên lên bàn nén, để khoảng 30 giây, rồi dỡ tải về 0 .
- Hiệu chỉnh các đồng hồ đo lún về 0 .
- Gia tải từng cấp từ cấp đầu và tiến hành quan trắc lún theo sơ đồ quan trắc ấn định cho từng cấp.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

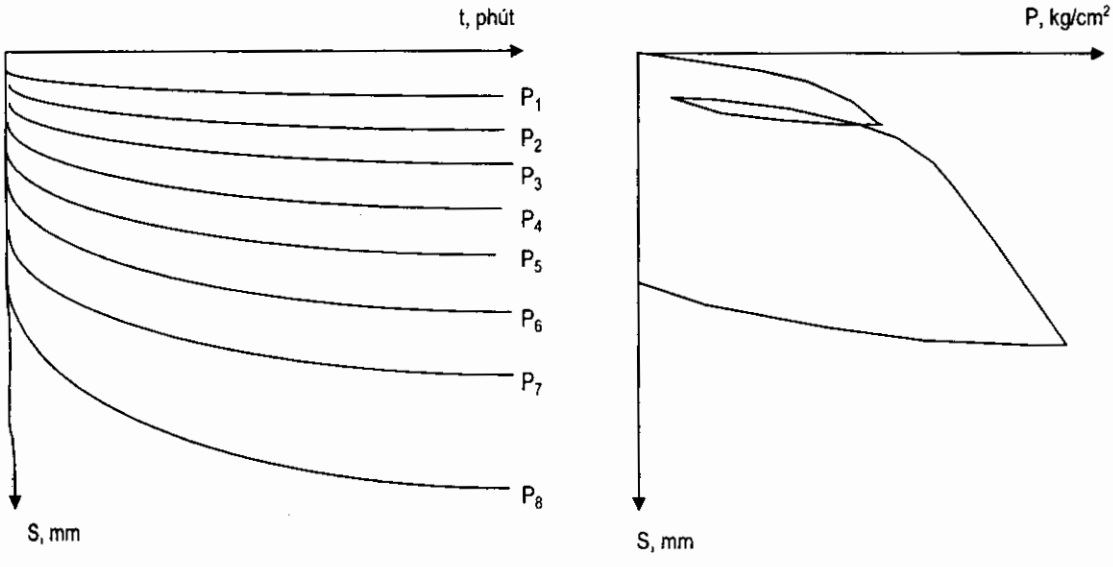
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

5. Trình bầy kết quả

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

- Biểu đồ mối quan hệ chuyển vị theo thời gian của từng cấp áp lực. Biểu đồ này có trục thời gian có thể vẽ theo thang trực tiếp hoặc thang lôgarit hoặc thang căn hai (hình IV.31a).

- Biểu đồ mối quan hệ áp lực và độ lún (hình IV.31b).



Hình IV.31: *Các loại biểu đồ thí nghiệm bàn nén tải trọng tĩnh*

6. Diễn dịch kết quả

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

a) Xác định *ứng suất giới hạn* của đất nền dưới *bàn nén* (p_u).

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

- Xác định *ngưỡng mỏi (pf)* ở điểm giao nhau của hai nhánh đàn hồi và biến dẻo của đường cong *áp lực-độ lún*.

- Xác định *giới hạn phá hỏng* của đất nền, là điểm mà ở đó tải trọng không tăng nhưng độ lún vẫn chuyển vị không ngừng theo thời gian.

- Xác định *áp lực giới hạn quy ước*: là áp lực mà ở đó độ lún đạt giá trị quy ước bằng 1/10 đường kính bàn nén (hoặc cạnh bàn vuông).

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

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

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

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

$$p_a = \frac{q_u}{F_s}$$

Trong đó: q_u - ứng suất giới hạn; F_s - hệ số an toàn

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

c) Xác định sức chịu tải cho phép của *móng nông* (q_a) theo bàn nén.

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

- Đối với đất loại cát:

$$q_a = p_a\,(1{,}6 + 0{,}7.\frac{B}{L}) \qquad \text{(IV.23)}$$

- Đối với đất loại sét:

$$q_a = p_a\,(0{,}77 + 0{,}23.\frac{B}{L}) \qquad \text{(IV.24)}$$

d) Xác định độ trực tiếp lún *móng nông* (s_m).

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

- *Đối với đất loại cát* có thể sử dụng biểu thức Kogler:

$$s_m = c_f.s_b.\left[\frac{2B}{2R+B}\right]^2 \qquad \text{(IV.25)}$$

- *Đối với đất loại sét* có thể sử dụng biểu thức của Terxaghi:

$$s_m = c_f.s_b.\frac{B}{2R} \qquad \text{(IV.26)}$$

Trong đó:

s_m - độ lún móng thực có bề rộng móng B.

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

c_f - hệ số hình dạng, phụ thuộc B/L, lấy theo bảng IV. 36 sau:

Bảng IV. 36 - Hệ số hình dạng móng c_f

B / L	0,5	0,33	0,20	0,10
c_f	1,95	2,27	2,68	3,28

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

e) Xác định modun biến dạng.

Modun biến dạng của đất nền có thể được xác định theo biểu thức:

$$E = 1,57\ (1 - \nu^2).R.\frac{\Delta p}{\Delta s} \qquad (IV.27)$$

Trong đó:

ν - hệ số Poisson

R - bán kính bàn nén

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

Δs - biến thiên độ lún, tương ứng khoảng cấp áp lực nêu trên.

IV.1.7. Thí nghiệm nén tĩnh cọc (PLT)

1. Giới thiệu khái quát

Thí nghiệm nén tĩnh cọc (Pile Loading Test) nhằm kiểm tra sức chịu tải của móng cọc. Đây là thí nghiệm đắt tiền và phức tạp nên chỉ nên tiến hành ở dự án lớn và kết cấu quan trọng. Ở các dự án thông thường nên đánh giá sức chịu tải theo kết quả khảo sát và phân tích địa kỹ thuật. Trong mọi điều kiện, cần tiến hành khảo sát địa kỹ thuật một cách chi tiết và công tác thí nghiệm nén tĩnh cọc chỉ kiến nghị trong trường hợp đặc biệt.

Có thể phân biệt các loại thí nghiệm cọc sau:

- Thí nghiệm nén cọc.
- Thí nghiệm nhổ cọc.
- Thí nghiệm đẩy ngang cọc.

Phần lớn các trường hợp, cọc làm việc dưới tải trọng nén thẳng đứng nên *thí nghiệm nén tĩnh cọc* là phổ biến.

2. Thiết bị thí nghiệm

Để tiến hành thí nghiệm nén tĩnh cọc thì các thiết bị được sử dụng sao cho có thể gia tải, dỡ tải dần dần và kiểm soát được quá trình trên. Việc kiểm soát chất tải trong thí nghiệm nén tĩnh cọc được thực hiện theo hai phương thức: chất tải trực tiếp và sử dụng kích thuỷ lực. Còn các loại thí nghiệm khác cho cọc thì nhất thiết phải dùng kích thuỷ lực để kiểm soát quá trình tác dụng tăng hoặc giảm tải.

Thiết bị nén tĩnh cọc bao gồm các bộ phận sau (hình IV.32):

a) *Bộ phận đối tải*: Có thể phân biệt các hình thức đối tải sau:

- Đối tải bằng chất tải các khối trọng lượng lên một hệ khung giầm.
- Đối tải bằng hệ các cọc-neo ngàm (phục vụ thí nghiệm) với một hệ khung giầm.
- Đối tải bằng hệ các cọc (thi công cho công trình) với một hệ khung giầm.
- Đối tải kết hợp cả các phương thức nêu trên.

b) *Bộ phận tăng tải trọng*:

Để tăng tải trọng tác dụng lên đầu cọc người ta thường dùng kích thuỷ lực, được bơm dầu bằng tay hoặc bằng một nhóm môtơ bơm.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Kích thuỷ lực cần được biết chính xác đường kính để tính toán tải trọng tác dụng. Kích cần có đường kính đủ to để không tạo áp suất quá lớn lên joăng phớt và cần có hành trình lên xuống không nhỏ hơn 15cm. Kích cần có khoá dầu để bảo đảm áp lực không hạ trong quá trình thí nghiệm.

c) *Bộ phận đo tăng tải*:

Tải trọng tác dụng lên đầu cọc được tính bằng tiết diện pittông của kích nhân với áp lực dầu trong xilanh của kích. áp lực dầu được xác định bằng đồng hồ áp lực. Đồng hồ cần bảo đảm độ chính xác khi đo với dung sai bằng ± 2 % tải trọng lên đầu cọc (theo quy phạm DTU Pháp, 1966). Có thể bố trí nhiều đồng hồ để xác định chính xác áp lực kích, nhất là trong khi thí nghiệm. Người ta thường dùng 3 loại đồng hồ áp lực 0 - 10 MPa, 0 - 50 Mpa và 0 - 100 Mpa và mỗi đồng hồ hoạt động độc lập và tự ngắt khi quá áp lực.

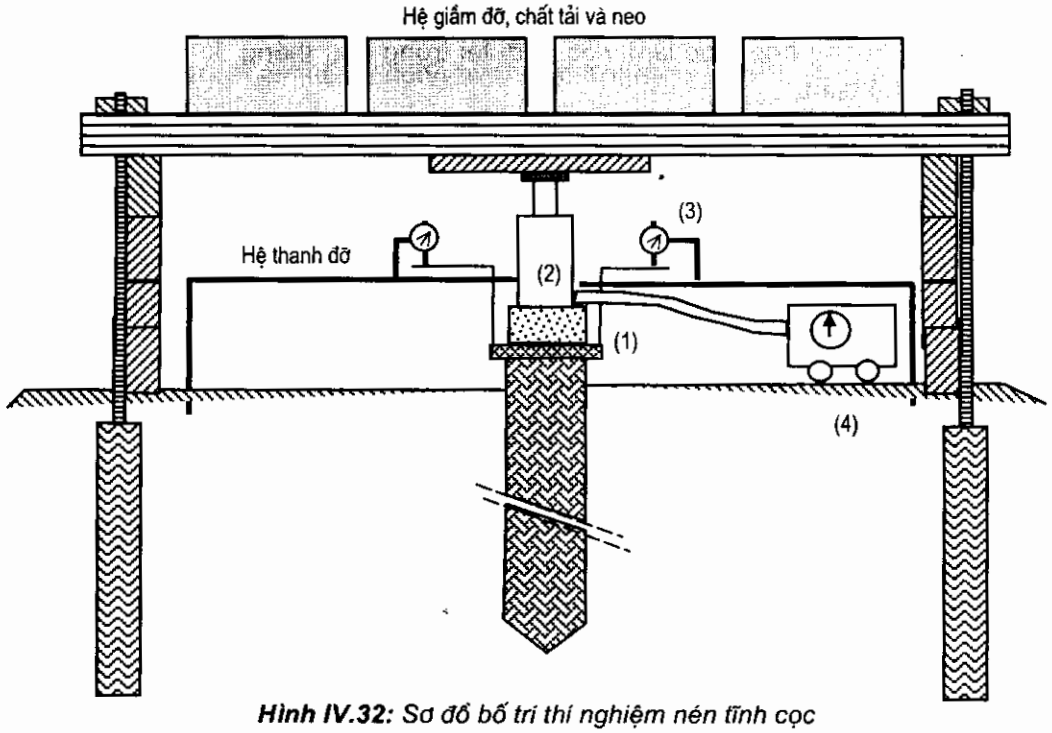
d) *Bộ phận đo biến dạng*:

Đo chuyển vị đầu cọc bao gồm:

- Hệ giá đỡ đồng hồ chuyển vị: thường làm bằng các thanh gỗ (để giảm biến dạng) và được lắp đặt sao cho không bị ảnh hưởng của chuyển vị cọc và neo ngàm.

- Đồng hồ đo chuyển vị, ít nhất sử dụng 3 cái và được được bố trí so le 120^0. Đồng hồ đo lún cần có độ chính xác 0,01mm (thiên vân kế). Theo DTU (Pháp năm 1966) thì độ nhậy của đồng hồ để đo biến dạng cần đạt 0,05mm, với độ chính xác khi đo đạt được ± 2% độ lún.

- Thông thường, người ta còn lắp đặt vào đầu cọc một thước vạch để có thể đo kiểm tra trong quá trình thí nghiệm.



Hình IV.32: *Sơ đồ bố trí thí nghiệm nén tĩnh cọc*
(1) bàn nén, (2) kích thuỷ lực, (3) đồng hồ đo lún, (4) bơm dầu kích và đồng hồ áp lực

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

3. Chuẩn bị thí nghiệm

Thí nghiệm nén tĩnh cọc là công việc được chuẩn bị trước từ lâu và là đối tượng của một số quan trắc trước khi thí nghiệm. Thông thường, cọc thí nghiệm trong một công trường thi công được dự kiến trước và được kiểm tra nghiêm ngặt trong quá trình thi công:

a) *Với cọc đóng* cần kiểm tra cẩn thận biểu đồ đóng cọc và ghi chép tất cả các sự cố (nếu có trong quá trình thi công). Hiệp đóng cuối cùng cần thí nghiệm để xác định độ chối, đàn hồi và sức chịu tải theo công thức đóng cọc.

b) *Với cọc khoan nhồi* cần kiểm tra cẩn thận quá trình đổ bê tông, lấy mẫu bê tông để thí nghiệm trong phòng và đo đạc khối lượng lý thuyết so sánh với thực tế. Ghi chép quá trình và các sự cố (nếu có) trong khi khoan và đổ bê tông.

c) Khi các cọc chọn thí nghiệm thi công xong cần gia cố đầu cọc phục vụ thí nghiệm. Không thể đặt kích trực tiếp lên đầu cọc mà cần chế bị đầu cọc bằng bê tông cốt thép mác cao, mặt phẳng, đồng tâm và thẳng đứng theo cọc. Đầu cọc chế bị cũng được gắn luôn thanh đỡ đồng hồ đo lún.

d) Thời gian nghỉ: Khi thi công cọc, dù bằng phương pháp khoan nhồi hay đóng, đều làm xáo trộn trạng thái nguyên dạng của đất xung quanh cọc. Để cọc huy động sức kháng đúng trạng thái làm việc thì cần một *thời gian nghỉ* để đất hồi phục. *Thời gian nghỉ* được quy định tuỳ theo *tiêu chuẩn* và kiến nghị - của Hãng Cầu-Đường Pháp LPC - sau đây có thể tham khảo:

	Cát chặt	Cát xốp bão hoà, cát bụi	Sét, sét pha
Cọc khoan nhồi	1 tháng	1 tháng	1 tháng
Cọc đóng	8 ngày	20 ngày	1 tháng

e) Lắp đặt hệ thống đối tải và hệ thống giá đỡ để đo đạc: Cần hết sức thận trọng kiểm tra các đồng hồ áp lực và đo lún, độ thẳng đứng và độ chính tâm của kích.

f) Trước khi chính thức thí nghiệm và quan trắc cần tiến hành một hoạt động cuối cùng của công tác chuẩn bị là: tăng kích lên một tải trọng khoảng bằng 1/5 tải trọng làm việc và quan trắc sao cho độ chênh khác giữa các đồng hồ đo lún không vượt quá 1/10mm.

4. Tiến hành thí nghiệm

Trước khi thí nghiệm cần xác định chắc chắn *sơ đồ chất tải*. *Sơ đồ chất tải* có thể khác nhau theo các quốc gia và thậm chí ở các hãng lớn. Một *sơ đồ chất tải* được xác định là tuỳ thuộc mục đích nghiên cứu, phương thức diễn dịch và khai thác kết quả. Vì vậy, trong quá trình quan trắc, nếu thực tế yêu cầu, cũng có thể thay đổi *sơ đồ chất tải* cho phù hợp.

Ta có thể tổng hợp các *sơ đồ chất tải*, đang sử dụng trên thế giới hiện nay, thành 2 nhóm chính sau:

- *Chất tải tăng tiến không dỡ tải trung gian.*
- *Chất tải tăng tiến có dỡ tải trung gian.*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Cần biết các định nghĩa sau trước khi tìm hiểu các sơ đồ chất tải:

Q_{max} - tải trọng tối đa của một sơ đồ chất tải thí nghiệm.

Q_w - tải trọng thiết kế của cọc.

Q_L - tải trọng giới hạn (phá hỏng) của cọc.

a) Sơ đồ chất tải và quan trắc theo ASTM

Đây là *sơ đồ chất tải chuẩn*, một trong 6 sơ đồ chất tải mà ASTM D 1143 Mỹ đưa ra, theo phương thức chất tải tăng tiến chỉ dỡ tải khi kết thúc.

- Tải trọng tối đa thí nghiệm được xác định: $Q_{max} = 2Q_w$.

- Cấp gia tải được xác định bằng $Q_w/4$, nghĩa là:

$$0,25.Q_w - 0,50.Q_w - 0,75.Q_w - Q_w - 1,25.Q_w - 1,50.Q_w - 1,75.Q_w - 2,0.Q_w$$

- Thời gian quan trắc lún cho mỗi cấp tải trọng đến khi vận tốc lún không quá 0,25mm/giờ và thời gian cho 1 cấp không quá 2 giờ.

- Phương thức đọc:

+ Giờ đầu tiên: cứ 10 phút đọc một lần.

+ Giờ tiếp theo: cứ 15 phút đọc một lần.

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

- Cấp tải trọng cuối cùng giữ thời gian quan trắc, không quá 12 giờ nếu vận tốc lún chưa vượt quá 0,25mm/giờ, và không quá 24 giờ nếu vận tốc lún vượt quá 0,25mm/giờ.

- Dỡ tải được tiến hành theo cấp bằng 0,25% tải trọng tối đa và mỗi cấp dỡ tải cần quan trắc trong vòng 1 giờ.

- Khi thí nghiệm xác định cọc bị phá hỏng (trượt) cần tiếp tục bơm kích đến tổng độ lún bằng 15% đường kính cọc.

b) Sơ đồ chất tải và quan trắc theo LCPC

Trung tâm Thí nghiệm cầu đường (LCPC Pháp) kiến nghị một phương pháp tổng quát cho thí nghiệm nén tĩnh cọc từ sơ đồ chất tải, quan trắc đến phương pháp diễn dịch kết quả.

Tải trọng tối đa luôn được xác định bằng: $Q_{max} = 2\ Q_w$. Phương thức chất tải được chia thành hai chu kỳ:

Chu kỳ đầu:

- Chất tải từ 0 đến Q_w: các cấp tải trọng được tính bằng $Q_w/5$.

- Thời gian quan trắc cho mỗi cấp tải trọng không đổi là 90 phút.

- Mỗi cấp tải trọng quan trắc lún được tiến hành như sau:

+ 0 - 30 giây: đọc các lần đầu.

+ Cứ 1 phút đọc 1 lần cho 5 phút đầu.

+ Cứ 5 phút đọc 1 lần cho khoảng từ 5 - 30 phút tiếp theo.

+ Cứ 15 phút đọc 1 lần cho khoảng từ 30 - 90 phút.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Lắp đặt tải cần tiến hành càng nhanh càng tốt và thời gian ban đầu của mỗi cấp tương ứng thời gian đặt tải.

- Dỡ tải theo các cấp Q_w /5 và giữ ở mỗi cấp thời gian 15 phút, với thời gian đọc: 1, 2, 5, 10, 15 phút.

- Về 0 và đọc tiếp sau 1 giờ và cho nghỉ trong vòng 1 đêm.

Chu kỳ hai:

- Chỉnh tất cả thiết bị về 0 .

- Chất tải từ 0 đến $2Q_w$: các cấp tải trọng được tính bằng Q_w /5. Thời gian quan trắc cho mỗi cấp tải trọng tương tự như chu kỳ 1.

- Dỡ tải theo cấp Q_w /5 và giữ mỗi cấp trong vòng 5 phút với số đọc ở thời điểm: 1, 2 và 5 phút.

- Về 0, đọc các số tiếp theo trong thời gian 30 phút.

- Đọc số cuối vào sáng hôm sau.

5. Diễn dịch kết quả

Diễn dịch và khai thác kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc có thể được phân chia thành 3 nhóm phương pháp liên quan đến phương thức thí nghiệm:

- Nhóm các phương pháp thuần tuý "kinh nghiệm".

- Nhóm các phương pháp "bán kinh nghiệm".

- Nhóm các phương pháp "lý thuyết".

a) Nhóm phương pháp "kinh nghiệm"

Các phương pháp diễn dịch khai thác kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc có nguồn gốc từ Mỹ, trong số đó phải tính đến:

- *Phương pháp của Boston Building Code* kiến nghị sử dụng: Tải trọng làm việc lấy bằng 1/2 tải trọng thí nghiệm với điều kiện là trên đường tải trọng độ lún chưa cho thấy xuất hiện dấu hiệu phá hỏng và độ lún dư sau khi dỡ tải toàn bộ nhỏ hơn 0,125mm.

- *Phương pháp của Lousiana Department of Highway* kiến nghị: Tải trọng làm việc lấy bằng 1/2 tải trọng thí nghiệm, ở đó nó tạo ra lún tổng thể ≤ 0,6 cm trong 48 giờ.

- *Phương pháp của Chicago Building Code* kiến nghị: Tải trọng làm việc lấy bằng 1/2 tải trọng thí nghiệm mà nó tạo ra độ lún tổng thể thường xuyên ≤ 0,025 cm cho từng khoảng tải trọng 10 kN.

- *Phương pháp của Bureau of Bridges Ohio* kiến nghị: Tải trọng làm việc lấy bằng 1/2 tải trọng thí nghiệm mà xuất phát từ đó quan sát thấy một biến thiên độ lún ≥ 0,75cm trong khoảng biến thiên tải trọng 10 kN.

- *Phương pháp của Raymond Concrete Pile* kiến nghị: Tải trọng làm việc lấy bằng 1/2 tải trọng thí nghiệm xuất phát từ đó biến thiên độ lún ≥ 0,125 cm trong khoảng biến thiên

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

tải trọng bằng 10 kN; hoặc xuất phát từ đó biến dạng dẻo ≥ 0,075 cm trong khoảng biến thiên tải trọng phụ thêm bằng 10 kN.

Tất cả các phương pháp nêu trên đều tuân theo *phương thức thí nghiệm* ASTM hoặc Chellis.

b) Nhóm phương pháp "bán kinh nghiệm"

Nhóm phương pháp "bán kinh nghiệm" đó là hai phương pháp của Van der Veen (Hà Lan) và của Szechy. Phương pháp Van der Veen được giới thiệu sau đây.

Ta gọi z là độ chuyển vị của cọc dưới tải trọng Q. Van der Veen dựa trên một số thí nghiệm tiến hành ở "Sở công trình công cộng Amsterdam", thành lập nên một đường cong tải trọng-độ lún dưới dạng:

$$Q = Q_r (1 - e^{-\alpha z}), \text{ hoặc là } z = \frac{1}{\alpha}\log(1 - \frac{Q}{Q_r}) \qquad (IV.28)$$

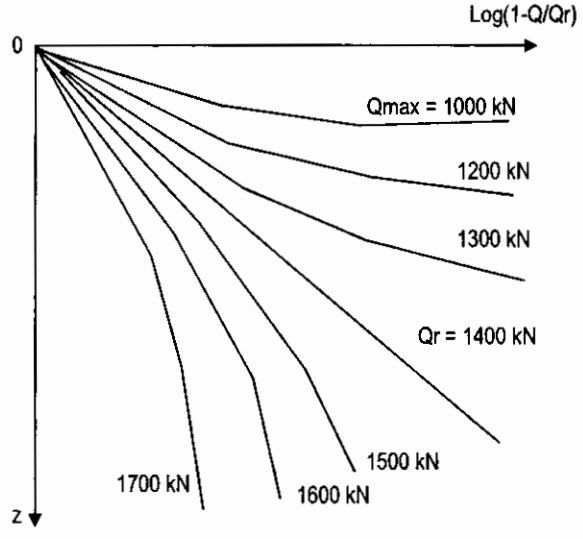
Trong đó: Q_r là tải trọng phá hỏng và α là hệ số.

Với các tải trọng thí nghiệm khác nhau, xác định tỷ số Q/Q_r và vẽ đường $z = f[\log(1-Q / Q_r)]$. Khi đó, hai trường hợp sẽ xảy ra:

- Nếu các đường có mặt lõm quay về phía gia tăng độ lún thì cần tính toán lại bằng cách giảm giá trị tải trọng phá hỏng (Q_r) dự kiến trước.

- Nếu ngược lại, mặt lõm hướng về trục tải trọng thì tính lại bằng cách tăng (Qr).

Cứ tính toán như thế cho một số trường hợp, ta sẽ xác đinh được đường thẳng tuyến tính và khi đó tải trọng pháp hỏng Q_r sẽ được xác định chính là đường thẳng đó (hình IV.33). Tải trọng làm việc (Q_w) được xác định khi sử dụng hệ số an toàn $F_s = 3$.



Hình IV.33: *Xác định tải trọng phá hỏng theo phương pháp Van der Veen*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

c) Nhóm phương pháp "lý thuyết"

Nhóm các phương pháp diễn dịch kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc trên cơ sở lý thuyết phải kể đến các phương pháp đại diện của Cambefort-Chadeisson và phương pháp LCPC.

Cambefort-Chadeisson cho rằng cần thay thành phần tải trọng phá hỏng - Q_r (khó xác định trong thực tế) bằng thành phần tải ngưỡng mỏi - Q_f . Q_f được định nghĩa là tải trọng mà xuất phát từ đó vận tốc lún gia tăng rất mạnh. Trên cơ sở nguyên lý đó, hai tác giả đã nghiên cứu quy luật tổng quát của chuyển vị theo thời gian dưới tải trọng không đổi. Quy luật đó là ở khoảng thời gian ngắn ban đầu chuyển vị theo thời gian tuân theo hàm số $\sqrt{t}$ và ở khoảng thời gian dài sau đó chuyển vị này tuân theo quy luật hàm số log(t). Một định luật sau được hai tác giả kiến nghị là phù hợp với quy luật chuyển vị theo thời gian của cọc dưới tải trọng không đổi:

$$z = z_0 + \alpha.\log(1+m\sqrt{t}) \qquad (IV.29)$$

Trong đó:

z - độ chuyển vị ở thời điểm t.

z_0 - độ chuyển vị tức thời ban đầu khi chất tải.

m - hệ số, lập biểu đồ bán log giữa z và f[log(1+m$\sqrt{t}$)], kẻ đường chuyển vị (z_i) theo thời gian thành đường thẳng rồi xác định.

α - hệ số biến đổi theo tải trọng, đặc trưng chuyển vị theo thời gian, chính là góc nghiêng của các đường chuyển vị theo thời gian.

Cũng theo nguyên lý trên, hãng LCPC (Pháp) kiến nghị chuyển vị theo thời gian, dưới một tải trọng không đổi, có thể biểu diễn theo hàm số tuyến tính của logarit thời gian t:

$$z = z_0 + \alpha.\log(t) \qquad (IV.30)$$

Thực tế chứng minh rằng, trong phần lớn trường hợp với các cấp tải trọng ấn định trước, như sơ đồ nén tĩnh cọc LCPC kiến nghị, chuyển vị theo thời gian luôn tuân theo hàm số logarit.

Trên cơ sở nguyên lý đã nêu, các bước diễn dịch kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc tiếp theo được tiến hành như sau:

- Lập biểu đồ quan hệ giữa z và log(t) , của các số liệu quan trắc, của các cấp tải trọng, như hình IV.34a.

- Xác định góc nghiêng α của từng cấp tải trọng: $\alpha = \dfrac{z - z_0}{\log t - \log t_0}$

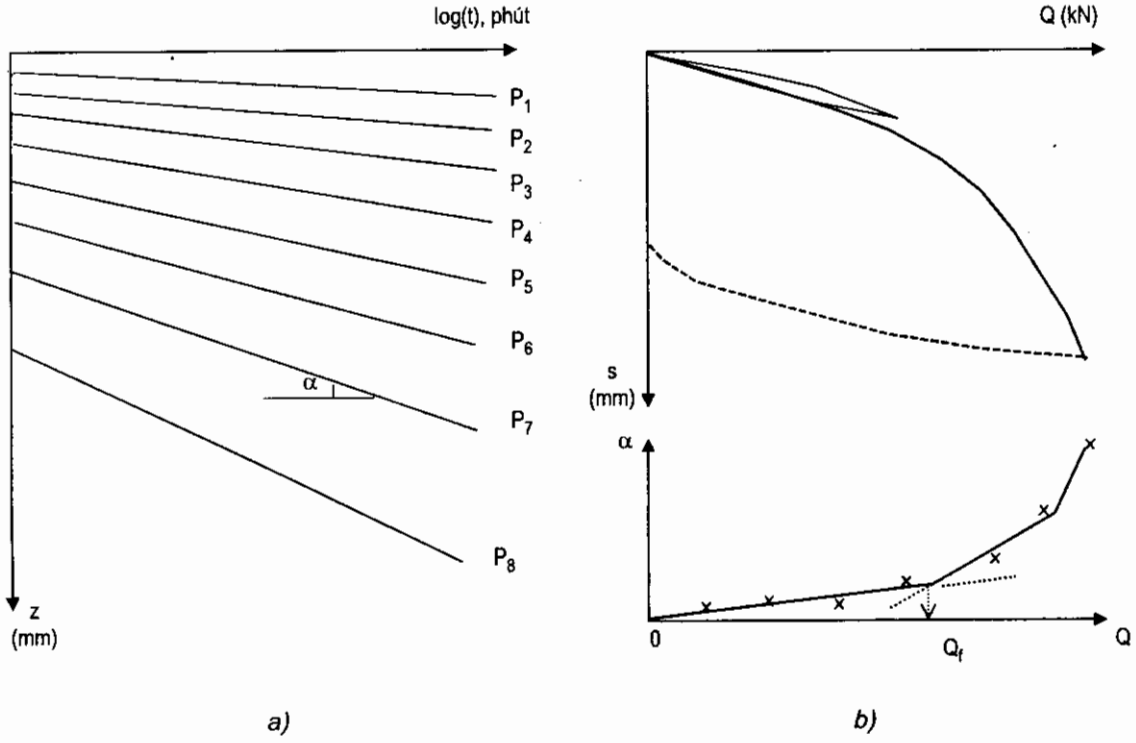
- Lập biểu đồ quan hệ độ lún s với các cấp tải trọng Q và biểu đồ quan hệ giữa α và Q, như thể hiện trong hình IV.34b.

- Xác định được ngưỡng mỏi - Q_f, như thể hiện trên hình IV.34b, và tiến hành tính toán *tải trọng làm việc* Q_w theo biểu thức:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

$$Q_w = \frac{Q_f}{F_s} \text{ (trong đó } F_s = 1,2 \div 1,4) \qquad \text{(IV.31)}$$



Hình IV.34: *Biểu đồ diễn dịch thí nghiệm nén tĩnh cọc LCPC*
a) Đường quan hệ chuyển vị-thời gian ; b) Đường quan hệ tải trọng-lún và tải trọng - α

c) Diễn dịch theo phương pháp thông dụng Việt Nam

Về phương pháp thí nghiệm nén tĩnh cọc Việt Nam vẫn tiến hành theo tiêu chuẩn ngành 20TCN 88-82 (biên soạn theo ГОСТ của Liên Xô trước đây). Sơ đồ cấp tải trọng 8-10 cấp với cấp tải trọng tối đa từ 1,5 đến 2 Q_w. Quan trắc đến độ chuyển vị quy ước là không quá 0,1mm trong khoảng thời gian 1 giờ cuối. Hai loại biểu đồ chuyển vị theo thời gian của từng cấp và chuyển vị theo các cấp tải trọng được trình bầy theo thang trực tiếp.

Diễn dịch kết quả thường tiến hành theo 20TCN 21-86 (biên soạn từ СНИП-II-17-77) được khái quát như sau:

Tải trọng giới hạn được xác định theo hai nguyên lý:

+ Tải trọng giới hạn là tải trọng mà ở đó độ chuyển vị tăng không ngừng. Khi đó chuyển vị chỉ cần quan trắc đến giới hạn tối đa là 30mm.

+ Khi không xác định được theo tiêu chí trên thì tải trọng giới hạn là tải trọng ở đó, độ chuyển vị cọc đạt đến giá trị Δ, theo đó:

$$\Delta = \xi S_{gh} \qquad \text{(IV.32)}$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Trong đó:

Δ - độ chuyển vị cọc thí nghiệm.

ξ - hệ số chuyển đổi từ độ lún chấp nhận của kết cấu sang chuyển vị thí nghiệm, ξ = 0,1 đến 0,2 tuỳ theo độ tin cậy của thí nghiệm.

S_{gh} - độ lún giới hạn của kết cấu, với nhà ở thường là 8cm.

Khi đó, tải trọng giới hạn Q_{gh} được lấy ở giá trị Δ, có tính đến hệ số bất đồng nhất của nhiều thí nghiệm k_d, $Q_{gh} = \frac{Q_{TN}(\Delta)}{k_d}$. Giá trị K_d được xử lý theo xác suất thống kê của số lượng thí nghiệm.

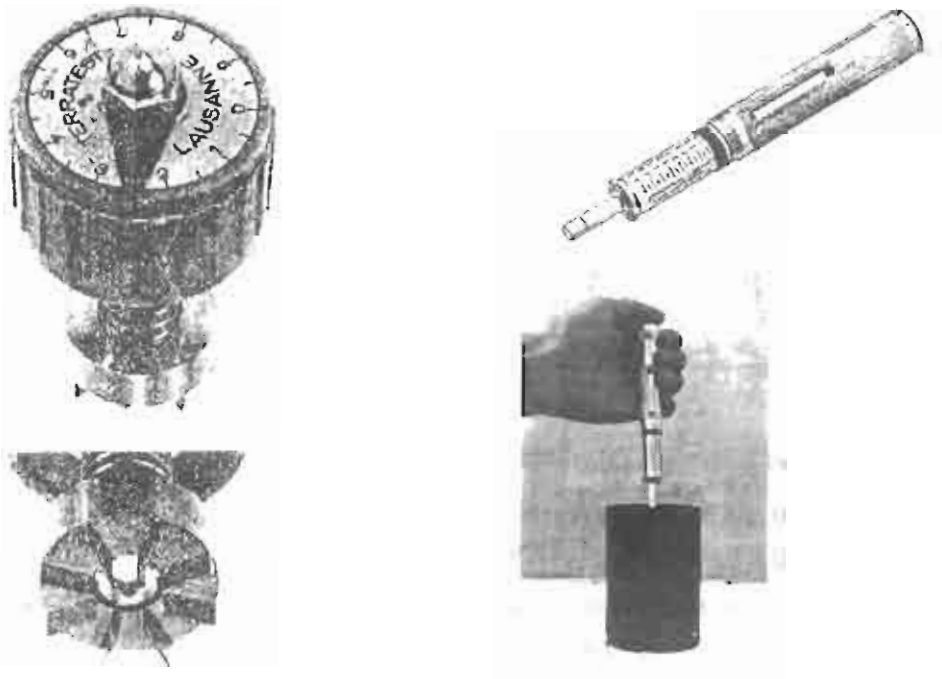
Tải trọng cho phép lựa chọn theo thí nghiệm nén tĩnh được xác định theo biểu thức:

$$Q_w = \frac{Q_{gh}}{k_{tc}} \qquad (IV.33)$$

Trong đó: k_{tc} là hệ số tin cậy thường lấy bằng 1,25 đến 1,4

IV.1.8. Thí nghiệm vi xuyên và vi cắt cánh (PP & MVST)

Thí nghiệm kiểm tra sức kháng của đất loại sét ở hiện trường còn có hai loại thí nghiệm, loại nhỏ cầm tay là: vi xuyên (xuyên bỏ túi - Pocket Penetometer) và vi cắt cánh (Mini Vane Shear Test). Đây là các thiết bị rất hữu dụng cho các kỹ sư, có thể kiểm tra nhanh sức kháng cắt không thoát nước của đất dính tại hiện trường, trên mẫu khoan, đáy và thành hố đào khảo sát hay hố móng nông (xem hình IV.35).



Hình IV.35: *Thiết bị vi xuyên và vi cắt cánh*
a) Vi cắt cánh; b) Vi xuyên

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

1. Thí nghiệm vi xuyên (Pocket Penetrometer Test)

Thiết bị kiểm tra đất bằng vi xuyên, kiểu CL - 700 chế tạo tại Mỹ, mã hiệu "Quy trình thí nghiệm T 170", có thể nhanh chóng đánh giá sức kháng cắt đất dính:

- Trong khảo sát đất nền tại hiện trường hay trong phòng thí nghiệm (trên mẫu nguyên dạng).

- Kiểm tra nền móng nông ở đáy hay thành hố đào.

Thiết bị cấu tạo bởi mũi xuyên hình tròn ϕ 6mm, trên có vạch rãnh 6mm, gắn liền với thân xuyên có các vạch sức kháng và vành khuyên chuyển động tự do chỉ các vạch đó. Mũi và thân xuyên gắn liền với lò xo đo sức kháng đã chuẩn hoá và bao bên ngoài là hộp thép làm tay nắm.

Sức kháng nén nở hông có thể xác định đến 4,75 kg/cm^2, mỗi vạch 0,25 kg/cm^2 và độ chính xác quan sát được đến 0,05 kg/cm^2.

Phương thức thí nghiệm và thể hiện kết quả rất đơn giản:

- Chuyển vành khuyên về sát tay nắm có giá trị nhỏ nhất của thước đo.

- Kiểm tra vị trí mẫu đất hoặc đáy và thành hố đào cần thí nghiệm bảo đảm rằng ở trạng thái nguyên dạng.

- Cầm ở tay nắm và đặt mũi xuyên vuông góc với bề mặt đất thí nghiệm. ấn nhẹ và từ từ mũi xuyên vào trong lòng đất đến vạch (6mm tính từ đầu mũi) thì dừng.

- Sức kháng đất làm lò xo nén lại và chuyển vành khuyên trên vạch thước đo. Đọc chỉ số trên vạch thước đo ở phía dưới vành khuyên, cho ta trực tiếp sức kháng, tương đương sức kháng nén nở hông (Unconfined Compressive Strength, q_u - kg/cm^2 hoặc t/sf).

- Sức kháng cắt không thoát nước: $c_u = q_u /2$ kg/cm^2 (bằng 0,5 số đọc).

Kết quả thí nghiệm vi xuyên còn cho phép ta đánh giá, nhanh và tại chỗ, sức chịu tải cho phép móng nông, theo công thức Meyerhof: $p_a = p_u/F_s = c.N_c/F_s = 6.c_u / 3 = 2c_u = q_u$ = số đọc trên vi xuyên.

Terxaghi & Peck đã thành lập khoảng sức kháng nén nở hông (của PP) và đánh giá trạng thái đất theo bảng sau:

q_u (kg/cm^2)	< 0,25	0,25 - 0,5	0,5 - 1.0	1.0 - 2.0	2.0 - 4.0	> 4.0
Trạng thái	Chảy	Dẻo chảy	Dẻo mềm	Dẻo cứng	Nửa cứng	Cứng

2. Thí nghiệm vi cắt cánh (Mini Vane Shear Test)

Thiết bị kiểm tra đất vi cắt cánh, mã hiệu CI-100 chế tạo tại Mỹ, có thể nhanh chóng đánh giá sức kháng cắt đất dính (thiết bị kiểm tra đất dính). Cấu tạo thiết bị như sau:

- Phần cánh cắt cấu tạo 8 cánh, đường kính 25mm, chiều cao cánh (ngập trong đất) 4mm, gắn liền với trục thân có lò xo đo ngẫu lực được chuẩn hoá.

- Phần trên là hộp cắt với mặt đồng hồ có vạch đo trực tiếp sức kháng cắt và mũi kim chuyển động khi cho quay để chỉ giá trị đo.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Có 3 loại cánh cắt (lắp thay thế nhau) phép đo xác định vạch số sức kháng cắt (c_u) từ 0,01 kg/cm^2 đến 2,5 kg/cm^2. Cánh cắt thông thường tương ứng chỉ số vạch 0,1-1,0kg/cm^2 và có thể xác định độ chính xác đến 0,02 kg/cm^2.

Phương thức thí nghiệm rất đơn giản, như sau:

- Chuẩn bị bề mặt đất thí nghiệm (trên mẫu nguyên dạng, trên thành hoặc dưới đáy hố đào) sao cho phẳng, nhẵn và ở trạng thái tự nhiên.

- Ấn nhẹ nhàng cánh cắt, vuông góc xuống mặt đất thí nghiệm, sao cho đến ngập hết chiều cao cánh cắt.

- Chuyển mũi tên chỉ vạch đo về vị trí 0 và từ từ quay cánh cắt thuận chiều kim đồng hồ cho đến khi mũi tên đang tăng lên và dừng lại, khi đó đất đã cắt hoàn toàn.

- Đọc chỉ số trên mặt đồng hồ chỉ trực tiếp sức kháng cắt không thoát nước c_u (kg/cm^2).

IV.2. THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG

Phần này mô tả tổng quát về phương pháp, cho một số loại thí nghiệm trong phòng thông dụng, để xác định tính chất cơ lý của đất nền qua mẫu đất.

Còn về quy trình thí nghiệm và đặc trưng thiết bị của các loại thí nghiệm trong phòng được mô tả chi tiết trong các *Tiêu chuẩn thí nghiệm đất đá* và có thể tham khảo các tiêu chuẩn thí nghiệm của các nước phát triển Âu-Mỹ như: BS 1377 (Anh), ASTM & AASHTO (Mỹ), NF (Pháp) và JIS (Nhật).

IV.2.1. Thí nghiệm xác định độ ẩm (w)

Lượng mẫu sử dụng cho thí nghiệm độ ẩm tuỳ thuộc loại đất. Với đất hạt mịn cần khoảng 30 gam là đủ, nhưng với đất hạt trung cần đến 300 gam và hạt thô cần đến 3 kg. Chi tiết các bước và quy định của thí nghiệm xác định độ ẩm tham khảo tiêu chuẩn ASTM D 2216. Có một số phương pháp xác định độ ẩm sau:

1. Phương pháp sấy khô trong lò sấy chuẩn

Đây là phương pháp chuẩn để xác định hàm lượng nước trong đất. Còn các phương pháp khác đều phải lấy phương pháp này để kiểm tra.

Mẫu đất được đặt trong hộp kim loại cho vào tủ sấy và sấy khô ở nhiệt độ 105°c đến 110°c, trong khoảng thời gian 18 - 24 giờ, hoặc là đến khi trọng lượng mẫu không đổi trong vòng 4 giờ. Trước và sau khi sấy khô, hộp đựng đất đều được cân với hộp không và hộp có mẫu.

Độ ẩm mẫu đất (ký hiệu w) được xác định:

$$w = (Wt_{nước}) / (Wt_{đất\ khô})$$

$$w = [(Wt_{hộp} + Wt_{đất\ ẩm}) - (Wt_{hộp} + Wt_{đất\ khô})] / [(Wt_{hộp} + Wt_{đất\ khô}) - (Wt_{hộp})]$$

Trong đó: Wt là ký hiệu trọng lượng.

Phương pháp thí nghiệm chuẩn này cần một thời gian kéo dài và đó là nguyên nhân dẫn đến một số phương pháp thay thế sau:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

2. Phương pháp sấy khô trong lò vi sóng

Sử dụng phương pháp này giảm thời gian thí nghiệm đi rất nhiều so với lò sấy chuẩn. Mẫu đất được sấy ở nhiệt độ cao và hộp kim loại đựng đất không thể sử dụng.

3. Phương pháp sấy trên bồn cát

Các hộp kim loại đựng mẫu đất được đặt trong một khay cát rồi đun nóng bằng lửa gas hoặc nhiên liệu tương tự. Đất được lật đi lật lại đến khi khô. Phương pháp này thích hợp cho một số loại đất, tuy nhiên kết quả thường phân tán.

4. Phương pháp trộn cồn

Mẫu đất được trộn với cồn metin hoá trong một cái đĩa cho bay hơi, sau đó châm lửa đốt cháy rồi lật đều đến khi ngọn lửa lụi tàn. Quá trình được lắp đi lắp lại hai ba lần. Kết quả thí nghiệm khá tập trung, tuy nhiên cần thận trọng bảo đảm an toàn khi đốt lửa.

IV.2.2. Thí nghiệm xác định giới hạn chảy (LL)

Để xác định giới hạn chảy (Liquid Limit - LL) người ta thường sử dụng hai phương pháp, trong đó phương pháp Casagrande là phương pháp truyền thống và phương pháp chuỳ xuyên là phương pháp phát triển sau này. Chi tiết các quy định và các bước tiến hành thí nghiệm có thể tham khảo Tiêu chuẩn ASTM - D 421, 423 .

Cả hai phương pháp đều phải dùng mẫu đất sấy khô trong lò sấy hoặc khô gió, và được sàng qua cỡ rây 425μm. Lấy khoảng 200 gam đất lọt rây dùng làm mẫu. Mẫu đó được trộn đều với nước cất để tạo thành thể *bột nhão*.

1. Phương pháp Casagrande

Thiết bị thí nghiệm gọi là *dụng cụ Casagrande,* thể hiện trong hình IV.36a. Mẫu đất thí nghiệm dạng bột nhão được cho vào một một dụng cụ gọi là cốc đập, dùng con dao để trải bột nhão cho phẳng mặt, rồi vạch một rãnh ở giữa bằng dụng cụ chuyên dùng. Sau đó quay tay quay với vận tốc 2 vòng trong một giây, dụng cụ sẽ tự động nâng cốc lên một khoảng chiều cao 13mm rồi thả rơi xuống, để vỗ đáy cốc đập lên bề mặt đế cao su. Hoạt động này làm cho rãnh khe đất vạch trước từ từ khép lại. Đếm số lần cú đập cần thiết làm cho hai phần mẫu đất ở đáy rãnh khép liền lại với nhau, cho một khoảng chiều dài bằng 13mm.

Khi thí nghiệm đạt được yêu cầu mẫu đất được lấy ra và dùng một phần đất để xác định độ ẩm. Phần đất còn lại trộn thêm một ít nước nữa rồi tiến hành theo phương thức tương tự. Cứ như thế làm ít nhất khoảng 4 lần cho 4 độ ẩm khác nhau. Lượng nước cho vào mỗi lần thử nghiệm, được ước lượng theo kinh nghiệm, sao cho số cú đập nằm trong khoảng từ 10 đến 50 lần.

Lập một biểu đồ quan hệ của số cú đập (theo thang logarit) với độ ẩm tương ứng (theo thang trực tiếp). Qua biểu đồ đó ta có thể xác định được độ ẩm tương ứng với 25 cú đập và đó chính là *giới hạn chảy* LL .

2. Phương pháp chùy xuyên

Mẫu đất chế bị thành thể *bột nhão* được cho vào một cái chén, dùng dao con miết cho thẳng mặt. Đặt chén mẫu trong một thiết bị gọi là *bàn chuẩn xuyên* (như thể hiện trên

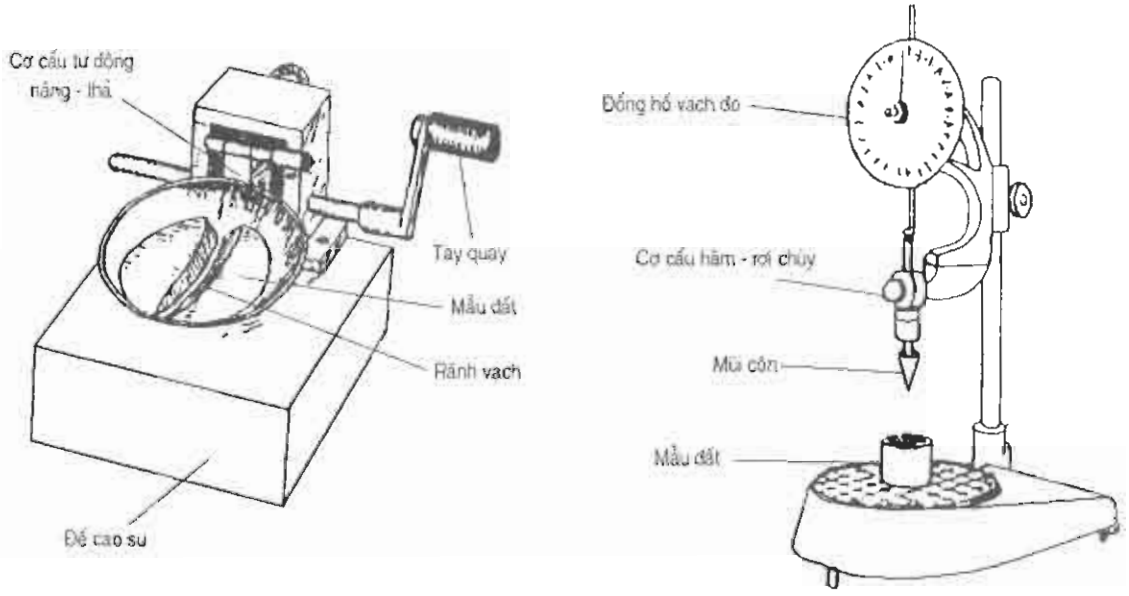
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

hình IV.36b). Mũi côn nhọn làm bằng kim loại được kẹp cho vừa chạm sát lên mặt mẫu, sau đó thả tự do trong vòng 5 giây rồi lại kẹp lại. Đo độ cắm sâu của mũi côn vào mặt mẫu đất thể hiện trên đồng hồ có độ chính xác khoảng 0,1mm. Thí nghiệm được lặp lại bằng cách cho mẫu đất ra khỏi chén, lấy một phần mẫu đem thí nghiệm độ ẩm. Phần còn lại được trộn đều với một lượng nước nữa thêm vào. Thí nghiệm cứ tiến hành như thế 4 lần với các lượng nước khác nhau. Lượng nước trộn vào mẫu cần ước lượng sao cho độ sâu xuyên của chuỳ nằm trong khoảng từ 15 đến 25mm.

Lập một biểu đồ quan hệ giữa độ sâu xuyên với độ ẩm tương ứng (thang trực tiếp). Giới hạn chảy (LL), được xác định trên biểu đồ, là độ ẩm tương ứng với độ sâu xuyên 20mm.

Phương pháp chuỳ xuyên cho kết quả khá sát với phương pháp Casagrande, nhưng thí nghiệm nhanh hơn và kết quả cho cũng khá tập trung.



a) b)

Hình IV.36: Thí nghiệm giới hạn chảy
a) Thiết bị Casagrande; b) Thiết bị chuỳ xuyên

3. Phương pháp một điểm

Phương pháp một điểm là sử dụng thiết bị Casagrande để thí nghiệm (như mô tả ở mục 1) nhưng chỉ thí nghiệm một lần độ ẩm và lượng nước cho vào được ước lượng sao cho số lần cốc đập nằm trong khoảng 15 đến 35 cú gõ. Độ ẩm thu được của một lần thí nghiệm được nhân với một hệ số f (bảng IV.37).

Phương pháp này cho giá trị gần đúng, song có ưu điểm là thí nghiệm nhanh, giá thành rẻ và có thể sử dụng có đối chứng với thí nghiệm chuẩn.

Bảng IV.37 - Hệ số hiệu chỉnh f

Số cú đập	15	16-17	18-19	20-21	22-23-24	25-26	27-28-29	30-31	32-33	34-35
Hệ số f	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,01	1,02	1,02	1,03

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

IV.2.3. Thí nghiệm xác định giới hạn dẻo (PL)

Thí nghiệm xác định giới hạn dẻo (Plastic Limit - PL) cần một lượng mẫu khoảng 20g và được chế bị tương tự như cho thí nghiệm giới hạn chảy. Lượng nước cất cần thiết được trộn đều với bột đất tạo thành các viên bi. Một nửa lượng mẫu đất ban đầu được vê trong lòng hai bàn tay tạo thành các sợi đất (con giun) cho đến khi mặt sợi đất bắt đầu nứt rạn ra (nghĩa là đất đang khô đi). Sau đó, sợi đất lại được vê trên *kính nhám* cho đến khi sợi đất có đường kính 3mm và cứ vê đến khi mặt sợi đất bắt đầu rạn nứt. Quá trình được tiến hành tương tự cho nửa bi đất còn lại.

Xác định độ ẩm, của hai phần riêng biệt của sợi đất đã vê, sao cho chênh lệch độ ẩm không quá 5%. Giá trị trung bình của độ ẩm hai phần đất vê nêu trên chính là giới hạn dẻo (PL) của đất. Chi tiết các quy định và các bước tiến hành của thí nghiệm xác định giới hạn dẻo của đất có thể tham khảo Tiêu chuẩn ASTM D 421 - 423 .

IV.2.4. Thí nghiệm tỷ trọng của đất (Gs)

Xác định tỷ trọng của đất (Specific Gravity - Gs) được tiến hành theo nguyên lý là cân một mẫu đất, đã được sấy khô, rồi lắc chúng trong một bình có thể tích không đổi sao cho có thể đo được trọng lượng nước bị đất thay thế. Chi tiết các quy định và các bước tiến hành của thí nghiệm có thể tham khảo Tiêu chuẩn ASTM D 1556-00 .

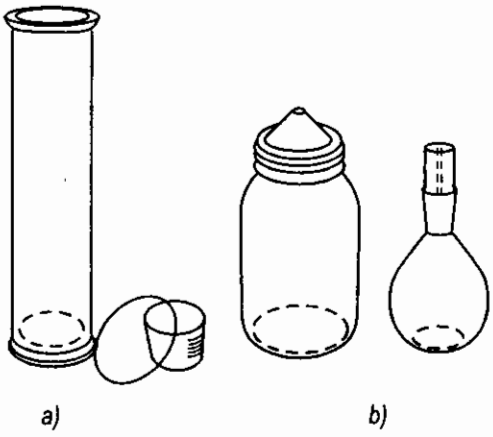
Mẫu đất sử dụng cần được sấy khô trong tủ sấy. Trọng lượng mẫu cần thiết cho thí nghiệm khoảng 200 gam (đất hạt mịn) và 400 gam (đất hạt thô). Dùng cho bình tỷ trọng kế chỉ cần 20 gam. Cần tiến hành ít nhất 2 lần thử riêng biệt cho mỗi một thí nghiệm, do đó tổng lượng đất cho một thí nghiệm phải 2 lần khối lượng nêu trên.

Một bình thí nghiệm (Hình IV.37), được hong khô, cho đất vào, sau đó đổ nước cất khoảng nửa bình, đậy chặt bằng nút cao su, ngâm trong khoảng 4 tiếng, sau đó lắc đều sao cho không khí giữa các hạt bật ra. Mở nắp ra và tất cả đất bám vào nắp được rửa trở lại bình rồi thêm nước vào đầy bình. Đậy miệng bình cẩn thận bằng một tấm kính sao cho không có không khí giữa chúng cũng như nước tràn ra ngoài, rồi đem cân. Sau đó bình thí nghiệm được đổ hết ra, rửa sạch và đổ đầy bằng nước cất, đậy kính lên, lau khô xung quanh, rồi lại đem cân.

Những trọng lượng sau cần xác định trong quá trình thí nghiệm:

* m_1 - trọng lượng bình và tấm kính.
* m_2 - trọng lượng bình, đất và tấm kính.
* m_3 - trọng lượng bình, tấm kính, đất và nước.
* m_4 - trọng lượng bình, tấm kính và nước.

Tỷ trọng (trọng lượng riêng hạt đất) được xác định theo biểu thức:



Hình IV.37: *Thiết bị xác định tỷ trọng*
a) Bình gas với nắp kính và nút;
b) Tỷ trọng kế

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

$$Gs = \frac{\text{Trọng lượng đất}}{\text{Trọng lượng nước bị thay thế bởi hạt đất}}$$

$$Gs = \frac{m_2 - m_1}{(m_4 - m_1) - (m_3 - m_2)} \quad \text{(IV.29)}$$

Thí nghiệm như vậy 2 - 3 lần và giá trị tỷ trọng của đất là giá trị trung bình của các lần thử với sai số không quá 0,03.

IV.2.5. Thí nghiệm xác định thành phần hạt (PSD)

Thí nghiệm xác định thành phần hạt (Particle Size Distribution) thường được tiến hành theo hai phương pháp kết hợp nhau, đó là:

- Phân tích hạt bằng rây: Với các hạt đất có kích cỡ nhỏ đến khoảng 60μm (cỡ hạt cát mịn) có thể dùng phương pháp rây để phân tách.

- Phân tích qua trầm lắng: Đất có các hạt nhỏ hơn kích cỡ 60μm là quá mịn để có thể phân tách bằng rây và khi đó sự phân bố hạt cần được xác định theo vận tốc lắng đọng của các hạt mịn trong nước theo định luật Stockes.

Chi tiết các quy định và các bước tiến hành của thí nghiệm xác định thành phần hạt của đất có thể tham khảo Tiêu chuẩn ASTM D 422 .

1. Phân tích thành phần hạt dùng rây

Mẫu đất cần được sấy khô và cân. Khối lượng mẫu tối thiểu cần khoảng 200 gam cho đất hạt mịn, 2 kg cho đất hạt trung và 20 kg cho đất hạt thô.

Trước tiên, mẫu cần được rây bằng cỡ rây 20mm để loại các hạt quá thô. Đất nằm trên rây sơ bộ sẽ tiếp tục được rây qua các rây có kích cỡ thích hợp như yêu cầu. Quá trình rây này cho phép ta xác định được phân bố hạt của *đất hạt thô*. Với các hạt đất cỡ trung và mịn không xác định trong quá trình này.

Đất có các hạt lọt qua rây 20mm, như nêu trên, cần được phân chia (theo cách rạch đôi) để tạo thành các mẫu có kích cỡ hạt đại diện. Mẫu được cân lên rồi được đổ vào một cái khay, rẩy nước có chứa tác nhân phân tán (thường có hàm lượng 2 gam sodium hecxameto phosphate cho 1 lít nước) và giữ nguyên trạng trong khoảng 1 giờ.

Vật liệu mẫu sau đó được rửa nhanh qua một rây cỡ 2mm lồng lên trên rây 63 μm (hoặc 75 μm) đến khi nước gần như trong. Khi đó các kích cỡ hạt bụi và sét tách khỏi mẫu đất trên rây. Mẫu đất thu được có thể chia thành hai phần, đem sấy khô rồi tiến hành rây với các kích cỡ rây thích hợp. Người ta thường chồng một hệ thống rây lên nhau, lắp đặt vào giá rung. Tuy nhiên, đôi khi vẫn dùng rây lắc tay.

Nếu các lưới của rây mịn (< 63 μm) bị quá tải cần chia mẫu thành phần nhỏ trước khi rây hạt mịn.

Một số yếu tố gây phức tạp hoá quá trình thí nghiệm:

- Mẫu có kích cỡ hạt rất rộng cần khẳng định tính đại diện của thành phần, song với thành phần đó có thể làm cho quá tải với rây hạt mịn. Để khắc phục tình trạng này người ta dùng lượng mẫu phụ để xác định hàm lượng hạt mịn riêng.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Các hạt, với kích cỡ bụi-sét, có xu hướng vón cục với nhau tham gia thành phần trong kết cấu hạt mà chúng chỉ có thể phân tách ra bằng rửa trôi. Nếu chỉ tiến hành rây khô với đất có thành phần bụi-sét, thì kết quả phân tích hạt bằng rây cho ta giá trị quá nhỏ của hàm lượng hạt mịn.

Với một số vật liệu có tính chất tơi xốp như đất tàn tích, đá phong hoá, đất gắn kết, với đặc điểm là chúng rất dễ tơi vỡ trong khi khai đào. Do đó, ta cần hết sức thận trọng và tính đến yếu tố này khi diễn dịch đường phân bố hạt cho công tác thiết kế. Nếu một loại đất đang tiến hành thí nghiệm, mà dễ bị tơi vỡ khi sử dụng, thì nên trải mẫu ra, giã nhỏ bằng chày (tựa như đầm lu ở hiện trường).

2. Phân tích thành phần hạt theo trầm lắng hạt

Phân tích thành phần hạt theo phương pháp trầm lắng được sử dụng cho đất đã lọt qua cỡ rây 63μm (hoặc 75 μm), kết hợp với phương pháp rây. Để phân tích thành phần hạt mịn người ta sử dụng hai phương pháp: phương pháp tỷ trọng kế và pipet .

Người ta thường sử dụng khoảng 15 gam đất, trước tiên hoà trong nước cất, đem đun sôi để các hạt phân rời nhau, và sau đó cho hydrogene peroxite vào để loại bỏ lượng hữu cơ. Hỗn hợp đó để qua đêm, rồi sau đó lại đem đun sôi để loại bỏ hydrogene peroxite. Đất được hoà thêm nước cất, cho quay li tâm, rồi lọc trước khi cho vào tủ sấy và cân.

Cho dung dịch sodium hexamataphosphate vào quấy và để trong vòng 4 giờ, sao cho các hạt đã bị phân tán hết, rồi đem rửa trong một bình xi lanh dung tích cỡ 1 lít có vạch đo. Khối lượng tổng đó được hoà với nước cất để tạo thành 1 lít đậy kín nắp và lắc đều. Ngay sau khi dừng lắc, bình xi lanh vừa để đứng trên bàn thì lập tức bấm đồng hồ đo thời gian trầm lắng.

a) Phương pháp Pipet

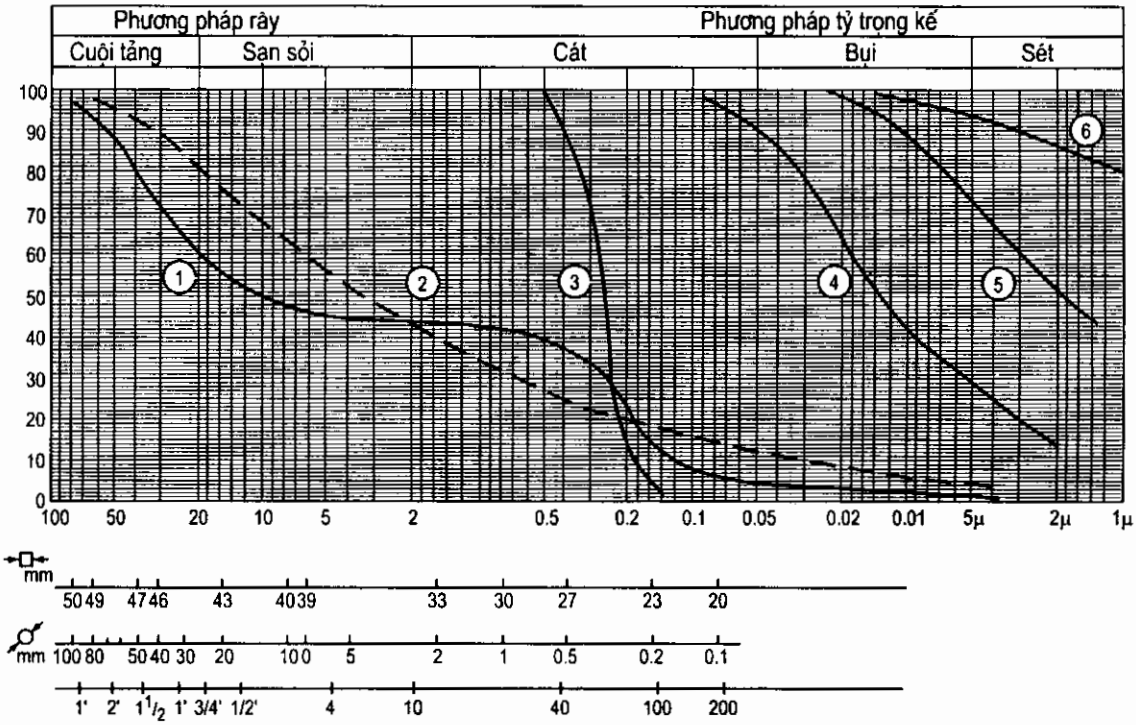
Một ống pipet được thả vào bình xi lanh chứa huyền phù và một *lượng nhỏ mẫu* được lấy lên từ độ sâu 100mm dưới bề mặt. *Lượng mẫu* này cho vào một lọ rồi đem cân và sấy khô sao cho trọng lượng phần hạt rắn của huyền phù có thể xác định được. Quá trình lấy mẫu được tiến hành lặp đi lặp lại trong các khoảng thời gian bằng nhau. Áp dụng định luật Stockes ta được xác định kích cỡ tối đa của các hạt huyền phù lấy được ở từng độ sâu mẫu trong xi lanh. Qua trọng lượng vật liệu chứa trong từng mẫu, ta xác định được tỷ lệ hạt của các kích cỡ tương ứng hoặc nhỏ hơn.

b) Phương pháp Tỷ trọng kế

Một tỷ trọng kế được thả vào bình xi lanh chứa huyền phù và xác định được mật độ của chúng ở các khoảng thời gian khác nhau. Với khoảng thời gian và chiều sâu hữu hiệu của tỷ trọng kế, ta xác định được kích cỡ tối đa trong từng khoảng độ sâu thông qua việc áp dụng định luật Stockes. Tổng lượng vật liệu trong huyền phù (chính là thành phần mẫu), với kích cỡ hạt đó hoặc nhỏ hơn, có thể xác định thông qua mật độ của chúng. Một ví dụ về biểu đồ phân bố hạt được thể hiện trên hình IV.38.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình IV.38: *Ví dụ một biểu đồ phân bố hạt*
1- Sạn sỏi bồi tích cổ; 2- Ganít phong hoá; 3- Cát; 4- Sét bụi - sét pha; 5- Sét; 6- Bentonit

IV.2.6. Thí nghiệm đầm chặt đất (SCT)

Thí nghiệm Đầm chặt đất (Soil Compaction Test) được sử dụng để xác định *dung trọng khô cực đại* của đất dưới một năng lượng đầm ấn định và độ ẩm tương ứng năng lượng đó. Thí nghiệm cung cấp một dung trọng chuẩn làm cơ sở đánh giá *dung trọng đạt được* và *độ ẩm tối ưu* trong khi thi công lu đầm tại hiện trường. Chi tiết các quy định và các bước tiến hành thí nghiệm đầm chặt đất có thể tham khảo "Tiêu chuẩn ASTM - D 698".

Có hai loại *tiêu chuẩn đầm chặt* tương ứng với hai loại năng lượng đầm. Việc lựa chọn *tiêu chuẩn* phụ thuộc mức độ quan trọng của công trình liên quan đến độ chặt cần thiết.

1. Thiết bị thí nghiệm

Một *cối đầm tiêu chuẩn* bao gồm các thành phần chính sau:

- Cối, đế có khoá hãm và trọng lượng được xác định trước.

- Chày đầm có kích thước, trọng lượng và hành trình đầm tuỳ theo tiêu chuẩn quy định.

- Đi kèm theo còn có *vòng bao* là thành phần lắp phụ thêm sử dụng khi đầm.

Hình IV.39a là một thiết bị đầm chặt thủ công. Chi tiết về kích thước và năng lượng đầm sử dụng theo các tiêu chuẩn khác nhau được thể hiện trong bảng IV.38.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng IV.38 - Kích thước và trọng lượng của các cối đầm theo các tiêu chuẩn

Thiết đồ thí nghiệm		Đặc trưng cối			Đặc trưng chày		Số lớp đất	Số cú đập cho một lớp
		Thể tích v, (lit)	Đường kính d, (mm)	Chiều cao h, (mm)	Trọng lượng W, (kg)	Hành trình f, (mm)		
BS	Test 12	1,0	105	115,5	2,5	300	3	27
1377	Test 12 (modified)	2,32	152	127	2,5	300	3	62
	Test 13	1,0	105	115,5	4,5	450	5	27
1975	Test 13 (modified)	2,32	152	127	4,5	450	5	62
AASH	T 145	0,94	101,5	116,4	2,5	304,8	3	25
TO	T 180	0,94	101,5	116,4	4,54	457,2	5	25
	T 180 (modified)	2,32	152	127	4,54	457,2	5	56
Cối modified thường cũng được sử dụng cho đất hạt thô								

2. Phương thức thí nghiệm

Mẫu đất, sau khi được hong khô gió, sàng qua cỡ rây 20mm (3/4") rồi trộn đều với một lượng nước nhất định. Lượng nước cần thiết trộn với đất được ước lượng dựa theo kinh nghiệm.

Đất chế bị đó được cho vào cối đầm với *số lớp* và số *búa đầm* trong một lớp tuân theo một thiết đồ ấn định trước. Sử dụng một *chày đầm* tiêu chuẩn và phương thức đầm có thể dùng thủ công, có thể cơ giới. Về kích thước cối đầm, chày đầm, số lớp và số búa đầm cho một lớp phụ thuộc yêu cầu kỹ thuật và tiêu chuẩn.

Lượng đất sử dụng để đầm chặt cần phải đủ để đầy cối và cao lên không quá 6mm khi tháo thành cối phụ ra. Sau khi đầm xong, bỏ thành chắn ra, dùng dao sắc cạo phẳng bề mặt, đem cân cả cối và đất. Sau đó, lấy đất trong cối ra, lấy một phần làm mẫu đất để thí nghiệm độ ẩm. Phần đất còn lại trộn đều với một lượng nước thêm nhất định, rồi đem đầm. Cứ như thế tiến hành ít nhất 5 lần riêng biệt để xác định 5 giá trị độ ẩm. Biết được trọng lượng đất trong từng lần đầm và độ ẩm tương ứng cho phép ta xác định được dung trọng khô.

Vẽ một biểu đồ (hình IV.39b), thể hiện mối quan hệ giữa dung trọng khô và độ ẩm của 5 lần đầm, có thể xác định được giá trị dung trọng khô cực đại (Maximum Dry Density - MDD) và độ ẩm tối ưu (Optimum Moisture Content - OMC).

3. Một số lưu ý

- Mô tả về phương thức thí nghiệm sau đây chủ yếu thích hợp cho đất loại sét, với hàm lượng nhỏ vật liệu có kích cỡ lớn hơn 20mm. Việc lựa chọn kích thước cối đầm còn phụ thuộc vào mức độ thô của các hạt đất.

- Với đất rời (cát-sạn) khi đầm thường làm các hạt đổi chỗ thay vì có thể làm chặt chúng lại và kết quả là dung trọng thu được lại nhỏ hơn so với lúc lấy ở hiện trường. Để

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

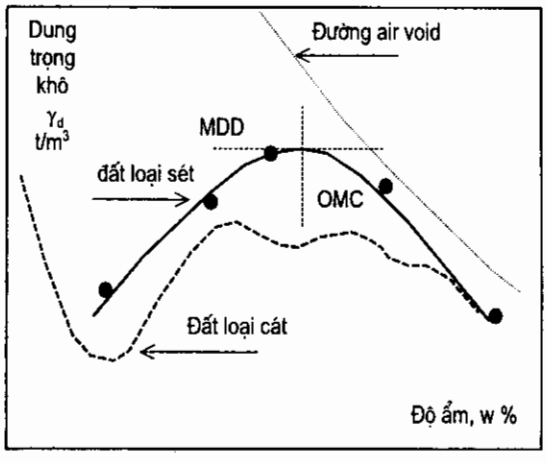
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

khắc phục tình trạng này người ta sử dụng phương pháp đầm rung thay cho đầm tiêu chuẩn . Đầm rung được tiến hành trong vòng 60 giây cho một lớp đất với lực đầm 30 - 40 kg.

- Đối với đất sạn sỏi thì ta không có thể làm phẳng đất ở mặt cối đầm. Thay vào đó là xác định giá trị trung bình các chiều cao của đất trong cối và vành bao.

- Đối với cát thì kết quả để vẽ đường cong quan hệ dung trọng khô - độ ẩm thường là rất thấp và không thể xác định được điểm cực đại, hoặc có thể tồn tại hai điểm cực đại. Đôi khi ở điểm độ ẩm bằng 0 giá trị dụng trọng khô lại cao hơn. Với tính chất này đôi khi người ta đầm chặt cát ở trạng thái khô tại vùng hoang mạc.

- Với đất dễ mềm tơi (đất tàn tích), có xu hướng tơi ra trong quá trình đầm, nên các vật liệu sạch thay thế cần được sử dụng cho mỗi lần xác định độ ẩm.



a) b)

Hình IV.39: *a) Thiết bị đầm chặt; b) Biểu đồ đầm chặt*

IV.2.7. Thí nghiệm dung trọng hiện trường (FDT)

Thí nghiệm dung trọng hiện trường (Field Density Test) là xác định *dung trọng khô* thực tế của đất sau khi đầm lu tại hiện trường. Kết quả xác định làm cơ sở để đánh giá độ chặt đất đắp đã đạt được. So sánh giá trị trên với giá trị dụng trọng khô cực đại xác định theo thí nghiệm đầm chặt tiêu chuẩn để kiểm tra theo yêu cầu thiết kế.

Có nhiều phương pháp để xác định dung trọng hiện trường, song các phương pháp mô tả sau đây là thông dụng:

1. Phương pháp rót cát thay thế

Đây là phương pháp thông dụng nhất để xác định dung trọng hiện trường cho đất đắp với các lớp đầm chặt có chiều dày đến 250mm.

a) Thiết bị

Thiết bị thí nghiệm rót cát thay thế khá đơn giản, bao gồm (hình IV.40):

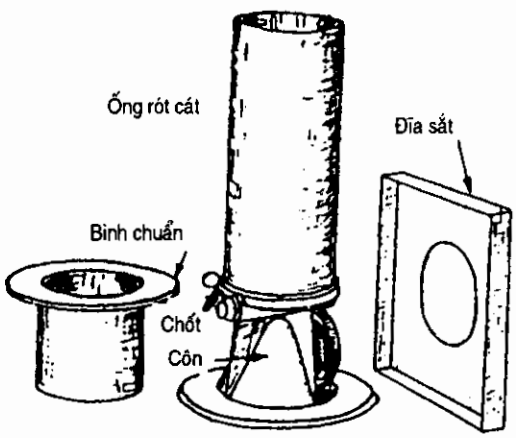
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Một xi lanh rót cát đi liền phễu hình côn.
- Một khay sắt có lỗ tròn.
- Một bình chuẩn số đo
- Dao con và dụng cụ đào, thước gạt v.v...

Một số kích thước của thiết bị rót cát thay thế như sau:

- Chiều sâu lỗ và bình đo chuẩn bằng 100mm, 150mm, 200mm, 250mm.
- Chiều sâu đào bằng chiều dày lớp thí nghiệm.



Hình IV.40: *Thiết bị rót cát thay thế*

- Đường kính trong xi lanh rót cát, phễu hình côn, bình đo chuẩn, lỗ trong khay sắt, lỗ đào = 150mm, 200mm. Trong đó 150mm là thích hợp cho hạt mịn đến trung với chiều sâu đạt đến 150mm. Với đất hạt thô và chiều sâu lỗ sâu hơn thì nên dùng đường kính 200mm là thích hợp hơn.

b) Phương thức thí nghiệm

Chọn một diện tích bề mặt đất cần thí nghiệm, nạo vét phẳng và sạch bề mặt rồi đặt một khay sắt có lỗ tròn ở giữa lên trên. Tiến hành đào rất cẩn thận một lỗ hình trụ có đường kính theo lỗ tròn trên khay và chiều sâu bằng chiều dày của lớp đất thí nghiệm.

Đất lấy lên chỉ vun gọn trong khay sắt rồi cho tất cả vào túi ni lông đem cân và xác định độ ẩm. Sau khi lỗ đã được đào xong sửa thành lỗ nhẵn, phẳng và thu dọn sạch đất xung quanh. Lấy khay ra và đặt xi lanh rót cát lên trên. Trong xi lanh rót cát có chứa cát với trọng lượng đã được xác định. Mở van khoá cho cát chảy vào đầy lỗ đào qua phễu hình côn gắn liền ở đáy xi lanh. Cát thừa trong xi lanh được chuyển sang túi ni lông và đem cân.

Dung trọng khô của đất trong lỗ đào được xác định như sau:

γ_d = (Trọng lượng khô của đất đào) / (Thể tích lỗ đào)

$$\gamma_d = \frac{w}{(1+m)} \cdot \frac{1}{(\frac{w_s}{\gamma_s} - V)} \qquad (IV.34)$$

Trong đó:

w : trọng lượng của đất đào và m : độ ẩm của đất đào.

w_s : trọng lượng cát rót vào lỗ và γ_s : dung trọng cát.

V : thể tích phễu hình côn gắn với xi lanh.

Cát sử dụng để đổ là cát sạch, cấp phối hẹp (khoảng kích cỡ hạt nhỏ) để tránh sự phân tách. Ví dụ: cát lọt rây 2mm và dừng lại ở rây 1mm là thích hợp. Dung trọng của cát được xác định bằng cách đổ cát ở xi lanh rót cát vào bình đo chuẩn và gạt cẩn thận cho phẳng mặt ở bình đo chuẩn .

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Từ trọng lượng của cát trong bình đo chuẩn và kích thước của bình cho phép ta xác định dung trọng của cát thí nghiệm. Bình đo chuẩn có cùng đường kính và chiều sâu như lỗ đào ở hiện trường. Thể tích của phễu hình côn có thể xác định được bằng cách để xi lanh rót cát lên một tấm kính phẳng, đổ đầy cát vào phễu. Số đo chuẩn của cát này cần được xác định một số lần sao cho các giá trị tập trung.

Chuẩn số đo (calibration) cần được tiến hành thường xuyên và cát khôi phục được từ hố đào, cần rây lại trước khi tái sử dụng.

Phương pháp rót cát là phương pháp chuẩn nên thường được dùng để kiểm tra các phương pháp khác. Tuy nhiên, vẫn có thể gặp phải sai số nghiêm trọng nếu không tiến hành đúng quy trình và chuẩn số đo một cách nghiêm túc.

Phương pháp thí nghiệm rót cát không được tiến hành ở gần khu nhà máy hoặc nơi có nhiều chấn rung vì chúng làm cho cát rót bị lún chặt xuống (do rung) nên cho ta kết quả thể tích lớn hơn thực tế.

2. Phương pháp cắt lõi dao vòng

Dùng các dao vòng cắt đất, có đường kính từ 150mm đến 200mm và chiều dài 200mm, đóng sâu vào trong đất sao cho đất trồi qua mặt trên của dao vòng. Sau đó, tiến hành đào một cách cẩn thận đất xung quanh dao vòng đến qua đáy lưỡi dao rồi nạy dao vòng lên. Dùng dao cắt phẳng đất hai mặt của dao vòng rồi đem cân.

Từ trọng lượng của đất trong dao vòng và thể tích dao vòng cho phép ta xác định dung trọng biểu kiến của đất. Tiến hành xác định độ ẩm của đất trong dao vòng cho phép ta tính toán được dung trọng khô của đất.

Kết quả xác định theo phương pháp này cho giá trị khá chính xác. Tuy nhiên, đất lấy trong dao vòng dễ bị xáo động. Với đất sét cứng đất dễ bị rạn nứt khi đóng và với cát thì có xu hướng làm chặt thêm khi đóng lấy mẫu.

IV.2.8. Thí nghiệm California Bearing Ratio (CBR)

Thí nghiệm California Bearing Ratio (thường gọi là thí nghiệm CBR) có nguồn gốc từ Mỹ, cung cấp trị số CBR dùng để xác định bề dày của các lớp móng đường cho thiết kế tầng phủ mềm (Flexible Pavement) của mặt đường giao thông.

Thí nghiệm CBR gắn liền với một phương pháp thiết kế thuần tuý kinh nghiệm để xác định kích thước các lớp mặt đường. Phương pháp sử dụng giản đồ hoặc công thức trên cơ sở quan trắc một cách hệ thống các lớp mặt đường đã thiết kế, do một số cơ quan thiết kế Đường nổi tiếng trên thế giới thực hiện (như TRRL & AASHTO). Thí nghiệm CBR không phải là xác định một thông số thuộc tính chất cơ-lý của đất-đá nên kết quả CBR không được sử dụng hay suy diễn cho các mục đích khác.

Thí nghiệm CBR được tiến hành theo các bước sau:

1. Công tác đầm chặt mẫu đất

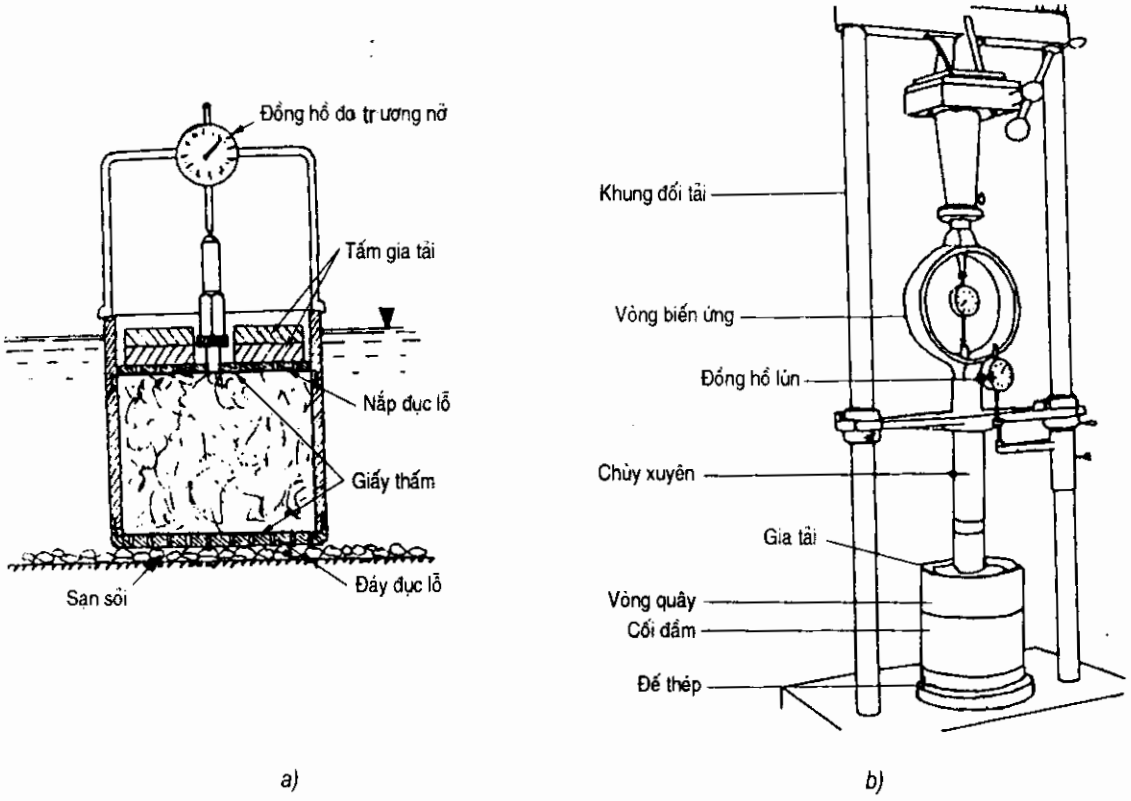
Lượng mẫu cần thiết để đầm chặt cho thí nghiệm CBR khoảng 7 kg là đủ. Mẫu được làm khô-gió, rây qua cỡ rây 20mm rồi trộn đều với với một hàm lượng nước dự kiến, sau

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

đó đem đầm chặt trong một cối đầm theo thiết đồ riêng biệt. Hàm lượng nước lựa chọn sao cho đạt được, hoặc độ ẩm ở điều kiện ẩm nhất với thời gian dài, hoặc là độ ẩm tối ưu kết hợp với mẫu được ngâm trong nước. Mẫu đất được đầm chặt theo một trong các phương pháp sau:

- Theo phương pháp tĩnh, sử dụng kích thuỷ lực để nén ép.
- Theo phương pháp động, dùng chày đầm tiêu chuẩn, như đề cập mục trên.
- Theo phương pháp đầm rung.



Hình IV.41: *Thí nghiệm CBR*
a) Ngâm nước đất đầm, b) Thiết bị xác định CBR.

- Nếu đầm chặt theo phương pháp tĩnh thì trọng lượng mẫu cần thích hợp sao cho dung trọng của đất, khi đầm trong cối, phải bằng dung trọng kiến nghị cho thi công hiện trường. Đầm chặt thường được tiến hành chỉ cho 1 hoặc 3 hoặc 5 lớp. Tuỳ thuộc loại đất và dụng trọng yêu cầu mà sử dụng hệ khung và kích chịu được 10 - 50 tấn và cần thận trọng khi quá tải. Nếu đầm chặt chỉ sử dụng 1 lớp thì đất thường quá chặt ở mặt trên hơn là mặt dưới và kết quả thể hiện ngay trong thí nghiệm CBR ở hai mặt. Ngược lại, khi đầm chặt sử dụng 3 hoặc 5 lớp thì mẫu đầm có xu hướng chặt hơn ở phía đáy cối.

- Đầm chặt theo phương pháp động có thể được sử dụng với bất cứ phương pháp đầm chặt hiện hành coi như là phương pháp chuẩn. Tuy nhiên, mẫu đất không dễ gì đầm chặt động đến một độ ẩm tối ưu như đầm chặt tĩnh.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Để khắc phục vấn đề nêu trên, mẫu thí nghiệm cần sử dụng các số chày đầm khác nhau cho mỗi lớp đất để có thể vẽ được đường quan hệ CBR - dung trọng. Biểu đồ này cho phép xác định được CBR khi biết dung trọng (xem hình IV.42b).

- Đầm chặt theo phương pháp đầm rung được sử dụng với trọng lượng mẫu thích hợp, để xác định được dụng trọng cần thiết như là kỹ thuật đầm tĩnh. Đầm chặt được tiến hành cho 3 lớp bằng nhau và mỗi lớp cần đầm rung sao cho đạt được chiều cao chính xác bằng 1/3 chiều cao cối đầm.

2. Ngâm mẫu

Ngâm mẫu là một cách thức để *tương tự hoá* điều kiện đất đầm như thực tế ngoài hiện trường trong điều kiện ẩm nhất mà tầng mặt đường gặp phải. Trong khu vực khí hậu nhiệt đới thì ngâm mẫu trước khi thí nghiệm là việc làm cần thiết và mẫu cần được đầm chặt ở độ ẩm tối ưu.

Khi kết thúc đầm chặt mẫu trong cối, đế cối cần được tháo ra và thay vào đó một đế khác có đục lỗ. Một nắp cối có đục lỗ cũng được đậy lên mặt cối. Sau đó đặt các gia tải lên trên mục đích làm *tương tự hoá* như tải trọng tác dụng lên mặt đường sau này (hình IV.41a). Mẫu đất (kể cả cối) được ngâm vào bể nước trong vòng 4 ngày và cần đo độ trương nở của mẫu khi ngâm nước.

3. Xác định chỉ số CBR

Cối đầm cùng mẫu đất, sau khi ngâm nước lắp đặt lại với đế kín và được đặt vào giá của máy thí nghiệm CBR. Tiến hành chất gia tải tương tự như mặt đường sau này. Cứ mỗi một vòng gia tải nặng 2,27 kg (5 lb) tương ứng cho 60mm (2,$^{1/2}$ ") mặt đường xây dựng. Mũi chuỳ được hạ xuống sát mặt đất dưới tác động của giá gia tải (hình IV.40b). Mặt đáy mũi chuỳ có đường kính 49,6mm (1,95") để có tiết diện mặt chuẩn là 3 sq.in. Mũi chuỳ được ấn vào mặt đất với vận tốc không đổi 1mm/phút (theo BS 1377-1975, T16) hoặc 0,05"/phút (theo AASHTO, T193-81).

Đo lực cần thiết để ấn được mũi chuỳ vào đất với các chiều sâu khác nhau. Lập một biểu đồ quan hệ *lực ấn độ sâu xuyên*. Cần hiệu chỉnh nếu phía gốc đường cong lõm xuống (hình IV.42a). Sau khi hiệu chỉnh, qua biểu đồ lấy các giá trị lực tương ứng với các độ sâu xuyên 2,5mm (0,1") và 5,0mm (0,2"). Thông số CBR được tính toán như sau:

- Theo BS1377-T16: $$CBR = \frac{\text{Lực ấn (kN) xuyên ở 2,5 hoặc 5,0mm}}{\text{Lực chuẩn (13,34 hoặc 20,02 kN)}} \times 100 \qquad (IV.35)$$

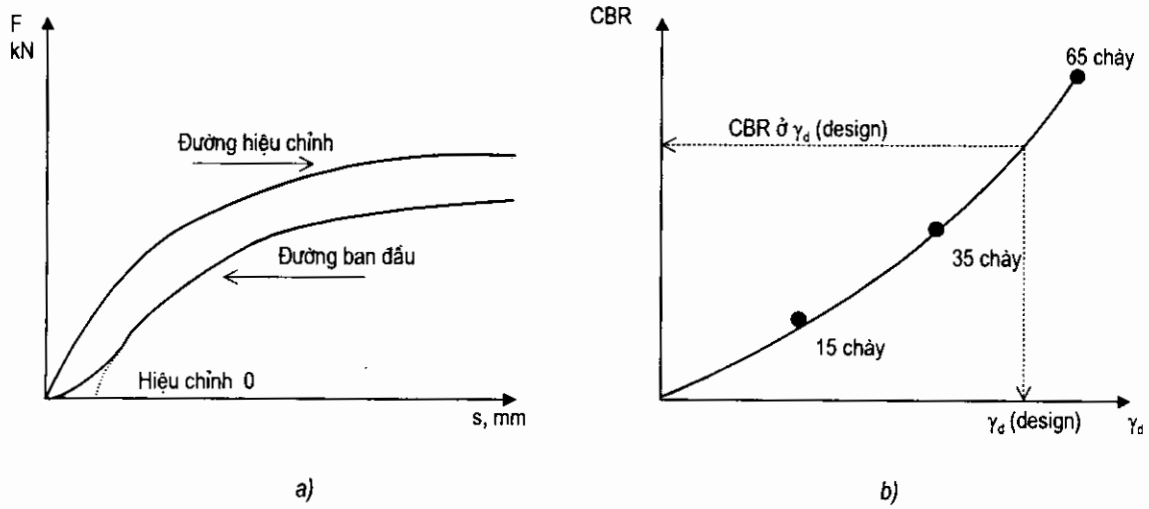
- Theo AASHTO-T193:

$$CBR = \frac{\text{Lực ấn (kG) xuyên ở 2,54 hoặc 5,08mm}}{\text{Lực chuẩn (69 hoặc 103 kG)}} \times 100 \qquad (IV.35bis)$$

Cần tiến hành thí nghiệm cả hai mặt mẫu đất trong cối đầm và khi giá trị khá tập trung thì lấy trung bình. Cần tiến hành xác định độ ẩm của hai mẫu đất lấy dưới mức cắm sâu của mũi chuỳ.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

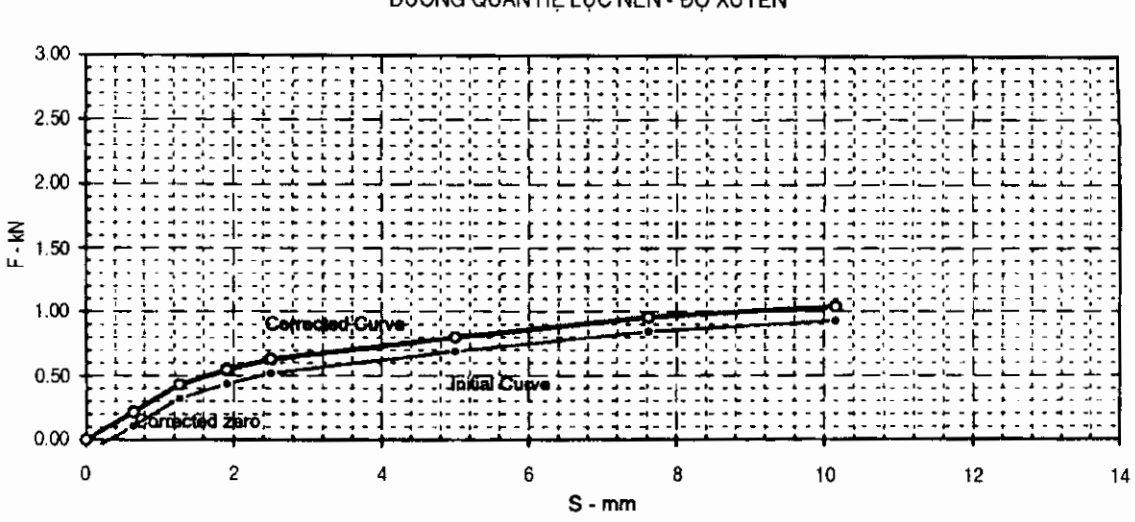


***Hình IV.42**: a) Biểu đồ xác định CBR; b) Biểu đồ CBR-Dung trọng*

Ví dụ một biểu đồ thí nghiệm CBR trong phòng thí nghiệm được thể hiện trong hình IV.43.

$$CBR = \frac{\text{Lực (kN) ở độ sâu xuyên 2,5mm(hoặc 5,0mm)}}{\text{13,34 (hoặc 20,02mm)kN}} \times 100$$

CBR = 4,7%



***Hình IV.43:** Ví dụ một biểu đồ thí nghiệm CBR*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

IV.2.9. Thí nghiệm nén một trục (OCT)

1. Khái quát chung

Độ lún của đất hạt mịn bão hoà nước, dưới tác dụng của một tải trọng, xảy ra hiện tượng cố kết, như đề cập ở chương II. Thí nghiệm mô phỏng hiện tượng cố kết đất gọi là thí nghiệm nén một trục (One-dimensional Compresion Test) hoặc thí nghiệm nén cố kết hoặc thí nghiệm nén lún.

- *Hiện tượng cố kết với đường thoát thẳng đứng*: tuỳ thuộc thời gian áp dụng tải trọng ta có thể phân chia:

+ *Thí nghiệm ngắn hạn*: (thí nghiệm nén cố kết Terxaghi) qua đó hiện tượng chủ yếu được nghiên cứu là cố kết sơ cấp.

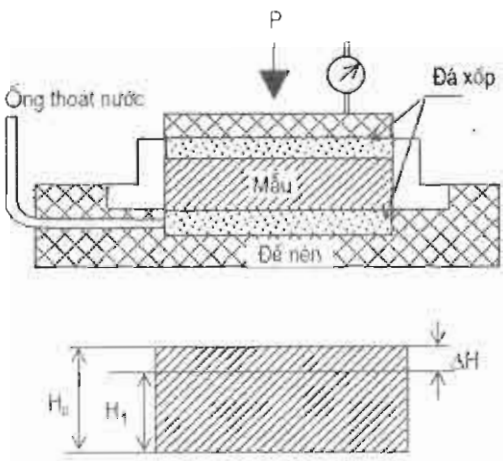
+ *Thí nghiệm dài hạn*: có xác định được hiện tượng cố kết sơ cấp và nghiên cứu một phần hiện tượng cố kết thứ cấp.

- *Hiện tượng cố kết với đường thoát nằm ngang*: thí nghiệm thoát nước hướng tâm.

Thí nghiệm nén cố kết nhằm mục đích nghiên cứu quá trình cố kết theo lý thuyết Terxaghi. Thí nghiệm xác định độ lún do quá trình thoát nước lỗ rỗng trong một mẫu đất dưới tải trọng thẳng đứng. Chi tiết các quy định và các bước tiến hành của thí nghiệm nén cố kết có thể tham khảo Tiêu chuẩn ASTM D 2435.

2. Thiết bị thí nghiệm

Mẫu đất được lấy vào trong một dao vòng bằng thép không gỉ, cứng, có đường kính khoảng 70 mm, chiều cao khoảng 20mm. Dao vòng, có mẫu đất, được đặt trong một hộp nén (hình IV.44a) với hai tấm đá xốp ốp trên và dưới. Cả hộp được để cho ngập chìm trong nước.



Hình IV.44: *a) Sơ đồ nguyên lý thí nghiệm nén một trục; b) Thiết bị nén một trục*

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Hộp mẫu được đặt trong hệ khung đặc biệt, có thể gia tải qua cánh tay cân, trên đó treo các quả cân có các trọng lượng khác nhau. Đo chuyển vị thẳng đứng mẫu đất bằng *thiên vân kế* gắn liền với khung.

3. Chuẩn bị mẫu

Cắt một khúc đất, trong hộp mẫu nguyên dạng lấy ra trong hộp tôn hoặc nhựa, rồi dùng *dao vòng nén* ấn từ từ cắt vào trong mẫu. Vừa ấn vừa gọt xung quanh cho đến khi mẫu đất lọt qua dao vòng. Công việc cần thực hiện rất nhẹ nhàng, cẩn thận sao cho không làm xáo động mẫu. Dùng dao con sắc cắt phẳng đất hai mặt dao vòng. Dao vòng và lõi đất được cho vào hộp nén và lắp đặt vào vị trí trong giá nén.

Thí nghiệm cho đất đắp có thể sử dụng mẫu xáo động, qua chế bị đầm chặt trong cối đầm tiêu chuẩn, và tiến hành thí nghiệm như phương thức trên.

4. Tiến hành thí nghiệm

Khi hộp mẫu đã lắp đặt trong vào vị trí, tiến hành chất tải (bằng các quả cân treo vào quang ở tay cân) cấp đầu tiên của các cấp áp lực dự kiến. Hộp cho ngập nước, đồng hồ bấm giây được khởi động và bắt đầu đọc chuyển vị lún theo các khoảng thời gian cho đến khi ổn định lún.

a) Chọn cấp áp lực thí nghiệm

Trọng lượng các quả cân được lựa chọn, sao cho đạt được các cấp áp lực tăng dần, như sau:

$$P = 0{,}25 - 0{,}50 - 1{,}0 - 2{,}0 - 3{,}0 - 4{,}0 - 8{,}0 - 16{,}0 - 32{,}0 \text{ kg/cm}^2$$

Không nhất thiết phải thí nghiệm tất cả các cấp nêu trên, mà tuỳ theo độ sâu của mẫu liên quan đến áp lực cột đất và cấp áp lực công trình tác dụng.

b) Chọn sơ đồ thời gian đo ghi

Đo ghi trên thiên vân kế quá trình chuyển vị được tiến hành cho cả lún cố kết và trương nở. Khoảng thời gian đo, ghi thường được ấn định cho mỗi một cấp áp lực nén như sau:

$$t = 30 \text{ giây}, 1 - 2 - 4 - 8 - 15 - 30 \text{ phút, và } 1 - 2 - 4 - 8 - 24 \text{ giờ.}$$

Thông thường, từ 4 đến 5 cấp áp lực được tiến hành cho một mẫu thí nghiệm nén kết hợp dỡ tải, thời gian thường kéo dài khoảng một tuần. Tuy nhiên, với sét dẻo cứng trở lên và không chứa hữu cơ có thể nén các cấp đầu kết thúc sau 4 giờ và cấp sau cùng để qua đêm để suy diễn độ lún sau 4 giờ. Phương pháp này thường được gọi là *nén nhanh*.

5. Trình bầy kết quả

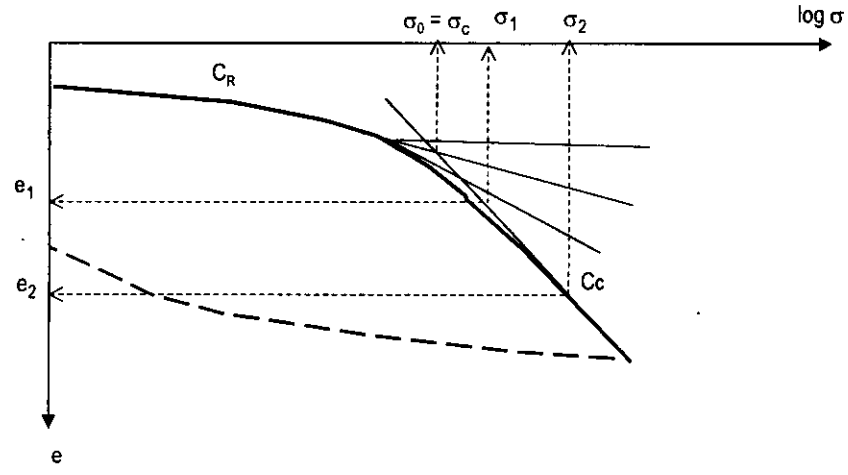
Kết quả quan trắc được thể hiện dưới hai dạng biểu đồ:

- Biểu đồ quan hệ giữa hệ số rỗng (thang trực tiếp) - cấp áp lực (thang log), hình IV.45a .

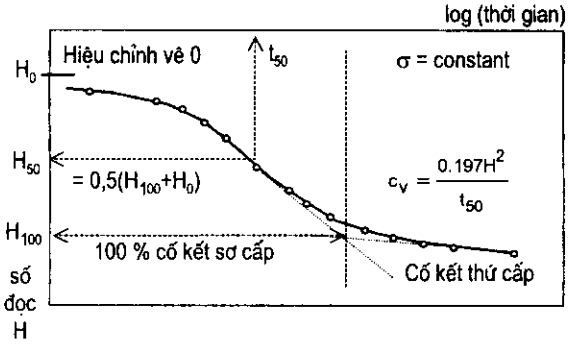
- Biểu đồ quan hệ giữa chuyển vị (thang trực tiếp) - thời gian (thang log hoặc căn 2), hình IV.45b, c.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

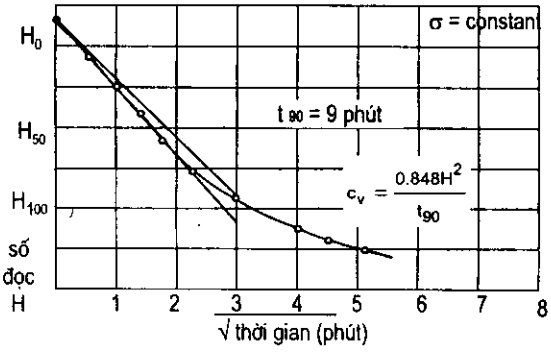
old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.v



a) Đường nén lún e - Log(p)



b) Đường cố kế theo thời gian: độ lún - log(t), theo cấu trúc Casagrande



c) Đường cố kế theo thời gian độ lún - căn(t) theo cấu trúc Taylor

Hình IV.45: *Các dạng đường cong nén lún*

6. Tính toán kết quả

a) Xác định thông số tính toán độ lún cố kết

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

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad \Leftrightarrow \quad \Delta H = H\frac{\Delta e}{1+e_0} \qquad \text{(IV.36)}$$

Trong đó:

ΔH = s : độ lún của phân lớp (tương ứng chuyển vị mẫu).

H : chiều dày lớp đất (tương ứng mẫu thí nghiệm)

e_0 : độ lún ban đầu.

Khi tính lún bằng công thức trên cần sử dụng trực tiếp biểu đồ đường cong (hình IV.45a) của thí nghiệm, sử dụng biến thiên áp lực giữa σ_0 và $\Delta\sigma + \sigma_0$ để xác định Δe.

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.v

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Áp lực tiền cố kết σ_c

Đây là áp lực tối đa mà lớp đất đã bị cố kết trong quá trình lịch sử hình thành. Thông thường, kết quả thí nghiệm thể hiện trên đường hệ số rỗng - log áp lực được phân thành hai nhánh khác biệt. Áp lực cố kết σ_c được xác định trên biểu đồ đường cong hình IV.45a.

Giá trị áp lực tiền cố kết σ_c có thể đánh giá mức độ cố kết của đất nền, ở độ sâu đang xét, thông qua việc so sánh với áp lực cột đất tại đó σ_0, như sau:

+ $\sigma_c > \sigma_0 \Rightarrow$ Đất quá cố kết.

+ $\sigma_c \cong \sigma_0 \Rightarrow$ Đất cố kết bình thường.

+ $\sigma_c < \sigma_0 \Rightarrow$ Đất dưới cố kết.

Ta được biết, áp lực tiền cố kết là mẫu đất ở độ sâu đó đã chịu một áp lực cố kết σ_c ở thời gian địa chất trước khi xây dựng. Lý do có thể bị đất đã bị nén ép dưới áp lực lớn của chuyển động địa chất, hoặc đã bị cố kết dưới bề dày đất lớn hơn nhiều lần so với chiều sâu hiện tại, rồi bị bào mòn tạo nên điều kiện hiện tại. Khi lấy mẫu lên mặt đất là mẫu trả về áp lực nén $\sigma = 0$. Khi thí nghiệm, các cấp áp lực từ 0 đến σ_0 (áp lực cột đất) mới là trả lại áp lực nén đến điều kiện tự nhiên hiện tại. Nén đến σ_c (áp lực tiền cố kết) mới chỉ là trả lại áp lực nén đến áp lực xảy ra trước đây.

Do đó, với đất dưới cố kết ($\sigma_c < \sigma_0$) ta thấy dù không có phụ tải thì đất cũng sẽ tự lún. Đất cố kết bình thường ($\sigma_c \cong \sigma_0$) độ lún xảy ra khi có thêm phụ tải vì $(\Delta\sigma + \sigma_0) > \sigma_c$ và với đất quá cố kết ($\sigma_c > \sigma_0$) khi tính lún thì độ lún chỉ xảy ra khi $(\Delta\sigma + \sigma_0) > \sigma_c$. Khi $(\Delta\sigma + \sigma_0) \leq \sigma_c$, về nguyên tắc là không gây ra lún thêm. Nếu có, ở đây chỉ tính độ lún ở cấp áp lực từ σ_0 đến $\Delta\sigma + \sigma_0$. Khi đó, tính lún không lấy chỉ số C_c mà lấy chỉ số C_R (hình 45a).

- Chỉ số nén lún C_c

Chỉ số nén lún c_c là góc nghiêng của đường cong lún. Nó cho phép xác định độ nhạy cảm của đất với lún dọc theo đường cong dùng để để xác định độ lún.

Qua hai điểm trên đường cong (hình IV.45a) ta có:

$$e_2 - e_1 = C_c (\log\sigma_2 - \log\sigma_1) = C_c \log\frac{\sigma_2}{\sigma_1} \qquad \text{(IV.37)}$$

$$C_c = \frac{e_2 - e_1}{\log\sigma_2 - \log\sigma_1} \qquad \text{(IV.38)}$$

Từ công thức (IV.36) ta có thể rút ra biểu thức tính lún:

$$s = \Delta H = H \cdot \frac{C_c}{1+e_0} \log\frac{\sigma_2}{\sigma_1} \qquad \text{(IV.39)}$$

Nghĩa là, tính độ lún s của lớp đất có bề dày H khi ứng suất pháp tuyến tác dụng từ cấp σ_1 đến σ_2. Biểu thức này chỉ có giá trị khi $\sigma_1 > \sigma_c$.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Với đất cố kết bình thường thì độ lún càng tăng khi chỉ số C_c càng lớn. Các khoảng giá trị sau được đánh giá cho mức độ nén lún của đất nền:

$C_c < 0,020$	Đất hầu như không nén lún.
$0,020 < C_c < 0,050$	Đất nén lún rất ít.
$0,050 < C_c < 0,100$	Đất nén lún ít.
$0,100 < C_c < 0,200$	Đất nén lún trung bình.
$0,200 < C_c < 0,300$	Đất nén lún khá mạnh.
$0,300 < C_c < 0,500$	Đất nén lún mạnh.
$C_c > 0,500$	Đất nén lún rất mạnh.

- Modun nén một trục E_0

Tại hai điểm bất kỳ trên đường cong nén lún ta có thể rút ra biểu thức:

$$E_0 = \frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta H}{H}} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta e}(1+e_0) \qquad (IV.40)$$

Ta gọi $\frac{\Delta e}{\Delta\sigma} = a_v$ là hệ số nén lún và khi đó ta có:

$$E_0 = \frac{1+e_0}{a_v} \qquad (IV.41)$$

- Hệ số biến đổi thể tích m_v

$$m_v = \frac{1}{E_0} \qquad (IV.42)$$

b) Xác định thời gian cố kết

Thí nghiệm nén cố kết còn xác định được tiến trình cố kết diễn ra theo thời gian gọi là thời gian cố kết. Xác định thời gian cố kết, được tiến hành trên một loại *đường cong cố kết theo thời gian* dưới từng cấp áp lực không đổi (hình IV.45b), phù hợp theo lý thuyết cố kết Terxaghi.

Thời gian cố kết được đặc trưng bởi hệ số có kết C_v và được xác định theo hai cấu trúc:

- Cấu trúc Casagrande theo đường cong chuyển vị - thời gian (thang logarít).

- Cấu trúc Taylor theo đường cong chuyển vị - thời gian (thang căn bậc hai).

Cấu trúc Casagrande khá thông dụng và việc xác định Cv như sau: Xác định 100% độ cố kết sơ cấp là giao điểm của hai đường (hình IV.45c). Qua đó xác định được độ chuyển vị ở H_{100} và qua H_0 và H_{100} ta xác định được H_{50} và qua H_{50} chiếu lên trục hoành xác định được t_{50}. Hệ số cố kết C_v được tính toán theo biểu thức:

$$C_v = \frac{0,197 \cdot \frac{H^2}{4}}{t_{50}} \qquad (IV.43)$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Trong đó:

H : chiều dày mẫu đất (dao vòng), tính bằng cm.

t_{50} : thời gian tương ứng cố kết 50%, tính bằng giây.

C_v : hệ số cố kết được tính bằng cm^2/s.

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

7. Một số nhận xét về kết quả thí nghiệm và sử dụng

Thí nghiệm nén cố kết thường hay bị lạm dụng trong tính toán phân tích nền móng. Thực tế thấy rằng, những điều kiện áp dụng và các hạn chế nội tại của thí nghiệm cũng như của cơ sở lý thuyết, thì không phải là các kỹ sư phân tích đều hiểu thấu đáo.

- Các thông số tính lún như c_c, m_v hoặc E_0 khá dễ dàng khai thác từ thí nghiệm. Kết quả quan trắc thực tế thấy rằng, chỉ cần một số hiệu chỉnh cho đúng các điều kiện làm việc, thì kết quả tính toán độ lún dưới các kết cấu là khá sát với thực tế.

- Với hệ số cố kết C_v thì ta thấy ngay từ cơ sở lý thuyết đã rất phức tạp. Một số giả thiết được áp dụng mà phần lớn trong số đó khó phù hợp ở điều kiện thực tế. Ví dụ như với điều kiện đất đồng nhất, đẳng hướng, thoát nước thẳng đứng là khác xa thực tế của các trầm tích sông hồ, ở đó đất được phân lớp mạnh và có các vỉa cát bụi, cát pha xen kẹp.

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

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w . m_v} = \frac{k.E_0}{\gamma_w} \qquad (IV.44)$$

Trong đó:

γ_w - tỷ trọng nước

m_v - hệ số biến đổi thể tích, lấy theo nén một trục.

E_0 - modun nén một trục.

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

- Vấn đề trở nên khá phức tạp khi diễn dịch kết quả cho đất tàn tích hoặc đất phong hoá nhiệt đới. Đường cố kết theo thời gian thường không thể lập được như lý thuyết. Vì đất thường có cấu trúc hở (nứt nẻ) và không bão hoà. Do đó, khi mẫu thí nghiệm cho ngập trong nước thì cấu trúc đất biến đổi, bị lún sụt hoặc trương nở làm vỡ kết cấu đất. Tất cả các vấn đề nêu trên đều nằm ngoài các giả thiết của lý thuyết cố kết Terxaghi.

Trong trường hợp này, chỉ nên xác định các thông số liên quan đến tính toán độ lún tuyệt đối (C_c, m_v hoặc E_0). Nên thí nghiệm nhiều mẫu trong điều kiện khác nhau, như sau:

- Dao vòng đầu tiên thí nghiệm không cho bão hoà nước.

- Dao vòng thứ 2 chỉ cho bão hoà nước ở cấp áp lực cuối cùng.

- Dao vòng thứ 3 cho bão hoà nước 2 cấp cuối cùng, và cứ như thế cho đến cấp đầu tiên.

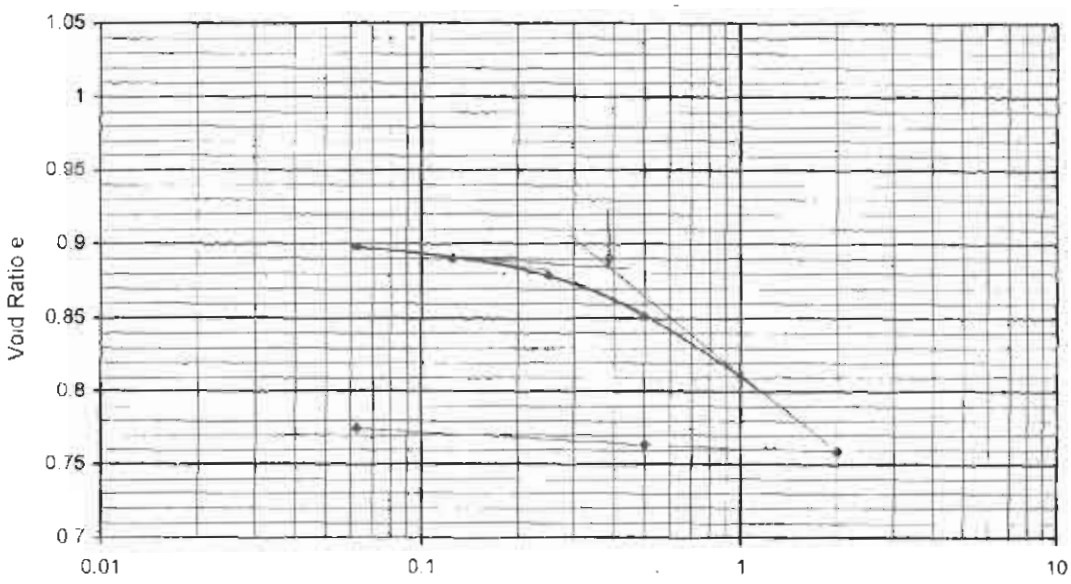
Như vậy, ta có thể xác định được đặc trưng nén lún ở điều kiện tự nhiên của đất, đồng thời *hiệu ứng ngập nước* ở các cấp áp lực khác nhau cũng được đánh giá. Nhìn chung,

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

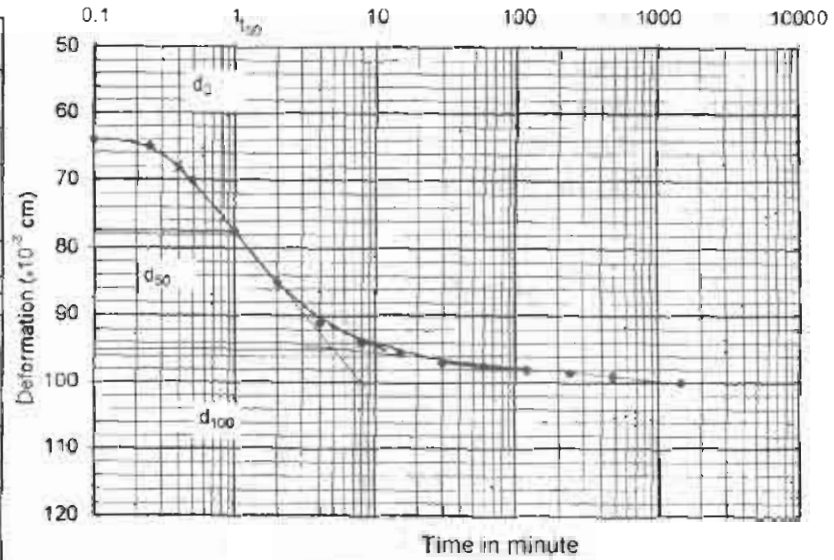
quan niệm về giá trị C_v không có ý nghĩa cho đất không bão hoà nước hoàn toàn, nên việc dự báo thời gian cố kết cho loại đất này, không thể xác định được qua thí nghiệm. Tuy nhiên, độ lún của đất tàn tích diễn ra nhanh nên vấn đề thời gian cố kết không cần thiết. Trường hợp tương tự như cũng xảy ra với đất dạng loess.

Ví dụ về các biểu đồ thí nghiệm nén một trục IV.46 và IV.47.



Hình IV.46: *Biểu đồ đường cong quan hệ hệ số rỗng - log (cấp áp lực).*

Pres. From: 0.50 To: 1.0 KG/cm²	
Elapsed T(min)	Deformation ($x10^{-2}$ cm)
0	58
0,1	64
0,25	65
0,5	70
1	77,5
2	85
4	91
8	94
15	95,5
30	97
60	97,5
120	98
240	98,5
480	99
1440	100



d_0 =	60.0		
d_{50} =	77.5	t_{50}(s) =	60
d_{100} =	95.0		

Hình IV.47: *Biểu đồ đường cong cố kết theo thời gian*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

IV.2.10 Thí nghiệm nén ba trục (TCT)

Thí nghiệm nén ba trục (Triaxial Compresion Test - TCT) được tiến hành để xác định sức kháng cắt của đất loại sét trên mẫu đất nguyên dạng. Thí nghiệm có thể thực hiện cho nhiều sơ đồ khác nhau, phù hợp với các điều kiện làm việc thực tế của đất nền dưới tải trọng. Việc lựa chọn sơ đồ thí nghiệm phụ thuộc các điều kiện chất tải, thoát nước và phương pháp phân tích nền móng.

Thí nghiệm TCT là chủ đề của nhiều sách Địa kỹ thuật và bài viết bàn đến, song tựu trung vẫn là mức độ phức tạp, các phương pháp thí nghiệm tương ứng với các sơ đồ cũng như diễn dịch tính toán kết quả. Chi tiết các quy định và các bước tiến hành của thí nghiệm nén ba trục có thể tham khảo Tiêu chuẩn ASTM D 2850 .

1. Chuẩn bị mẫu

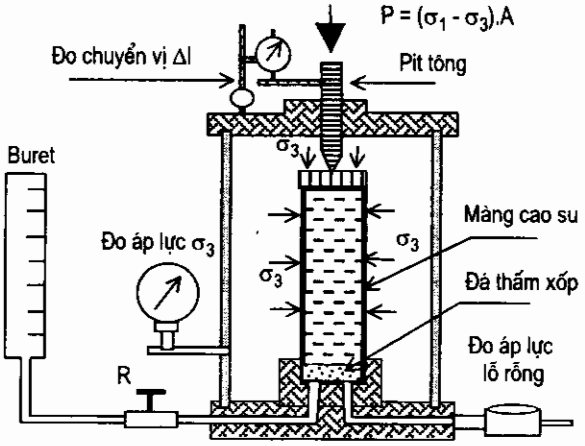
Thỏi mẫu được chế bị từ mẫu đất nguyên dạng đựng trong hộp mẫu thường có đường kính 100mm. Thông thường, cần 3 đến 4 thỏi mẫu, có chiều cao bằng 2 lần đường kính, sử dụng cho một thí nghiệm. Với phương thức nén nhiều giai đoạn (multlstage procedure) chỉ cần một thỏi chế bị. Khi thỏi mẫu được chế bị xong cần bọc ngay bằng màng cao su, đặt các tấm kính vào hai đầu và để vào một chậu thuỷ tinh đậy kín nắp.

- Với đất hạt mịn (loại sét) đường kính thỏi mẫu thường từ 35 đến 40mm.

- Với đất có hạt trung, đất đắp chế bị trước có thể dùng một thỏi mẫu đường kính 100mm (hoặc dùng cả mẫu nguyên dạng) để thí nghiệm.

2. Thiết bị và vận hành thí nghiệm

- Thỏi đất thí nghiệm được bọc kín bằng màng cao su mỏng đàn hồi và một (hoặc cả hai đầu) có các đệm đá thấm, rồi lắp đặt vào trong một hộp gọi là hộp nén ba trục. Hộp nén ba trục được bơm đầy nước và có thiết bị điều chỉnh để tạo ra một áp lực nước σ_3 (σ_2 - σ_3) tác động vào thành lõi. Áp lực σ_3 được đo bằng đồng hồ đo áp lực.



Hình IV.48: *Thiết bị thí nghiệm nén ba trục*

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Mặt khác, thỏi đất còn được tác dụng một áp lực thẳng thông qua thiết bị pittong để tạo ra tải tác dụng P. Thiết bị đo lực là vòng ứng biến với thiên vân kế (hình IV.48).

- Chuyển vị thẳng đứng Δl của thỏi mẫu được đo bằng thiên vân kế gắn với pittong nén.

- Một khoá, R, cho phép đóng hoặc mở đường thoát nước lỗ rỗng từ trong thỏi mẫu qua đá thấm, tuỳ sơ đồ thí nghiệm. Cũng qua khoá R cho phép đo áp lực nước lỗ rỗng của đất bão hoà nước, khi lắp đồng hồ đo. Khi khoá R mở có thể đo được lượng nước thoát ra. Khi cần đo áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình thí nghiệm thì các thiết bị phải cho bão hoà nước.

- Phương thức thí nghiệm: ấn định một áp lực σ_3 ở buồng nén, rồi vận hành để tăng lực thẳng P lên thỏi mẫu, đồng thời đo chuyển vị thẳng đứng của thỏi mẫu theo từng cấp độ lực tăng dần đều đến khi thỏi mẫu bị phá hỏng. Các ứng suất chính có thể xác định là σ_1 và σ_3, và ứng suất σ_3 tác động lên cả đỉnh thỏi mẫu. Gọi P là lực pittông ấn lên mẫu và A là tiết diện của thỏi mẫu, ta có:

$$\frac{P}{A} = \sigma_1 - \sigma_3$$

3. Sơ đồ thí nghiệm không cố kết, không thoát nước (UU)

Đây là sơ đồ thí nghiệm đơn giản, vận hành nhanh, giá thành rẻ và thông dụng nhất của thí nghiệm nén ba trục. Kết quả sức kháng cắt xác định được là ở trạng thái ứng suất tổng.

a) Vận hành thí nghiệm

Thỏi mẫu được bọc kín bằng màng cao su, đặt vào bệ nén trong hộp nén, đẩy lên cho tiếp xúc trục tạo lực. Bơm đầy nước vào hộp nén đến một áp lực dự kiến (σ_3) bằng *máy nén khí* hoặc *cột thuỷ ngân*. Tác động lực thẳng đứng (σ_1) để đẩy pittong xuống đến khi chạm mặt trên thỏi mẫu, bằng quay tay hoặc động cơ.

Vận tốc tác dụng lực đứng khoảng 2% của biến dạng tương đối (strain ε) trên một phút. Đo lực bằng đồng hồ biến dạng của vòng ứng biến với tần suất đo ban đầu khoảng 0,5% đến 3% của biến dạng tương đối ε đọc một lần. Sau đó cứ 1% biến dạng tương đối ε đọc một lần cho đến khi lõi đất phá hỏng, hoặc quy ước tổng biến dạng tương đối ε đạt tới 20%.

Biến dạng tương đối ($\varepsilon = \Delta h/h$) trong đó Δh là độ chuyển vị thỏi đất khi nén và h là chiều cao ban đầu của thỏi đất.

b) Tính toán thông số

- Tiết diện thỏi mẫu cần được tính toán ở từng khoảng biến dạng tương đối ghi được theo biểu thức:

$$A_i = \frac{A_0}{1-\varepsilon} \qquad (IV.45)$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Trong đó:

A_i - tiết diện biến đổi theo từng khoảng biến dạng

A_0 - tiết diện thỏi mẫu ban đầu.

ε - = biến dạng tương đối

= chuyển vị đứng / chiều dài ban đầu của thỏi mẫu.

- Ứng suất chính thẳng đứng σ_1 được tính toán theo biểu thức:

$$\sigma_{1i} = \frac{P}{A_i} + \sigma_3 \qquad (IV.46)$$

Trong đó:

P - lực ấn pittong đo bằng đồng hồ trên vòng ứng biến.

A_i - tiết diện thỏi mẫu ở từng khoảng biến dạng tương đối.

σ_3 - áp lực nước buồng nén.

- Ứng suất chính nằm ngang σ_3 (cuả buồng nén) được xác định bằng đồ hồ áp lực ở buồng nén.

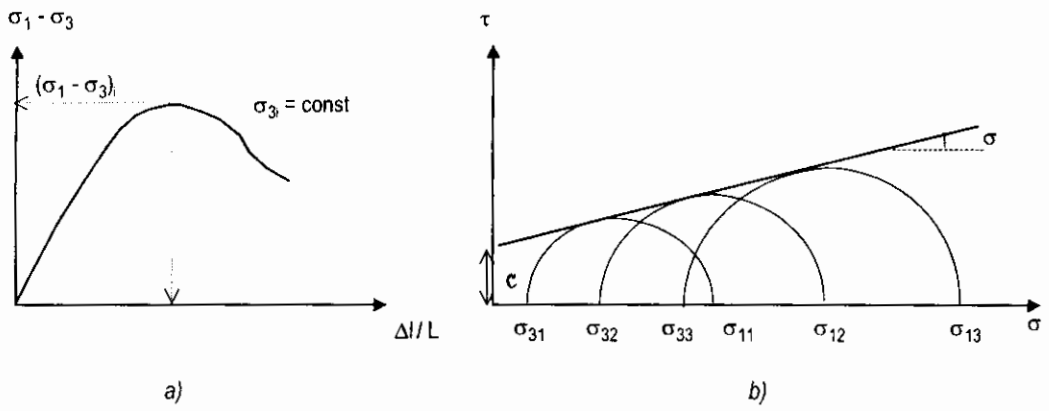
Việc lựa chọn áp lực buồng nén σ_3 phụ thuộc loại đất, đặc biệt là chủ đề phân tích. Giá trị đại diện thường được chọn là một giá trị $\sigma_3(1) = \sigma_0$, $\sigma_3(2) = \sigma_0 + 100(kN/m^2)$ và $\sigma_3(3) = \sigma_0 + 200(kN/m^2)$, trong đó σ_0 là áp lực cột đất ở chiều sâu lấy mẫu.

c) Trình bầy kết quả

Kết quả thí nghiệm được thể hiện dưới hai dạng đường cong sau:

- Biểu đồ đường ứng suất, biến dạng của các thỏi mẫu.

- Biểu đồ đường sức kháng cắt τ - áp lực pháp tuyến σ, thể hiện quan hệ Coulomb qua các vòng trong Mohr, trong đó trục $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ và trục $\sigma = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ (hình IV-49).



Hình IV.49: *a) Đường ứng suất - biến dạng.*
b) Đường thẳng quan hệ Coulomb với các vòng tròn Mohr

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Kết quả thí nghiệm của sơ đồ này sử dụng cho đất dính thường cung cấp thông số:

$$c_{uu} \text{ và } \varphi_{uu}$$

Trường hợp đất thuần tuý dính, bão hoà nước thì $\varphi_{uu} = 0$.

4. Sơ đồ thí nghiệm cố kết, không thoát nước, đo áp lực lỗ rỗng (CIU)

Các quá trình từ chuẩn bị mẫu, lắp đặt và thí nghiệm về nguyên tắc tương tự như sơ đồ trên, ngoại trừ các công việc sau:

- Khi thỏi mẫu lắp đặt vào buồng nén, tác dụng áp lực buồng nén σ_3 và để cho mẫu cố kết và mở van R để nước thoát ra. Trong quá trình đợi thỏi mẫu cố kết cần tiến hành đo mức độ cố kết theo thời gian tương tự như nén một trục.

- Khi độ cố kết ở cấp áp lực buồng nén (σ_3) đạt được thì lắp thiết bị đo áp lực lỗ rỗng vào vị trí van khoá R, khi nước lỗ rỗng trong thỏi mẫu thí nghiệm thoát ra được đo ở đây. Thí nghiệm được tiến hành bình thường như sơ đồ trên và có đo thêm áp lực nước lỗ rỗng.

- Ngoài hai biểu đồ thể hiện hai loại đường cong như nêu trên, còn vẽ thêm đường cong áp lực nước lỗ rỗng theo biến dạng tương đối.

- Kết quả nhận được theo sơ đồ này là sức kháng cắt theo hai trạng thái:

+ Đặc trưng sức kháng cắt cố kết không thoát nước: c_{cu} và φ_{cu} , sử dụng cho thiết kế đắp đất theo giai đoạn trên nền đất yếu (Chương VIII).

+ Đặc trưng sức kháng cắt cố kết, thoát nước: c' và φ' phân tích ổn định dài hạn.

5. Sơ đồ thí nghiệm cố kết, thoát nước (CD)

Mẫu đất được chuẩn bị tương tự như sơ đồ thí nghiệm CU ngoại trừ một số điểm khác biệt sau:

- Khi cố kết song, trước khi thí nghiệm, van R được mở để nước thoát ra trong quá trình thí nghiệm.

- Vận tốc cắt phải đủ chậm để nước lỗ rỗng có thể thoát ra trong quá trình cắt. Vận tốc này lấy vận tốc biến dạng tương đối theo kinh nghiệm tuỳ thuộc loại đất.

- Đặc trưng sức kháng cắt nhận được, theo sơ đồ thí nghiệm này, ở trạng thái ứng suất hữu hiệu với các thông số: c' và φ'.

Ví dụ về biểu đồ thi nghiệm nén ba trục, thông qua chương trình tính toán trên Excel, được thể hiện trong hình IV.50 và IV.51.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

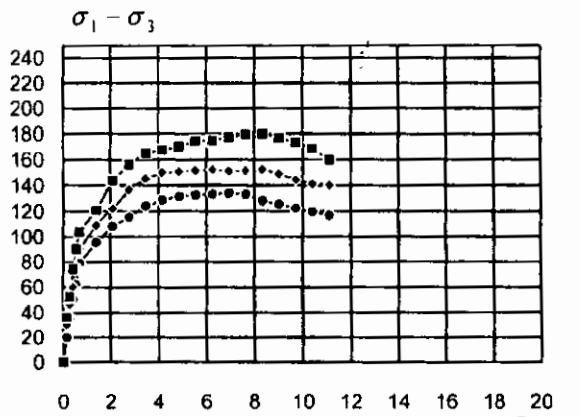
USCO. HANOI LABO
LAS - XD 34

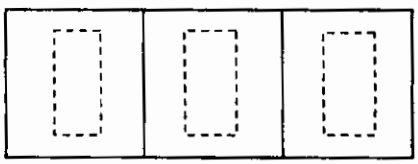
THÍ NGHIỆM NÉN BA TRỤC

CỐ KẾT, KHÔNG THOÁT NƯỚC, ĐO ÁP LỰC LỖ RỖNG - UU
ASTM D 2850

Công trình

Hố khoan No:	BH - 3	Ngày TN:	15-2-2000
Độ sâu mẫu:	13,5 - 17,5m	Người TN:	
Số hiệu mẫu	U3	Kiểm tra:	





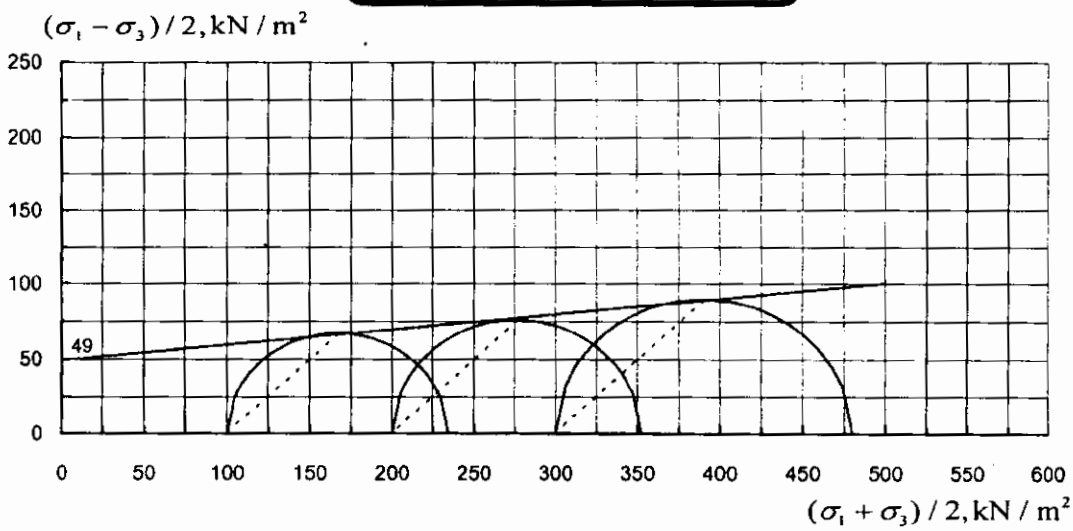
FAILURE MODE

SPECIMEN PARAMETERES

Do mm	36.0	Moisture %	25.5
Ho mm	72.0	Density T/m3	1.85
Ao mm2	1017.4	Dry Density	1.47
Vo mm3	73250	Gravity T/m3	2.71
Rate mm/min	0.1	Void Ratio e	0.8384
RC N / div.	1.0	Saturation %	82.4

Specimen No.		1	2	3
Cell Pressure	kN/m^2	100	200	300
Strain ε	%	6.9	8.3	8.3
$\sigma_1 - \sigma_3$	kN/m^2	134.1	152.3	180.0
$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$	kN/m^2	67.1	76.1	90.0
$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$	kN/m^2	167.1	276.1	390.0
σ_1 / σ_3	kN/m^2	2.3	1.8	1.6

φ_u = 5 ° 53 '
Cu = 49 kN/m^2



Hình IV.50: *Biểu thí nghiệm nén ba trục - Sơ đồ UU*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

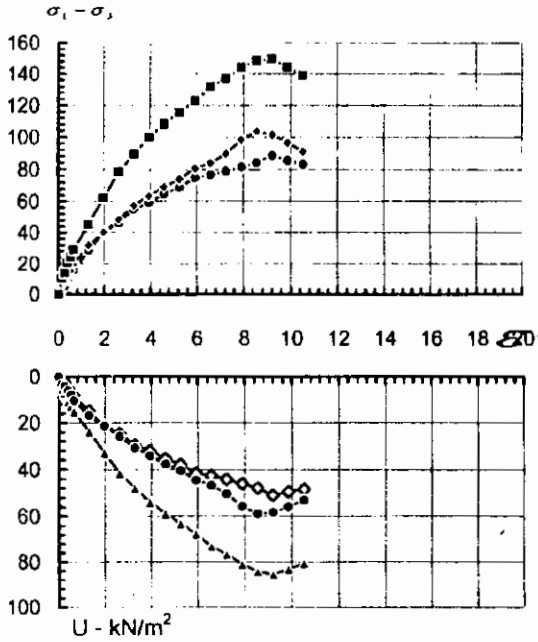
USCO. HANOI LABO
LAS - XD 34

THÍ NGHIỆM NÉN BA TRỤC

CỐ KẾT, KHÔNG THOÁT NƯỚC, ĐO ÁP LỰC LỖ RỖNG - CU
ASTM D2850

Công trình

Hố khoan No:	BH - 3	Ngày TN:	15-2-2000
Độ sâu mẫu:	13,5 - 17,5m	Người TN:	
Số hiệu mẫu	U3	Kiểm tra:	



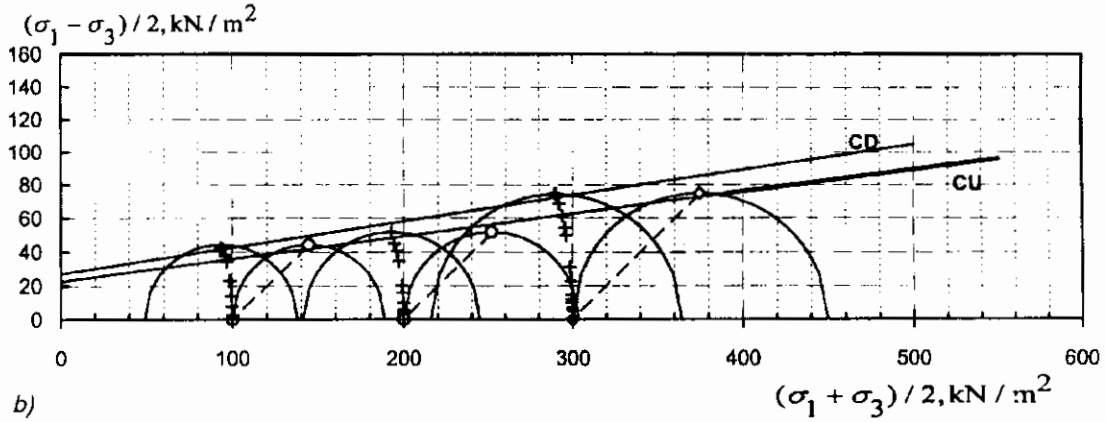
THÔNG SỐ LÕI ĐẤT

Do	mm	38.0	Độ ẩm %	25.5
Lo	mm	76.0	D. trọng t/m3	1.85
Ao	mm^2	1134	D.trọng khô	1.47
Vo	mm^3	86149	Tỷ trọng t/m3	2.71
Vận tốc mm/min		0.120	Hệ số rỗng e	0.838
RC - N/div.		1.025	Bão hào %	82.4

THỜI MẪU No		1	2	3
Áp lực lỗ rỗng	kN/m^2	50.9	58.9	85.4
Áp lực buồng σ_3	kN/m^2	100	200	300
Biến dạng ε, %	%	9.2	8.6	9.2
$(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)/2$	kN/m^2	88.7	103.6	149.6
$(\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3)/2$	kN/m^2	44.3	51.8	74.8
$\sigma_1 - \sigma_3/2$	kN/m^2	93.4	192.9	289.4
$\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3$	kN/m^2	144.3	251.8	374.8
		2.8	1.7	1.7

a)

Cố kết không thoát nước CU			Cố kết thoát nước CD		
φ_{cu} =	7 °	36 '	φ' =	8 ° 48	
C cu =	23	kN/m^2	C' =	27	kN/m^2



b)

Hình IV.51: *Biểu thí nghiệm nén ba trục - Sơ đồ CU*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

IV.2.11. Thí nghiệm cắt trực tiếp (DST)

1. Giới thiệu chung

Thí nghiệm cắt trực tiếp (Direct Shear Test - DST), có thể xem như phương pháp *dự phòng* (alternative) của thí nghiệm nén ba trục, để xác định sức kháng cắt của các loại đất. Nguyên lý thí nghiệm đơn giản hơn nén ba trục. Tuy nhiên, thí nghiệm DST có một số hạn chế khó khắc phục:

- Khó kiểm soát được quá trình thoát nước trong khi thí nghiệm, dẫn đến khó kiểm soát được các thông số sức kháng cắt hoạt động đúng với trạng thái làm việc của đất nền.

- Không xác định được áp lực nước lỗ rỗng.

- Mặt trượt cắt được ấn định mà không cắt theo trạng thái tự nhiên của đất. Hơn nữa, ứng suất phân bố trong đất không đồng đều như trạng thái tự nhiên.

Do một số hạn chế nêu trên, nhất là vấn đề thoát nước, nên có một số tranh luận về độ chính xác của kết quả. Tuy nhiên, cắt trực tiếp có một số ưu điểm là:

- Chuẩn bị mẫu và thí nghiệm đơn giản, nhất là đối với đất rời, ở trạng thái ứng suất hữu hiệu.

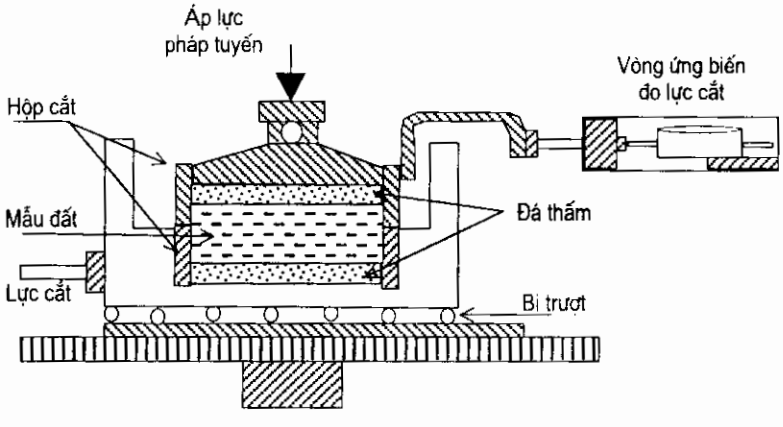
- Có thể thí nghiệm cắt trực tiếp với đất sạn sỏi, khi đó có thể sử dụng dao vòng cắt hình vuông kích thước lớn (>150mm), mà thí nghiệm nén ba trục khó có thể thực hiện.

- Có thể cắt tiếp tục ở một khoảng chuyển vị ngang rất rộng để xác định được sức kháng cắt ở trạng thái xáo động (đất đã phá hỏng).

Vì lý do nêu trên, mặc dù nén ba trục là thí nghiệm cắt chủ đạo, được áp dụng rộng rãi, song cắt trực tiếp vẫn được sử dụng cho các công trình thông thường với các loại đất cần thông số ở trạng thái ứng suất kiểm soát được. Chi tiết các quy định và các bước tiến hành của thí nghiệm cắt trực tiếp có thể tham khảo Tiêu chuẩn ASTM D 3080 .

2. Thiết bị thí nghiệm

Sơ đồ nguyên lý, cho thiết bị thí nghiệm cắt trực tiếp hoặc thiết bị Casagrande, được thể hiện trong hình IV.52.



Hình IV.52: *Sơ đồ thiết bị cắt trực tiếp*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Hộp cắt bao gồm hai thớt trên và dưới, hình vuông hoặc tròn, có đường kính chuẩn trong khoảng 60 - 80mm và chiều cao khoảng 20mm.

- Hộp cắt được đặt trên khung đỡ có thể chuyển động tự do trên bi trượt đồng thời gắn chặt với thớt cắt dưới. Khung được tác động bởi lực cắt chuyển động theo vận tốc khống chế được.

- Thớt cắt bên trên gắn với hệ đo lực cắt T bằng vòng ứng biến có đồng hồ để đo ứng suất cắt τ .

- Mẫu được đặt vào hộp cắt (giữa hai thớt cắt) với hai bản đá thấm xốp đệm trên và dưới.

- Thiết bị tăng tải (N), tạo thành áp lực pháp tuyến (σ), hoạt động qua hệ thống pittong hoặc chất tải bằng quả cân.

3. Chuẩn bị mẫu

a) Với mẫu nguyên dạng

Với hộp cắt chuẩn ta cần có các dao vòng dùng để cắt đất. Mẫu đất nguyên dạng lấy từ hiện trường thường có đường kính từ 80 - 100mm. Cắt một khoanh đất có chiều cao khoảng 25mm và lưu ý cần loại bỏ phần xáo động ở hai phía đầu hộp mẫu. Ấn dao vòng cắt vào khoanh đất đó, sao cho đất phải nhô khỏi lưỡi cắt. Dùng một dao con cắt và gạt phẳng hai mặt mẫu trong dao vòng.

Cần chuẩn bị ít nhất 3 mẫu thí nghiệm vào 3 dao vòng cắt như cách thức nêu trên. Các dao vòng đất cần đem cân để xác định trọng lượng mẫu để xác định dung trọng và độ ẩm trước rồi sau đó được lắp vào hộp cắt có hai bản đá xốp đệm hai đầu.

b) Với mẫu xáo động:

Đất xáo động được đầm chặt trong cối đầm tiêu chuẩn, sử dụng phương pháp đầm tĩnh hoặc động. Dùng dao vòng cắt đất từ mẫu đầm chặt theo phương thức tương tự như trên.

Một cách thức khác cũng được sử dụng là mẫu được đầm chặt trực tiếp trong hộp cắt. Cần xác định chính xác dung trọng đất chế bị. Cũng có thể sử dụng chày đầm hoặc đầm rung để chế bị mẫu đến mật độ cần thiết.

4. Tiến hành thí nghiệm

a) Thí nghiệm sơ đồ cắt nhanh, không thoát nước

Sau khi mẫu thí nghiệm đặt vào hộp cắt, cho tác dụng lực thẳng đứng N để xác định cấp áp lực pháp tuyến đầu tiên σ_1. Cho hộp cắt ngập nước và kiểm tra các thiết bị đo.

Tác động lực cắt ngang (T) chuyển động với *vận tốc cắt* khoảng 1,25mm/phút và cho chuyển vị liên tục trong khoảng 9mm. Số đo ứng suất cắt được đọc ở đồng hồ gắn với vòng ứng biến theo từng khoảng chuyển vị bằng nhau.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Phương thức tiến hành tương tự như trên cho ba mẫu đất thí nghiệm với các cấp áp lực pháp tuyến khác nhau.

Việc lựa chọn các cấp áp lực pháp tuyến σ tuỳ thuộc vấn đề cần giải quyết. Thông thường người ta lựa chọn: $\sigma_1 = \sigma_0$ (áp lực cột đất), $\sigma_2 = 2\sigma_0$, và $\sigma_3 = 3\sigma_0$. Nếu gọi tiết diện mẫu đất thí nghiệm là A, lực nén đứng là N và lực cắt là T, ta xác định được các ứng suất:

$$\tau = \frac{T}{A} \text{ và } \sigma = \frac{N}{A}$$

Cần lưu ý hiệu chỉnh tiết diện (A) khi có sự chuyển vị ngang tương đối (ε), giữa hai thớt cắt trong quá trình cắt, để xác định các ứng suất nêu trên.

Nếu muốn xác định ứng suất cắt dư (residual stress), để giải quyết vấn đề trượt đất, sau khi đất đã bị cắt với độ chuyển vị lớn, ta cho hộp cắt về vị trí ban đầu rồi tiến hành chuyển động cắt. Để tương tự hoá một mặt cắt phẳng nhẵn, người ta có thể dùng dao cắt đôi mẫu thành hai nửa trùng với 2 thớt của hộp cắt.

Sơ đồ cắt trình bầy trên được xem như cắt đất ở trạng thái không cố kết, không thoát nước - UU, để cung cấp thông số sức kháng cắt ở ứng suất tổng.

b) Thí nghiệm sơ đồ cắt nhanh, cố kết, thoát nước

Toàn bộ quá trình từ chuẩn bị đến thí nghiệm cắt là tương tự như trên, ngoại trừ các dao vòng mẫu thí nghiệm cho cố kết trước theo từng cấp áp lực pháp tuyến dự kiến trước khi tiến hành thí nghiệm cắt. Trong quá trình cố kết mẫu trước có thể tiến hành đo độ biến đổi chiều cao mẫu đất theo từng khoảng thời gian, như là thí nghiệm nén cố kết.

Sơ đồ này được xem như cắt ở trạng thái cố kết nhưng không thoát nước - CU, tuy rằng không thể đo được áp lực nước lỗ rỗng.

c) Thí nghiệm sơ đồ thoát nước

Thí nghiệm được tiến hành cho các bước chuẩn bị như thí nghiệm cố kết, cắt nhanh. Riêng trong quá trình thao tác cắt đất cần tiến hành đủ chậm để nước có thể thoát ra. Tuỳ theo loại đất và khả năng của thiết bị mà chọn vận tốc cắt cho phù hợp. Sơ đồ thí nghiệm này có thể được xem như cắt đất ở trạng thái cố kết, thoát nước - CD, cung cấp thông số *ứng suất hữu hiệu.*

Với các loại đất rời, có khả năng thoát nước tốt như cát, thì cắt trực tiếp luôn theo sơ đồ thoát nước

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

5. Trình bầy kết quả

Kết quả thí nghiệm nén trực tiếp được thể hiện dưới hai dạng biểu đồ:

- Biểu đồ biến thiên sức kháng cắt τ theo độ chuyển vị ε ở từng cấp áp lực pháp σ không đổi (hình IV.53a). Giá trị sức kháng cắt cực đại trên đường cong là giá trị τ tương ứng với cấp áp lực pháp tuyến đó. Ít nhất 3 mẫu đất cần tiến hành cho một thí nghiệm và khi đó ta có ba cặp tương ứng $\tau_1 - \sigma_1$, $\tau_2 - \sigma_2$, $\tau_3 - \sigma_3$.

- Biểu đồ đường Coulomb thể hiện mối quan hệ $\tau - \sigma$ của các cặp ứng suất nêu trên, (hình IV.53b).

Qua đường Coulomb $\tau - \sigma$ ta dễ dàng xác định được các thông số: φ, c

với $$tg\varphi = \frac{\tau_2 - \tau_1}{\sigma_2 - \sigma_1} \text{ và } c = \tau_1 - \sigma_1.tg\varphi \qquad (IV.47)$$

Tuỳ theo các điều kiện thí nghiệm của các sơ đồ cắt nêu trên mà ta có thể xác định được các thông số sức kháng cắt ở trạng thái ứng suất tổng hay hữu hiệu:

- Với sơ đồ cắt nhanh (không cố kết- không thoát nước UU) cho ta thông số:

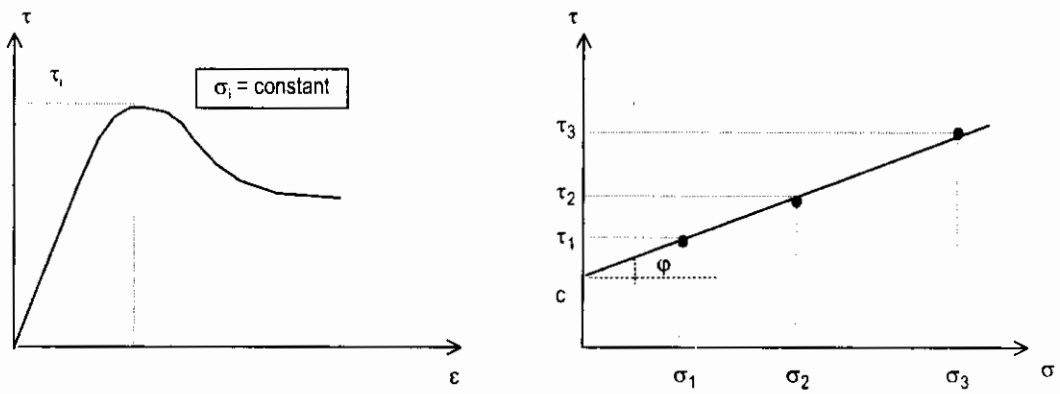
$$\varphi_u \text{ và } c_u$$

- Với sơ đồ cắt nhanh, cố kết (cố kết- không thoát nước CU) cho ta thông số:

$$\varphi_{cu} \text{ và } c_{cu}$$

- Với sơ đồ cắt chậm cố kết (cố kết- thoát nước CD) cho ta các thông số :

$$\varphi' \text{ và } c'.$$



a) b)

Hình IV.53: *Trình bầy kết quả: a) Đường $\tau - \varepsilon$; b) Đường Coulomb $\tau - \sigma$*

Một ví dụ về biểu kết quả thí nghiệm cắt trực tiếp được thể hiện trong hình IV.54.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

USCO. HANOI LABO
LAS - XD 34

THÍ NGHIỆM CẮT TRỰC TIẾP

Công trình	TAM DIEP CEMNET PLANT		
Hố khoan No:	BH - 3	Ngày TN:	15-2-2000
Độ sâu mẫu:	13,5 - 17,5m	Người TN:	
Số hiệu mẫu	U3	Kiểm tra:	

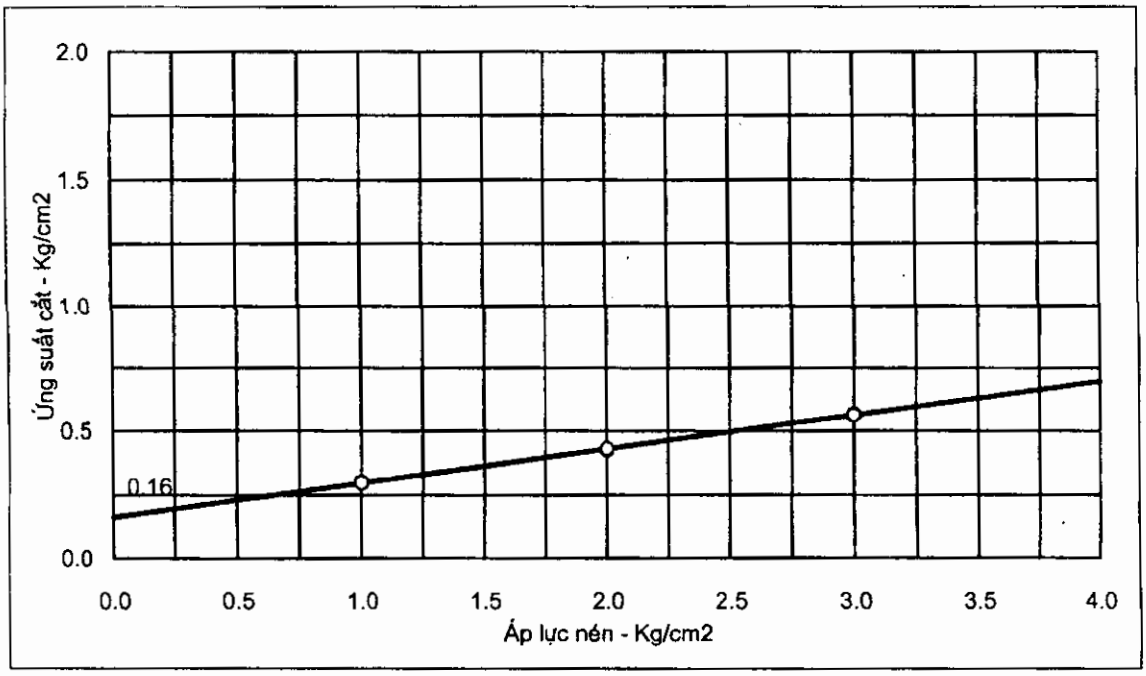
THÔNG SỐ ĐẤT & THÍ NGHIỆM		
Vận tốc cắt	mm/min.	0.076
Hệ số vòng ứng biến	kg/div.	0.024
Độ ẩm	%	
Dung trọng	g/cm3	
Dung trọng khô	g/cm3	
Tỷ trọng	g/cm3	
Hệ số rỗng		
Độ bão hoà	%	

SỐ LIỆU THÍ NGHIỆM		
Ap lực tác dụng P Kg/cm2	Số đọc Ứng biến R 0.01mm	Ứng suất Cắt $\tau = k.R$ Kg/cm2
1	12.5	0.300
2	17.8	0.427
3	23.6	0.566

KẾT QUẢ

φ_u = 7 ° 35

Cu = 0.16 kg/cm2



Hình IV.54: *Biểu kết quả thí nghiệm cắt trực tiếp*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

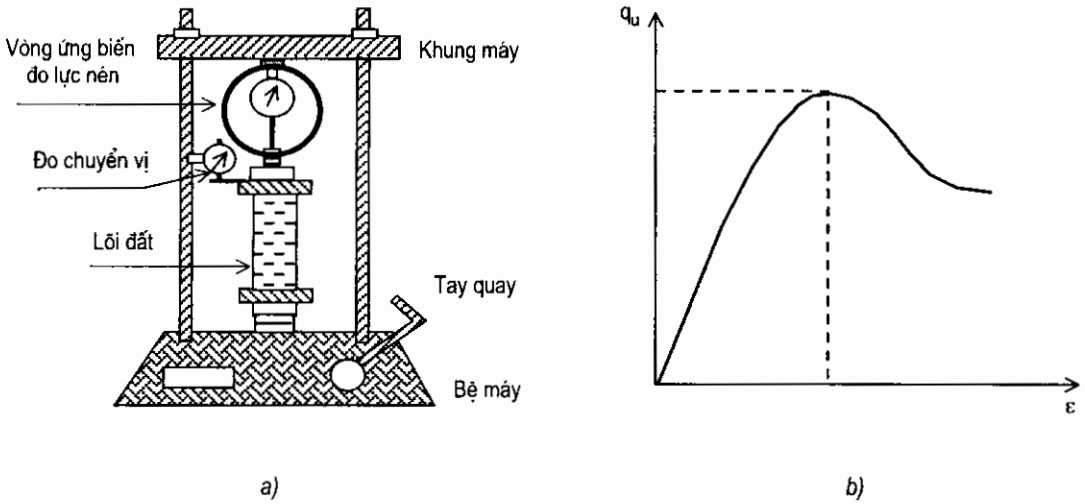
IV.2.12. Thí nghiệm nén nở hông (UCT)

Thí nghiệm nén nở hông (Unconfined Compression Test) là một trong các phương pháp đơn giản để xác định sức kháng cắt của loại đất dính. Theo nguyên lý, thí nghiệm nén dọc trục một thỏi đất, có chiều cao bằng 2 lần đường kính, với áp lực nén thẳng đứng và để thỏi đất nở hông tự do cho đến khi phá hỏng.

Chi tiết các quy định và các bước tiến hành của thí nghiệm nén nở hông có thể tham khảo Tiêu chuẩn ASTM D 2166 .

1. Thiết bị thí nghiệm

Sơ đồ nguyên lý của thiết bị thí nghiệm nén nở hông được thể hiện trong hình IV.55a.



Hình IV.55: *a) Sơ đồ thiết bị nén nở hông; b) Biểu đồ thí nghiệm.*

2. Chuẩn bị mẫu đất

Thỏi mẫu đất thí nghiệm, lấy từ hộp mẫu nguyên dạng, được chế bị bằng một ống cắt mẫu có chiều cao bằng hai lần đường kính. Đường kính thỏi đất quy ước cho thí nghiệm khoảng 35 - 38mm. Hai đầu thỏi mẫu cần được cắt phẳng.

Mỗi thí nghiệm nén chỉ cần 1 thỏi mẫu. Cần đem cân thỏi mẫu chế bị để xác định dung trọng và độ ẩm, trước khi thí nghiệm nén.

3. Tiến hành thí nghiệm

- Lắp đặt thỏi mẫu vào đệm dưới của thiết bị, điều chỉnh cho lõi mẫu lên gần sát đệm trên. Chuẩn bị và chỉnh các đồng hồ thí nghiệm.

- Tác động lực thẳng đứng từ từ lên đầu thỏi mẫu để mẫu bị nén xuống, với vận tốc từ 1,5 đến 2 mm/phút, cho đến khi mẫu bị phá hỏng. Thời gian thí nghiệm diễn ra trong khoảng 5 đến 20 phút.

- Đo và ghi lực nén P tác dụng lên mẫu đồng thời với đo chuyển vị thẳng đứng (lún) của lõi mẫu.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

4. Trình bầy và tính toán kết quả

Kết quả thí nghiệm được thể hiện dưới dạng biểu đồ quan hệ q_u - ε, trong đó q_u là sức kháng nén không nở hông và độ chuyển vị tương đối $\varepsilon = \Delta h/h$ (hình IV.55b).

- Sức kháng nén không nở hông q_u được tính toán theo biểu thức:

$$q_u = \frac{4P}{\pi D^2} \qquad \text{(IV.48)}$$

- Sức kháng cắt không thoát nước được xác định:

$$c_u = \frac{q_u}{2} \qquad \text{(IV.49)}$$

Lưu ý: Cùng với nguyên tắc như trên có thể thí nghiệm để xác định sức kháng nén dọc trục lõi đá. Tuy nhiên, cần sử dụng thiết bị nén có năng lực lớn hơn.

IV.2.13. Thí nghiệm thành phần hoá học

a) Thí nghiệm xác định hàm lượng hữu cơ:

*Phương pháp nung:

Xác định hàm lượng hữu cơ của đất được thí nghiệm đơn giản bằng cách nung khô theo cách đốt cháy mẫu đất bằng ngọn lửa gas, hoặc là nguồn năng lượng khác và ghi lại lượng mẫu tổn thất sau khi nung.

Tuy nhiên, lượng mẫu tổn thất có thể do làm mất lượng nước liên kết hoá học của cốt hạt với một số loại vật liệu.

* Phương pháp ôxi hoá:

Cơ sở của phương pháp này là làm cho ôxi hoá lượng cácbon chứa trong đất bằng cách sử dụng dung dịch kali dichromate và sulphuric acid đậm đặc. Sau khi ôxi hoá, *chất còn lại* cho phản ứng lần nữa bằng dung dịch sulphate sắt. Hoạt động này cho phép tính được số lượng vật chất còn lại nêu trên sau khi bị ôxi hoá. Hàm lượng hữu cơ được tính toán bằng cách giả định rằng một lượng trung bình 58% của đất hữu cơ là cácbon và 77% lượng cácbon bị ôxi hoá theo phương pháp này.

Trước hết, dung dịch sulphate sắt được chuẩn hoá trong một dung dịch có lượng chính xác của N kali dichromate, a-xit sulphuric đậm đặc và a-xit phosphoric đậm đặc với nước cất và sử dụng chất chỉ định diphenylaminesulphonate. Mẫu được nung khô, cân và sàng qua rây 10mm. Tất cả vật liệu mẫu đều được tán nhỏ và rây. ngoại trừ hạt đá. Một phần của vật liệu này (khoảng 1 gam), được đặt trong một bình và cácbon được ôxi hoá bằng cách sử dụng một lượng ấn định dung dịch dichromate kali và axit sulphuric đặc. Axit orthophoshoric, nước cất, và chất chỉ thị diphenylaminesulphonate được đưa thêm vào vào bình và hàm lượng được chuẩn độ hoá lại bằng dung dịch sulphate sắt chuẩn.

Kết quả được thể hiện dưới dạng % trọng lượng của mẫu tuy độ chính xác không cao, song cũng đủ để đánh giá cho mục đích địa kỹ thuật.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

b) Thí nghiệm xác định tổng hàm lượng sulphate trong đất:

Với đất hạt mịn và hạt trung cần sử dụng khoảng 150 - 600 gam vật liệu thí nghiệm. Mẫu đất đó cần được sấy khô, rây thật cẩn thận, lựa chọn mẫu bằng phương pháp phân đôi, chọn lấy một phần, khoảng 5 gam, mẫu chế bị qua rây 425 μm.

Lấy khoảng 2 gam mẫu trên chuyển qua bình và ninh sôi với dung dịch axit hydrrocloric để hoà tan sulphate. Các axit cũng hoà tan vật liệu khác như là đối với carbonate. Đổ thêm dung dịch amoni để kết tủa những muối không cần và mẫu đem lọc. Dung dịch đã lọc cho thêm axit clohiđric và clorite bari để trở thành dung dịch bị axit nhẹ. Sau khi kết tủa đem lọc và sấy khô trong bình kim loại ở 800°C rồi đem cân. Từ trọng lượng sulphate này có thể thu được thành phần SO_3.

c) Thí nghiệm xác định hàm lượng sulphate hoà tan trong đất

Một mẫu đất được sấy khô, được chế bị tương tự như xác định tổng lượng sulphate mục trên, nhưng cần lượng thành phần mẫu khoảng 60 gam sau khi rây và tuyển chọn.

Chuẩn bị một cột *i-ôn hoán vị* bằng cách đổ vào mẫu chọn một lượng axit mạnh gốc *hoán vị cation* như là Zero-Karb 225, hoặc Ambertie IR-120 và hoạt hoá axit clohiđric. Trộn đều một lượng chính xác 50 gam mẫu đất và chính xác 50 gam nước để tạo thành *huyền phù*. Người ta cũng chiết suất với tỷ lệ 2:1, khi dùng 25 gam đất. Huyền phù trên được giữ trong vòng 30 phút rồi đem lọc. Lấy 25 gam dung dịch pha loãng với nước cất, đun sôi nhẹ, để nguội, rồi rửa qua cột hoán vị iôn. Cả dung dịch và nước rửa cho vào cốc thuỷ tinh rồi chuẩn độ qua dung dịch *hydroxide sodium chuẩn,* sử dụng chỉ thị mầu thích hợp (ví dụ: xanh-methyl da cam).

Từ tổng lượng hydroxide sodium sử dụng qua chuẩn độ lượng sulphate hoà tan được xác định và thể hiện dưới dạng hàm lượng SO_3, tính bằng gam trên lít (g/l) nước chiết.

d) Thí nghiệm xác định hàm lượng sulphate trong nước

Phương thức tiến hành tương tự như với nước chiết trong đất mục trên, ngoại trừ dùng 100 ml mẫu nước dưới đất sau khi được lọc. Kết quả thể hiện dưới dạng SO_3, đơn vị tính hoặc là gam / lít, hoặc thông dụng phần 100 000.

e) Thí nghiệm xác định độ pH:

Thí nghiệm này thường sử dụng phân tích cho mẫu nước dưới đất, bằng cách nhúng điện cực của chuẩn độ pH vào mẫu nước và đọc. Độ pH của nước chiết trong đất cũng xác định theo cách này.

Một phương pháp dự phòng để xác định độ pH của đất là trộn mẫu đất với sulphate barium và thêm dung dịch chỉ thị mầu được chế bị lượng chính xác, theo chỉ dẫn của chất bromothymol xanh da trời, methyl đỏ và thymol xanh da trời. So màu của dung dịch thu được với *bảng màu chuẩn* có thể xác định được độ pH.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

V. ĐÁNH GIÁ XÂM THỰC VÀ ĂN MÒN CỦA MÔI TRƯỜNG VỚI VẬT LIỆU XÂY DỰNG VÀ BIỆN PHÁP BẢO VỆ

V.1. ĐÁNH GIÁ ĐỘ ĂN MÒN CỦA MÔI TRƯỜNG VỚI KIM LOẠI

V.1.1. Đánh giá độ ăn mòn của đất với kim loại

Thép hoặc ống thép trơn dẻo bị ăn mòn (corrosion) bởi đất nguyên thổ và đất đắp thông qua giá trị *điện trở suất* và điện thế ôxi hoá - khử, lượng tổn thất khi nung (hữu cơ) và mật độ dòng điện được thể hiện trong các bảng IV.39 và IV.40.

Bảng IV.39 - Đánh giá ăn mòn của đất với *thép trơn dẻo (plain mild steel)*
(theo Quy phạm Anh BS 8004 - 1986)

Đánh giá khả năng ăn mòn thép trơn dẻo theo điện trở suất và điện thế ôxi hoá - khử		
Hạng mục đánh giá	Đất ăn mòn	Đất không ăn mòn
Điện trở suất ρ_a (Ω-cm) và / hoặc	< 2000	> 2000
Điện thế ôxi hoá khử ở pH = 7, tính bằng Vôn (V) (N.H.E.) *	< 0,400 hoặc < 0,430 nếu là Sét	> 0,400 hoặc > 0,430 nếu là Sét
Trường hợp đến giới hạn cần xử lý bằng độ ẩm; tính bằng phần trăm(%) lượng nước	> 20	< 20
* *V (N.H.E.) là trường hợp điện cực hydrogen bình thường (hoặc theo chuẩn) mà qua đó điện thế (V) được đề cập giá trị nêu trên.*		

Bảng IV.40 - Đánh giá đất ăn mòn với kim loại (chì, nhôm, thép)
(theo tiêu chuẩn Liên xô (cũ) - ГОСТ 9015 - 74)

Theo điện trở suất		Theo lượng tổn thất mẫu (organic)		Theo mật độ dòng điện	
ρ_a (Ω-m)	Mức độ ăn mòn	Lượng tổn thất (gam)	Mức độ ăn mòn	Mật độ dòng điện (mA/cm^2)	Mức độ ăn mòn
> 100	Thấp	> 1	Thấp	< 0,05	Thấp
20 - 100	Trung bình	1 - 2	Trung bình	0,05 - 0,20	Trung bịnh
10 - 20	Hơi cao	2 - 3	Hơi cao	0,20 - 0,30	Hơi cao
5 - 10	Cao	3 - 4	Cao	0,30 - 0,40	Cao
< 5	Rất cao	> 4	Rất cao	> 0,40	Rất cao

V.1.2. Đánh giá độ ăn mòn của nước với thép trơn dẻo

Nước tác dụng làm ăn mòn (corrosion) với thép trơn dẻo (plain mild steel) chủ yếu là nước biển. Nước ngọt nhìn chung ăn mòn ít hơn với thép, song không loại trừ một số yếu

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

tố gây ra ăn mòn. Đánh giá tốc độ ăn mòn của nước với thép trơn dẻo được thể hiện trong các bảng IV.39.

V.1.3. Đánh giá độ ăn mòn của không khí với thép trơn dẻo

Độ ăn mòn của không khí với thép trơn dẻo (plain mild steel) có khoảng biến đổi rất lớn. theo Quy phạm Anh (BS 8004 - 1986) thì vận tốc ăn mòn ở một số điều kiện như sau:

Bảng IV.41 - Đánh giá vận tốc ăn mòn của nước với thép trơn dẻo
(theo Quy phạm Anh BS 8004 - 1986)

Nước biển		Nước ngọt	
Điều kiện	Vận tốc ăn mòn	Điều kiện	Vận tốc ăn mòn
Nằm dưới đáy biển	< 0,01 đến 0,02 mm/năm tổng chiều dày của ống	Nằm chìm hoàn toàn dưới nước	Trung bình khoảng 0,05 mm/năm
Nằm chìm ngập trong nước biển	≥ 0,08 mm/năm cho mỗi mặt lộ ra ngoài, và ≥ 0,16 mm/năm cho tổng chiều dày của ống.	Nằm dưới đáy sông, hồ	Không đáng kể, bỏ qua
Vùng giáp ranh nước biển và thuỷ triều lên xuống	≅ 0,15 mm/năm cho mỗi mặt lộ ra ngoài và đôi khi cao hơn.	Nước trong tầng cácbon, nước mặt calcite	0,01mm, có thể bỏ qua.
		Cọc đóng thép nửa trên nửa dưới mặt nước	0,05 - 0,10 mm/năm (Đặc biệt có khi đến 0,25 - 0,30 mm/ năm)

- Với thép không được bọc bảo vệ có vận tốc ăn mòn trong khoảng 0,05 - 0,10mm/năm cho mỗi mặt tiếp xúc. Ở khu vực sát biển hay trên mặt biển, hoặc gần khu công nghiệp bị ô nhiễm nặng, thì vận tốc ăn mòn còn cao hơn.

- Có thể sử dụng thép trong môi trường nêu trên với điều kiện tiến hành sơn chống gỉ và thường kỳ bảo dưỡng bằng sơn chống gỉ. Có thể sử dụng loại thép chống tác động han gỉ khi thép có pha thêm đồng (hàm lượng 0,25 - 0,35%) hoặc hợp kim khác.

V.2. ĐÁNH GIÁ ĐỘ XÂM THỰC CỦA MÔI TRƯỜNG VỚI BÊ TÔNG VÀ BIỆN PHÁP BẢO VỆ

Trong điều kiện bình thường, với bê tông ximăng Portland thông thường hoặc đông kết nhanh có sức kháng rất tốt với phong hoá và xâm thực hoá học. Với bê tông có chất lượng cao và được rung chặt tốt thì thông thường không cần biện pháp bảo vệ đặc biệt chống xâm thực. Tuy nhiên, ở một số điều kiện bê tông cần có biện pháp gia cường riêng để bảo vệ chống sự xâm thực hoá học.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

V.2.1. Xâm thực Alkalis (K_2O & Na_2O)

Trong quá trình thuỷ hợp của xi măng Portland khi tiếp xúc với nước, hydroxit can-xi được giải phóng tạo ra môi trường kiềm (alkali) rất cao (pH 12,5). Kết quả là điều kiện kiềm của môi trường đất xung quanh gần như không có nguy hiểm gì đến bê tông xây dựng.

Tuy nhiên, một vấn đề có thể xảy ra là một số khoáng chất, cácbonat và silicat của cốt liệu cấp phối trong bê tông, có thể tạo ra phản ứng mạnh với alkali (kiềm) trong xi măng làm cho suy yếu và thậm chí phá hỏng bê tông. Phản ứng alkali ⇔ cốt liệu cấp phối cần được kiểm tra theo theo Tiêu chuẩn ASTM C227 và C289 để đánh giá khả năng xâm thực alkali với cốt liệu cấp phối.

Sẽ không có vấn đề gì với xi măng khi hàm lượng alkali (K_2O & Na_2O) < 0,6 %.

V.2.2. Xâm thực axit (pH)

Điều kiện axit của nước dưới đất, thường gặp phải trong đất bùn và than bùn, như là kết quả của quá trình phân huỷ thực vật tạo ra axit humic và axit carbinic. Trong sét kết, sét, than đá thì quá trình oxi hoá pirit tạo ra axit sulphurous hoặc sulphuric. Ngoài ra, axit còn được tạo ra bởi chất thải công nghiệp.

Tất cả các xi măng chế tạo từ calcar đều bị hoá mềm, thậm chí bị phá huỷ bởi axit. Do vậy, việc bảo vệ chống lại xâm thực axit là cần thiết. Chỉ dẫn phương thức bảo vệ chống xâm thực axit được thể hiện trong bảng IV.42.

Bảng IV.42 - Yêu cầu cơ bản bảo vệ chống xâm thực axit với bê tông

Độ pH chứa trong nước	Biện pháp bảo vệ bê tông cần thực hiện
5 - 7	Không cần biện pháp đặc biệt bảo vệ. Bê tông cần sử dụng thuộc Phân loại I trong bảng IV.43.
3,5 - 5,0	Cần tăng lượng xi măng. Sử dụng xi măng đặc biệt. Sử dụng cốt liệu đá vôi để tăng trung hoà.
< 3,5	Nếu nước dưới đất chuyển động mạnh, hoặc cột nước thuỷ tĩnh cao cần áp dụng một lớp áo bảo vệ bằng polythene, bitum hoặc epoxy v.v...

V.2.3. Xâm thực Sulphate (SO_3)

Bảng IV.43 kiến nghị chỉ số hàm lượng sulphate liên quan đến các biện pháp bảo vệ chống xâm thực với bê tông ngầm.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng IV.43 - Hàm lượng kiến nghị liên quan đến biện pháp bảo vệ chống xâm thực sulphate với bê tông chôn ngầm

(theo Quy phạm Anh BS 8004 - 1986)

Bê tông bị xâm thực Sulphate ở mặt tiếp xúc						
Phân loại	Hàm lượng Sulphate - SO_3			Loại xi măng sử dụng	Bê tông được đầm chặt với cốt liệu theo BS 882 hoặc BS 1047	
	Trong đất		Trong nước g/L		Max hàm lượng ximăng kg/m³	Max. tỷ lệ nước/ ximăng
	Tổng SO_3 %	SO_3 (chiết tỷ lệ 2:1 nước:đất) g/L				
1	< 0,2	< 1,0	< 0,3	Ximăng Portland thường (OPC) Ximăng Portland đông kết nhanh (RHPC), hoặc kết hợp với **xỉ** & **tro**. Ximăng Portland lò nung khí (PBFC) + Dùng cho bê tông thường . + Dùng cho bê tông cốt thép	 250 300	 0,70 0,60
2	0,2- 0,5	1,0 - 1,9	0,3 - 1,2	OPC hoặc RHPC, hoặc kết hợp vơi xỉ hoặc p.f.a. . PBFC	330	0,50
				OPC hoặc RHPC kết hợp với it nhất 70% hoặc cao nhất 90% **xỉ** OPC hoặc RHPC kết hợp với it nhất 25% hoặc cao nhất 40% **tro**.	310	0,55
				Ximăng Portland kháng được sulphate (SRPC)	290	0,55
3	0,5 -1,0	1,9 - 3,1	1,3 - 3,5	OPC hoặc RHPC kết hợp với it nhất 70% hoặc cao nhất 90% **xỉ** OPC hoặc RHPC kết hợp với it nhất 25% hoặc cao nhất 40% **tro**.	380	0,45
				SRPC	330	0,50
4	1,0 -2,0	3,1 - 5,6	2,5 - 5,0	SRPC	370	0,45
5	> 2	> 5,6	> 5,0	SRPC + vỏ bọc	370	0,45

Lượng Sulphate tồn tại trong đất và nước là do quá trình oxi hoá của Pyrite hoặc do hoà tan trong nước dưới đất từ một số khoáng chất như Gypse hoặc Selenite ($MgSO_4$ Na_2SO_4 v.v..).

Ion sulphate kết hợp với $CaCo_3$, trong xi măng Portland tạo ra phản ứng mạnh, làm suy yếu và phá huỷ bê tông. Lượng Sulphate còn chứa trong đất nên cần phân tích nước chiết (với tỷ lệ chiết 2/1 cho nước/đất) để xác định hàm lượng Sulphate hoà tan.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

V.2.4. Xâm thực Cloride

Nhìn chung, tồn tại hàm lượng Cloride trong nước dưới đất, ít tác dụng xâm thực với bê tông thông thường, dùng bê tông thông thường để phân biệt với bê tông đặc biệt như có đông kết nhanh, có chất lượng tốt. Tuy nhiên, việc sử dụng cloride calcium trong bê tông, mục đích cho đông kết nhanh, có nguy cơ làm ăn mòn nghiêm trọng với cốt thép trong bê tông. Do vậy, cần thận trọng sử dụng và tránh được là tốt nhất.

V.2.5. Xâm thực của nước biển

Cho dù nước biển chứa hàm lượng cao i-ôn Sulphate và Cloride, song thực tiễn cho thấy chúng ít tạo khả năng ăn mòn với bê tông và chỉ cần sử dụng bê tông thông thường chất lượng cao xi măng Portland là đủ. Ở nhiều nước, kể cả Hoa Kỳ, người ta hay sử dụng xi măng với Tricalcium Alluminate, với hàm lượng trong khoảng 5 - 8 %, sử dụng cho khu vực sóng vỗ và nước thuỷ triều lên xuống, vì nơi đó bê tông dễ bị tấn công nhất.

Do dễ bị han gỉ nên *nước biển* tuyệt đối không được sử dụng để trộn *bê tông cốt thép.* Tuy nhiên, với *bê tông không cốt* thép có thể sử dụng *nước biển* ở nơi không thể tìm được nước ngọt.

VI. MỘT SỐ BẢNG TRA CỨU

VI.1. TƯƠNG QUAN GIỮA CÁC LOẠI THÍ NGHIỆM

Thông số phục vụ tính toán nền móng, về nguyên tắc, phải lấy từ thí nghiệm trực tiếp. Tuy nhiên, các giá trị tương quan thông số giữa các loại thí nghiệm là cần thiết để phục vụ mục đích kiểm tra chéo giữa các loại thí nghiệm, trên cùng hiện trường cũng như sử dụng để phân tích nền móng ở giai đoạn sơ bộ. Có một số thông số (ví dụ: φ của đất loại cát, sạn, sỏi) khó xác định trực tiếp phải lấy theo tương quan.

VI.1.1. Tương quan giữa cắt cánh và xuyên tĩnh

Nghiên cứu thống kê mối quan hệ giữa $\frac{q_c - p'_0}{c_u}$, thông qua một số thí nghiệm so sánh giữa cắt cánh và xuyên tĩnh cho một số loại đất do Hãng cầu đường Pháp (LCPC) tiến hành, cho ta các kết quả sau:

- Với đất sét dẻo mềm - dẻo cứng : $\frac{q_c - p'_0}{c_u} = 15$

- Với đất bụi bão hoà nước : $\frac{q_c - p'_0}{c_u} = 12 \div 14$

- Với đất bùn và than bùn : $\frac{q_c - p'_0}{c_u} = 9 \div 13$

Trong đó: q_c là sức kháng mũi côn kiểu Delf, p_0 là áp lực cột đất hữu hiệu, c_u là sức kháng cắt không thoát nước của thí nghiệm cắt cánh.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

VI.1.2. Tương quan giữa cắt cánh và nén ngang Menard

Kết quả nghiên cứu của Hãng LCPC và Hãng Menard công bố các tương quan sau:

- Với $p_L - p_0 \leq 0,6$ MPa : $C_u = \frac{p_L - p_0}{5,5}$

- Với $0,6 \leq p_L - p_0 \leq 1,5$ MPa : $C_u = \frac{p_L - p_0}{8}$

- Với $p_L - p_0 \geq 1,5$ MPa : $C_u = \frac{p_L - p_0}{15}$

VI.1.3. Tương quan giữa xuyên tĩnh và SPT

Tương quan giữa q_c và N, được tổng hợp theo kết quả nghiên cứu của Meyerhof, Terxaghi - Peck - Tschebotariof và theo Sanglerat thống kê kết quả của Hãng Franki, cho ta các mối quan hệ sau:

- Với đất loại cát lẫn sạn $q_c = 0,5$ N (MPa)
- Với đất loại cát $q_c = 0,4$ N (MPa)
- Với đất loại cát pha bụi $q_c = 0,3 - 0,5$N (MPa)
- Với đất loại bụi lẫn sét $q_c = 0,2$ N (MPa)
- Với đất loại sét $q_c = 0,1 - 0,2$N (MPa)

VI.1.4. Tương quan giữa SPT và nén ngang Menard

Tương quan giữa N (SPT) và $p_L - p_0$ (trong đó p_0 : áp lực cột đất) cho một số loại đất như sau:

- Đối với đất loại sét: $\frac{N}{p_L - p_0} = 20 \div 40$, MPa.

  $\frac{N}{E_p} = 0,8 - 1,1$, MPa.

- Đối với đất loại bụi: $\frac{N}{p_L - p_0} = 30$, MPa.

  $\frac{N}{E_p} = 3,0$, MPa.

- Đối với đất loại cát: $\frac{N}{p_L - p_0} = 30 \div 50$, MPa.

  $\frac{N}{E_p} = 2,0 - 6,0$, MPa.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

VI.1.5. Tương quan giữa xuyên tĩnh và nén ngang Menard

Những nghiên cứu một cách hệ thống và chi tiết, của các Hãng LCPC và Menard, có thể tổng hợp thành các tương quan sau:

- Đối với đất loại sét :

$$\frac{q_c - p_0}{p_L - p_0} = 3 \div 4 \quad , \text{MPa.}$$

$$\frac{E_p}{q_c} = 3{,}0 - 6{,}0 \quad , \text{MPa.}$$

- Đối với đất loại bụi :

$$\frac{q_c - p_0}{p_L - p_0} = 6 \quad , \text{MPa.}$$

$$\frac{E_p}{q_c} = 3 \quad , \text{MPa.}$$

- Đối với đất loại cát :

$$\frac{q_c - p_0}{p_L - p_0} = 8 \div 10 \quad , \text{MPa.}$$

$$\frac{E_p}{q_c} = 1{,}0 - 1{,}5 \quad , \text{MPa.}$$

VI.1.6. Tương quan xác lập cho đất nền Hà Nội

Tương quan các loại thí nghiệm hiện trường cho đất nền vùng Hà Nội đã được nhóm nghiên cứu Trần Văn Việt, Nguyễn Vũ Tùng & Đỗ Văn Hải dưới sự chủ biên của Gs. Vũ Công Ngữ và chuyên gia Jseux đã tổng kết và kết quả thể hiện trong bảng IV.44:

Bảng IV.44 - Tương quan giữa một số thí nghiệm đất nền vùng Hà Nội
(Theo Vũ Công Ngữ et al. - 1983)

Tương quan	Đất loại sét (độ sệt Ic)			Đất loại cát	
	1 < Ic	0,5 < Ic < 1	Ic < 0,5	Xốp	Chặt
q_c (PVS) / qc (Gouda)	-	1,4	-	1,0	1,0
E_p (PMT) / PL (PMT)	6,0	7,0	11,7	7,0	8,0
q_c (Gouda) / PL (PMT)	-	-	2,4	4,2	6,2
q_c (Gouda) / cu (LPC)	17,0	-	-	-	-

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

VI.2. BẢNG TRA CỨU SỨC CHỊU TẢI QUY ƯỚC MÓNG NÔNG

Bảng IV.45 trình bầy các giá trị *sức kháng cho phép quy ước* của móng nông, theo Quy phạm Anh Quốc CP 2004 - 1972, thường sử dụng trong thiết kế sơ bộ.

Bảng IV.44 - Sức chịu tải cho phép móng nông dưới tác dụng tải trọng thẳng đứng
(Theo CP 2004 - 1972)

Nhóm	Loại	Mô tả đất đá	Ứng suất cho phép (kN/m^2)	Ghi chú
I Đá	1	Đá magma, biến chất kết tinh, dạng khối, trạng thái cứng chắc.	10 000	Những giá trị này dựa trên giả thiết rằng móng được đặt trên đá tươi, không phong hoá
	2	Đá vôi, đá cát kết, tươi, cứng chắc cứng chắc.	4 000	
	3	Đá phiến, đá ácđoa.	3 000	
	4	Phiến sét - sét kết trạng thái cứng và đá cát kết dạng mềm	2 000	
	5	Phiến sét - sét kết trạng thái mềm	600 - 1 000	
	6	Đá phấn cứng tươi và đá vôi mềm	600	
	7	Đá vôi, cát kết và đá sét kết phân lớp rất mỏng.	Cần thí nghiệm để xác định	
	8	Tất cả các loại đá bị vỡ vụn, cà nát		
II Đất rời	9	Sạn sỏi chặt, cát-sạn rất chặt N > 50	> 600	Chiều rộng móng (B) ≥ 1m. Chiều sâu nước dưới đất $W_t \geq B$ dưới đáy móng
	10	Sạn sỏi, cát-sạn chặt N = 30 - 50	200 - 600	
	11	Sạn sỏi, cát-sạn chặt vừa N = 10 - 30	200 - 600	
	12	Sạn sỏi hoặc cát, sạn rời xốp N < 10	< 200	
	13	Cát chặt N = 30 - 50	300 - 500	
	14	Cát chặt vừa N = 10 - 30	100 - 300	
	15	Cát rời xốp N = 5 - 10	50 - 100	
III Đất dính	16	Sét lẫn cuội sỏi cứng. Sét rất cứng N = 30 - 60; Cu = 150 - 300 kN/m^2	300 - 600	Nhóm III rất nhạy với lún cố kết thời gian dài
	17	Sét dẻo nửa cứng N = 16 - 30; Cu = 75 - 150 kN/m^2	150 - 300	
	18	Sét dẻo cứng N = 8 - 15; Cu = 35 - 75 kN/m^2	75 - 150	
	19	Sét & bụi dẻo chảy N = 4 - 7; Cu < 35 kN/m^2	< 75	
	20	Sét bụi nhão, bùn, than bùn	Không sử dụng	

Các giá trị nêu trong bảng chỉ có giá trị cho thiết kế sơ bộ.

Sức chịu tải nêu trên là chưa tính đến chiều sâu chôn móng.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

VI.3. HỆ ĐƠN VỊ ĐO LƯỜNG VÀ CHUYỂN ĐỔI

Quá trình hội nhập bắt buộc ta phải tiếp cận với nhiều trường phái khác nhau, không những về kỹ thuật mà cả về hệ đo lường và đơn vị tính. Bản thân cuốn sách này, cũng được biên soạn từ nhiều nguồn tài liệu kỹ thuật, tiêu chuẩn, quy phạm theo nhiều trường phái khác nhau và hệ đo lường cũng như đơn vị vẫn được tôn trọng giữ nguyên. Do đó, việc am hiểu và biết cách chuyển đổi các hệ đo lường và đơn vị tính là rất cần thiết cho các kỹ sư thực hành.

VI.3.1. Hệ đo lường thông dụng

Bảng IV.46

Hạng mục	Hệ chuẩn quốc tế (Unified System)		Hệ M-Kgf-S (mét-kg lực-giây)	
	Đơn vị	Bội số	Đơn vị	Bội số
Chiều dài	mét, m	kilomét - Km	mét, m	kilomét - Km
Khối lượng	kilôgam - kg	tấn - t	kilôgam - kg	tấn - t
Thời gian	giây - s	giờ - h	giây - s	giờ - h
Lực	Newton - N	Kilonewton - kN	Kg. lực - kgf	tấn lực, tf
Áp lực, áp suất	Pascal - Pa	kPa, MPa	kgf/m^2	Tf/m^2, kgf/cm^2
Công	Joule - J	kJ	kgf-m	tf-m

VI.3.2. Chuyển đổi đơn vị các hệ trên

a) Chuyển đổi đơn vị lực

Bảng IV.47

Giá trị	N	daN	kN	kgf	Tf
N	1	10^{-1}	10^{-3}	$1,02.10^{-1}$	$1,02.10^{-4}$
DaN	10	1	10^{-2}	1,02	$1,02.10^{-3}$
KN	10^3	10^2	1	$1,02.10^2$	$1,02.10^{-1}$
Kgf	981	$9,81.10^{-1}$	$9,81.10^{-3}$	1	10^{-3}
Tf	$9,81.10^3$	$9,81.10^2$	9,81	10^3	1

b) Chuyển đổi đơn vị áp suất, áp lực

Bảng IV.48

Đơn vị đo	Pa	KPa	bar	kg/cm^2	t/m^2
$Pa = N/m^2$	1	10^{-3}	10^{-5}	$1,02.10^{-5}$	$1,02.10^{-4}$
$kPa = kN/m^2$	10^3	1	10^{-2}	$1.02.10^{-2}$	$1,02.10^{-1}$
Bar	10^5	10^2	1	1,02	10,2
kg/cm^2	$9,81.10^4$	98,1	0,981	1	10
t/m^2	$9,81.10^3$	9,81	$9,81.10^{-2}$	0,1	1

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

c) Chuyển đổi đơn vị tỷ trọng

1 kN/m^3 = 0,102 tf/m^3

d) Chuyển đổi đơn vị công

1 J(joule) = 0,102 kgf-m = 1,02010^{-4} t-m

1 kgf-m = 9,81 J

1 t-m = 9,81.10^3 J

V.3.3. Hệ đo lường Anglo-Saxon và chuyển đổi

Hệ đo lường Anglo-Saxon chủ yếu được sử dụng ở Anh, Mỹ và các quốc gia ảnh hưởng. Ký hiệu đơn vị và chuyển đổi của hệ Anglo-Saxon với các hệ thông dụng như sau:

1 inch (in.)	= 0,254 m	1 m	= 39,370 in.
1 foot (ft)	= 0,30848 m	1 m	= 3,2808 ft
1 square inch (sq.in.)	= 6,4516 cm^2	1 cm^2	= 0,115 sq.in.
1 square foot (sq.ft)	= 144 sq.in. = 0,0929 m^2		
1 m^2	= 10,764 sq.ft.		
1 cu.in.	= 16,387 cm^3	1 cm^3	= 0,061 cu.in.
1 cu.ft = 1728 cu.in.	= 0,028317 m^3	1 m^3	= 35,314 cu.ft.
1 m^3	= 35,314 cu.ft.		
1 pound (lb)	= 4,4497 N = 0,45359 kgf		
1 N = 0,225 lb	= 0,1124.10^{-3} sh.ton = 1,003.10^{-4} t (ton)		
1 sh.ton	= 2 kip		
1 lb/sq.in. (p.s.i)	= 6,896553.10^3 Pa		
1 lb/cu.in.	= 270,27 kN/m^3		
1 lb/cu.ft.	= 0,15699 kN/m^3		
1 kN/m^3	= 3,7.10^{-3} lb/cu.in. = 6,37 lb/cu.ft		

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Chương V
PHÂN TÍCH MÓNG NÔNG

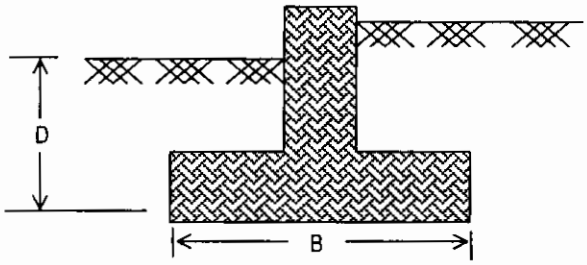
I. NHỮNG KHÁI NIỆM CƠ BẢN

I.1. ĐỊNH NGHĨA MÓNG NÔNG

- Chiều rộng móng: ký hiệu B

- Chiều dài móng: ký hiệu L

- Chiều sâu chôn móng: là chiều dày nhỏ tính từ đáy móng đến mặt đất, ký hiệu D (hình V.1).



Hình V.1. *Định nghĩa móng nông*

- Móng nông: là móng khi mà tỷ số $\frac{D}{B} < 4$.

- Móng băng: là móng khi mà tỷ số $\frac{L}{B} > 5$.

- Móng đơn: là móng khi mà tỷ số $\frac{L}{B} < 5$.

Tuy nhiên, những giới hạn trên đây chỉ là tương đối.

Có thể phân biệt:
* Móng tròn: B = 2R.
* Móng vuông: B = L.
* Móng chữ nhật: B < L < 5.B

- Móng bè: là móng có kích thước lớn, nâng cả khối nhà hay một phần khối nhà.

Ví dụ : Cả toà nhà đặt trên một móng bè, các bồn chứa dầu hoặc bồn nước đặt trên móng bè.

I.2. TRẠNG THÁI MÓNG NÔNG DƯỚI TẢI TRỌNG

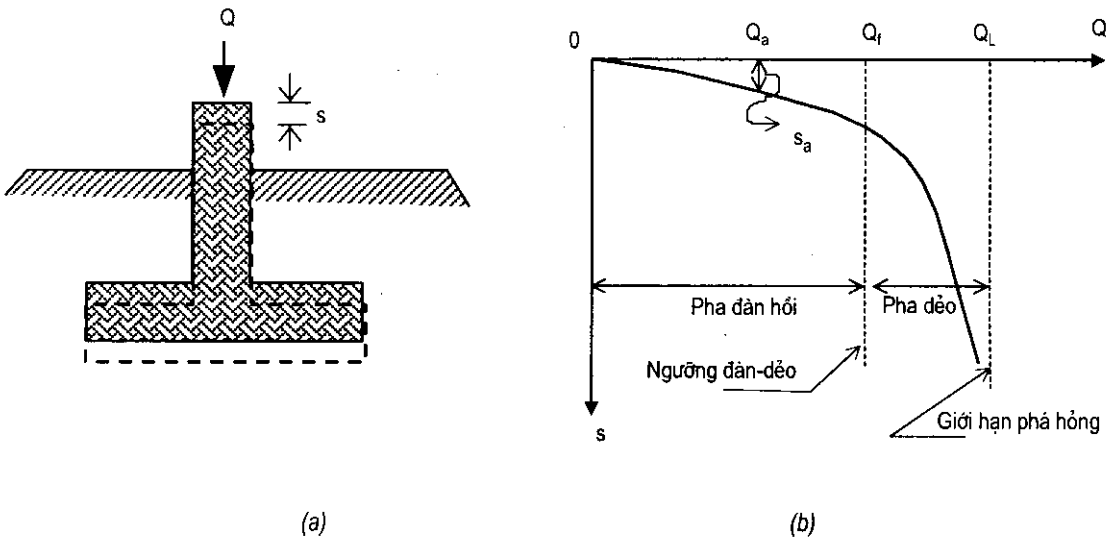
Ta thấy, độ chuyển vị của móng nông tuỳ thuộc mức độ gia tải lên móng. Bức tranh chuyển vị theo tải trọng được thể hiện trên hình V.2. Ta có thể phân biệt:

- *Tải trọng giới hạn lên móng* Q_L: là tải trọng tối đa móng có thể chịu được, mà nếu vượt qua tải trọng đó thì đất nền sẽ bị phá hỏng.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Trong thực tế, khó đạt đến trạng thái giới hạn của tải trọng Q_L nên người ta thường quy ước tải trọng giới hạn Q_L là khi chuyển vị của móng đã đạt đến giá trị nào đó, ví dụ như 10 cm hoặc độ lún đạt được 10% chiều rộng móng.



(a) *(b)*

Hình V.2: *Trạng thái móng nông dưới tải trọng*

Gọi diện tích đáy móng là A, ta có ứng suất giới hạn dưới đáy móng:

$$q_L = \frac{Q_L}{A}$$

- Ứng suất cho phép (sức chịu tải cho phép) q_a:

Ứng suất cho phép q_a là áp lực trung bình chấp nhận cho một móng làm việc trong tình trạng an toàn. Đây là thông số quan trọng để các nhà thiết kế xác định và lựa chọn kích thước móng.

Quan sát trên hình V.2-b ta thấy, để xác định áp lực q_a, cần thoả mãn hai điều kiện của trạng thái giới hạn sau:

a) Điều kiện của trạng thái phá hỏng:

$$q_a = \frac{q_L}{F_s}$$

Hệ số an toàn F_s thông thường được lấy từ 2 đến 3. Dưới ứng suất cho phép q_a thì khả năng phá hỏng đất nền dưới đáy mòng hoàn toàn được loại trừ.

b) Điều kiện của trạng thái biến dạng:

Khi nguyên lý phá huỷ được thoả mãn, thì móng dưới áp lực q_a, độ lún chỉ đạt đến giá trị nhất định s_a (xem hình V.2-b). Gọi là độ lún giới hạn (s_{gh}) của một móng nó, tuỳ thuộc tính chất nhậy cảm với lún của kết cấu mà ta đang xét. Độ lún giới hạn có thể biến đổi từ

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

một vài mm (cho cột ăng-ten) đến hàng mét (cho bồn chứa dầu đường kính lớn). Trong quá trình phân tích móng nông và móng cọc việc kiểm tra hai điều kiện về trạng thái nêu trên để xác định kích thước móng và đánh giá ổn định công trình là việc không thể tách rời. Đó là:

- *An toàn công trình trước khả năng phá hỏng đất nền:*

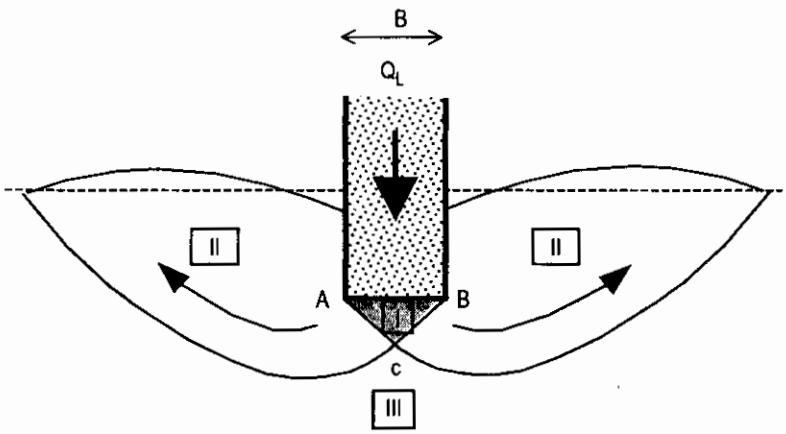
Vấn đề là cần xác định được *ứng suất giới hạn phá huỷ*. Đây là giới hạn khi nền móng đã đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn. Một hệ số an toàn cần được áp dụng để bảo đảm rằng móng không hoạt động trong vùng biến dẻo.

- *Độ lún dưới áp lực làm việc (thiết kế):*

Khi đó cần lựa chọn áp lực thiết kế qw sao cho bất kỳ điểm nào trong khối đất nền không thể đạt tới ngưỡng dẻo, nghĩa là đất nền phải hoạt động trong pha đàn hồi.

I.3. PHÂN TÍCH TRẠNG THÁI PHÁ HỎNG ĐẤT NỀN DƯỚI MÓNG NÔNG

Mô hình một móng nông ngàm trong một lớp đất nằm ngang và chịu một tải trọng thẳng đứng. Gọi Q_L là tải trọng giới hạn phá hỏng đất nền thì ở trạng thái phá hỏng này có thể được phân biệt thành ba khu chính (hình V.3):



Hình V.3: *Sơ đồ trạng thái phá hỏng của móng nông*

- Khu I: Dạng hình nêm, nằm trực tiếp dưới đáy móng. Khu này sẽ chuyển vị cùng với khối móng khi móng ở trạng thái phá hỏng.

- Khu II: Nằm hai bên cạnh, sẽ bị trồi lên trên mặt đất khi móng chịu đến tải trọng phá hỏng. Hiện tượng chuyển vị và cắt đất xảy ra mạnh mẽ tạo nên phá hỏng tổng thể cả khu này.

- Khu III: Nằm phía dưới, hiện tượng biến động đất nền ở đây xảy ra rất ít hoặc không xảy ra.

Trong thực tế, đất nền thường không đồng nhất và tải trọng tác dụng cũng không hoàn toàn chính tâm và thẳng đứng, nên hiện tượng phá hỏng thường xảy ra do nghiêng và trượt về một phía của móng.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

I.4. PHÂN TÍCH TẢI TRỌNG GIỚI HẠN CHÍNH TÂM TRÊN MÓNG BĂNG NẰM NGANG, DƯỚI ĐẤT NỀN ĐỒNG NHẤT - CÔNG THỨC TỔNG QUÁT TẢI TRỌNG GIỚI HẠN

Tải trọng giới hạn của một móng nông được xác định dưới tác động đồng thời của ba trạng thái:

- Sức kháng ở trạng thái rời của đất nền nằm dưới cốt đế móng. Đó là sức kháng của thành tố Q_γ (hình V.4-a) trong đó γ_2 là dung trọng đất dưới cốt đế móng.

- Hoạt động của đất nền nằm trên cốt đáy móng, được xem như là thành phần gia tải (γ_1.D) trên môi trường rời vô trọng. Đó là thành phần Q_p (hình V.4-b) trong đó γ_1 là dung trọng đất nằm trên cốt đế móng.

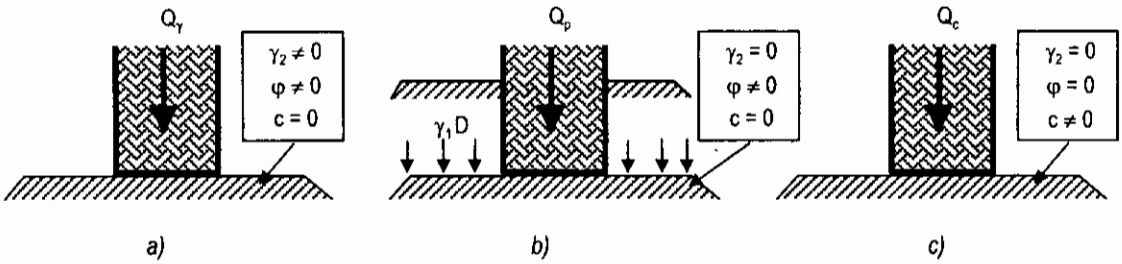
- Hoạt động của thành phần lực dính kết của đất, được gọi là thành phần Q_c.

Do vậy, sức kháng giới hạn của móng (hoặc sức chịu tải giới hạn) được cấu thành bởi:

$$Q_L = Q_\gamma + Q_p + Q_c$$

Tương ứng, ta có ứng suất giới hạn dưới đáy móng:

$$q_L = q_\gamma + q_p + q_c$$



Hình V.4: *Phân chia trạng thái phá hỏng*

Lời giải cho bài toán này đã được nhiều tác giả thực hiện, với nhiều giả thiết khác nhau về độ nhám móng cũng như vùng cân bằng giới hạn. Tuy kết quả cụ thể có khác nhau song tất cả cùng thống nhất dưới dạng một công thức tổng quát:

$$q_L = 0{,}5.\gamma_2.B.N_\gamma + \gamma_1 D.N_q + c.N_c \qquad (V.1)$$

Ba thành phần của công thức (V.1) là tương ứng với các thành phần q_γ, q_p và q_c, trong đó:

- Thành phần đầu ($0{,}5.\gamma_2.B.N_\gamma$) gọi là *thành tố bề mặt*, tỷ lệ với B.

- Thành phần thứ hai ($\gamma_1 D.N_q$) gọi là *thành tố độ sâu*, tỷ lệ với D.

- Thành phần thức ba ($c.N_c$) gọi là *thành tố dính kết*, tỷ lệ với c.

N_c, N_q và N_γ được gọi là các *yếu tố mang tải,* chỉ phụ thuộc vào φ, và các giá trị của chúng được lấy theo lời giải của các nhà nghiên cứu như: Terxaghi, Meyerhof, Caquot-Kerisel, Xôclovsky, Berezantsev. Giá trị cụ thể của yếu tố mang tải, theo các tác giả có khác nhau ít nhiều là tuỳ theo cách phân tích và đưa thêm các yếu tố phụ trợ.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

II. TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI MÓNG NÔNG

II.1. SỨC CHỊU TẢI MÓNG NÔNG THEO CƠ ĐẤT LÝ THUYẾT

II.1.1. Phương pháp trong quy phạm Pháp: DTU 13-1

Công thức tính toán ứng suất cho phép dưới móng nông, chịu tải thẳng đứng chính tâm, được ghi trong tài liệu kỹ thuật thống nhất Pháp, DTU No.13-1, có dạng:

$$q_a = \frac{\rho.\gamma_2.N_\gamma + \gamma_1.D.(N_q + 1) + \mu.c.N_c}{F_s} + \gamma_1.D \qquad (V.2)$$

với $\rho = \frac{B}{2(1+\frac{B}{L})}$, với móng băng, khi $L \to \infty \Rightarrow \rho = 0,5.B$

$\mu = (1 + 0,3.\frac{B}{L})$, với móng vuông, móng tròn $B = L \Rightarrow \mu = 1,3$

Trong đó:

c - lực dính kết đất (t/m^2)

B - chiều rộng móng (m)

D - độ sâu chôn móng (m), tính phía thấp nhất.

γ_1, γ_2 - dung trọng đất tương ứng trên và dưới đáy móng (t/m^3)

N_c, N_q, N_γ - yếu tố mang tải, lấy theo Caquot & Kerisel (bảng V.1).

ρ, μ - hệ số hình dạng.

F_s - hệ số an toàn.

Hệ số an toàn F_s trước đây được lấy bằng 3. Tuy nhiên, gần đây được quy định trong quy phạm thiết kế, nhiều nước kiến nghị lấy hệ số an toàn theo *trạng thái giới hạn*. Đó là:

- *Trạng thái giới hạn về tính làm việc (Service Limit State - SLS - Giới hạn I)*: $F_s = 3$.

Ở trạng thái này đất nền dưới đáy móng bảo đảm hoạt động ở pha đàn hồi. Giá trị $F_s = 3$ được áp dụng cho kết cấu dài hạn, kết cấu quan trọng, vĩnh cửu.

- *Trạng thái giới hạn cực hạn (Ultimate Limit State - ULS- Giới hạn II):* $F_s = 2$.

Ở trạng thái này đất nền dưới đáy móng nằm trong pha đàn hồi nhưng sát ngưỡng biến dẻo. Giá trị $F_s = 2$ thường được áp dụng cho kết cấu ngắn hạn, tạm thời hoặc nhẹ và ít quan trọng.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

Bảng V.1 - Bảng giá trị các hệ số mang tải (theo Caquot - Kerisel)

φ	N_c,	N_γ	N_q
0	5,14	0,00	1,00
1	5,38	0,07	1,09
2	5,63	0,15	1,20
3	5,90	0,24	1,31
4	6,19	0,34	1,43
5	6,49	0,45	1,57
6	6,81	0,57	1,72
7	7,16	0,71	1,88
8	7,53	0,86	2,06
9	7,92	1,03	2,25
10	8,35	1,22	2,47
11	8,80	1,44	2,71
12	9,28	1,69	2,97
13	9,81	1,97	3,26
14	10,37	2,29	3,59
15	10,98	2,65	3,94
16	11,63	3,06	4,34
17	12,34	3,53	4,77
18	13,10	4,07	5,26
19	13,93	4,68	5,80
20	14,83	5,39	6,40
21	15,82	6,20	7,07
22	16,88	7,13	7,82
23	18,05	8,20	8,66
24	19,32	9,44	9,60
25	20,72	10,88	10,66

φ	N_c,	N_γ	N_q
26	22,25	12,54	11,85
27	23,94	14,47	13,20
28	25,80	16,72	14,72
29	27,86	19,34	16,44
30	30,14	22,40	18,40
31	32,67	25,99	20,63
32	35,49	30,22	23,18
33	38,64	35,19	26,09
34	42,16	41,06	29,44
35	46,12	48,03	33,30
36	50,59	56,31	37,75
37	55,63	66,19	42,92
38	61,35	78,03	48,93
39	67,87	92,25	55,96
40	75,31	109,41	64,20
41	83,86	130,22	73,90
42	93,71	155,55	85,38
43	105,11	186,54	99,02
44	118,37	224,64	115,31
45	133,88	271,76	134,88
46	152,10	330,35	158,51
47	173,64	403,67	187,21
48	199,26	496,01	222,31
49	229,93	613,16	265,51
50	266,89	762,89	319,07
-	-	-	-

II.1.2. PHƯƠNG PHÁP DO AASHTO KIẾN NGHỊ

Trong Standard Specifications for Highway - Bridge, AASHTO - 1998, Hiệp hội cầu và đường cao tốc Mỹ kiến nghị tính toán sức chịu tải các loại móng nông theo biểu thức có dạng:

$$q_a = \frac{1}{F_s}\left[0{,}5.\gamma_2 B.N_\gamma.s_\gamma.i_\gamma + \gamma_1.D.N_q.s_q.i_q + c.N_c.\, s_c.i_c + \gamma_1.D\right] \qquad (V.3)$$

Trong đó: các ký hiệu khác tương tự như trên, và:

s_c, s_γ, s_q - hệ số hình dạng

i_c, i_γ, i_q - hệ số độ nghiêng

N_c, N_γ, N_q - hệ số mang tải, lấy theo Caquot & Kerisel nêu trên.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

1. Hệ số hình dạng

Hệ số hình dạng móng nông được tính theo các biểu thức:

$$s_c = 1 + \frac{B}{L}\cdot\frac{N_q}{N_c} \; ; \; s_\gamma = 1 - 0,4\frac{B}{L} \; ; \; s_q = 1 + \frac{B}{L}\cdot tg\varphi \qquad (V.4)$$

Lưu ý: Với móng dạng hình tròn coi như lấy B = L và với tải lệch tâm thay L, B bằng L' và B'.

2. Hệ số độ nghiêng

Trường hợp tải trọng tác dụng lên móng nghiêng một góc θ so với phương thẳng đứng (hoặc móng đặt trên sườn góc nghiêng). Khi đó, các *hệ số độ nghiêng* cần được tính đến, theo các biểu thức:

$$i_c = \begin{cases} i_q - \dfrac{1-i_q}{N_c.tg\varphi} & (\text{nếu } \varphi > 0) \\ i_q - \dfrac{nH}{B.L.c.N_c} & (\text{nếu } \varphi = 0) \end{cases} \qquad (V.5a)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B.L.c.\cot g\varphi}\right)^{n+1} \qquad (V.5b)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B.L.c.\cot g\varphi}\right)^{n} \qquad (V.5c)$$

$$n = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}\cos^2\theta + \frac{2 + B/L}{1 + B/L}\sin^2\theta$$

Trong đó:

H - tải trọng ngang tác dụng lên móng.

V - tải trọng đứng tác dụng lên móng (bằng Q_v).

n - số mũ, liên quan đến L/B hoặc B/L với tải nghiêng.

θ - góc nghiêng của tải tác dụng so với phương đứng.

Trường hợp có một lực đẩy ngang (H) tác dụng lên móng (ví dụ như trường hợp tường chắn cứng) sẽ tạo ra hợp tải nghiêng một góc θ. Góc đó được tính theo biểu thức:

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{V}\right)$$

II.1.3. Móng chịu tải tác dụng lệch tâm

Trường hợp tải trọng tác dụng lệch tâm so với tâm móng (hình V.5) thì kích thước móng sẽ được thu nhỏ đến giá trị quy ước (B', L'). Theo DTU 13.1 (Pháp), kích thước móng chịu tải lệch tâm được xác định:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

$$B' = B - 2.e_B$$

$$L' = L - 2.e_L \qquad (V.6)$$

Trong đó:

B', L' - kích thước hiệu dụng của móng với tải lệch tâm e (m)

B, L - chiều rộng và chiều dài thực tế của móng (m)

e_B, e_L - độ lệch tâm của tải so với tâm móng (m), theo chiều rộng (B) và chiều dài (L) của móng.

Trường hợp tải lệch tâm do hợp lực giữa moment (M) và tải thẳng đứng (V), độ lệch tâm có thể xác định theo biểu thức:

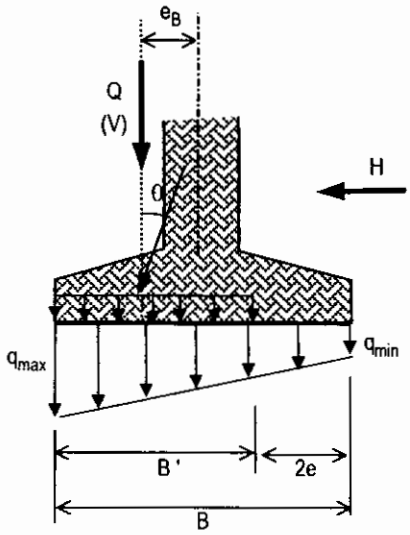
$$e_B = M_B / V ; \quad e_L = M_L / V \qquad (V.7)$$

Trong đó:

M_B, M_L - moment hoạt động mức đáy móng do tải lệch tâm (t/m)

V - tải trọng thẳng đứng tác dụng lên móng (tấn)

Với móng nông cứng khi áp lực phân bố dưới móng (+) thì sự phân bố ứng suất thực tế dưới đáy móng, có tính đến độ lệch tâm, được xác định như sau:



Hình V.5: *Phân bố tải trọng lệch tâm*

- Trường hợp tải lệch tâm nằm trong phạm vi đáy móng (phân bố ứng suất dạng hình thang $e_B < B / 6$) :

$$q_{max}; q_{min} = \frac{V}{L.B} \pm \frac{6.M_B}{L.B^2} \qquad (V.8)$$

- Trường hợp tải lệch tâm vượt ngoài phạm vi đáy móng (dạng phân bố ứng suất hình tam giác $e_B \geq B / 6$):

$$(q_{max} = \frac{2V}{L.x}; \qquad q_{min} = 0) \qquad (V.9)$$

Trong đó:

σ_{max}, σ_{min} - ứng suất cực đại và cực tiểu phân bố dưới đáy móng.

x - chiều rộng hoạt động của khoảng ứng suất tiếp xúc:

$$x = 3.(0,5.B - e_B)$$

- Nếu $x > B$ là phân bố ứng suất hình thang.

- Nếu $x \leq B$ là phân bố ứng suất hình tam giác.

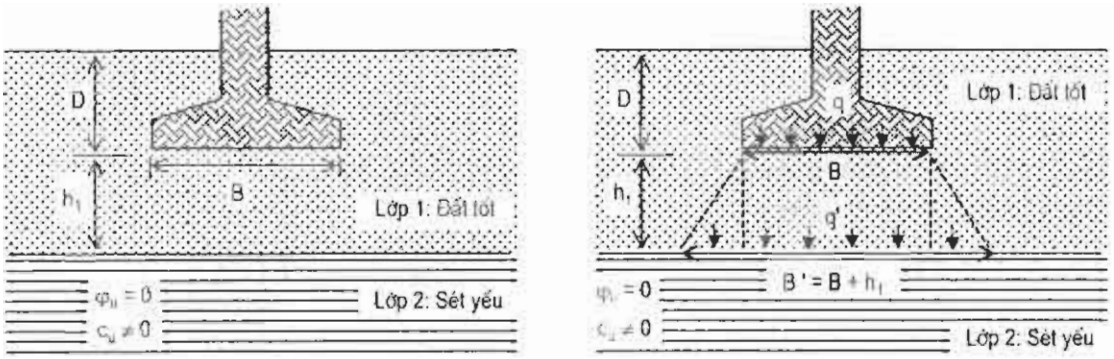
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

II.1.4. Sức chịu tải móng nông khi có đất yếu nằm gần đáy móng

Trường hợp tồn tại một lớp đất yếu nằm dưới đáy móng (hình V.6-a) thì tuỳ theo khoảng cách từ đáy móng đến lớp đất yếu mà đánh giá mức độ ảnh hưởng của đất yếu đến sức chịu tải của móng.

Theo nghiên cứu của Tcheng, những trường hợp sau đây được xem xét:



(a) Đất yếu nằm dưới đáy móng *(b) Móng giả tưởng: phân bố ứng suất 2/1*

Hình V.6: *Phân bố ứng suất lên đất yếu nằm dưới móng nông*

a) Trường hợp 1: h > 3,5 B

Trường hợp này đất yếu hoàn toàn không ảnh hưởng đến sức chịu tải của nền móng. Trong tính toán sử dụng thông số của lớp đất tốt.

b) Trường hợp 2: h < 1,5 B

Khi đó có khả năng móng chọc thủng lớp đất tốt do lớp đất yếu quá gần. Trường hợp này cần tính đến ảnh hưởng qua lại của đất yếu và đất tốt, sử dụng thông số lớp đất yếu, qua biểu thức:

$$q_L = \gamma_1 D + \frac{(2+\pi).c_u}{1-0,3\frac{h_1}{B}} \qquad (V.10)$$

c) Trường hợp 3: 1,5 B < h < 3,5 B.

Đây là trường hợp phức tạp, nó chuyển từ trường hợp 1 sang trường hợp 2. Trong thực tế người ta có thể tính toán sức chịu tải cho một móng giả tưởng, có bề rộng đáy móng bằng B', đặt trên lớp đất yếu, B' được xác định qua biểu thức:

$$B' = B + h_1 \qquad (V.11)$$

Trong tính toán vừa xác định sức chịu tải của lớp đất tốt, vừa kiểm tra sức chịu tải của lớp đất yếu qua móng giả tưởng có kích thước B' và sử dụng thông số lớp đất yếu dưới.

Đây là phương pháp gần đúng trên cơ sở chấp nhận rằng ứng suất phân bố theo chiều sâu như thể hiện trên hình V.6b.

Cần kiểm toán, sao cho bảo đảm độ ổn định chống lại việc xuyên thủng xuống lớp đất yếu 2, bằng cách sử dụng trực tiếp chiều rộng móng giả tưởng B' với một ứng suất tác dụng:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

$$q' = q.\frac{B}{B'} + \gamma_1.(h_1 + D) \qquad (V.12)$$

Trong đó: $B' = B + h_1$

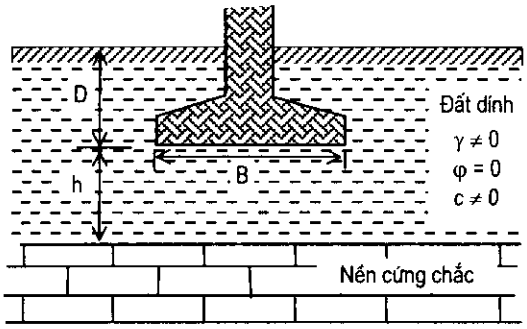
II.1.5. Trường hợp lớp cứng nằm gần đáy móng

Xét trường hợp thể hiện trên hình V.7-a. Móng nông được ngàm trong một lớp đất sét bão hoà nước ($\varphi_u = 0$), có chiều dày (h) khá nhỏ so với chiều rộng móng (B) và nằm dưới đó có thể là tầng đá hoặc đất rất cứng như đá.

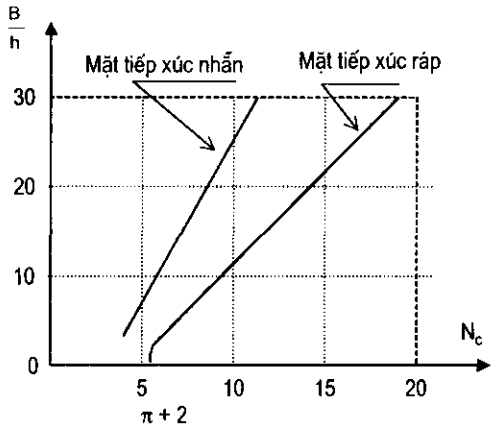
Trong trường hợp này, tải trọng giới hạn của móng thể hiện qua biểu thức:

$$q_L = \gamma.D + cN_c \qquad (V.13)$$

Tuy nhiên, giá trị N_c còn phụ thuộc vào tỷ số $\frac{B}{h}$ và điều kiện tiếp xúc móng và đất là thô ráp hoặc nhẵn. Giá trị N_c được xác định theo hình V.7b. Khi tỷ số $\frac{B}{h} < \sqrt{2}$ thì mức độ ảnh hưởng của lớp cứng nằm gần đáy móng có thể bỏ qua và giá trị $N_c = (2+\pi)$.



a)



b)

Hình V.7: *Móng nông đặt trong đất dính, dưới có lớp cứng*

II.1.6. Trường hợp móng chịu tải trọng ngang

Nếu *tải trọng ngang* là khá nhỏ so với *tải trọng đứng* thì cần tính đến hợp lực. Đó là tải trọng tác dụng theo một góc nghiêng (θ) như đề cập ở mục II.1.2-2). Ngược lại, nếu thành phần tải trọng ngang lớn thì cần tiến hành kiểm tra khả năng trượt đáy móng.

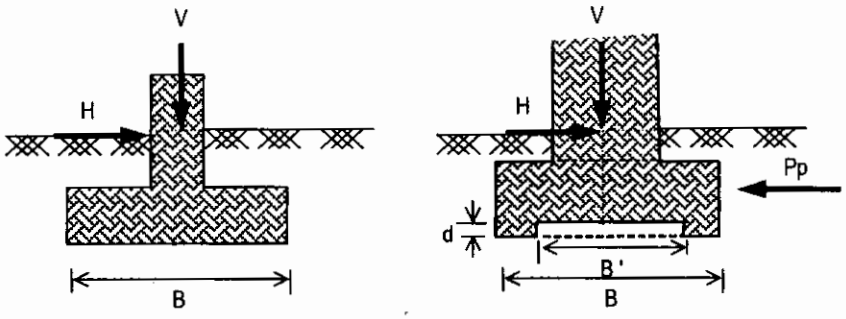
Kiểm tra tải trọng tác dụng phương ngang có thể tiến hành theo các hướng:

1 - Vấn đề ma sát đáy móng.

2 - Vấn đề áp lực bị động phương ngang (trong một số trường hợp).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



a) Móng thông thường *b) Móng gia cường có gờ*

Hình V.8: *Kiểm tra các lực tác dụng*

1 - Ma sát dưới đáy móng

Với móng truyền thống, lực đẩy ngang, được tính theo mét dài, có dạng (hình V.8):

$$H = \frac{V\text{tg}\delta + \beta c_u.B}{F_s} \qquad (V.14)$$

Trong đó:

tgδ - góc ma sát đất-móng

c_u - lực dính không thoát nước

β - hệ số < 1 (βc_u = a là lực dính bám)

F_s - hệ số an toàn.

B - chiều rộng móng.

V, H - lực tác dụng phương đứng và ngang.

Các giá trị β và δ xác định tuỳ theo điều kiện thi công, được đề cập ở chương VI.

Nếu giá trị H là rất lớn so với giá trị V thì kiến nghị dùng móng theo dạng có gờ như thể hiện ở hình V.8b.

Khi đó sức kháng cắt phương ngang, tính theo mét dài, được xác định:

- Trường hợp ngắn hạn: $$H = \frac{V\text{tg}\varphi_u + B'.c_u}{F_s} \qquad (V.15)$$

- Trường hợp dài hạn: $$H = \frac{V\text{tg}\varphi' + B'.c'}{F_s} \qquad (V.15bis)$$

Ta biết rằng, khi gia cường bằng gờ đáy móng sẽ gia tăng lực bị động phương ngang. Cần lưu ý rằng, với giá trị nhỏ của V thì công thức (V.15bis) có thể bất lợi hơn so với công thức V.15. Hệ số an toàn chống trượt ngang của móng nông được lấy F_s = 1,5 khi không tính đến lực bị động P_p và F_s = 2 khi có tính đến P_p.

2 - Áp lực bị động

Vấn đề được đề cập ở chương VIII - Tường chắn.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

II.2: SỨC CHỊU TẢI MÓNG NÔNG THEO THÍ NGHIỆM XUYÊN TĨNH (CPT)

Thí nghiệm xuyên tĩnh nhìn chung là thích hợp hơn cho tính toán móng cọc. Tuy nhiên, với một số công trình ít quan trọng hoặc tính toán thiết kế sơ bộ có thể sử dụng thí nghiệm xuyên tĩnh để tính toán sức chịu tải móng nông. Một số phương pháp thông dụng sử dụng trực tiếp số liệu thí nghiệm xuyên tĩnh cho phân tích móng nông được mô tả sau đây:

II.2.1. Đối với đất dính thuần tuý ($\varphi = 0$, $c \neq 0$)

Như đã đề cập ở chương IV, thông qua mối tương quan giữa sức kháng mũi côn và lực dính kết không thoát nước, ta có các biểu thức sau:

- Mũi côn cố định: $c_u = \dfrac{q_c - p_0}{10}$

- Mũi côn di động: $c_u = \dfrac{q_c - p_0}{20}$

Với một móng băng đặt ở chiều sâu D ứng suất giới hạn dưới đáy móng được tính theo biểu thức:

- Với mũi côn cố định:

$$q_L = 5{,}14 \times \frac{q_c - p'_o}{10} + \gamma_1 D \cong \frac{q_c - p'_o}{2} + \gamma_1 D \qquad (V.16)$$

- Với mũi côn di động:

$$q_L = 5{,}14 \times \frac{q_c - p'_o}{20} + \gamma_1 D \cong \frac{q_c - p'_o}{4} + \gamma_1 D \qquad (V.17)$$

Khi áp dụng hệ số an toàn F_s (mục II.1.1) ta có thể xác định được ứng suất cho phép dưới đáy móng. Tuy nhiên, thực tế chứng minh kết quả theo biểu thức (V.16) và (V.17), nếu áp dụng hệ số an toàn là 3 kết quả ứng suất cho phép là quá lạc quan và không sát thực tế.

Với đất dính các công thức sau cho kết quả khá sát thực tế quan trắc và có thể chấp thuận được:

- Với mũi côn cố định:

$$q_a = \frac{q_c - p'_o}{10} + \gamma_1 . D \qquad (V.18)$$

- Với mũi côn di động:

$$q_a = \frac{q_c - p'_o}{12 - 15} + \gamma_1 . D \qquad (V.19)$$

Trong đó: p'_0 là áp lực hữu hiệu cột đất ở cốt đáy móng khi thí nghiệm.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

II.2.2. Đối với đất rời - Phương pháp Meyerhof

Một số phương pháp dựa theo cơ đất lý thuyết để diễn dịch sức chịu tải móng nông, sử dụng số liệu xuyên tĩnh. Trong số đó, phương pháp Meyerhof là dễ sử dụng và thực tế hơn. Xuất phát từ công thức lý thuyết của ứng suất giới hạn dưới đáy móng có dạng:

$$q_L = \frac{1}{2}\gamma.B.N_\gamma\left(1+\frac{2N_q}{N_\gamma}.\frac{D}{B}\right) \qquad (V.20)$$

Meyerhof thấy rằng tỷ số $\frac{2N_q}{N_\gamma}$ luôn lớn hơn 1 và đề nghị có thể viết, theo xu hướng an toàn, biểu thức trên thành:

$$q_L = q_0\left(1+\frac{D}{B}\right) \qquad (V.21)$$

Ở đó thành tố: $q_0 = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma$ là ứng suất phá hỏng của móng đặt trên mặt đất.

Tác giả cho rằng có thể chấp thuận giá trị gần đúng của biểu thức:

$$q_0 = q_c.\frac{B}{40}, \text{ (đơn vị t/sq.ft. và B bằng feet)} \qquad (V.22)$$

$$q_0 = q_c.\frac{B}{12} \text{ (đơn vị t/m}^2\text{ khi B tính bằng mét)} \qquad (V.23)$$

Biểu thức cuối cùng:

$$q_L = \frac{q_c.B}{12}(1+\frac{D}{B}) \text{ (t/m}^2\text{)} \qquad (V.24)$$

$$q_a = \frac{q_c.B}{36}(1+\frac{D}{B}) \text{ (t/m}^2\text{) khi áp dụng } F_s = 3 \qquad (V.25)$$

Trên đây là công thức của giản đồ hình IV.22, chương IV.

Mayerhof lưu ý rằng, với B > 1,2m và nếu muốn hạn chế nguy cơ của lún lệch thì cần giới hạn ứng suất cho phép dưới đáy móng theo biểu thức giới hạn:

$$q_a = \frac{q_c}{40} \qquad (V.25)$$

II.2.3. Phương pháp theo quy phạm Pháp

Đây là phương pháp sử dụng trực tiếp sức kháng mũi côn của thí nghiệm xuyên tĩnh được giới thiệu trong Regles Techniqués de Conception et de Calcul des Foundations des Ouverage de Genie Civil - 1991 (RTCCFOGC):

Công thức cơ bản tính toán ứng suất cho phép dưới đáy móng:

$$q_a = \frac{1}{F_s}.k_c.q_{ce} + \gamma_1.D \qquad (V.26)$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Trong đó:

q_a - ứng suất cho phép dưới đáy móng.

q_{ce} - sức kháng mũi côn tương đương.

k_c - yếu tố chịu tải (theo xuyên tĩnh).

- *Yếu tố mang tải k_c* được xác định theo bảng V.2

Bảng V.2 - Bảng yếu tố mang tải k_c

Loại đất	Yếu tố k_c
Sét - Bụi	$0,32.[1+0,35.(0,6+0,4.\frac{B}{L}).\frac{De}{B}]$
Cát loại A	$0,14.[1+0,35.(0,6+0,4.\frac{B}{L}).\frac{De}{B}]$
Cát, Sạn loại sỏi B	$0,11.[1+0,50.(0,6+0,4.\frac{B}{L}).\frac{De}{B}]$
Cát, Sạn sỏi loại C	$0,08.[1+0,80.(0,6+0,4.\frac{B}{L}).\frac{De}{B}]$
Đá phấn loại B	$0,17.[1+0,27.(0,6+0,4.\frac{B}{L}).\frac{De}{B}]$

- *Phân loại đất:* Phân loại đất đá theo xuyên tĩnh và nén ngang được xác định theo bảng V.3:

Bảng V.3 - Bảng phân loại đất đá

Phân loại đất			Nén ngang P_L (MPa)	Xuyên tĩnh q_c (MPa)
Sét, sét pha	A	Sét - bụi yếu	< 0,7	< 3
	B	Sét - bụi cứng	1,2 - 2,0	3,0 - 6,0
	B	Sét - bụi rất cứng	> 2,5	> 6,0
Cát, sạn sỏi	A	Xốp	< 0,5	< 5,0
	B	Chặt	1,0 - 2,0	8,0 - 15,0
	B	Rất chặt	> 2,5	> 20,0
Đá phấn	A	Mềm	< 0,7	< 5,0
	B	Phong hoá	1,0 - 2,5	> 5,0
	B	Chặt cứng	> 3,0	-
Macnơ Macnơ-vôi	A	Mềm	1,5 - 4,0	-
Đá	B	Cứng	> 4,5	-
	A	Phong hoá nứt nẻ	2,5 - 4,0	-
	B	Nứt nẻ	> 4,5	-

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

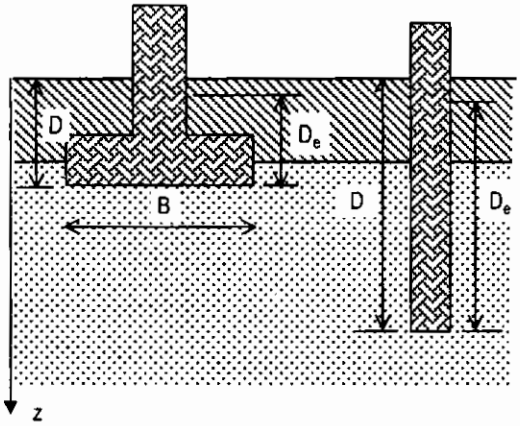
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Xác định chiều sâu ngàm tương đương, D_e,

Chiều sâu ngàm tương đương D_e, cho thí nghiệm xuyên tĩnh, được tính theo biểu thức sau:

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(z).dz \qquad (V.27)$$

Chiều sâu ngàm tương đương là chiều sâu hiệu dụng móng được ngàm mà đất trong khoảng độ sâu đó được xem là đồng nhất. Nếu từ cốt mặt đất đến đáy móng là đất đồng nhất thì độ sâu ngàm tương đương (D_e) bằng độ sâu chôn móng (D). Ngược lại, độ sâu D_e thường nhỏ hơn D (xem hình V.9).



***Hình V.9:** Phương pháp xác định D_e*

- Xác định sức kháng xuyên tương đương, q_{ce}, (hình V.10)

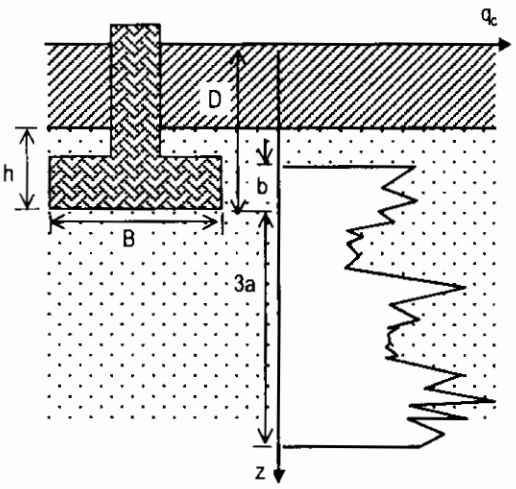
Sức kháng mũi côn tương đương q_{ce} được tính theo biểu thức:

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z).dz \qquad (V.28)$$

với b = min (a,h)

+ a = 0,5B nếu B > 1m

+ a = 0,5m nếu B < 1m



***Hình V.10:** Phương pháp xác định q_{ce}*

Sức kháng mũi côn tương đương (q_{ce}) là trung bình trọng số (tích phân) của sức kháng mũi côn, trong khoảng độ sâu từ trên đáy móng (D-b) xuống đến dưới đế móng (D+3a).

II.3. SỨC CHỊU TẢI MÓNG NÔNG THEO THÍ NGHIỆM NÉN NGANG MENARD (PMT)

II.3.1. Cơ sở lý thuyết

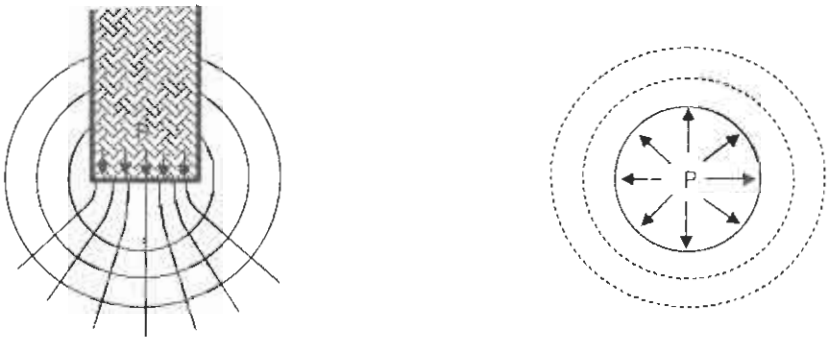
Một số phương pháp diễn dịch kết quả thí nghiệm nén ngang áp dụng trong tính toán nền móng. Các phương pháp về nguyên tắc cùng dựa trên cơ sở lý thuyết Menard và sự khác nhau chính là các yếu tố "bán kinh nghiệm" theo kết quả nghiên cứu.

Lý thuyết nén ngang Menard về thí nghiệm đã được trình bầy khái quát ở chương II. Tuy nhiên, khi áp dụng trực tiếp vào tính toán nền móng thì cơ sở lý thuyết được lập luận như sau: Người ta nhận thấy rằng, trong pha đàn hồi trạng thái hoạt động đất nền dưới một móng nông là tương tự như đất nền xung quanh một ống đo của thí nghiệm nén ngang (xem hình V.11). Trên cơ sở đó, Menard cho rằng thí nghiệm nén ngang có thể áp dụng trực tiếp để tính toán nền móng.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

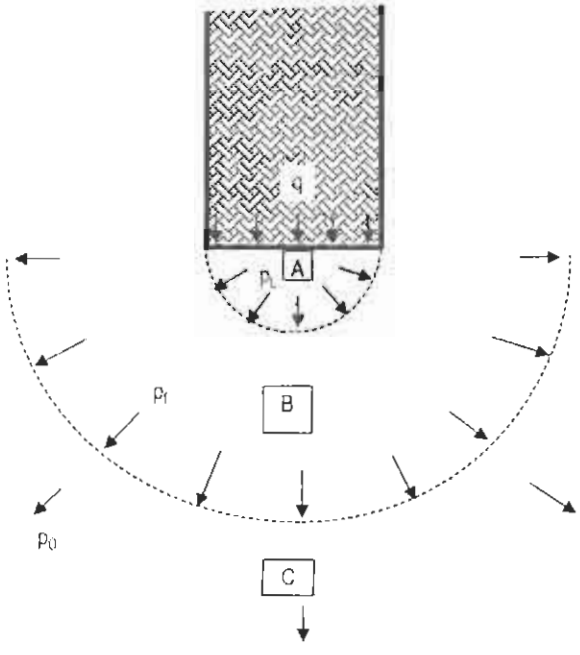
Khi đất dưới móng nông đạt đến ngưỡng mỏi thì trong *vùng biến dẻo* thể hiện các đường ứng suất giống nhau và phát triển rộng ra. Giả thiết rằng, giới hạn giữa vùng biến dẻo và vùng giả đàn hồi là một dạng hình trụ lõm và tâm nằm ở đáy móng.



a) Dưới một móng nông *b) Xung quanh ống đo nằm ngang*

Hình V.11: *Đường đồng ứng suất tĩnh.*

Menard đã lập một sơ đồ, theo đó, đất nền dưới móng được chia thành 3 khu (hình V.12):



Hình V.12: *Sơ đồ phá hỏng đất nền dưới tải trọng (theo Menard)*

- *Khu A* : Có dạng hình cầu (hoặc hình trụ), tâm ở đáy móng mà ở đó ứng suất giảm dần từ q xuống p_L, trong đó p_L phân bố đồng đều lên các mặt hình trụ lõm.

- *Khu B* : Cũng có dạng hình cầu (hoặc hình trụ), mà ở đó ứng suất giảm dần từ p_L xuống p_f.

- *Khu C* : Ở đó ứng suất giảm dần từ p_f xuống p_0, là áp lực đất nghỉ.

Tồn tại một mối tương quan giữa ứng suất phá hỏng (q) dưới móng và áp lực giới hạn nén ngang thực (net): $p_L - p_0$, như sau:

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Menard kiến nghị: $q - q_0 = k.(p_L - p_0)$ (V.29)

và đây là mối quan hệ cơ bản của Lý thuyết nén ngang, trong đó (q_0) là áp lực cột đất ở mức đáy móng và (k) gọi là yếu tố mang tải.

Việc đưa trực tiếp áp lực giới hạn trong tính toán sức chịu tải móng nông là một bước tiến đáng kể so với các thông số khác trong việc xác định ứng suất phá hỏng đất nền, đặc biệt tính nén lún của môi trường. Khác với lý thuyết cơ đất truyền thống, đất nền ở đây được xem là môi trường đàn-dẻo.

II.3.2. Phương pháp tính toán theo quy phạm Pháp

Phương pháp trình bầy sau đây dựa theo quy phạm Regles Techniques de Conception et de Calcul des Foundations des Ouverage de Genie Civil - 1991. Công thức tính toán ứng suất cho phép dưới đáy móng:

$$q_a = \frac{1}{F_s}.k_p.\ p_{Le} + \gamma_1.D \qquad (V.29)$$

Trong đó:

q_a - ứng suất cho phép dưới đáy móng.

p_{Le} - áp lực giới hạn tương đương.

k_p - yếu tố mang tải (theo nén ngang Menard).

γ_1 - dung trọng đất trên móng

D - độ sâu chôn móng

- *Yếu tố mang tải k_p:* được xác định theo bảng V.4.

Bảng V.4 - Bảng yếu tố chịu tải k_c

Loại đất	Yếu tố chịu tải k_p
Sét - Bụi A, Đá phấn A	$0,80.[1+0,25.(0,6+0,4.\frac{B}{L}).\frac{D_e}{B}]$
Sét - Bụi B	$0,80.[1+0,35.(0,6+0,4.\frac{B}{L}).\frac{D_e}{B}]$
Sét - Bụi C	$0,80.[1+0,50.(0,6+0,4.\frac{B}{L}).\frac{D_e}{B}]$
Cát A	$1,0 + 0.35.(0,6+0,4.\frac{B}{L}).\frac{D_e}{B}]$
Cát & Sạn sỏi B	$1,0 + 0,50.(0,6+0,4.\frac{B}{L}).\frac{D_e}{B}]$
Cát & Sạn sỏi C	$1+0,80.(0,6+0,4.\frac{B}{L}).\frac{D_e}{B}]$
Đá vôi - Macnơ B, C. Đá phong hoá	$1,3.[1+0,27.(0,6+0,4.\frac{B}{L}).\frac{D_e}{B}]$

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

- *Bảng phân loại đất:* (lấy theo bảng V.3 trên)

- *Xác định chiều sâu ngàm tương đương, D_e, (hình V.9)*

Độ sâu ngàm tương đương D_e, sử dụng cho thí nghiệm nén ngang, được tính theo biểu thức:

$$D_e = \frac{1}{P_{Le}} \int_0^D P_L(z).dz \qquad (V.30)$$

Ý nghĩa các ký hiệu để tính độ sâu ngàm tương đương tương tự như trong hình V.9.

- *Xác định áp lực giới hạn tương đương P_{Le}* (hình V.13).

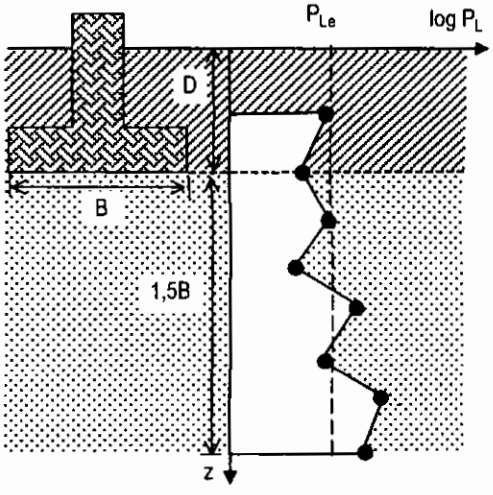
Áp lực giới hạn tương đương, P_{Le}, được tính qua biểu thức:

a) Đối với đất không đồng nhất:

- Trường hợp tổng quát:

$$Log(P_{Le}) = \frac{1}{1,5.B} \int_D^{D+1,5B} log(P_L(z).dz \qquad (V.31)$$

- Lấy trung bình trọng số của P_L, với khoảng từ D đến D + 1,5B.



Hình V.13: *Phương pháp xác định q_{ce}*

$$P_{Le} = \sqrt[n]{P_{L1} \times P_{L2} \times ... \times P_{Ln}} \qquad (V.32)$$

b) Đối với đất đồng nhất:

Áp lực giới hạn theo độ sâu:

$$P_L(z) = az + b \qquad (V.33)$$

và áp lực giới hạn tương đương được xác định:

$$P_{Le} = P_L(z_c) \text{ với } z_c = D + 2/3.B \qquad (V.34)$$

II.4. SỨC CHỊU TẢI MÓNG NÔNG THEO SPT

Tính toán sức chịu tải móng nông theo SPT có thể áp dụng phương pháp cơ đất lý thuyết khi thông số φ, c lấy theo tương quan với N.

Ngoài ra, sức chịu tải cho phép móng nông, ngàm trong cát ở giới hạn độ lún 2,54cm, có thể sử dụng trực tiếp N-value theo Terxaghi & Peck (mục IV.1.1, chương IV).

Tương tự, Meyerhof đề xuất phương pháp tính toán sức chịu tải móng nông ngàm trong cát theo N-value, được trình bầy sau đây:

.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Xuất phát từ mối quan hệ N và φ, tác giả thành lập biểu thức gần đúng:

$$q_0 = \frac{1}{2}B.\gamma.N_\gamma = \frac{1}{30}.N.B \qquad (V.35)$$

Trong đó: q_0 tính bằng MPa và B là chiều rộng móng, tính bằng m

Áp dụng với hệ số an toàn $F_s = 3$ và chiều sâu chôn móng (D) có biểu thức ứng suất cho phép dưới đáy móng:

$$q_a = \frac{N.B}{100}(1 + \frac{D}{3B})(MPa) \qquad (V.36)$$

Với đất cát, công thức này cho kết quả thường quá lạc quan, ngoại trừ cát có chứa 5% bụi.

Để xác định ứng suất cho phép dưới đáy móng nông, ngàm trên đất rời với giới hạn độ lún 2,54cm, Meyerhof kiến nghị các công thức sau:

$$q_a = \frac{N}{80}k_d \quad (MPa) \text{ nếu } B < 1,2m \qquad (V.37)$$

$$q_a = \frac{N}{120}k_d.(1 + \frac{0,3}{B})^2 \quad (MPa) \text{ nếu } B \geq 1,2m \qquad (V.38)$$

Trong đó:

q_a - ứng suất cho phép dưới đáy móng giới hạn lún s = 2,54cm

N - chỉ số SPT đã hiệu chỉnh.

k_d - yếu tố độ sâu được tính theo công thức:

$k_d = 1 + D/3B$ nếu $D < B$

$k_d = 1,3$ nếu $D > B$

Giá trị q_a, được xác định theo công thức trên, với điều kiện nước dưới đất nằm sâu cách đáy móng ít nhất 1B. Trường hợp nước dưới đất nằm gần đáy móng thì sức chịu tải lấy bằng một nửa.

II.5. SỨC CHỊU TẢI MÓNG NÔNG TRÊN NỀN ĐÁ

Để xác định sức chịu tải móng nông đặt trên nền đá phục vụ thiết kế sơ bộ ta có thể tham khảo theo quy phạm Anh, CP2004-72, (bảng IV.45, Chương IV).

Tuy nhiên, khi thiết kế chi tiết thì việc mô tả, phân loại đá nhất là mức độ nứt nẻ, phong hoá là điều kiện rất quan trọng và tiên quyết trong việc lựa chọn thông số sức kháng *đá khối* (rock mass) trong tính toán. Đây là nhiệm vụ quan trọng cần tiến hành nghiêm túc trong quá trình khảo sát và cần tuân thủ các hướng dẫn trong mục I.3, Chương IV, công tác khảo sát để mô tả phân loại đá và lựa chọn thông số để phân tích cần đến chuyên gia giàu kinh nghiệm. Các yêu cầu sau cần được làm sáng tỏ:

- Phân loại và đo vẽ các bất liên tục bao gồm: nứt nẻ, đứt gẫy, phân lớp, phân phiến (khoảng cách, hướng nằm, góc cắm, độ hở khe nứt) của đá khối, trong phạm vi ảnh hưởng của nền móng.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Đánh giá tính chất cơ học của bất liên tục như sức kháng ma sát, độ biến dạng, sức kháng chất lấp nhét v.v...

- Phân biệt và đánh giá sức kháng vật liệu đá.

Việc phân tích cuối cùng để xác định sức chịu tải cho phép móng nông đặt trên đá chịu ảnh hưởng lớn từ kết quả đánh giá mức độ phong hoá, tính bất liên tục của đá nền.

II.5.1. Móng nông đặt trên nền *đá tốt*

Đá khối được xem là tốt khi mà các khoảng nứt nẻ trên 0,3m, kể cả đá có cường độ yếu. Khi đá được xem là tốt thì sức kháng của đá dưới nền móng thường vượt xa yêu cầu của thiết kế, nhất là với các nứt nẻ hẹp, có hướng và thế nằm thuận lợi cho tải tác dụng.

Trong điều kiện đá khối có các đặc trưng thuận lợi (thế nằm ngang, mặt đá vuông góc với móng, tải trọng không có thành phần tiếp tuyến, đá khối không có các nứt nẻ hở v.v...) thì sức chịu tải của đá nền dưới móng có thể xác định theo biểu thức sau (xem Ladanyi et al. 1974):

$$q_a = k_{sp} \cdot q_{u.core} \qquad \text{(IV. 39)}$$

Trong đó:

q_a - ứng suất cho phép dưới đáy móng

$q_{u\text{-}core}$ - sức kháng nén dọc trục lõi đá (theo ASTM D 2938).

k_{sp} - hệ số kinh nghiệm, có tính cả hệ số an toàn bằng 3, xác định theo công thức IV.40 sau:

$$k_{sp} = \frac{3 + c/B}{10\sqrt{1 + 300.\delta/c}} \qquad \text{(IV.40)}$$

c - khoảng giữa các nứt nẻ.

δ - độ hở của nứt nẻ.

B - chiều rộng móng.

Các giá trị dùng trong các khoảng:

$$0{,}05 < c/B < 2{,}0 \text{ và } 0 < \delta/c < 0{,}02$$

Hệ số k_{sp} tính đến ảnh hưởng kích thước của các bất liên tục kể cả hệ số an toàn là 3 đối với giới hạn ngưỡng mỏi của sức chịu tải. Hệ số an toàn đối với giới hạn phá hỏng có thể hàng chục lần lớn hơn (xem Ladanyi & Roy (1971)).

II.5.2. Móng nông đặt trên nền *đá xấu*

Trong điều kiện được gọi là đá xấu thì ngoài vật liệu đá có sức kháng yếu kém mà độ bất liên tục có khoảng cách rất hẹp, hoặc là phong hoá mạnh, hoặc là nứt nẻ vỡ vụn. Trong điều kiện này đá khối được xem như khối vỡ vụn và thiết kế nền móng có thể được xem xét như trong cơ học đất. Tuy nhiên, sức kháng cần thiết cho tính toán thiết kế, trong trường hợp này, thường khó xác định bằng lấy mẫu lõi và khi đó thí nghiệm nén ngang được kiến nghị sử dụng.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

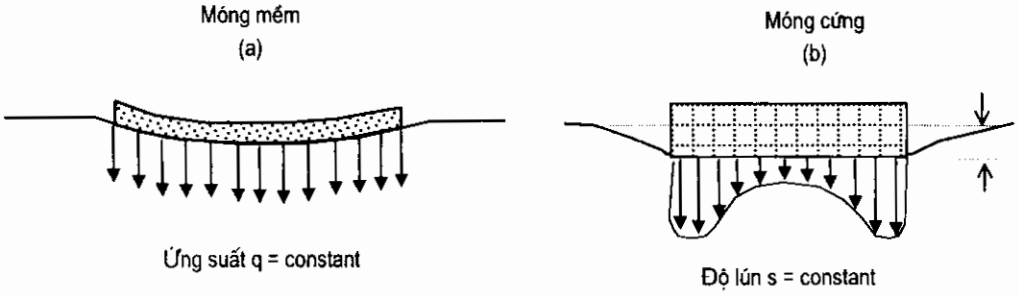
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

III. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN MÓNG NÔNG

III.1. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT DƯỚI NỀN MÓNG - LÝ THUYẾT BOUSSINESQ

III.1.1. Móng mềm và móng cứng - ứng suất lên đất nền

a) Một móng được cấu tạo bởi vật liệu biến dạng hoàn toàn (gọi là *móng mềm)*. Đặc biệt là nếu tải trọng được phân bố đồng đều thì ứng suất của đất nền tiếp xúc với móng cũng phân bố đều, còn độ lún của móng lại biến đổi ở các vị trí khác nhau (hình V.14a và b).



Hình V.14: *Biến dạng và phân bố ứng suất dưới đế móng*

b) Một móng được cấu tạo bởi vật liệu biến dạng đủ nhỏ đến mức có thể bỏ qua (gọi là *móng cứng*). Độ lún dưới một tải trọng chính tâm là đồng đều, còn ứng suất của đất tiếp xúc dưới móng là biến đổi.

Đáy bằng kim loại của các bồn chứa dầu là một ví dụ điển hình của loại móng mềm. Còn móng trụ-mố cầu bằng bê tông cố thép là điển hình của loại móng cứng.

III.1.2. Lý thuyết Boussinesq

Sự phân bố ứng suất trong môi trường được xem là bán không gian biến dạng đàn hồi, dưới các móng có hình dạng khác nhau tác dụng lực thẳng đứng, được Boussinesq nghiên cứu và đưa ra các lời giải từ 1895. Một số dạng phân bố lực điển hình như sau:

1. Phân bố lực tập trung một điểm

Sự phân bố lực tập trung ở một điểm, trong môi trường bán không gian biến dạng tuyến tính, được thể hiện trên hình V.15.

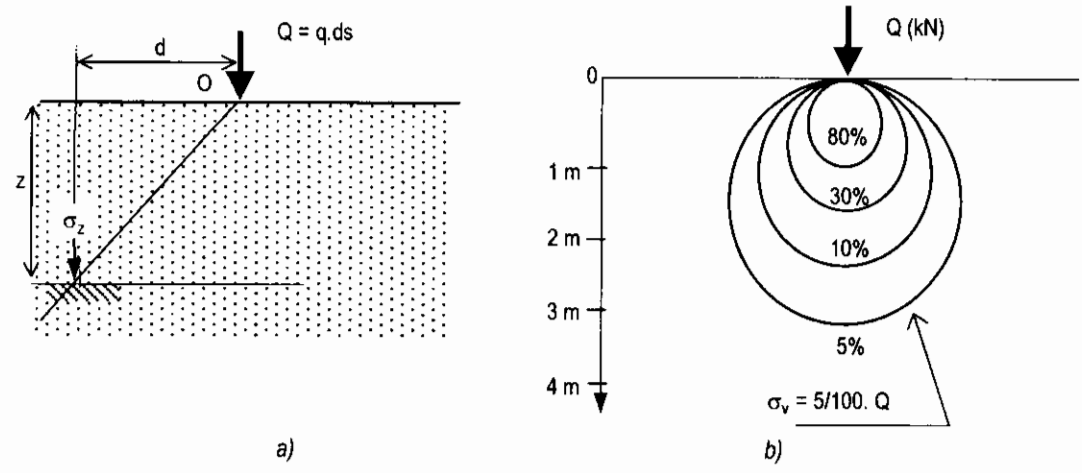
Thành phần ứng suất thẳng đứng σ_z ở điểm M có độ sâu z, của tải trọng tác dụng lên một điểm Q ở điểm O trên mặt đất (hình II.20b) được thể hiện qua biểu thức:

$$\sigma_z (M) = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{\rho^5} \text{ với } \rho = \sqrt{d^2 + z^2} \qquad (V.41)$$

Ta cần biết rằng σ_z không phụ thuộc vào đặc trưng biến dạng đàn hồi E và ν của đất. Hình V.15b thể hiện các đường đẳng ứng suất thẳng đứng khi áp lực tác dụng lên một bề mặt nằm ngang bất kỳ. Độ sâu càng lớn thì cường độ phân bố ứng suất càng giảm đồng thời vùng ảnh hưởng ứng suất phân bố càng rộng.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn



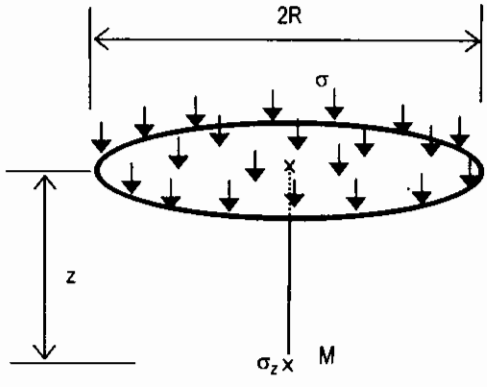
Hình V.15: *a) Ứng suất phân bố dưới điểm lực b) Đường phân bố đồng ứng suất*

2. Phân bố lực trên hình tròn

Thành phần ứng suất thẳng đứng σ_z, chính tâm, ở độ sâu z, với lực phân bố đều tròn, có bán kính R (hình V.16), được thể hiện qua biểu thức:

$$\sigma_z(M) = \sigma.\left[1-\left(\frac{1}{1+\frac{R^2}{z^2}}\right)^{3/2}\right] \quad (V.42)$$

Trong đó: $\sigma = Q / (\pi R^2)$



Hình V.16: *Phân bố ứng suất trên hình tròn*

3. Phân bố lực trên hình chữ nhật

Phân bố ứng suất dưới góc của một hình chữ nhật với lực tác dụng lực đồng đều, (hình V.17) được thể hiện qua biểu thức:

$$\sigma_z(M) = \frac{\sigma}{2\pi}\left[\text{Arctg}\frac{B.L}{K.z} + B.L\left(\frac{1}{a^2}+\frac{1}{b^2}\right)\cdot\frac{z}{K}\right] \quad (V.43)$$

Trong đó:

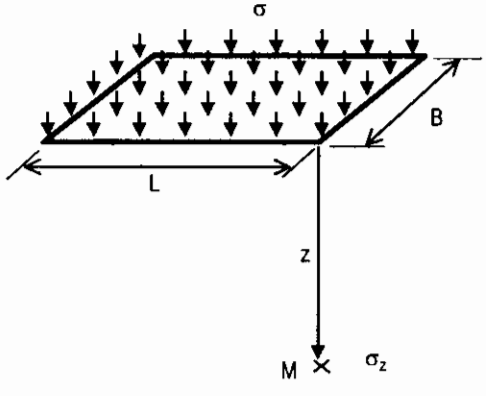
$B^2 + z^2 = a^2$

$L^2 + z^2 = b^2$

$B^2 + L^2 + z^2 = K^2$

$\sigma = Q/(B.L)$

Lưu ý: Phân bố ứng suất ở góc của một hình vuông là trường hợp đặc biệt của hình chữ nhật khi L = B.



Hình V.17: *Phân bố ứng suất dưới hình chữ nhật*

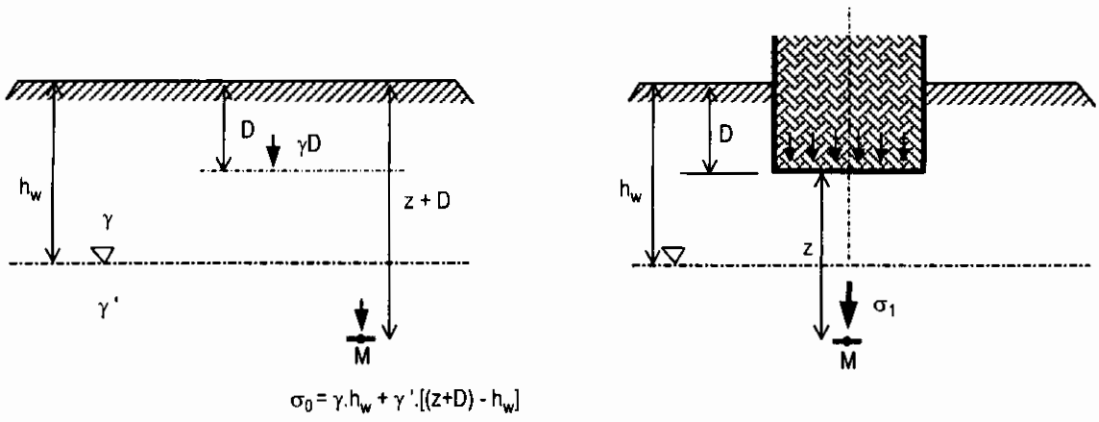
www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

III.2. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CỐ KẾT THEO PHƯƠNG PHÁP PHÂN TẦNG

III.2.1. Tính toán độ lún cố kết với móng mềm

Xét một móng mềm, đặt ở độ sâu D trong một tầng đất có dung trọng γ (hình V.18).

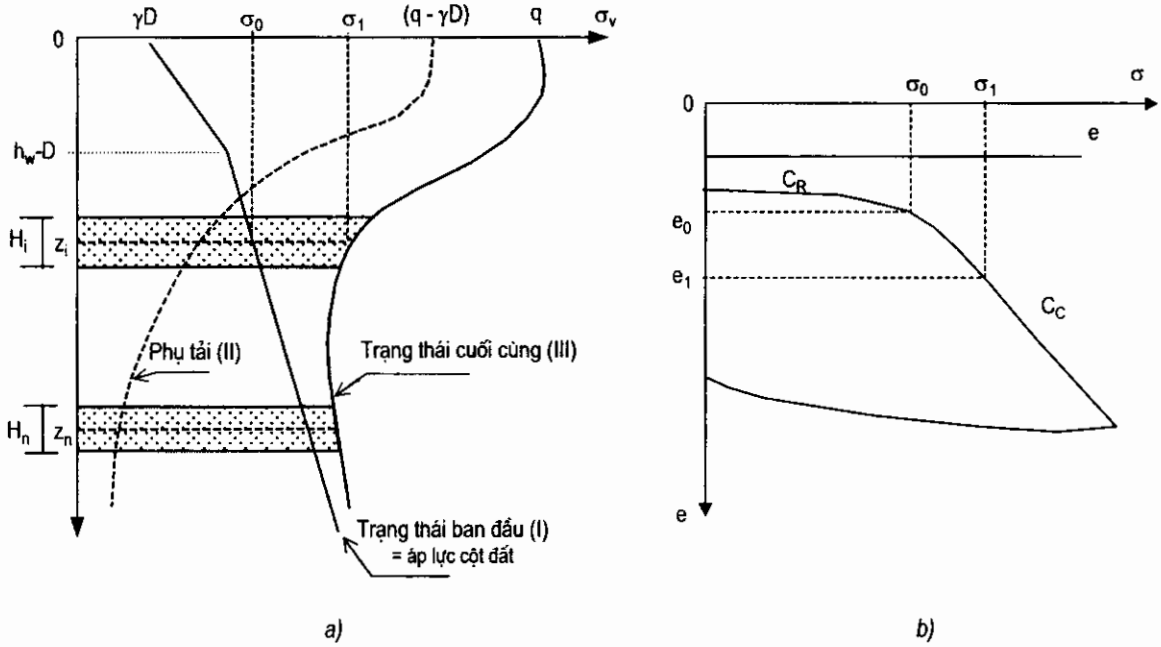


a) Trạng thái ban đầu - trước XD *b) Trạng thái sau cùng - sau XD*

Hình V.18: *Ảnh hưởng của móng lên trạng thái ứng suất thẳng đứng*

Gọi độ sâu nước dưới đất là h_w. Cần xác định độ lún tại trục tâm móng.

Hình V.19a thể hiện sự phân bố ứng suất dọc theo trục tâm móng với móng chịu tác dụng một ứng suất $q \le q_a$.



a) *b)*

Hình V.19: *a) Phân bố ứng suất trục tâm móng; b) Đường cong nén lún*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Độ sâu được tính từ đáy móng, q là ứng suất dưới móng mềm. Việc so sánh ở trạng thái ban đầu và sau cùng cho thấy công việc xây dựng móng dẫn đến một *phụ tải thực*, bằng q - γD, ở mức đáy móng.

Sự phân bố các ứng suất theo chiều sâu dưới hoạt động của (q - γD) được xác định theo hệ số ảnh hưởng, đường số (II).

Đường phân bố *ứng suất* (III) được xác định khi thêm vào *ứng suất ban đầu* (I), theo độ sâu, vào *phụ tải* (II).

Trên đường cong nén lún cố kết của một đất nền đang xét (hình V.19b) cho phép ta xác định e_0 và e_1.

- Ở độ sâu z_i, dưới đáy móng, ứng suất thẳng đứng chuyển từ giá trị σ_0 đến giá trị σ_1

- Biến thiên hệ số rỗng: $\Delta e = e_0 - e_1$

- Độ lún của một phân lớp đất được xác định theo biểu thức sau cho trường hợp cố kết bình thường:

$$\Delta s = H_i \frac{\Delta e}{1+e_0} = H_i.\frac{C_c}{1+e_0}\log(\frac{\Delta\sigma_z + \sigma_{0z}}{\sigma_{0z}}) \qquad (V.44)$$

(Xem chương II, công thức II.28)

Cũng có thể sử dụng công thức, có cùng ý nghĩa trên, như sau:

$$\Delta s = H_i.\frac{\Delta\sigma_z}{E_0} \text{ hoặc } \Delta s = H_i.m_v.\Delta\sigma_z \qquad (V.45)$$

Trong đó:

e_0 : hệ số rỗng ở trạng thái ban đầu.

H_i : chiều dày phân lớp đất.

$\Delta\sigma_z$: ứng suất truyền tải đến độ sâu z.

$\Delta\sigma_{0z}$:áp lực cột đất ở độ sâu z.

C_c : chỉ số nén lún, theo thí nghiệm nén một trục.

$m_v = 1/E_0$: hệ số biến đổi thể tích (1/môđun nén một trục),

- Tính toán chính thức lấy theo thí nghiệm nén một trục.

- Tính toán sơ bộ có thể dùng tương quan với xuyên tĩnh hoặc SPT.

Với phương pháp tính này cần chia đất nền, từ cốt đáy móng thành các phân lớp nằm ngang, đến một độ sâu mà ứng suất phân bố xem như không đáng kể (z_n trong hình), hoặc là đến đáy của lớp chịu nén.

Độ lún tổng thể được tính:

$$s_t = \sum_1^n \Delta s \qquad (V.46)$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

III.2.2. Đối với móng cứng

Độ lún cố kết tính được là giá trị tối đa. Nếu móng được thiết kế có một độ cứng nào đó thì độ lún trung bình nền móng nhỏ hơn nhiều. Người ta chấp nhận một kết quả gần đúng rằng độ lún của móng nông, có độ cứng tuyệt đối, bằng 80 % độ lún của móng mềm tương đương.

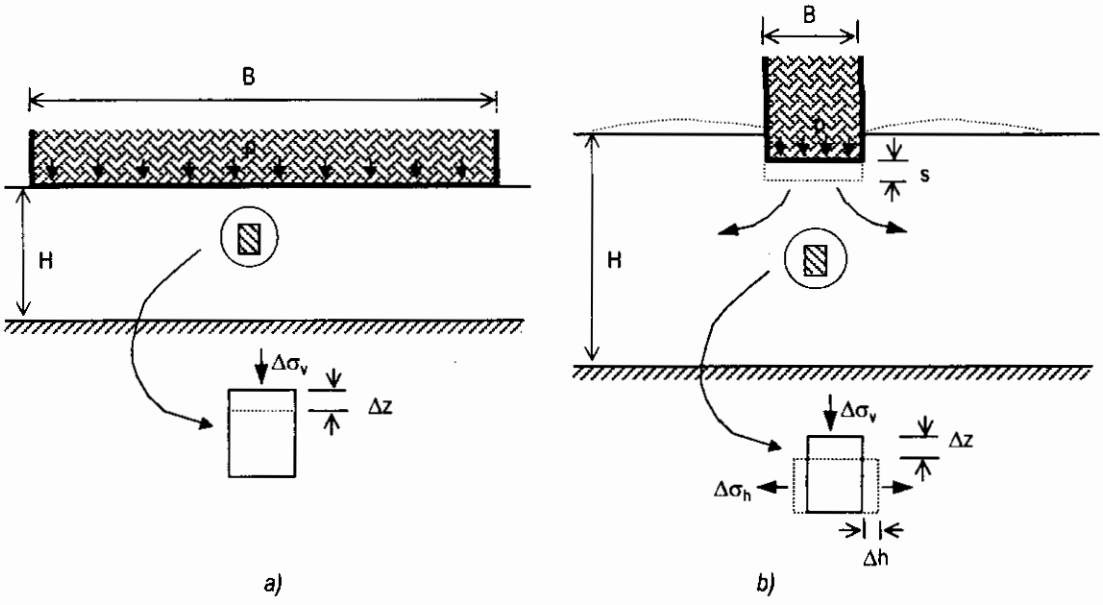
III.2.3. Đánh giá độ lún móng bề rộng nhỏ - Hiệu chỉnh Skempton & Bjerrum

Phương pháp tính lún nêu trên, dựa theo lý thuyết cố kết Terxaghi, giả thiết rằng ở mỗi độ sâu ứng suất do móng gây luôn thẳng đứng (tương tự như thí nghiệm nén một trục). Thực tế cho thấy, giả thiết trên chỉ phù hợp cho móng có bề rộng B rất lớn so với chiều dày lớp chịu nén (hình V.20-a). Trong trường hợp này, không xảy ra hiện tượng biến dạng ngang ở một điểm nào đó trong lớp đất. Đất nền dưới móng được xem là không nở hông và hiện tượng lún xảy ra hoàn toàn do giảm thể tích (cố kết).

Ngược lại, ở hình V.20-b với móng có bề rộng hạn chế hoàn toàn có khả năng xảy ra biến dạng ngang. Nếu phụ tải được tác dụng là tức thời thì khi đó độ lún được phân ra thành:

- Một độ lún gọi là *lún tức thời* s_i xảy ra do biến dạng đất nền xệ ra phía hai bên của móng. Biến dạng kiểu này cho thấy, thể tích đất vẫn không đổi và do đó cần sử dụng thông số biến dạng E_u và ν_u.

- Một độ lún gọi là *lún cố kết* s_c xảy ra do hiện tượng làm giảm áp lực nước lỗ rỗng của đất nền dưới móng thoát nước và độ lún xảy ra do giảm thể tích theo thời gian.



Hình V.20

a) Độ lún trên dưới móng có chiều rộng lớn b) Độ lún dưới móng hẹp

Bản chất hiện tượng nêu trên được Skempton và Bjerrum nghiên cứu. Mặt khác, trong trường ứng suất của buồng nén ba trục ($\sigma_2 = \sigma_3$), Skempton đã xác lập rằng: nếu đất bị tác động *ứng suất biến đổi tức thời* thì *áp lực nước lỗ rỗng* ở một điểm nào đó tuân theo biểu thức:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (V.47)$$

Trong đó:

$\Delta\sigma_1$ và $\Delta\sigma_3$ - biến thiên các ứng suất chính ở điểm đang xét.

B và A - hệ số áp lực lỗ rỗng, phụ thuộc vào từng loại đất. Với đất bão hoà nước B = 1.

Hệ số A biến đổi, phụ thuộc vào lịch sử hình thành của đất, đặc biệt là quá trình cố kết của đất loại sét và đường ứng suất (xác định theo thí nghiệm nén ba trục).

Trên hình V.20-b ta thấy các ứng suất $\Delta\sigma_v$ và $\Delta\sigma_h$, chúng tương ứng với $\Delta\sigma_1$ và $\Delta\sigma_3$ ở trục tâm móng, tạo ra các *biến thiên áp lực nước lỗ rỗng* khác nhau tuỳ thuộc loại. Nói cách khác, hai đất sét có cùng mức độ nén lún (tính theo thí nghiệm nén một trục trong phòng) có thể tạo ra các độ lún cố kết khác nhau dưới móng nông có bề rộng nhỏ.

Skempton và Bjerrum tổng hợp kết quả theo công thức:

$$s_f = s_i + \mu.s_{0e} \quad (V.48)$$

Trong đó:

s_f - độ lún cuối cùng (không tính độ lún thứ sinh)

s_i - độ lún tức thời, tính theo công thức V.49.

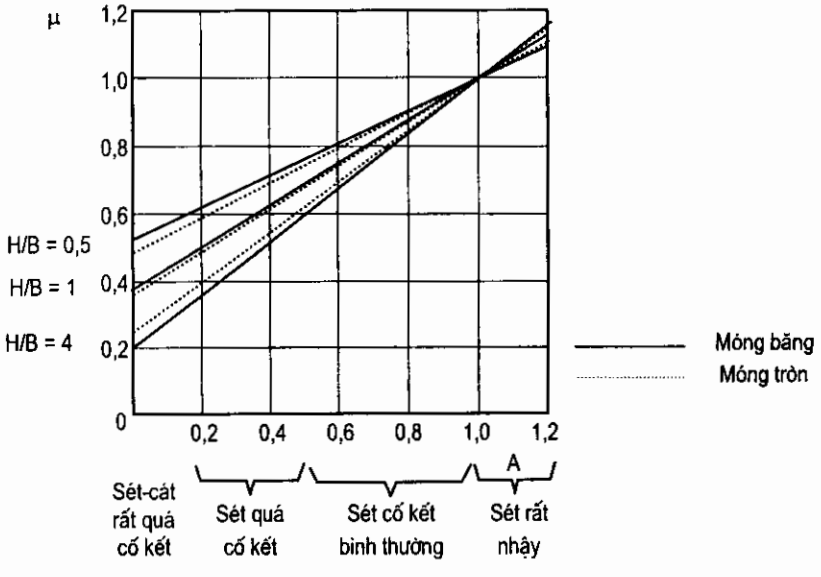
với $\nu = \nu_u = 0,5$ và $E = E_u$ theo thí nghiệm nén ba trục (tuy nhiên, thông thường người ta bỏ qua độ lún này)

s_{0e} - độ lún cố kết, tính toán theo mục III.2.

μ - hệ số phụ thuộc B/H và hệ số A của đất, lấy theo hình V.21.

B - chiều rộng móng đang xét.

H - bề dày lớp đất đang xét.



***Hình V.21**: Xác định hệ số $\mu = A + \alpha(1 - A)$*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

III.3. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN ĐÀN HỒI THEO PHƯƠNG PHÁP TỔNG QUÁT

Nhiều trường hợp, thay vì sử dụng đường cong nén lún của thí nghiệm nén một trục, người ta quan niệm đất nền dưới đáy móng là *đồng nhất*, ít nhất 1,5B dưới đáy móng. Với một môđun đàn hồi thoát nước E' và hệ số Poisson thoát nước ν', khi đó ta có thể xác định được một độ lún đàn hồi thoát nước theo công thức sau:

$$s = c_f \frac{1-\nu'^2}{E'} B.q \qquad (V.49)$$

Trong đó:

E' - môđun đàn hồi thoát nước, xác định theo nén một trục.

(E_u và ν_u dùng cho tính toán lún đàn hồi, tức thời).

ν' - hệ số Poisson.

B - chiều rộng móng.

q - ứng suất tác dụng xuống đáy móng.

c_f - hệ số phụ thuộc hình dạng, độ cứng móng (bảng V.5)

Bảng V.5 - Xác định hệ số c_f (theo Giroud)

Hệ số c_f						
Tỷ số L / B		1	2	3	4	5
Móng cứng		0,88	1,21	1,43	1,72	2,18
Móng mềm	góc	0,56	0,76	0,89	1,05	1,27
	tâm	1,12	1,53	1,78	2,10	2,58

III.4. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN THEO THÍ NGHIỆM NÉN NGANG MENARD

III.4.1. Nguyên lý và công thức tổng quát

Mục III.2 trình bầy bản chất hiện tượng của độ lún móng nông và theo hình V.20-a thì hiện tượng cố kết được tuân thủ. Tuy nhiên, theo hình V.20-b xảy ra hai loại độ lún là:

- *Một độ lún tức thời* do tác động của biến dạng cắt (trồi ra hai phía ngoài móng). Độ lún này có bản chất là *thể tích không đổi*, với các đặc trưng biến dạng E_u và ν_u.

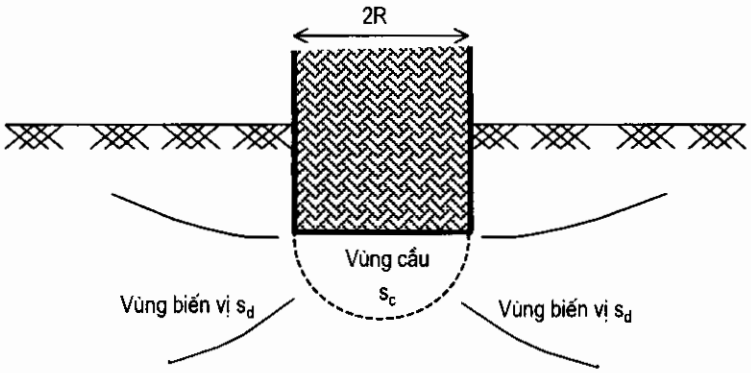
- *Một độ lún cố kết* xảy ra trong phạm vi ngay dưới đế móng mà ở đó ứng suất pháp tuyến là chủ yếu.

Để tính toán độ lún móng nông, Menard quan niệm rằng: một móng nông, có bề rộng giới hạn, tác dụng lên đất nền một áp lực nào đó thì dưới đáy móng xuất hiện hai vùng với tính trạng hoạt động khác biệt nhau (hình V.22), đó là:

- *Vùng cầu*: tương ứng nửa hình cầu nằm ngay dưới đáy móng. Trong phạm vi vùng cầu này có độ lún diễn ra tương tự như lún cố kết (theo lý thuyết Terxaghi) được ký hiệu s_c.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình V.22: *Phân vùng trong tính lún theo nén ngang*

- *Vùng biến vị*: nằm phía ngoài vùng cầu mà ở đó đất nền biến dạng theo ứng suất cắt là chủ yếu. Trạng thái biến dạng này xảy ra với thể tích không đổi (tương tự như trạng thái của thí nghiệm nén ngang đã mô tả ở các Chương II và IV). Độ lún biến vị được ký hiệu s_d.

Độ lún tổng thể là sự kết hợp của độ lún cố kết ở vùng cầu (s_c) và độ lún do biến dạng cắt ở vùng biến vị (s_d), trong môi trường đàn hồi $E_u \cong E_p$ (là môđun nén ngang).

Modun nén cố kết không xác định trực tiếp mà được suy ra qua biểu thức:

$$E_p = \alpha E_0 \tag{V.50}$$

Trong đó:

E_p - môđun nén ngang.

E_0 - môđun nén một trục.

α - hệ số cấu trúc đất.

Trong điều kiện như vậy, độ lún tổng thể của một móng nông được viết dưới dạng:

$$s = \frac{1+\nu}{3E_p} q.R_0 \left(\lambda_2 \cdot \frac{R}{R_0}\right)^{\alpha} + \frac{\alpha}{4,5.E_p} \cdot q.\lambda_3.R \tag{V.51}$$

Trong đó:

ν - hệ số Poisson = 0,33

q - áp lực thực tế tác dụng dưới đáy móng

R - nửa chiều rộng móng (hoặc bán kính)

R_0 - bán kính chuẩn = 30 cm.

E_p - môđun nén ngang

α - hệ số cấu trúc đất, lấy theo bảng V.6.

λ_2, λ_3 - hệ số hình dạng móng lấy theo bảng V.7.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

Bảng V.6 - Xác định hệ số cấu trúc α

Đất	Sét		Bụi		Cát		Cát - Sạn		Đá α	
	E_p/P_L	α	E_p/P_L	α	E_p/P_L	α	E_p/P_L	α	Nứt nẻ ít	2/3
Quá cố kết	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Nứt nẻ vừa	1/2
Cố kết vừa	9 -16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4	Nứt nẻ mạnh	1/3
Dưới cố kết	7 - 9	1/2	5 - 8	1/2	5 - 7	1/3	-	-	Phong hoá	2/3

Bảng V.7 - Xác định hệ số hình dạng λ

Loại	Móng tròn	Móng vuông	Móng chữ nhật			
L/B	1		2	3	5	10
λ_3	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_2	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

III.4.2. Trường hợp đất nền bất đồng nhất

Công thức V.51 tính toán cho trường hợp đất nền dưới đáy móng là đồng nhất. Trong thực tế, đất nền ít khi đồng nhất mà thường biến đổi theo chiều sâu, do nhiều lớp đất khác nhau tồn tại trong phạm vi ảnh hưởng lún. Khi đó, môđun nén ngang biến đổi theo chiều sâu cần xác định thành các giá trị môđun tương đương cho vùng cầu E_{pc} và vùng biến vị E_{pd}. Thay vào ta được biểu thức:

$$s = \frac{1,33}{3E_{pd}} q.R_0 \left(\lambda_2 \cdot \frac{R}{R_0} \right)^{\alpha} + \frac{\alpha}{4,5.E_{pc}} \cdot q.\lambda_3.R \qquad \text{(V.51bis)}$$

Phương pháp chia lớp để xác định môđun tương đương E_c và E_d được thể hiện trong hình V-17.

Công thức tính toán để xác định môđun tương đương cho hai vùng E_c và E_d :

$$E_{pc} = E_{p1}$$

$$\frac{4,0}{E_{pd}} = \frac{1}{E_{p1}} + \frac{1}{0,85.E_{p2}} + \frac{1}{E_{p3-5}} + \frac{1}{2,5.E_{p6-8}} + \frac{1}{2,5.E_{p9-16}}$$

- E_{ij} là trung bình điều hoà được tính như sau:

Ví dụ cho phân lớp 3, 4, 5 ta tính:

$$\frac{3}{E_{p3-5}} = \frac{1}{E_{p3}} + \frac{1}{E_{p4}} + \frac{1}{E_{p5}}$$

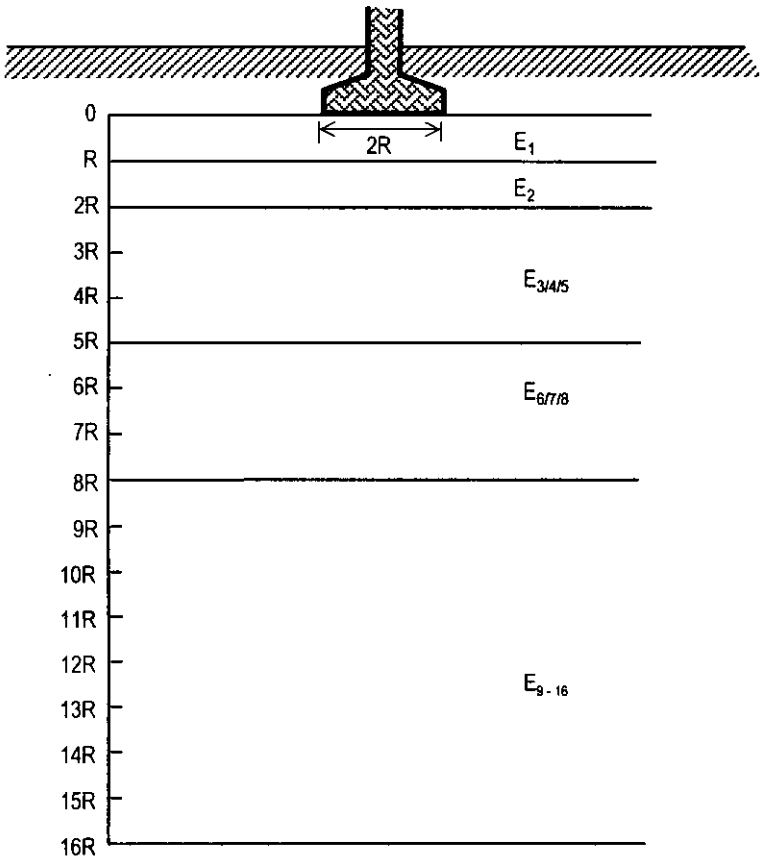
Khi thiếu số liệu E_P của một số phụ lớp mà coi như bằng hoặc lớn giá trị phía trên, ta có thể tính:

$$\frac{3,6}{E_{pd}} = \frac{1}{E_{p1}} + \frac{1}{0,85.E_{p2}} + \frac{1}{E_{p3-5}} + \frac{1}{2,5.E_{p6-8}}$$

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

hoặc:
$$\frac{3,2}{E_{pd}} = \frac{1}{E_{p1}} + \frac{1}{0,85.E_{p2}} + \frac{1}{E_{p3-5}}$$



Hình V.23: *Mô hình phân lớp để xác định môđun tương đương.*

III.5. PHƯƠNG PHÁP NHANH XÁC ĐỊNH ĐỘ LÚN

Một phương pháp đơn giản, có thể giúp các nhà kỹ thuật, xác định nhanh chóng độ lún của móng đơn hoặc móng băng, nhất là phục vụ cho công tác kiểm tra nhanh tại chỗ khi cần thiết.

Quan sát sự phân bố ứng suất dưới đáy móng σ_z tại tâm có dạng hình tam giác, như thể hiện trên hình V.24. Người ta cũng xác định được rằng ngay dưới đế móng σ_z bằng áp lực phụ tải (q) và xuống đến độ sâu khoảng 1,5B dưới đáy móng ứng suất chỉ còn khoảng 0,1p. Sử dụng *nguyên lý gần đúng* này ta có thể cho rằng, ở độ sâu bằng 1,5B ×1/0,9 = 1,67B của đất là nằm trong phạm vi ứng suất tác dụng. Khi đó, giá trị trung bình của σ_z bằng 0,5q. Từ đó, ta có thể xác định:

$$s_{0e} = 1,67B.m_v.0,5.q$$

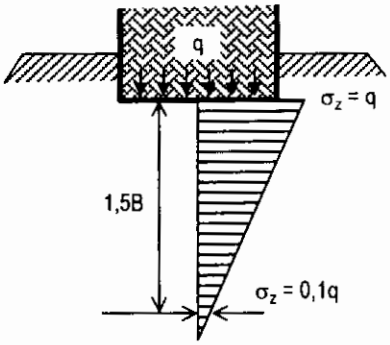
Các công thức đơn giản cuối cùng được sử dụng:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

$$s_{0e} = 0{,}83.B.m_v.q \qquad (V.52)$$

$$s_{0e} = \frac{0{,}83}{E_0}.B.q \qquad (V.52bis)$$



Hình V.24

Trong đó:

B - chiều rộng móng

m_v - hệ số biến đổi thể tích, lấy theo thí nghiệm nén một trục hoặc tương quan với CPT, SPT như đề cập ở chương IV.

Lưu ý:

- Phương pháp trên chỉ áp dụng cho đất nền đồng nhất dưới đáy móng trong phạm vi chiều sâu 1,5B.

- Vì là công thức gần đúng nên không cần áp dụng các hệ số hiệu chỉnh độ tiền cố kết và độ cứng móng.

III.6. ĐỘ LÚN CHO PHÉP

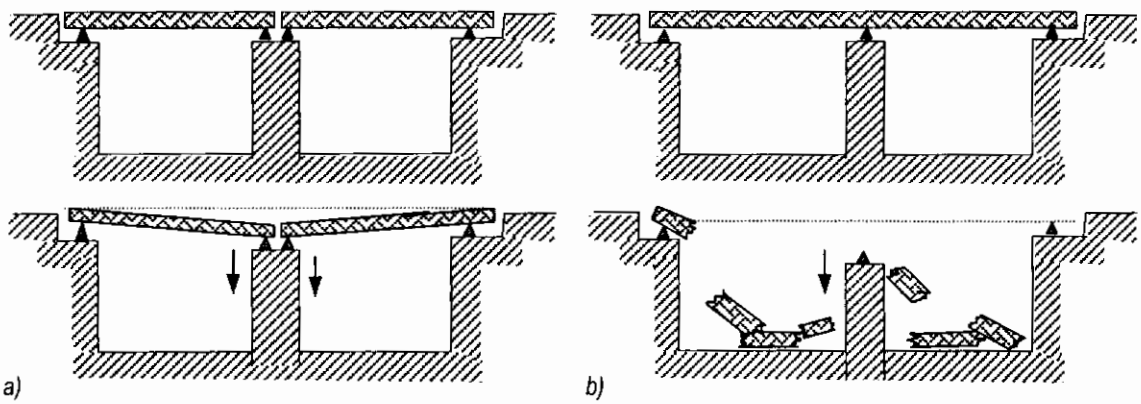
III.6.1. Độ lún tổng thể và độ lún lệch

Trong quá trình nghiên cứu thiết kế một công trình xây dựng nào đó, thì độ lún tổng thể được dự báo theo các phương pháp nêu trên.

Nếu công trình đó diễn ra độ lún khá đồng đều ở các vị trí khác nhau thì khung kết cấu sẽ không bị tác động, ngoại trừ có các bộ phận nối với ngoại biên có thể vượt qua giới hạn cho phép (gây ra nứt, gãy đường ống dẫn, sàn tầng trệt tạo bậc với ngoài v.v...).

Ngược lại, nếu độ lún tổng thể không đồng đều ở các vị trí khác nhau của công trình *thì nguy cơ làm xáo trộn* xảy ra là tuỳ thuộc vào độ cứng kết cấu và mức độ chênh lệch độ lún giữa các cột hoặc tường khác nhau.

Để phản ảnh hiện tượng này, ta xem xét hậu quả của độ lún lệch giữa hai trụ của một cây cầu với kết cấu khác nhau (hình V.25):



Hình V.25: *Hậu quả của độ lún lệch ở trụ giữa của một cầu 2 nhịp*
(a) Cầu tĩnh định (isostatic); (b) Cầu siêu tĩnh (hyperstatic)

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Trường hợp (a): Sự xáo trộn chỉ ảnh hưởng đến kiến trúc.

- Trường hợp (b): Sự xáo trộn ảnh hưởng đến kết cấu, dẫn đến phá hỏng hoàn toàn cây cầu.

Với các kết cấu siêu tĩnh (hyperstatic), mà chúng thường rất hay gặp, thì yếu tố độ lún lệch là khống chế. Giá trị cho phép có thể biến đổi, phụ thuộc kiểu kết cấu chịu biến dạng của công trình và yêu cầu nghiêm ngặt trong sử dụng. Ví dụ:

- Với hai trụ liền nhau, có khoảng cách khoảng 30m, của tháp nung của một nhà máy ximăng phải chịu hàng nghìn tấn, thì độ lún lệch dưới 1 cm cũng là hơi quá.

- Với một bồn chứa dầu có đường kính lớn, thì độ lún lệch giữa mép và tâm, đạt đến vài chục cm vẫn hoàn toàn cho phép.

III.6.2. Xác định độ lún lệch

Sự chênh lệch độ lún giữa hai trụ (cột) của một công trình có thể do hai nguyên nhân gây ra:

1. Sự chênh lệch giữa tải trọng tác dụng lên hai trụ đó, một trụ 2000kN, rõ ràng gây ra độ lún nhiều hơn nhiều so với trụ chịu 200kN.

2. Độ bất đồng nhất đất nền.

Nếu như nguyên nhân đầu tiên rất dễ xác định trong tính toán kết cấu thì nguyên nhân thứ hai khó khăn ước định hơn nhiều.

Khi thực hiện một số lượng kết quả tính toán đủ nhiều thì *độ lún lệch* (differential settlement) có thể được đánh giá bằng cách, một bên là kết hợp giữa điều kiện của các *tải trọng nặng nhất* với *độ nén lún bất lợi nhất*, và bên kia là *tải trọng nhẹ nhất* với *độ nén lún thuận lợi nhất*.

Nếu không có thể đánh giá bằng *phương pháp kinh nghiệm*, rằng độ lún lệch có thể lấy bằng 50% đến 100% của độ lún tổng thể, tuỳ theo mức độ bất đồng nhất của tải trọng tác dụng và đất nền.

III.6.3. Các giá trị cho phép

Phạm vi giá trị cho phép của độ lún lệch đã từng là chủ đề tranh luận của các nhà cơ đất, các kiến trúc sư và các kỹ sư kết cấu.

Các giá trị đề cập sau đây, có ý nghĩa thuần tuý như là chỉ dẫn về phạm vi biến đổi, của các giá trị cho phép.

Độ uốn được định nghĩa là tỷ số:

$$\delta = \frac{\Delta s}{\Delta L}$$

Trong đó:

Δs - độ lún lệch giữa hai trụ.

ΔL - khoảng cách giữa hai trụ liền nhau.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

1. Với nhà ở có kết cấu khung thường được quy định:

- Độ lún tổng thể: $s_t < 5cm$.

- Terxaghi kiến nghị độ lún lệch giữa hai cột liền nhau cần phải nhỏ hơn 2cm, do vậy:

$$\delta < 0,0040$$

- Skempton & Sower kiến nghị: $\delta < 0,0040 - 0,0020$

- Quy định ở Pháp : $\delta < 0,0020 - 0,0010;$

Vượt qua các giá trị nêu trên dễ dẫn đến rạn nứt kết cấu.

2- Đối với nhà máy thường được quy định: $\delta < 0.0033$

3- Đối với móng bè thường được quy định:

- Với móng bè mềm: được quy định tương tự như nhà ở trên móng nông.

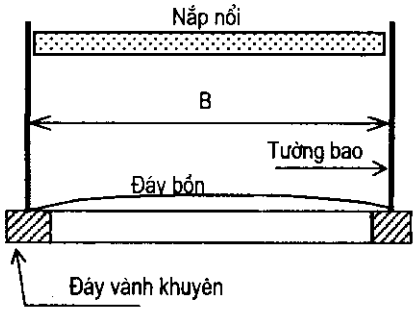
- Với móng bè cứng: độ cứng của móng bè được tính bằng cách giới hạn độ lún lệch như giá trị nêu trên. Với độ lún tổng thể có thể chấp nhận giá trị lớn và được giới hạn bởi vấn đề liên kết với ngoài nhà.

4- Đối với bồn chứa dầu (xem hình V.26)

Bể có tường quây đặt trên móng vành khuyên thì độ uốn dọc theo móng vành khuyên được giới hạn từ 1 - 3 cm, cho đến tối đa 10cm. Vượt qua giá trị trên có khả năng làm nứt tường quây.

Bồn chứa dầu có nắp nổi nhạy với biến dạng hơn bồn chứa có nắp cứng.

Độ lún lệch ở đáy bồn chứa dầu có thể đạt đến giá trị rất lớn, có khi đạt đến 1% đường kính B của bồn.



Hình V.26: *Bồn chứa dầu*

5- Đối với đường ray - Cầu cần cẩu cuộn ru-lô: $\delta \leq 0,0033$

6- Tháp - Ống khói: $\delta \leq 0,0020$

7- Máy có chấn rung: (Tổ hợp Tourbin hoặc Diesel) $\delta < 0,0020$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- *Móng nửa sâu*: Được đặc trưng bởi độ mảnh với tỷ lệ:

$$4 < \frac{D}{B} < 10$$

Móng nửa sâu là loại móng trung gian giữa hai loại cơ bản là móng nông và móng sâu.

I.2. PHÂN LOẠI MÓNG CỌC

Một số khái niệm phục vụ cho phân loại móng cọc:

1. Trạng thái phá hỏng vật liệu cọc

Trường hợp một cọc tựa vào loại vật liệu rất cứng (ví dụ như đá) và nếu ta chất tải cứ tăng dần lên đầu cọc, giống như thí nghiệm nén tải trọng tĩnh, thì tình trạng làm việc của cọc sẽ xảy ra các trường hợp sau:

a) Tải trọng tới hạn vật liệu cọc: Là tải trọng ở giới hạn phá hỏng của vật liệu cọc, ký hiệu Q_u.

b) Tải trọng cho phép vật liệu cọc: Là tỷ số giữa tải trọng tới hạn vật liệu cọc chia cho hệ số an toàn, ký hiệu Q_m.

2. Trạng thái phá hỏng vật liệu nền

Trạng thái phá hỏng vật liệu nền là đất nền xung quanh và dưới mũi cọc có các trạng thái tải trọng sau:

a) Tải trọng giới hạn: Là tải trọng ở giới hạn phá hỏng của đất nền xung quanh và dưới mũi cọc, ký hiệu Q_L.

b) Tải trọng cho phép (đất nền): Là tải trọng ở đó an toàn cho trạng thái đất nền, thể hiện qua tỷ số giữa tải trọng giới hạn đất nền và hệ số an toàn, ký hiệu Q_a.

3. *Giá trị tính toán (phục vụ thiết kế):*

a) Tải trọng giới hạn cọc Q_L: Là giá trị nhỏ nhất giữa tải trọng tới hạn vật liệu cọc (Q_u) và tải trọng giới hạn đất nền (Q_L).

b) Tải trọng thiết kế (làm việc) Q_w: Là giá trị nhỏ nhất giữa tải trọng cho phép vật liệu (Q_m) và tải trọng cho phép đất nền (Q_a).

Tương ứng với các loại tải trọng ta có các thuật ngữ cho ứng suất (áp lực) được ký hiệu: q_u, q_L, q_a, v.v...

Tải trọng theo vật liệu được quy định trong các quy phạm kết cấu, trên cơ sở sức kháng nén (hoặc kéo) của các mẫu vật liệu thí nghiệm.

Tải trọng theo đất nền được xác định bởi hai thành phần mũi và ma sát thành như thể hiện trên hình VI.1:

- Sức kháng mũi cọc: Q_p
- Ma sát thành cọc: Q_f

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Tải trọng giới hạn cọc theo đất nền là tổng của hai thành phần:

$$Q_L = Q_p + Q_f \quad (VI.1)$$

Thông thường, cả sức kháng mũi cọc và ma sát thành cọc đều bị ảnh hưởng lớn của phương pháp thi công cọc.

Theo quy phạm Pháp (DTU 13-2) móng cọc có thể được phân chia thành các nhóm sau:

Nhóm 1: Cọc chế tạo trước:

- Cọc đóng, bê tông chế tạo trước,
- Cọc thép, đóng,
- Cọc ống đóng, ứng suất trước,
- Cọc đóng, ống bê tông.

Nhóm 2: Cọc đóng, nhồi vật liệu trong ống, thi công tại chỗ:

- Cọc ống đóng, nhồi vật liệu, rút ống,
- Cọc ống đóng, nhồi vật liệu, bỏ ống.

Nhóm 3: Cọc khoan nhồi:

- Cọc khoan nhồi đơn giản,
- Cọc khoan nhồi có chống ống,
- Cọc khoan nhồi dùng bùn khoan,
- Cọc khoan nhồi dùng guồng xoay,
- Cọc khoan vít-nhồi.

Nhóm 4: Cọc giếng.

Nhóm 5: Cọc ép:

- Cọc ép bê tông,
- Cọc ép kim loại.

Nhóm 6: Cọc mini

Các loại cọc vật liêu rời (colonnes balastées), cọc tre, cọc gỗ được xếp vào loại cọc đặc biệt có kết hợp việc gia cố xử lý đất nền, nên khó có thể phân tích như cọc thông thường.

Theo bảng phân loại trong DTU 13-2 ta có thể khái quát lại như sau:

a) Cọc nhóm 1), 2) và 5) được gọi là cọc đóng. Đặc điểm loại cọc này là dịch chuyển và làm chặt đất nền xung quanh thành cọc sau khi thi công. Do đó, cọc đóng có thể huy động được tối đa ma sát thành cọc. Tuy nhiên, với một số loại đất có cấu trúc quá mềm yếu (như cát bụi lẫn bùn) khi đóng sẽ làm xáo trộn đất xung quanh và đất bị yếu đi, làm giảm ma sát thành cọc.

b) Cọc nhóm 3) và 4) được gọi là cọc đổ tại chỗ hoặc cọc khoan nhồi. Do cọc được tạo lỗ trước nên đất nền quanh thành lỗ có xu hướng bị giảm độ chặt. Do vậy, khả năng huy động ma sát thành của loại cọc này không cao, cho dù có cùng độ nhám cọc như nhau.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Tuy nhiên, một số phương pháp thi công có thể tạo ra độ nhám thành cọc khá lớn nên có thể huy động ma sát thành khá cao.

Cọc Barrette về bản chất cũng là loại cọc khoan nhồi, chỉ khác là khoan tạo lỗ bằng ben nên tạo ra các hình dạng khác nhau từ nhiều hình chữ nhật tiếp nối (hình chữ thập, chữ L, chữ H v.v...). Cọc barrette được áp dụng để thực hiện các chức năng sau:

- Chức năng chịu tải là chức năng của cọc: (chủ yếu tải trọng thẳng đứng)
- Chức năng tường chắn đất.
- Chức năng chống thấm.
- Chức năng hỗn hợp của các chức năng trên.

II. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN MÓNG CỌC

II.1. CỌC CHỊU TẢI TRỌNG THẲNG ĐỨNG

a) Cọc với mũi tựa trên tầng rất cứng

Trường hợp này sức chịu tải cho phép của cọc sẽ tương ứng với sức chịu tải cho phép của vật liệu cọc. Trong thực tế, ứng suất cho phép vật liệu cọc bê tông cốt thép, có thể được lấy: $q_i = \sigma_b = 5 \div 9,6$ (MPa), tuỳ theo loại cọc và chế độ kiểm tra.

Với cọc ngàm trong đất, đá rất cứng thì yếu tố đất nền ít ảnh hưởng trực tiếp đến việc xác định tải trọng cho phép của cọc, mà sức chịu tải của vật liệu cọc là quyết định.

b) Cọc ngàm trong tầng đồng nhất

Đây là trường hợp nhiều khi gặp trong thực tế. Đất nền ngay từ trên mặt đất có một sức kháng nào đó, nên người ta hay sử dụng kết hợp giữa móng cọc với móng nông có đế rộng hoặc móng bè để đồng thời huy động được hai loại sức kháng móng nông và móng cọc.

Khi cọc ngàm trong đất nền đồng nhất thì sức chịu tải của cọc được huy động bởi cả hai thành phần ở mũi và thành cọc. Khi yếu tố ma sát thành đóng vai trò khống chế trong huy động sức chịu tải thì cọc được gọi là *cọc ma sát*.

c) Cọc ngàm trong tầng chịu lực nằm sâu

Đây là trường hợp hay gặp nhất trong thực tế. Sức kháng của cọc chủ yếu được huy động ở phần cọc ngàm trong tầng chịu lực cứng nằm sâu. Các lớp đất phía trên có thể cung cấp ít nhiều đến thành phần ma sát thành cọc, tuỳ theo chất lượng đất từng lớp.

Tuy nhiên, do một số điều kiện đặc biệt mà lớp yếu bên trên tạo ra như một gia tải lên thành cọc để kéo cọc xuống - đó là hiện tượng ma sát âm.

d) Nhóm cọc.

Khi mà các cọc được bố trí gần nhau để cùng chịu một điểm hoặc khu tải trọng thì khi đó chúng tạo thành *nhóm cọc*. Với nhóm cọc cũng cần kiểm tra độ ổn định, không chỉ với sức chịu tải từng cọc đơn, mà của cả nhóm cọc như một thực thể móng.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

II.2. CỌC CHỊU CÁC NGOẠI LỰC KHÁC

Thông thường móng cọc được thiết kế và thi công là nhằm chịu đựng tải trọng thẳng đứng gọi là cọc chịu nén. Tuy nhiên, trong thực tế cọc còn chịu nhiều loại lực khác như:

- Cọc chịu tác dụng lực kéo (để xác định sức chịu tải khi bị nhổ).
- Cọc chịu các lực đẩy ngang và moment lên đỉnh cọc.
- Cọc chịu tác động của lực *ma sát âm*, do đất đắp trên đất yếu bên móng cọc.
- Cọc chịu tác động lực *xệ ngang* của lớp đất yếu ngang thân cọc khi chịu gia tải ở giới hạn mỏi, xệ.

III. TRẠNG THÁI LÀM VIỆC CỦA CỌC CHỊU TẢI TRỌNG THẲNG ĐỨNG TRONG MÔI TRƯỜNG ĐỒNG NHẤT

III.1. TÍNH CHẤT PHỨC TẠP TRONG PHÂN TÍCH

Trong khuôn khổ cơ học đất hiện tại thì xác định trạng thái làm việc của cọc là một trong các vấn đề phức tạp và gây nhiều bàn luận nhất. Lý do là vì:

- *Lời giải về lý thuyết vấn đề đã rất phức tạp.* Cần giải quyết cơ chế hoạt động đồng thời của mũi cọc và ma sát thành cọc.

- *Lời giải trong thực tiễn lại càng phức tạp hơn.* Vì đất nền là một tập hợp của nhiều lớp có tính chất cơ - lý khác nhau nằm dọc thân cọc, nên xảy ra trạng thái xáo trộn của đất nền xung quanh cọc khi thi công và trạng thái bề mặt của cọc.

Các thử nghiệm thực tế đã được tiến hành khá nhiều, nhưng kết quả lại rất phân tán. Ta có thể khái quát lịch sử tiến trình tính toán cọc và nghiên cứu một số phương pháp đã được kiến nghị.

III.2. KHÁI NIỆM CƠ SỞ

III.2.1. Thành phần mũi cọc

Ta gọi q_p là sức kháng đơn vị của mũi cọc ở trạng thái phá hỏng đất nền. Với một móng cọc có đường kính (hoặc bề rộng tiết diện) B sẽ là quá nhỏ so với chiều sâu ngàm cọc D. Do vậy, theo công thức cơ-đất lý thuyết (Chương V) ta có thể bỏ qua thành phần diện của móng (bề rộng B, với yếu tố chịu tải N_γ đại diện).

Khi đó, công thức cơ-đất lý thuyết tổng quát sức chịu tải giới hạn của một móng có dạng:

$$q_p = 1{,}3\ c.N_c + \gamma D.N_q \qquad (VI.2)$$

Theo công thức trên, đất nền xung quanh nằm trên cốt mũi cọc (yếu tố γD) hoạt động như gia tải. Ta có thể biểu diễn một cách đơn giản đường trượt ở mũi sẽ trồi lên trên mặt đất, như thể hiện trên hình VI.2-a. Khi cọc ngàm đủ sâu vào đất thì đường trượt vòng vào thành cọc (hình VI.2-b).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Nhìn chung cách giải của bài toán cơ-đất lý thuyết cho móng nông và móng cọc là tương tự. Tuy nhiên, điều kiện trượt khối đất dưới đế móng khác nhau giữa móng nông và móng cọc nên kết quả lời giải các yếu tố mang tải sẽ khác nhau. Lời giải cho hệ số mang tải được nhiều nhà nghiên cứu công bố như Meyerhof, Caquot-Kerisel, Vesic và Berezantsev; trong đó kết quả của Berezantsev được đánh giá cho sức chịu tải cọc sát thực tế hơn và kiến nghị sử dụng nhiều. Nhìn chung, với móng cọc yếu tố mang tải cho giá trị cao hơn nhiều so với móng nông và được ký hiệu:

$$N_c^* \text{ và } N_q^*$$

Khi đó, công thức ứng suất giới hạn mũi cọc có dạng:

$$q_p = c.N_c^* + q_O.N_q^* \qquad (VI.3)$$

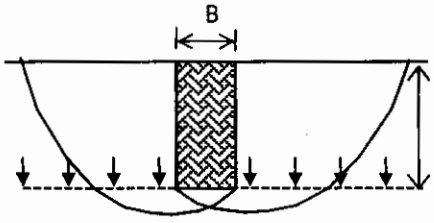
Theo Caquot ta có các biểu thức:

$$D_o = \frac{D}{4} Nq^{\frac{2}{3}} \qquad (VI.4)$$

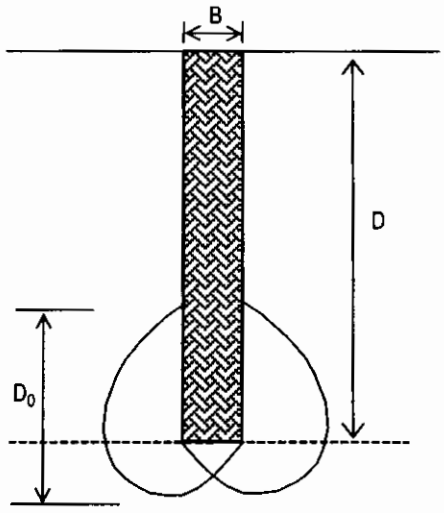
$$N_q^* = 10^{3,04 tg\varphi} \qquad (VI.5a)$$

và

$$N_c^* = \frac{N_{q\max} - 1}{tg\varphi} \qquad (VI.5bis)$$



a) $D < D_0$



b) $D > D_0$

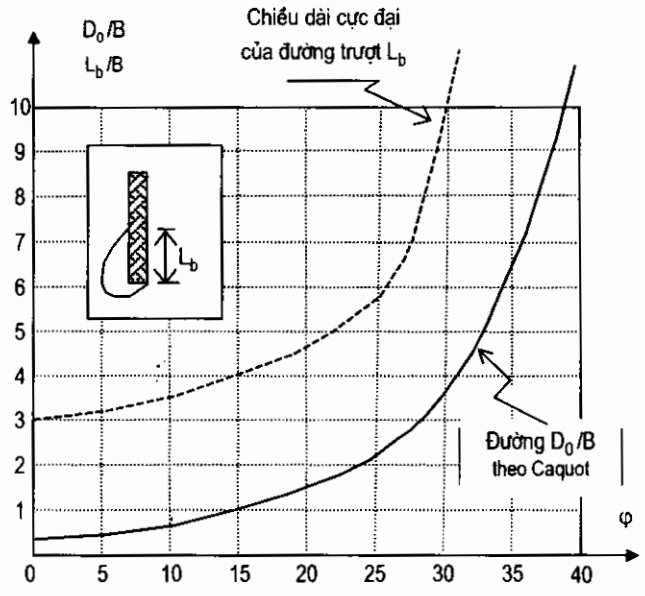
***Hình VI.2:** Đường trượt theo chiều sâu ngàm*

Ghi chú :

1. *Công thức (VI.3) chỉ có giá trị khi $D > D_0$.*
2. *Theo công thức này thì sức kháng mũi cọc tỷ lệ thuận với chiều sâu (thành tố N_q) .*
3. *Các công thức (VI.3) đến (VI.5) được xác định theo kết quả thực nghiệm với cọc thu nhỏ trong phòng thí nghiệm .*
4. *Có thể so sánh công thức(VI.4) với chiều cao lý thuyết cần thiết để đường trượt quay vào thành cọc, theo đường cong dạng log.*
5. *Các giá trị N_c^* và N_q^* lấy trong bảng VI.1.*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình VI.3: *Giá trị D_0 và L_b phụ thuộc φ*

III.2.2. Thành phần ma sát thành

Ma sát thành cọc thể hiện sức kháng cắt giữa đất và cọc khi có sự chuyển dịch tương đối cọc-đất. Nếu tiếp xúc đất-cọc là hoàn toàn thô nhám thì ma sát thành đơn vị được thể hiện qua biểu thức:

$$f_s = c + \sigma_h \, tg\varphi$$

Trong đó:

f_s - ma sát thành đơn vị huy động dọc theo thành cọc.

σ_h - áp lực phương ngang = $K.\sigma_v$ với $\sigma_v = \gamma.z$, $K_a < K < K_p$

K_a, K_p - hệ số áp lực chủ động và bị động của đất.

Do đó: $$f_s = c + K.\gamma z.tg\varphi \qquad (VI.6)$$

Bảng VI.1 - Yếu tố chịu tải N_c^*, N_q^*

(theo Caquot-Kerisel - DTU 13.2)

φ	N_c^*	N_q^*	φ	N_c^*	N_q^*
1	2	3	4	5	6
0	7,00	1,00	22	39,39	16,91
2	7,93	1,28	24	48,44	22,57
4	9,03	1,53	26	60,26	30,39
6	10,34	2,09	28	75,86	41,34
8	11,91	2,67	30	96,82	56,90

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

1	2	3	4	5	6
10	13,80	3,43	32	125,00	79,00
12	16,13	4,43	34	165,00	112,00
14	18,96	5,73	36	221,00	161,00
16	22,47	7,44	38	302,00	237,00
18	26,84	9,72	40	421,00	355,00
20	32,35	12,78	42	605,00	546,00

Sức chịu tải của ma sát thành cọc, thể hiện qua biểu thức tổng quát trên cơ sở lý thuyết cơ-đất, như sau:

$$Q_f = p[c.D + \frac{1}{2}K.\gamma.D^2 tg\varphi] \qquad (VI.7)$$

Trong đó:

p - chu vi cọc,

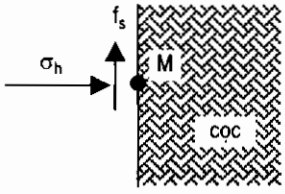
D - chiều dài ngàm cọc,

c - lực dính kết đất,

γ' - dung trọng đất (có tính đẩy nổi)

φ - góc ma sát trong của đất,

K - hệ số đất nghỉ; với cọc đóng lấy $K = K_p$.



Hình V.4: *Ma sát thành ở điểm M*

Với cọc đóng làm cho đất nền bị ép ra xung quanh khi đóng và do vậy $K = K_p$, nghĩa là áp lực bị động được huy động xung quanh thân cọc.

Tính toán theo quan niệm trên cho kết quả quá lớn so với thực tế nên người ta cho rằng hệ số áp lực bị động tương ứng với một góc ma sát cọc-đất bằng - 2/3 φ thay vì dùng - φ . Tuy nhiên, kết quả thu được vẫn lớn hơn thực tế nhiều.

Cần lưu ý rằng, theo công thức (V.6) ma sát thành đơn vị với đất rời sẽ tăng tỷ lệ thuận với chiều sâu.

Công thức tính toán sức chịu tải của móng cọc, có tiết diện (A) tính theo đất nền, có dạng:

$$Q_L = A.q_p + Q_f \qquad (VI.8)$$

III.3. TỔNG HỢP CÁC KẾT QUẢ THỰC NGHIỆM

Trạng thái hoạt động của cọc thực nghiệm được tiến hành trong phòng thí nghiệm (cọc mẫu thu nhỏ) và ngoài công trường (cọc có kích thước thực tế). Những kết luận sau được rút ra:

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

III.3.1. Trạng thái hoạt động của cọc ngàm trong đất rời

Hình VI.5 thể hiện:

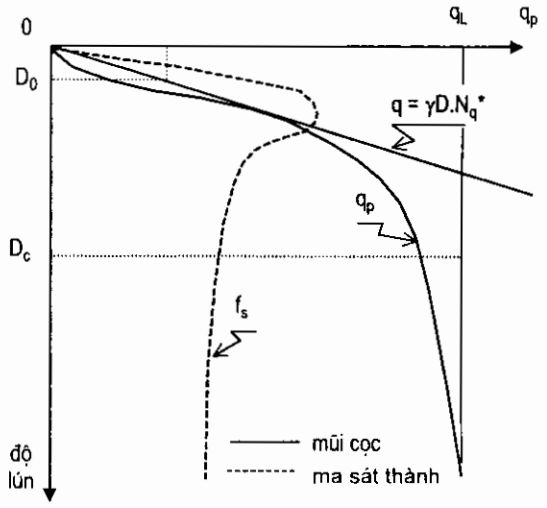
a) Sức kháng huy động ở mũi cọc q_p (đơn vị) phụ thuộc vào chiều sâu ngàm D của cọc.

b) Ma sát thành đơn vị f_s huy động theo chiều sâu dọc thành cọc.

Những kết luận sau đã được rút ra:

1. Khi độ sâu ngàm cọc D nhỏ, sức kháng mũi cọc tuân theo công thức VI.3.

2. Vượt qua một độ sâu, gọi là độ sâu ngàm tới hạn D_c, sức kháng mũi cọc là không đổi theo chiều sâu (gọi là sức kháng giới hạn q_L).



Hình VI.5: *Sơ đồ sức kháng cọc trong cát đồng nhất*

3. Trong môi trường cát, ma sát thành đơn vị rất phân tán ở những mét đầu, sau đó tiến tới giá trị không đổi theo chiều sâu (qua một độ sâu tới hạn) và đạt đến sức kháng giới hạn.

Trạng thái làm việc của cọc được khái quát trong hình VI.5.

Khi cọc bị ép đến một độ sâu nào đó thì đất nền bị nén ép dưới mũi cọc, tạo ra một khu gọi là *hiệu ứng vòm cung* tác động xung quanh mũi cọc. Khi đó, sức kháng cực hạn mũi cọc sẽ không phụ thuộc vào độ sâu. Những kết luận trên được rút ra theo kết quả nghiên cứu của Kerisel (Pháp) thực nghiệm ở Saint Remy. Nhiều nhà nghiên cứu khác (như Meyerhof, Poulos v.v...), qua thực nghiệm, cũng khẳng định các kết luận nêu trên và đóng góp vào *lý thuyết hiện đại về sức chịu tải móng cọc trong cơ đất-nền móng.*

Lý thuyết hiện đại về *cơ chế phá hỏng* đất nền xung quanh cọc khá phù hợp với thực tiễn.

4. Xác định sức kháng giới hạn mũi cọc (q_p) trong đất cát.

Xác định sức kháng giới hạn mũi cọc q_p, ngàm trong cát và các loại đất rời khác, một cách thực tế nhất là sử dụng kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh.

Cũng có thể sử dụng góc ma sát trong của đất nền(φ) để xác định sức kháng giới hạn (q_p). Với cát, Meyerhof đã thành lập mối quan hệ thực nghiệm giữa q_p và φ, và theo đó biểu thức sau có thể chấp nhận:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

$$q_p = \frac{5}{100} N_q^* \text{ (MPa)} \qquad (VI.9)$$

Đây là biểu thức xác định *ứng suất giới hạn* khá sát thực tế và nếu có sai khác thì là thiên về an toàn.

Những điều lưu ý:

a) Giá trị q_p biến đổi khá mạnh với góc ma sát trong φ. Do đó, lựa chọn giá trị φ không chính xác dẫn đến sai số nguy hiểm. Thực tế hiện nay việc xác định chính xác giá trị φ rất phức tạp nên khó có thể xác định chính xác q_p theo thông số này.

b) Những lý thuyết mới đây cho thấy sức kháng mũi cọc không phụ thuộc trực tiếp vào góc ma sát trong mà vào độ chặt tương đối của cát. Không may là thông số độ chặt tương đối cũng không thể xác định ở hiện trường với các công trình thông thường.

5. Xác định độ sâu ngàm tới hạn (D_c).

Các thí nghiệm đều cho thấy D_c tăng lên rất nhanh với q_p, nghĩa là với độ chặt tương đối. Một số tác giả cho rằng D_c tỷ lệ thuận với B, song thực nghiệm ở Pháp cho thấy D_c tăng lên không quá nhanh so với B. Do vậy, công thức kiến nghị của Foray & Puech sau đây có thể sử dụng được:

$$\frac{D_c}{\sqrt{B}} = 25\left(1 + \frac{q_P}{10}\right) \qquad (VI.10)$$

III.3.2. Trạng thái hoạt động của cọc ngàm trong đất dính thuần tuý

1. Sức kháng mũi

Sức kháng mũi thường không đổi theo độ sâu D_c. Giá trị giới hạn được lấy bằng:

$$q_p = 9 \div 10\, c_u \text{ tương ứng với } 1{,}3\, c.N_c^* \qquad (VI.11)$$

2. Ma sát thành

Ma sát thành đơn vị giới hạn của đất nền xung quanh cọc được thể hiện qua biểu thức:

$$f_s = \beta.c_u, \text{ với } \beta \text{ là hệ số} < 1 \qquad (VI.12)$$

β là hệ số phức tạp, phụ thuộc vào các yếu tố là loại vật liệu thành cọc và mức độ xáo động của đất ở thành cọc mà yếu tố này phụ thuộc phương pháp thi công, trạng thái đất nền và thời gian nghỉ.

Kiến nghị của Caquot & Kerisel sử dụng biểu thức:

$$\beta = \frac{1 + Cu^2}{1 + 7Cu^2} \ (c_u, \text{ kg/cm}^2) \qquad (VI.13)$$

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

IV. TRẠNG THÁI HUY ĐỘNG SỨC KHÁNG THỰC TẾ CỦA CỌC TRONG KHI CHUYỂN VỊ

IV.1. CỌC CHỊU TÁC ĐỘNG TẢI THẲNG ĐỨNG NGÀM TRONG HAI LỚP

IV.1.1. Sức kháng mũi cọc

Chiều sâu chôn cọc D được định nghĩa như là chiều dài cọc ngàm trong lớp thứ II.

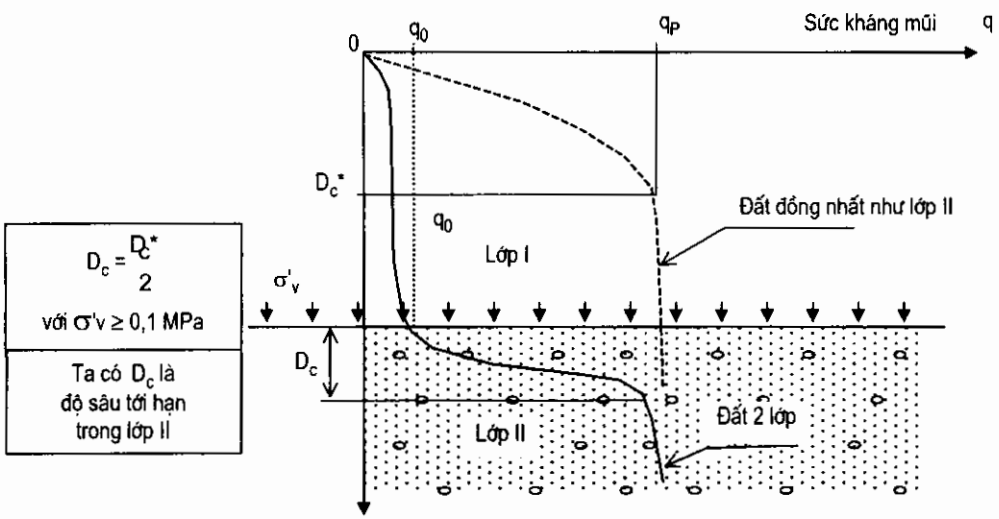
Người ta đã xác định được rằng từ một độ sâu nào đó, gọi là độ sâu tới hạn D_c, sức kháng mũi cọc đã đạt đến *trạng thái giới hạn* (q_P), tương tự lớp II được xem là đồng nhất.

IV.1.2. Giá trị độ sâu ngàm tới hạn D_c.

- Ta gọi D^*_c là độ sâu ngàm tới hạn trong môi trường xem như lớp thứ II đồng nhất.
- Ta gọi σ'_v là ứng suất hữu hiệu cột đất, đất lớp I nằm lên lớp II (hình VI.6)

Thí nghiệm cọc đã tiến hành ở Saint-Remy-les-Chevreuse (Pháp) cho thấy giá trị D_c nhỏ hơn D^*_c và giảm dần khi σ'_v tăng. Theo thí nghiệm này ta có thể lấy:

$$D_c = \frac{D_c^*}{2} \text{ với } \sigma'_v = 0{,}1 \text{ MPa.}$$



Hình VI.6: *Chiều sâu ngàm tới hạn trong đất nền hai lớp*

Trong áp dụng thực tiễn, người ta thường ngàm cọc khoảng 3B vào lớp đất chịu lực. Trong một số trường hợp, nguyên lý trên chưa đủ để cọc huy động ứng suất giới hạn.

IV.1.3. Ma sát thành

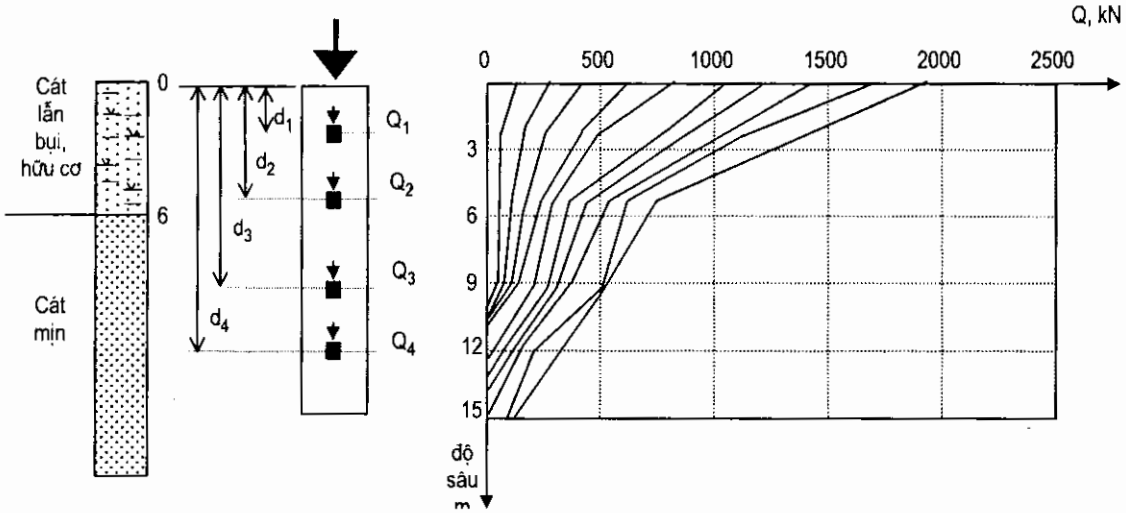
Lực ma sát thành tổng quát Q_f chính là bằng tổng của các lực ma sát thành huy động trong hai lớp dọc thân cọc. Một số tác giả cho rằng không nên tính đến lực ma sát thành nằm trong đoạn cọc chịu đường trượt, ở mũi cọc trong phạm vi vòm ảnh hưởng, vì chúng đã được tính đến khi huy động cân bằng giới hạn. Tuy nhiên, điều này không được thực nghiệm và xuyên tĩnh khẳng định.

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.v

IV.2. TRẠNG THÁI HUY ĐỘNG TĂNG TIẾN SỨC KHÁNG KHI CỌC CHUYỂN VỊ

Nếu ta lắp đặt các thiết bị đo áp lực dọc thân cọc, với các khoảng cách d_1, d_2, d_3 v.v... tính từ đỉnh cọc, ta có thể xác định được các lực Q_1, Q_2, Q_3 v.v... truyền lên từng độ cao ở vị trí thiết bị đo (hình VI.7).



Hình VI.7: *Tải được truyền dọc thân cọc - Kết quả thực nghiệm (theo H. Cambefort)*

Về khả năng huy động ma sát thành, ví dụ khoảng từ ở mức (1) và (2), xác định được bằng $Q_1 - Q_2$ và gọi ma sát thành trung bình huy động ở đoạn này là f ta có:

$$f = \frac{Q_1 - Q_2}{p.(d_2 - d_1)} \qquad (VI.14)$$

Trong đó: p là chu vi cọc.

Kiểm tra các thí nghiệm nén tĩnh cọc cho thấy quá trình huy động sức kháng luôn giống nhau. Ma sát thành đơn vị được huy động tỷ lệ thuận với độ chuyển vị của cọc ở một số milimét đầu tiên. Tiếp theo, ma sát thành thực tế là không đổi cho dù chuyển vị cách nào và khi đó nó đã đạt đến giá trị cực đại f_{smax}.

Người ta quan sát thấy rằng, ở tải trọng nhỏ thì ma sát thành được huy động chủ yếu ở các lớp phía trên và khi đó chưa truyền xuống đến mũi cọc nên ứng suất ở mũi cọc bằng không. Khi tải trọng Q tăng dần thì ma sát thành cực đại f_{smax} đã được huy động toàn bộ ở các lớp phía trên, rồi dần dần truyền xuống các lớp phía dưới.

Cuối cùng, với tải trọng tăng đến mức nào đó thì f_{smax} được huy động trên toàn bộ thân cọc qua các lớp và lực ở mũi bắt đầu tăng dần đến giới hạn phá hỏng đất nền.

Hình VI.5 là kết quả của một thí nghiệm thực tế và trạng thái làm việc của cọc được Cambefort kiến giải. Kết quả cho thấy, khi cọc không ngàm trong đá cứng thì *ma sát thành* được huy động trước tiên ngay khi cọc chuyển vị rất ít. Khi đó, sức kháng mũi cọc huy động ít hoặc chưa huy động nên vẫn nằm trong phạm vi an toàn.

Thực tế cũng chứng minh rằng, dưới tải trọng cho phép, độ lún của cọc đơn chỉ nằm trong khoảng một vài milimét, và tối đa đạt đến khoảng 2cm.

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.v

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

V. TÍNH TOÁN THỰC TIỄN SỨC CHỊU TẢI MỘT CỌC

V.1. CÔNG THỨC TỔNG QUÁT

1. Sức chịu tải giới hạn

Sức chịu tải giới hạn (theo đất nền) của một cọc được thể hiện qua biểu thức:

$$Q_L = Q_p + Q_f = A_p.q_p + p.\sum\Delta L.f_s \qquad (VI.15)$$

Trong đó:

Q_p - thành phần tải trọng mũi cọc,

Q_F - thành phần ma sát thành cọc,

A_p - tiết diện cọc,

p - chu vi cọc,

ΔL - khoảng chiều dài ngàm trong các lớp đất khác nhau,

f_s - ma sát thành đơn vị của các lớp đất cọc xuyên qua.

2. Sức chịu tải cho phép một cọc

$$Q_a = \frac{Q_p}{F_{s1}} + \frac{Q_f}{F_{s2}} \qquad (VI.16)$$

Trong đó:

Q_a - sức chịu tải cho phép

F_{s1} - hệ số an toàn, tính cho mũi cọc

F_{s2} - hệ số an toàn, tính cho ma sát thành cọc

3. Sức chịu tải cho phép vật liệu cọc

$$Q_m = A_p.f_c.\alpha_c \qquad (VI.17)$$

Trong đó:

Q_m - sức chịu tải cho phép của vật liệu cọc.

A_p - tiết diện cọc.

f_c - sức kháng giới hạn vật liệu cọc.

Với bê tông sức kháng nén dọc trục mẫu bê tông sau 28 ngày.

α_c - hệ số. (Với vật liệu bê tông α_c = 0,33 cho cọc đúc trước và α_c = 0,25 cho cọc đổ tại chỗ).

4. Tải trọng làm việc - Tải trọng thiết kế

Tải trọng thiết kế lựa chọn theo sức chịu tải đất nền và vật liệu thường xác định theo nguyên tắc:

$$Q_w = \text{Min}\ (Q_a, Q_m) \qquad (VI.18)$$

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

V.2. SỨC CHỊU TẢI MỘT CỌC TÍNH THEO CƠ ĐẤT LÝ THUYẾT

V.2.1. Với đất rời - Phương pháp Meyerhof

1. Sức kháng mũi cọc

a) Đối với đất cát ($\varphi \neq 0$, $c = 0$)

Công thức tổng quát tính toán sức kháng mũi cọc đơn có dạng:

$$Q_p = A_p.q_p = A_p.\ q'_o.\ N_q^* \qquad (VI.19)$$

Các bước tính toán theo phương pháp Meyerhof như sau:

1 - Xác định góc ma sát φ trong khoảng cốt cao mũi cọc,

Đối với đất cát, sạn 'φ' có thể suy từ N-value của SPT theo Terxaghi & Peck hoặc theo công thức: $\varphi = \sqrt{12N} + 17$

2 - Từ chiều sâu ngàm thực tế L_b xác định tỷ số $(\frac{L_b}{B})$. Khi cọc ngàm trong lớp đất 1 lớp thì $L_b = D$ là chiều sâu chôn cọc.

3 - Xác định D_c thông qua tỷ số D_c/B và tra theo hình VI.6.

4 - Xác định giá trị N_q^* theo hình VI.6, tương ứng $(\frac{L_b}{B})$ xác định ở mục 2.

Cần lưu ý: + N_q^* phụ thuộc φ và $(\frac{L_b}{B})$, tăng tuyến tính với $(\frac{D_c}{B})$ và đạt giá trị cực đại khi $\frac{L_b}{B} \approx (\frac{D_c}{B})/2$.

5 - Xác định áp lực hữu hiệu cột đất ở mũi cọc cho đất 2 lớp:

- Ở độ sâu $z \leq D_c \quad \Rightarrow q'_o(z) = \gamma'.z$.
- Ở độ sâu $z > D_c \quad \Rightarrow q'_o(z) = \gamma'.D_c$ và không đổi theo chiều sâu.

6 - Sử dụng giá trị N_q^* tra được lắp vào công thức trên theo điều kiện:

$$Q_p = A_p.\ q_p = A_p.\ q'_o.N_q^* \leq A_p.q_L \qquad (VI.20)$$

Sức kháng mũi cọc đơn vị giới hạn được ấn định:

$$q_L\ (kN/m^2) = 50.N_q^*.tg\varphi \qquad (VI.21)$$

b) Đối với đất trung gian ($\varphi \neq 0$, $c \neq 0$)

Cần tiến hành phân tích trong điều kiện *ứng suất hữu hiệu* để xác định φ - c và công thức tổng quát có dạng:

$$Q_p = A_p.q_p = A_p.(cN_c^* + q'_o.N_q^*) \qquad (VI.22)$$

Trong phần lớn trường hợp phân tích đất dạng này có $\varphi < 30^0$ và N_c^*, N_q^* lấy theo hình VI.8. Các bước tính toán:

1) Xác định (D_c/B) theo φ, trên hình VI.16, và qua đó xác định D_c.

2) Qua độ sâu ngàm cọc thực tế L_b, tính toán tỷ số L_b/B.

3) Nếu $(L_b/B) \geq (D_c/B)/2$, lấy giá trị cực đại của N_c^*,N_q^* theo hình VI.8.

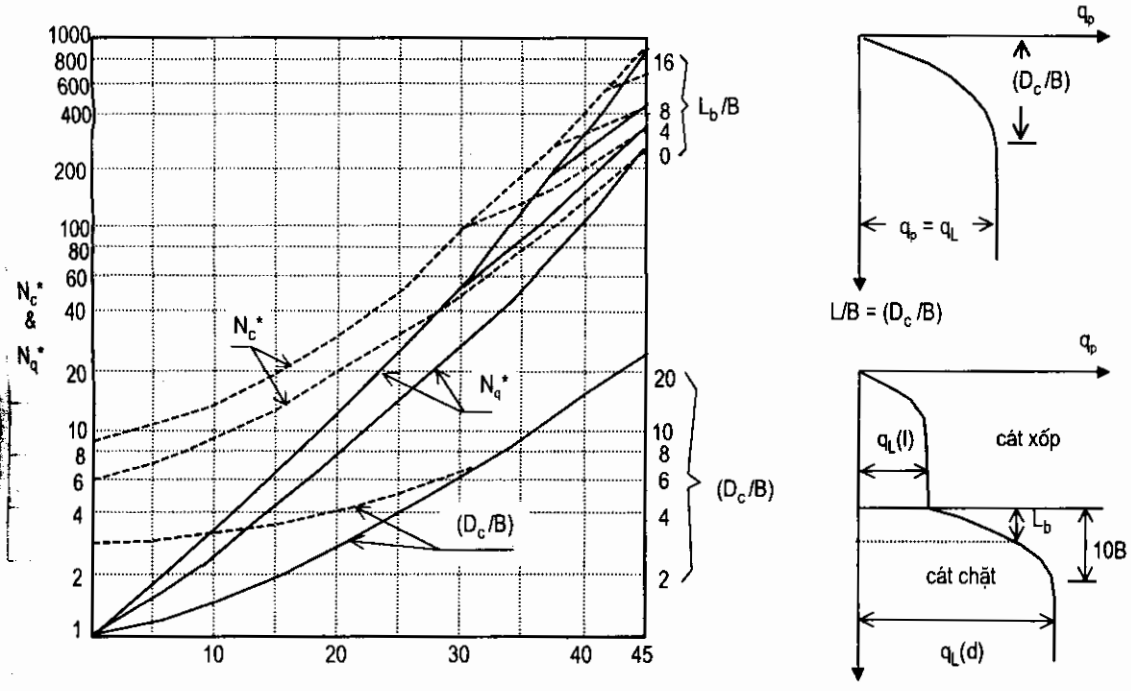
4) Nếu $(L_b/B) < (D_c/B)/2$, tính toán theo biểu thức:

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

$$N_c^* = N_{c\,(\text{ở } Lb/B=0)}^* + [N_{c\,max}^* - N_{c\,(\text{ở } Lb/B=0)}^*].\left[\frac{L_b/B}{0{,}5.(D_c/B)}\right] \quad (V.23)$$

$$N_q^* = N_{q\,(\text{ở } Lb/B=0)}^* + [N_{q\,max}^* - N_{q\,(\text{ở } Lb/B=0)}^*].\left[\frac{L_b/B}{0{,}5.(D_c/B)}\right] \quad (V.24)$$



Hình VI.8: *Yếu tố chịu tải cho móng cọc*
(theo Meyerhof - 1976)

2. Ma sát thành cọc

Công thức cơ bản tính toán sức kháng ma sát thành cọc:

$$Q_f = p.\sum \Delta L.f_s \quad (VI.25)$$

Trong đó:

p - chu vi cọc,

ΔL - khoảng chiều dài lớp đất mà cọc ngàm qua,

f_s - ma sát đơn vị tiếp xúc thành cọc-đất

Công thức tổng quát xác định f_s theo chiều sâu:

$$f_s(z) = K.\sigma_o'(z).tg\delta \quad (VI.26)$$

Trong đó:

$\sigma'_0(z)$ - áp lực hữu hiệu cột đất ở vị trí đang xét, $\sigma_o'(z) = \gamma'.z$ khi độ sâu $z \le L_s$) và $\sigma_o'(z) = \gamma'.L_s$ = không đổi, khi độ sâu $z > L_s$.

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

L_s - độ sâu tới hạn cho ma sát thành cọc, được lấy (10 ÷ 20).B (hình VI.9)

δ - góc ma sát đất-cọc

K - hệ số đất nền.

a) Xác định hệ số K

Hệ số K có thể được xác định theo kiến nghị của Broms, thể hiện trong bảng VI.2. Ở Mỹ người ta thường sử dụng hệ số K xác định theo bảng VI.3 và khi góc δ biến đổi từ 0,5 đến 0,8φ.

Bảng VI.2 - Xác định hệ số K theo Broms

Loại cọc	δ	K	
		Đất xốp $\varphi < 35^0$	Đất chặt $35^0 \leq \varphi$
Cọc thép, đóng hoặc khoan	20^0	0,5	1
Cọc đóng, bê tông nhám	3/4 φ	1	2
Cọc đóng, bê tông nhẵn	3/4 φ	0,5	4
Cọc khoan nhồi	3/4 φ	0,5	0,5 (1,0)
Ghi chú: Kiến nghị Broms cho cọc khoan với đất chặt K = 0,5 là quá nhỏ, có thể sử dụng giá trị K = 1.			

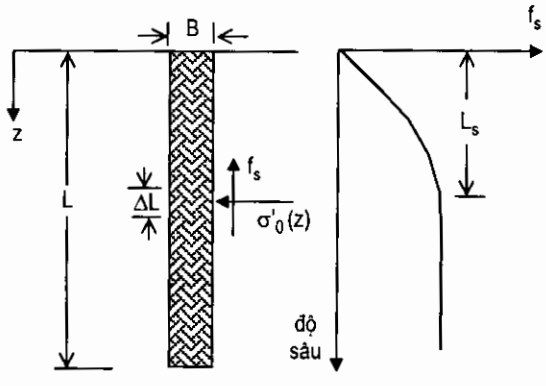
Bảng VI.3 - Xác định hệ số K theo loại cọc

Cọc khoan Cọc bơm sói	Cọc đóng tốc độ chậm		Cọc đóng tốc độ nhanh	
	Giới hạn dưới	Giới hạn trên	Giới hạn dưới	Giới hạn trên
$K = K_0 = 1 - \sin\varphi$	$K = K_0$	$K = 1,4\ K_0$	$K = K_0$	$K = 1,8\ K_0$

b) Xác định chiều sâu tới hạn L_s

Như ta đã biết, ma sát thành đơn vị huy động dọc theo thành cọc cũng chỉ biến đổi tăng dần đến một độ sâu nào đó, gọi là độ sâu tới hạn L_s, và qua đó ma sát thành không đổi.

Cơ chế huy động ma sát thành đó được thể hiện trên hình VI.9. Thông thường người ta chấp nhận L_s biến đổi trong khoảng 10 ÷ 20 B, để tính toán $\sigma'_o(z)$ cho ma sát thành.



Hình VI.9: *Ma sát đơn vị cho cọc ngàm trong cát*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

V.2.2. VỚI ĐẤT DÍNH ($\varphi = 0$, $c \neq 0$)

1. Sức kháng mũi cọc

Sức kháng mũi cọc giới hạn trong đất dính được xác định theo biểu thức:

$$Q_p = A_p.\ q_p = A_p.\ 1.3\ c_u.N_c^* \leq A_p.(9\text{-}10).c_u \qquad (VI.27)$$

Trong đó:

c_u : lực dính kết không thoát nước.

N_c^* : yếu tố chịu tải, lấy theo bảng VI.1 hoặc hình VI.6.

2. Ma sát thành cọc

Trên cơ sở biểu thức VI.24, thành phần f_s được xác định theo biểu thức VI.13 như sau:

$$f_s = \beta.c_u$$

Trong đó: β : hệ số phụ thuộc loại đất, loại cọc và phương pháp thi công. Nhiều nhà nghiên cứu và đưa ra kiến nghị hệ số β, như sau:

a) Theo quy định của Pháp có thể tham khảo trong bảng VI.4.

Bảng VI.4: Hệ số β theo loại cọc

Loại cọc & phương pháp thi công	β
Cọc đóng, bê tông, ống bê tông bỏ mũi	1
Cọc khoan, bê tông, đường kính ≤ 1.5m	0,7
Cọc khoan, đường kính > 1.5m, cọc Barrette	0,6
Cọc đóng, thép chữ H	0,9
Cọc đóng, ống thép	0,5
Cọc khoan, bỏ mũi	0,25

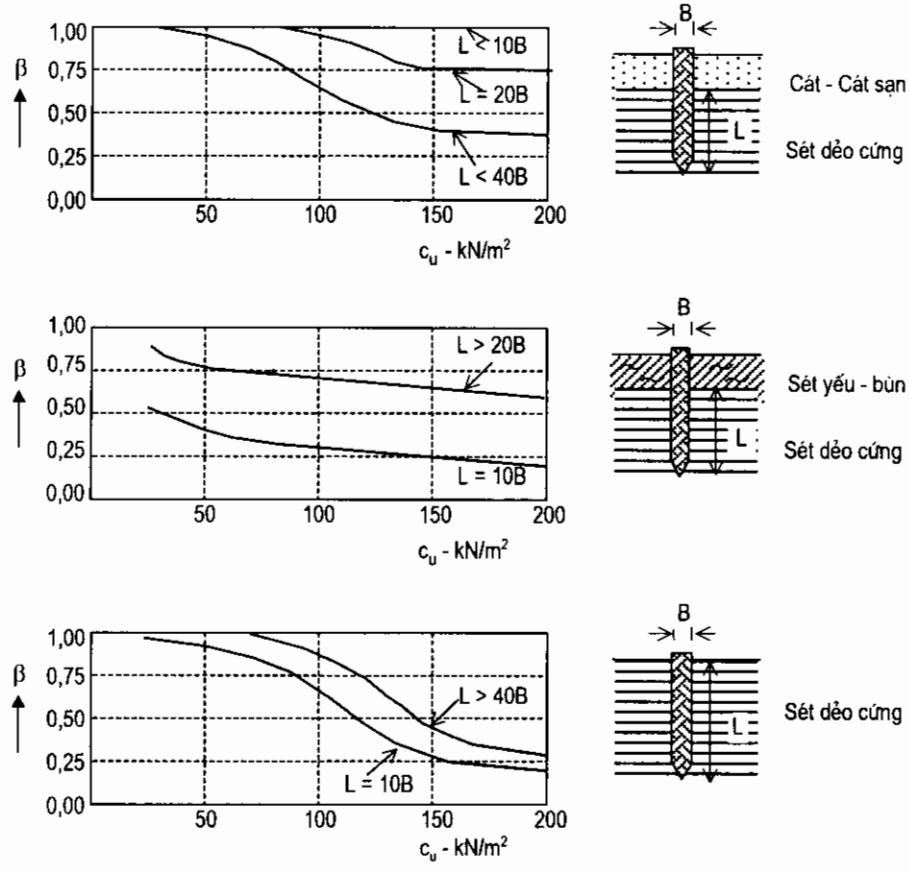
b) Theo kiến nghị của Tomlinson cho *cọc khoan nhồi*:

- Đất loại sét nói chung, có thể sử dụng : $\beta = 0,45$
- Đất loại sét nứt nẻ mạnh, sét cứng : $\beta = 0,3$
- Đất loại sét mềm (Caliornia Clay) : $\beta = 0,49 - 0,52$

c) Theo kiến nghị của Northlund cho *cọc đóng,* được thể hiện trong các toán đồ sau:

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn



Hình VI.10: *Hệ số dính kết cọc-đất (β) cho cọc đóng (theo Northlund)*

V.2.3. HỆ SỐ AN TOÀN

Theo công thức (VI.16) sức chịu tải cho phép của cọc đơn được thể hiện dưới dạng:

$$Q_a = \frac{Q_p}{F_{s1}} + \frac{Q_f}{F_{s2}}$$

Hệ số an toàn được lấy theo trạng thái giới hạn như sau:

1. Gọi là trạng thái giới hạn sử dụng (service limit state - SLS), được áp dụng để thiết kế các công trình vĩnh cửu, dài dạn, các kết cấu quan trọng và khi đó hệ số an toàn được lấy:

$$F_{s1} = 3 \text{ và } F_{s2} = 2$$

2. Gọi là trạng giới hạn tới hạn (ultimate limit state - ULS), thường được áp dụng để thiết kế các công trình tạm thời, ngắn hạn, các kết cấu không quan trọng và khi đó hệ số an toàn được lấy:

$$F_{s1} = 2 \text{ và } F_{s2} = 1,5$$

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

V.3. SỨC CHỊU TẢI MỘT CỌC TÍNH THEO XUYÊN TIÊU CHUẨN (SPT)

Trên cơ sở các quan sát thực tế hiện trường, trong tác phẩm của mình từ 1956 và sau đó 1976, Meyerhof kiến nghị phương pháp tính toán sức chịu tải móng cọc dựa theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) ngàm trong đất cát. Phương pháp được áp dụng rộng rãi trên thế giới sau khi nhiều tác giả nghiên cứu hệ số kinh nghiệm cho các loại đất và loại cọc khác nhau, đặc biệt là các nước theo trường phái Anglo-Saxon.

Công thức VI.15 xác định sức kháng giới hạn của một cọc. Sức chịu tải cho phép và hệ số an toàn lấy theo mục V.2.2.

V.3.1. Sức kháng mũi cọc

Sức kháng mũi cọc đơn vị, tính toán theo SPT, được thể hiện qua biểu thức do Meyerhof kiến nghị như sau:

$$q_p = K_p.N.\frac{L_b}{n.B} \le q_L = K_p.N \qquad (VI.28)$$

Trong đó:

K_p - hệ số chịu tải mũi cọc, lấy theo bảng VI.5.

N - giá trị sức kháng SPT trung bình trong khoảng:

- *Với đất rời một lớp: 10B trên và 4B dưới mũi cọc,*
- *Với đất nhiều lớp: 5B trên và 2B dưới mũi cọc.*

L_b - chiều sâu ngàm trong lớp cứng chịu lực.

B - chiều rộng (đường kính) cọc.

q_L - sức kháng giới hạn đơn vị mũi cọc, được xác định theo biểu thức: $q_L = K_p.N$.

n - chỉ số: - cọc ngàm trong đất rời 1 lớp đồng nhất: n = 10

- cọc ngàm lớp 2 chặt cứng và trên là đất xốp: n = 5
- cọc ngàm trong đất dính: n = 1,5 ÷ 3.

Khi cọc ngàm trong lớp đất cứng, trong môi trường ít nhất hai lớp đất và các lớp trên mềm xốp hơn, thì giá trị q_P có thể được xác định theo biểu thức:

$$q_p = q_L(l) + \frac{[q_L(d) - q_L(l)]L_b}{5.B} \le q_L(d) \qquad (VI.29)$$

Trong đó:

$q_L(l)$ - sức kháng mũi giới hạn của đất xốp phía trên = $K_P.N$ (l),

$q_L(d)$ - sức kháng mũi giới hạn của đất chặt phía dưới = $K_P.N(d)$

L_b - độ sâu ngàm trong lớp đất chặt chịu lực phía dưới.

B - đường kính cọc.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng VI.5 - Hệ số chịu tải mũi cọc theo SPT, $q_L = K_p.N$ (MN/m²)

Loại cọc	Loại đất	Hệ số Kp	Tham khảo
Cọc đóng	Đất cát, sạn	0,45	Martin & al. (1987)
		0,40	Mayerhof (1976)
		0,40	Decourt (1982)
	Cát pha	0,35	Martin & al. (1987)
	Tàn tích cát pha	0,25	Decourt (1982)
	Tàn tích sét pha	0,20	Decourt (1982)
	Đất sét	0,20	Martin & al. (1987)
		0,12	Decourt (1982)
Cọc đổ tại chỗ (không chống ống)	Đất rời (cát, sạn)	0,15	Shoiu &Fukui (1982)
		0,15 (q_L < 7.5)	QF Nhật (JIS) -87
	Đất dính (sét, bụi)	0,20	QF Nhật (JIS) -87
Cọc khoan (chống ống, thành nhẵn)	Cát	0,10	Shoiu & Fukui (1982)
	Sét	0,15	Shoiu & Fukui (1982)
	Đá phấn	0,25 (N < 30)	Hobbs (1977)
		0,20 (N > 40)	

V.3.2. Ma sát thành cọc

Theo phương pháp SPT, ma sát thành cọc đơn vị được xác định theo biểu thức:

$$f_s = \alpha + \beta.N \qquad \text{(VI.30)}$$

Trong đó:

N - sức kháng theo SPT, giá trị trung bình các lớp đất dọc thành cọc

α và β - hệ số chuyển đổi, phụ thuộc loại đất, loại cọc và phương pháp thi công, lấy theo bảng VI.6.

Bảng VI.6 - Hệ số chuyển đổi ma sát thành cọc, tính theo SPT, $f_s = \alpha + \beta.N$ (kN/m²)

Loại cọc	Loại đất	Hệ số α	Hệ số β	Tham khảo Tác giả
Cọc đóng	Đất rời	0,0	2,0	Meyerhof (1976)
	(cát, sạn)	30	2,0	Shoiu & Fukui (1982)
	Đất nói chung	10	3,3	Decourt (1982)
	(có φ - c)	3 ≤ N ≤ 50		
Cọc đổ tại chỗ (thành nhám, không chống)	Đất rời (cát, sạn)	0,0	5,0	Shoiu &Fukui (1982)
	Giới hạn: $f_s \leq 200$	0,0	2,0	Quy phạm Nhật (JIS)
	Đất dính (loại sét)	0,0	1,0	Shoiu &Fukui (1982)
	Giới hạn: $f_s \leq 150$	0,0	5,0	Yamashita (1987)
Cọc khoan (thành nhẵn, chống ống)	Đất rời (cát, sạn)	0,0	1,0	Meyerhof (1976)
		0,0	1,0	Shoiu & Fukui (1982)
	Đất dính (loại sét)			
	Giới hạn: $f_s \leq 170$	10	3,3	Decourt (1982)

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

V.4. SỨC CHỊU TẢI MỘT CỌC TÍNH THEO XUYÊN TĨNH (CPT)

Số liệu thí nghiệm xuyên tĩnh để tính toán móng cọc được sử dụng từ lâu và rất rộng rãi trên thế giới, đặc biệt ở các nước Trung Âu

Một công trình nghiên cứu thực nghiệm một cách hệ thống trên cọc, sử dụng số liệu các loại hình thí nghiệm khác nhau để tính toán, được Hãng cầu đường Pháp LCPC, do Bustamente & al. chủ biên, đã tiến hành trong khoảng 10 năm. Năm 1983 công trình được tổng kết và kết quả được chính thức đưa vào "Quy định của Pháp DTU - 13.2".

Phương pháp tính toán móng cọc trình bầy dưới đây nằm trong quy phạm mới của Cộng hoà Pháp (Regle Technique des Conception et de Calcul des Fondations des Ouverages de Genie Civil - 1991 - RTCCFOGC).

Công thức VI.15 xác định sức kháng giới hạn của một cọc. Sức chịu tải cho phép và hệ số an toàn lấy theo mục V.2.2.

V.4.1. Sức kháng mũi cọc

Sức kháng mũi cọc đơn vị tính toán theo CPT được thể hiện qua biểu thức:

$$q_P = k_c . q_{ce} \qquad (VI.31)$$

Trong đó:

q_{ce} - sức kháng mũi côn tương đương,

k_c - hệ số chịu tải, lấy theo bảng VI.7.

Bảng VI.7 - Hệ số chịu tải, K_c tính cho xuyên tĩnh

Loại đất đá		Kc	
Tên đất	Phân nhóm	Thi công không chuyển dịch đất thành cọc (khoan)	Thi công có chuyển dịch đất thành cọc (đóng)
Sét - Bụi	A	0,40	0,45
	B	0,35	
	C	0,35	
Cát - Sạn	A	0,25	0,50
	B	0,20	0,45
	C	0,15	0,40
Đá phấn	A	0,20	0,30
	B	0,30	0,40

Ghi chú: Ký hiệu phân loại đất lấy theo bảng V.3, Chương V.

1. Xác định sức kháng mũi côn tương đương, q_{ce}

Sức kháng mũi côn tương đương q_{ce} là giá trị đại diện của sức kháng mũi côn nằm xung quanh phạm vi mũi cọc cho một giá trị trung bình trọng số (tích phân), được xác định theo biểu thức:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a}\int_{D-b}^{D+3a} q_c(z).dz \text{ , với } b = \min(a, L_b) \qquad (VI.32)$$

Trong đó:

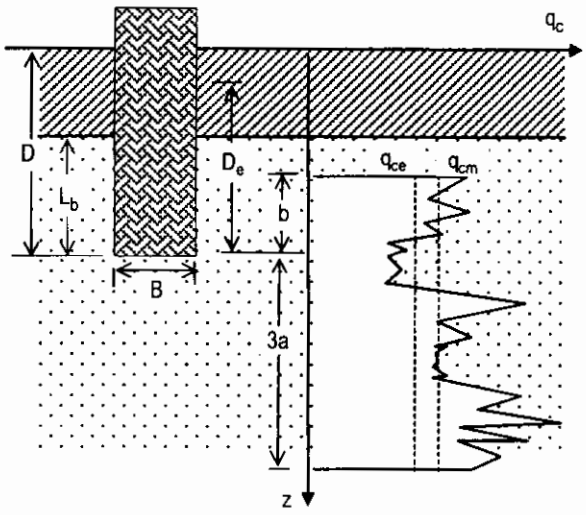
a = 0,5B nếu B ≥ 1m

a = 0,5 nếu B < 1m,

L_b - chiều cao cọc ngàm trong lớp cứng.

$q_c(z)$ - sức kháng mũi côn trong phạm vi b + 3a (xem hình VI.11).

q_{ce} - giá trị trung bình trọng số (tích phân) trong phạm vi ảnh hưởng mũi cọc nêu trên.



Hình VI.11: *Xác định sức kháng mũi côn tương đương q_{ce}*

2. Xác định độ sâu ngàm tương đương D_e

Độ sâu ngàm tương đương, D_e, là độ sâu hiệu dụng được ngàm trong đất, mà ở đó tính chất được huy động tối đa. Đây là độ sâu quy ước xác định thông qua phương pháp tính toán. Nếu đất không đồng nhất thì D_e thường nhỏ hơn độ sâu chôn cọc thực tế D. Nếu đất đồng nhất thì $D = D_e$.

Theo thí nghiệm xuyên tĩnh, ta xác định D_e theo biểu thức sau:

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}}\int_{d}^{D} q_c(z).dz \qquad (VI.33)$$

Trong đó:

q_{ce} - sức kháng mũi côn tương đương,

q_c (z) - sức kháng mũi côn dọc theo cọc, lấy từ d đến D.

d - thường lấy từ mặt đất (cốt 0), ngoại trừ có lớp đất yếu trên mặt thì loại bỏ trong tính toán.

D - chiều sâu chôn cọc thực tế.

V.4.2. Ma sát thành cọc

Sức kháng do ma sát thành cọc đơn vị, tính toán theo CPT, được thể hiện qua biểu thức:

$$f_s = \min\left(\frac{q_c(z)}{\beta}\ ;\ f_{smax}\right) \qquad (VI.34)$$

Trong đó:

q_c (z) - sức kháng mũi côn theo các lớp đất dọc thành cọc,

β - hệ số chuyển đổi, lấy theo bảng VI.8.

f_{max} - ma sát thành đơn vị giới hạn, lấy theo bảng VI.8.

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng VI.8 - Bảng các giá trị β và f_{max}

		Sét - Bụi					Cát - Sạn		
		A	B		C		A	B	C
Cọc khoan nhồi	β	-	-	75 (1)	-	-	200	200	200
	f_{max} (kPa)	**15**	**40**	**80 (1)**	**40**	**80 (1)**	-	-	**120**
Khoan rút ống đổ tại chỗ	β	-	100	100 (2)	-	100 (2)	250	250	300
	f_{max} (kPa)	**15**	**40**	**60 (2)**	**40**	**80 (2)**	-	**40**	**120**
Cọc đóng, ống thép bịt đầu	β	-	120		150		300	300	300
	f_{max} (kPa)	**15**	**40**		**80**		-	-	**120**
Cọc đóng, bê tông đúc trước	β	-	75		-		150	150	150
	f_{max} kPa)	**15**	**80**		**80**		-	-	**120**

Ghi chú: *(1) Đổ bê tông sau khi kết thúc khoan.*

(2) Khoan khô.

** Phân nhóm đất A, B, C theo bảng V.4, Chương V.*

V.5. SỨC CHỊU TẢI MỘT CỌC THEO THÍ NGHIỆM NÉN NGANG MENARD (PMT)

Tính toán sức chịu tải móng cọc, sử dụng thí nghiệm nén ngang (pressuremeter), là dựa trên nền tảng lý thuyết Menard đã mô tả trong quy chuẩn kỹ thuật nén ngang D60 của Hãng Menard - 1968. Phương pháp diễn dịch cũng được Hãng cầu đường Pháp LPC phát triển và ghi trong FOND-72, chương V.2.

Kết quả nghiên cứu thực nghiệm cho hàng trăm cọc sau này của Hãng LCPC (Bustamente & al., 1973 - 1983) đã được đưa vào Quy phạm Quốc gia Pháp: DTU 13.2 - 1983 . Phương pháp trình bầy sau đây là trong quy phạm kỹ thuật mới công bố gần đây, có một số hiệu chỉnh (trong Regle Technique ....).

Công thức VI.15 xác định sức kháng giới hạn của một cọc. Sức chịu tải cho phép và hệ số an toàn lấy theo mục V.2.2.

V.5.1. Sức kháng mũi cọc

Như đề cập ở chương V, mục II.3.1 và công thức V.29, công thức tổng quát sức kháng giới hạn theo nén ngang, được Menard kiến nghị:

$$q_p - q_0 = k\,(p_L - p_0)$$

Trong đó:

q_0 - áp lực cột đất ở cốt đáy móng.

p_0 - áp lực phương ngang của đất nghỉ ở mức đáy móng.

p_L - áp lực nén ngang.

k - hệ số tỷ lệ được gọi là *yếu tố chịu tải*, phụ thuộc vào: độ sâu ngàm D, hình dạng móng và loại đất-đá.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Đây là hệ số bán kinh nghiệm, do Menard nghiên cứu và kiến nghị ban đầu, sau này có nhiều lần hiệu chỉnh theo các kết quả nghiên cứu, chủ yếu của Hãng cầu - đường Pháp.

Sức kháng đơn vị mũi cọc, tính theo nén ngang, thể hiện qua biểu thức:

$$q_p = k_p . P_{Le} \qquad (VI.35)$$

Trong đó:

k_p - yếu tố chịu tải (theo nén ngang), lấy trong bảng VI.9.

p_{Le} - áp lực giới hạn tương đương (nén ngang).

Bảng VI.9 - Giá trị yếu tố chịu tải k_p

Loại đất	Nhóm	kp	
		Thi công không dịch chuyển đất thành cọc	Thi công có dịch chuyển đất thành cọc
Đất loại Sét - Bụi	A	1,1	1,8
	B	1,2	
	C	1,3	
Đất loại Cát - Sạn	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Đá phấn	A	1,1	2,6
	B	1,4	
	C	1,8	
Macnơ - Macnơ-calcar		1,8	2,6
Đá phong hoá		1,1 đến 1,8	1,8 đến 3,2

Lưu ý: *Phân nhóm đất A, B, C theo bảng V.4, chương V.*

a) Xác định áp lực giới hạn tương, p_{Le}

Áp lực giới hạn tương đương, p_{Le}, là giá trung bình trọng số (tích phân) trong phạm vi ảnh hưởng mũi cọc, được xác định theo biểu thức:

$$p_{Le} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_L(z).dz \qquad (VI.36)$$

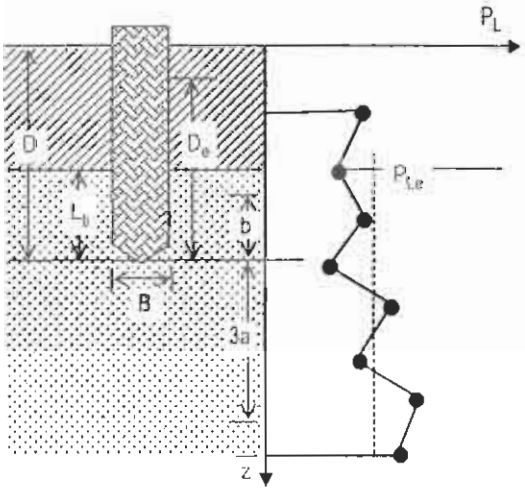
Trong đó:

+ a = 0,5 B nếu B > 1m

+ a = 0,5 nếu B < 1m,

+ b = min(a,L_b)

B - chiều rộng (đường kính) cọc.



Hình VI.12: *Xác định áp lực giới hạn tương đương p_{Le}*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

L_b - chiều sâu cọc ngàm trong lớp cứng.

p_L (z) - áp lực giới hạn theo chiều sâu, lấy theo thí nghiệm nén ngang.

b) Xác định độ sâu ngàm tương đương, D_e

Độ sâu ngàm tương đương D_e là độ sâu ngàm trong đất mà ở đó tính chất đất được huy động tối đa. Đây là độ sâu quy ước lấy theo phương pháp tính toán. Với đất bất đồng nhất D_e thường nhỏ hơn độ sâu chôn cọc thực tế D. Nếu đất đồng nhất thì $D = D_e$.

Theo thí nghiệm nén ngang, ta có thể xác định D_e theo biểu thức sau:

$$D_e = \frac{1}{P_{Le}} \int_d^D P_L(z).dz \qquad (VI.37)$$

Trong đó:

p_{Le} - áp lực giới hạn tương đương,

p_L (z) - áp lực giới hạn theo thí nghiệm nén ngang,

d - thường lấy từ mặt đất (bằng 0).

D - chiều sâu chôn cọc.

V.5.2. Ma sát thành cọc

Sức kháng ma sát thành đơn vị f_s của cọc, theo thí nghiệm nén ngang Menard, được thể hiện qua các biểu thức:

Với các đường có ký hiệu từ Q_1 đến Q_5 (bảng VI.10) ma sát thành đơn vị f_s được xác định:

Đường $Q_1 \div Q_4$:

$$f_s = q_{sn}.\frac{P_L}{P_n}\left(2 - \frac{P_L}{P_n}\right) \text{ với } \frac{P_L}{P_n} \le 1 \qquad (VI.38)$$

$$f_s = q_{sn} \text{ với } \frac{P_L}{P_n} > 1 \qquad (VI.39)$$

Trong đó:

n - chỉ số đường cong (ví dụ như đường Q_1 thì n =1),

$q_{sn} = 0,04.n$ (MPa) và $p_n = (1+0,5.n)$ (MPa).

p_L - áp lực giới hạn của nén ngang, ở vị trí đang xét.

Đường Q_5 :

$$f_s = \min\left[\frac{P_L - 0.2}{9};\ \frac{P_L + 3.3}{32}\right] \text{ với } p_L \ge 0,2 \text{ MPa} \qquad (VI.40)$$

Đường Q_6 :

$$f_s = \min\left[\frac{P_L + 0.4}{10};\ \frac{P_L + 4,0}{30}\right] \text{ với } p_L \ge 1,0 \text{ MPa} \qquad (VI.41)$$

Đường Q_7 :

$$f_s = \left[\frac{P_L + 0.4}{10}\right] \text{ với } p_L \ge 2,5 \text{ MPa} \qquad (VI.42)$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Việc lựa chọn số hiệu các đường ($Q_1 \div Q_7$) tuỳ thuộc loại đất, loại cọc, phương pháp thi công và thể hiện trong bảng VI.10.

Bảng VI.10 - Chọn số hiệu các đường Q để xác định f_s

Loại cọc - Phương thức thi công	Sét - Bụi			Cát - Sạn			Đá phấn			Mac-nơ		Đá
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Cọc khoan đơn giản	Q_1	Q_1 Q_2(1)	Q_2 Q_3(1)	-			Q_1	Q_3	Q_4 Q_5(1)	Q_3	Q_4 Q_5(1)	Q_6
Cọc khoan có dung dịch	Q_1	Q_1 - Q_2(1)		Q_1	Q_2 Q_1(2)	Q_3 Q_2(2)	Q_1	Q_3	Q_4 Q_5(1)	Q_3	Q_4 Q_5(1)	Q_6
Cọc khoan chống ống (có rút lên)	Q_1	Q_1 - Q_2(3)		Q_1	Q_2 Q_1(2)	Q_3 Q_2(2)	Q_1	Q_2	Q_3 Q_4(3)	Q_3	Q_4	-
Cọc khoan chống ống (không rút lên)	Q_1			Q_1		Q_2	Q_1	Q_2	Q_2	Q_2	Q_3	-
Cọc giếng (4)	Q_1	Q_2	Q_3	-			Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6
Ống thép đóng, bịt đầu	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	Q_4
Cọc đóng bê tông đúc trước	Q_1	Q_2		Q_3			Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	Q_4
Cọc đóng ống hở đáy, đổ bê tông	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	-
Cọc đóng ống bịt đáy, đổ bê tông	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4	Q_1	Q_3	Q_4	Q_3	Q_4	-
Cọc bơm sói ở đáy cọc.	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5		-
Cọc bơm phun áp lực cao (5)	-	Q_4	Q_5	Q_5		Q_6	-	Q_5	Q_6	Q_6		Q_7(6)

Ghi chú: *(1) Khoan xong mới đổ bê tông*

(2) Cọc có chiều dài rất lớn (>30m)

(3) Khoan khô, ống chống không nhổ,

(4) Không ống chống (tường lổi lõm),

(5) Bơm có chọn lọc lặp lại nhiều lần, lưu lượng nhỏ.

(6) (5) và sử lý mức độ nứt nẻ, hang hốc trước khi đổ.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

V.6. SỨC CHỊU TẢI CỌC ĐƠN THEO CÔNG THỨC ĐÓNG CỌC (PDT)

Để cọc có thể huy động được sức chịu tải như thiết kế cọc cần phải xuyên sâu vào tầng đất chặt cứng hoặc đá. Độ sâu thiết kế thường cố định cho từng khu mà bề mặt các lớp đất thì không bằng phẳng. Do vậy, để xác định chiều sâu cần thiết ở đó cọc huy động sức kháng tối đa cần có các công thức để xác định sức chịu tải cọc trong quá trình đóng cọc thử nghiệm, gọi là sức chịu tải cọc *công thức đóng cọc (Pile Driving Test)*.

Nhiều *công thức đóng cọc* được các tác giả thành lập và phát triển. Một số công thức trình bầy sau đây được áp dụng rộng rãi ở Mỹ và Trung Âu:

V.6.1. Công thức đóng cọc MENR

Một trong các công thức đóng cọc được áp dụng rộng rãi là công thức Modified Engineering New Record (MENR), dựa theo lý thuyết về năng lượng làm việc, nghĩa là:

(Năng lượng qua một cú búa đóng) = (Sức kháng cọc) x (Độ thâm nhập của cú đóng)

Công thức thể hiện sức kháng giới hạn cọc qua biểu thức:

$$Q_L = \frac{E.W_R.h}{S+C} \cdot \frac{W_R + n^2.W_p}{W_R + W_p} \qquad (VI.43)$$

Trong đó:

W_R - trọng lượng búa đóng,

W_p - trọng lượng cọc (tính cả đế nện),

E - hệ số hiệu dụng búa đóng, lấy theo bảng VI.11,

h - chiều cao rơi búa,

S - độ thâm nhập cọc cho một cú đóng,

C - lấy bằng 0,254 cm hoặc 0,1 inch.

n - hệ số phục hồi giữa búa và đế nện, bảng VI.12.

Bảng VI.11 - Giá trị hệ số hiệu dụng búa đóng

Loại búa đóng	E
Búa đóng đơn và đóng đúp	0,70 - 0,85
Búa diesel	0,80 - 0,90
Búa đóng, dây thả rơi	0,70 - 0,90

Bảng VI.12 - Giá trị đại diện n

Loại cọc	n
Búa thép, và cọc bê tông, không đế nện	0,40 - 0,50
Cọc thép, kê bằng gỗ	0,30 - 0,40
Cọc gỗ	0,25 - 0,30

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

Sức chịu tải cho phép:

$$Q_a = \frac{Q_L}{F_s}$$

Trong đó: F_s : hệ số an toàn, lấy trong khoảng 4 - 6.

V.6.2. Công thức đóng cọc Đan Mạch

Các nước Trung Âu hay dùng công thức đóng cọc Đan Mạch, qua đó sức kháng giới hạn cọc thể hiện bằng biểu thức sau:

$$Q_L = \frac{E.H_E}{S + \sqrt{\frac{EH_EL}{2A_pE_p}}} \qquad (VI.44)$$

Trong đó:

E - hệ số hiệu dụng búa đóng, theo bảng VI.11,

H_E - năng lượng búa = W_R.h (búa 35.6kN $\Rightarrow$ H_E = 35,3.kN-m),

E_p - modun đàn hồi cọc, (cọc bê tông lấy $E_p = 20{,}7.10^6$ kN/m2),

L - chiều dài cọc,

A_p - tiết diện cọc.

Hệ số an toàn F_s = 3 - 5 được áp dụng để xác định sức chịu tải cho phép.

Ngoài ra có thể sử dụng các công thức Hà Lan (IV.10) và Công thức Crandal (IV.11), trong thí nghiệm xuyên động (đề cập ở chương IV), để tính toán sức chịu tải cọc trong khi đóng.

V.7. SỨC CHỊU TẢI CỌC ĐƠN NGÀM TRONG ĐÁ

Khi đánh giá sức chịu tải của cọc ngàm trong đá cần đặc biệt lưu ý yếu tố tác động là chất lượng đá. Chất lượng đá, được đánh giá trong quá trình khảo sát, bao gồm:

- Độ cứng của đá thể hiện qua sức kháng nén dọc trục của lõi đá (q_u),
- Mức độ nứt nẻ, khoảng cách nứt nẻ, hướng-thế nằm và độ hở của chúng,
- Mức độ phong hoá,
- Chỉ số chất lượng lõi đá RQD (Rock Quality Designation).

Trên cơ sở các yếu tố trên đá được đánh giá thành 5 cấp độ:

1) Rất tốt (excellent)
2) Tốt (good)
3) Trung bình (fair)
4) Xấu (poor)
5) Rất xấu (very poor)

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Những loại đá như: vôi có hang hốc cac-tơ, đá phiến sét nhậy cảm với nước, đá biến chất và thâm nhập nứt nẻ phong hoá mạnh mẽ thì đều có thể gây ra sự cố đáng tiếc cho nền móng công trình.

Với nền đá vôi các-tơ hoá mạnh rất nguy hiểm khi sử dụng nền móng. Do vậy, trước khi xây dựng cần tiến hành các thí nghiệm đặc biệt để đánh giá sức chịu tải của từng cụm cọc hoặc *thí nghiệm độ bền mái hang* (roof-test) ở từng trụ trong khu vực hang cac-tơ. Thí nghiệm roof-test cần kết hợp khoan lấy lõi để xác định bề dày đá tươi nằm dưới mũi cọc trên mái hang.

Cũng cần tính đến mức độ hoà tan vật liệu tạo hang các-tơ do thay đổi động thái nước hoặc bơm khai thác nước sau khi xây dựng.

Tính toán sức kháng mũi cọc ngàm trong đá có thể sử dụng một số phương pháp sau:

V.7.1. Loại móng cọc áp dụng trong đá.

1. Cọc đóng

- Cọc đóng ngàm trong đá cần tuân thủ đến độ chối cần thiết. Độ chối được xác định theo một trong các công thức đóng cọc, để đánh giá sức chịu tải cọc sau khi thi công. Thí nghiệm nén tĩnh cọc cũng cần thiết để khẳng định tải tính toán.

- Cần xác định chắc chắn rằng cọc không bị hỏng, gẫy trong quá trình đóng, nếu dùng cọc bê tông.

- Cọc thép đóng sử dụng có hiệu quả trong đá vì có thể cắm sâu một khoảng nào đó vào đá tươi. Cần thận trọng trượt mũi cọc khi cắm vào mặt đá nghiêng.

- Tính toán cọc đóng ngàm trong đá thì thành phần ma sát thành thường bỏ qua.

2. Cọc khoan

- Cọc khoan nhồi là hiệu quả nhất khi sử dụng trong môi trường đá, đặc biệt với các công trình quan trọng.

- Khi cọc khoan ngàm nông trong đá thành phần ma sát thành cọc có thể bỏ qua. Tuy nhiên khi cọc ngàm sâu trong đá thì sức kháng ma sát thành đóng vai trò đáng kể.

- Vì cọc ngàm trong đá có tải trọng lớn, do vậy thí nghiệm nén tĩnh là rất tốn kém nên ít khi sử dụng.

V.7.2. Sức chịu tải móng cọc ngàm trong đá theo quy phạm Đức

Theo quy phạm Đức (DIN 4014) sức chịu tải cho phép quy ước của mũi cọc, ngàm trong đá, được thể hiện trong bảng VI.13.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng VI.13 - Sức chịu tải cho phép của cọc ngàm trong đá

(hoặc vật liệu tương đương như đá - DIN 4014)

Sức kháng mũi cọc đơn vị quy ước q_p (kg/cm^2)			
Mức độ phong hoá hoặc hiệu suất gắn kết	Khoảng nứt nẻ (chia theo ISRM)		
	Rộng	Hẹp	Rất hẹp
- Không phong hoá, - Gắn kết tốt	> 80	> 80	> 70
- Phong hoá nhẹ, - Gắn kết khá tốt	50	40	30
- Phong hoá cao - Gắn kết kém	20	15	15
- Phong hoá hoàn toàn, - Không gắn kết	Áp dụng theo nguyên lý dùng cho đất		

V.7.3. Sức chịu tải móng cọc trong đá theo phương pháp Goodman (1980).

Sức chịu tải mũi cọc ngàm trong đá được tính toán theo biểu thức:

$$Q_p(a) = \frac{\left[q_u(N_\phi + 1)\right] A_p}{Fs = 3} \qquad (VI.45)$$

Trong đó:

$q_p = q_u.(N_\phi+1)$ = Sức kháng mũi cọc,

N_ϕ - yếu tố mang tải, phụ thuộc ϕ; $N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$,

φ - góc ma sát trong thoát nước của đá, lấy theo bảng VI.14.

q_u - sức kháng nén dọc trục lõi đá (trong phòng),

A_p - tiết diện mũi cọc.

Vấn đề còn bàn luận nhiều là sức kháng nén, giữa số liệu thí nghiệm nén lõi đá và thực tế ngoài hiện trường, chênh lệch nhau nhiều lần vì các yếu tố sau tác động:

- Yếu tố kích thước lõi đá so với khối đá thực tế dưới móng,
- Yếu tố độ nứt nẻ, phong hoá, bất đồng nhất của khối đá so với lõi đá thí nghiệm.

Vì lý do trên, người ta kiến nghị sử dụng giá trị cho thiết kế cho sức kháng nén q_u như sau:

$$q_{u(design)} = \frac{q_{u(lab)}}{5} \qquad (VI.46)$$

Trong đó:

$q_{u(lab)}$: sức kháng nén lõi đá theo phòng thí nghiệm,

$q_{u(design)}$: sức kháng nén lõi đá tính toán thiết kế.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

Bảng VI.14 - Giá trị đại diện q_u và φ của các loại đá

Loại đá	Sức kháng nén lõi đá q_u (MPa)	Góc ma sát φ (độ)
Đá cát kết, bột kết	50 - 200	27 - 45
Đá sét kết, phiến sét	20 - 75	20 - 25
Đá vôi	50 - 245	35 - 42
Đá granite	100 - 226	45 - 51
Đá basalte	100 - 150	22 - 51
Đá shist	40 - 80	8 - 12
Quartzite	200 - 350	45 - 55

V.7.4. Sức chịu tải móng cọc trong đá theo Ladanyi & Roy (1974)

Sức kháng cho phép của móng cọc ngàm trong đá, có tính đến yếu tố độ sâu ngàm trong đá cứng, được thể hiện qua biểu thức sau:

$$q_a = q_u.K_{sp}.d \qquad (VI.47)$$

Trong đó:

q_a - sức kháng mũi cọc cho phép.

q_u - sức kháng nén dọc trục lõi đá (trong phòng thí nghiệm).

d - yếu tố độ sâu ngàm trong đá cứng: $d = 1 + 0,4\ L_s/B_s \le 3,4$,

L_s - chiều sâu ngàm trong đá cứng,

B_s - đường kính (bề rộng) ngàm trong đá cứng,

K_{SP} - hệ số (kinh nghiệm), có tính đến hệ số an toàn $F_s = 3$.

$$K_{sp} = \frac{3 + s/B}{10.\sqrt{1 + 300.\delta/s}} \qquad (VI.48)$$

Trong đó:

s - khoảng cách các nứt nẻ (theo Hội Cơ đá Quốc tế ISRM)

δ - độ mở (rộng) khe hở nứt nẻ,

B - chiều rộng móng (đường kính).

Với $0,5 < s / B < 2,0$ thì $0 < \delta / B < 0,02$

VI. MA SÁT ÂM - LỰC XỆ NGANG

VI.1. HIỆN TƯỢNG MA SÁT ÂM

Định nghĩa đơn giản nhất thì *ma sát âm* là lực kéo cọc xuống bởi đất nằm xung quanh cọc. Hiện tượng ma sát âm xẩy ra trong một số điều kiện sau (hình VI.13):

1 - Cọc ngàm trong đất rời và nằm trên là đất lấp loại sét đang trong quá trình cố kết. Quá trình cố kết đó tạo ra lực kéo cọc xuống gọi là *ma sát âm*.

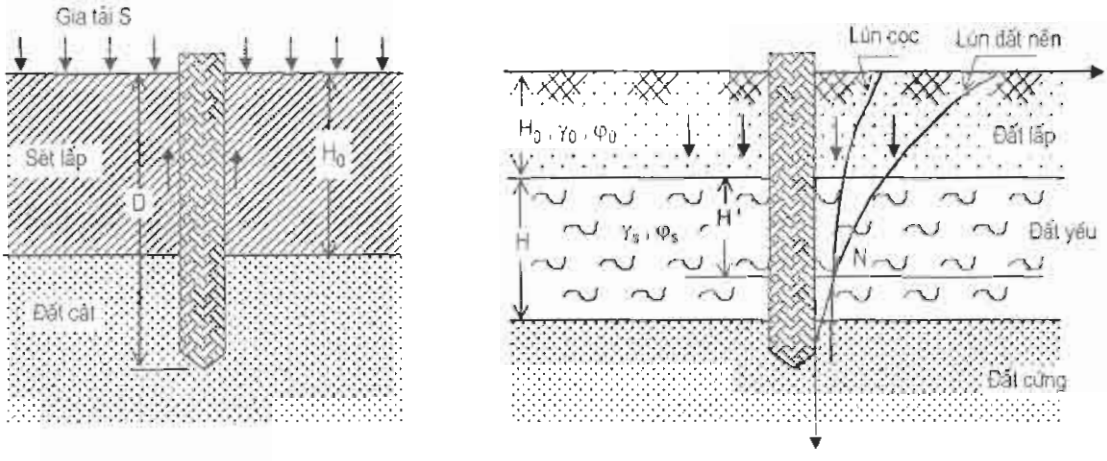
old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

2 - Dọc thân cọc tồn tại lớp đất sét yếu chịu nén mà trên nó là đất lấp. Đất lấp làm cho sét yếu lún xuống và quá trình cố kết này đã tạo ra lực *ma sát âm* để kéo cọc xuống.

3 - Quá trình bơm hút ngầm làm hạ thấp mực nước dưới đất. Hạ mực nước làm tăng áp lực hữu hiệu cột đất và khi cọc ngàm qua lớp đất loại sét yếu thì hiện tượng cố kết xảy ra, tạo thành lực *ma sát âm*, kéo cọc xuống.

Đôi khi lực *ma sát âm* đạt đến giá trị lớn đến mức có thể làm cho cọc bị phá hỏng, nên việc tính toán dự báo ma sát âm trong thiết kế là rất cần thiết.



a) Đất loại sét lấp trên đất cát *b) Đất loại cát lấp trên sét yếu*

Hình VI.13: *Cơ chế hoạt động ma sát âm*

VI.2. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN MA SÁT ÂM

Có nhiều phương pháp tính toán xác định ma sát âm của cọc. Công thức trình bầy sau đây được áp dụng chính thức trong Quy phạm Hãng cầu đường Pháp FOND - 72 .

VI.2.1. Nguyên lý tính toán.

1 - Ngoại trừ nguyên nhân khác, còn phần lớn trường hợp ma sát âm được tạo ra do hiện tượng cố kết của đất sét chịu nén. Do vậy, đặc trưng cơ học lựa chọn trong tính toán là ở trạng thái *ứng suất hữu hiệu* φ', c'.

2- *Dưới mặt phẳng* trung hoà qua điểm N, nơi đó độ lún cố kết đất xung quanh bằng độ chuyển vị của cọc dưới tải trọng, *ma sát âm* không tồn tại.

3 - Nếu cọc có xuyên qua đất đắp nằm trên đất yếu thì *ma sát âm* sẽ hoạt động dọc theo cọc cả ở đất đắp và đất yếu, đến điểm trung hoà N.

VI.2.2. Ma sát âm đơn vị.

Gọi σ'_v là *ứng suất hữu hiệu* thẳng đứng ở độ sâu nào đó, bao gồm gia tải và áp lực cột đất hữu hiệu, ta có thể viết:

$$\sigma'_h = K_0.\sigma'_v$$

Trong đó: K_0 là áp lực đất nghỉ.

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

Với các giả thiết rằng, thi công cọc không làm xáo động môi trường đất xung quanh và lực dính kết hữu hiệu c' = 0, thì trong điều kiện đó ta có biểu thức:

$$f^n = K.\sigma'_v .tg\phi' \qquad (VI.49)$$

Trong đó:

f^n - ma sát âm đơn vị,

ϕ' - góc ma sát trong hữu hiệu cọc-đất.

K - hệ số đất nghỉ.

VI.2.3. Giá trị K.tgϕ'

Theo quy phạm Quốc gia Pháp Regle Technique ... - 1991, giá trị K.tgϕ' được lấy theo bảng VI.15:

Bảng VI.15 - Các giá trị K.tgϕ'

Loại đất & Trạng thái		Cọc khoan		Cọc đóng
		Chống ống	Không chống	
Than bùn	Đất hữu cơ	0,10	0,15	0,20
Đất loại	Đất yếu	0,10	0,15	0,20
Sét	Dẻo cứng đến cứng	0,15	0,20	0,30
Cát &	Rất xốp	0,35		
Sạn sỏi	Xốp	0,45		
	Chặt vừa đến chặt	1,00		

VI.2.4. Xác định chiều dày chịu ma sát âm H'

Xác định chiều dày (H') mà cọc xuyên qua chịu ma sát âm tham khảo bảng VI.16, hoặc tiến hành theo phương pháp sau: tính toán độ lún cố kết của đất yếu do đất đắp gây ra (s_e) , tinh toán độ lún cọc (s_p). Mặt phẳng trung hoà là mặt phẳng mà ở đó độ lún đất yếu và độ lún của cọc có mối quan hệ: $s_p = s_E + 2cm$ (s_p: chuyển vị cọc ở mặt trung hoà và s_E : độ lún đất yếu do gia tải gây ra từ mặt trung hoà đến đáy lớp).

VI.2.5. Tính toán lực ma sát âm Q^n

Gọi Q^n là *lực ma sát âm* tác dụng lên thân cọc, được xác định trong phạm vi chiều sâu tồn tại ma sát âm (đến điểm N), thể hiện qua biểu thức:

$$Q^n = \int_0^N p.f^n.dz \qquad (VI.50)$$

Trong đó: p - chu vi cọc.

Hai trường hợp, có thể phân biệt trong mô hình đơn giản (Hình VI.12), được mô tả trong FOND-72 của Hãng cầu-đường Pháp.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

a) Cọc xuyên qua lớp đất yếu.

Đất yếu được xem là ngập nước, và khi đó ta có:

Ma sát âm đơn vị:

$$f^n_{(max)} = K.tg\phi' (S + \gamma'H') \quad (VI.51)$$

Lực ma sát âm:

$$Q^n = p.[SH'+0,5.\gamma'H'^2].K.tg\phi' \quad (VI.52)$$

Trong đó:

S - gia tải tạo nên độ lún đất yếu xung quanh cọc,

γ' - dung trọng đẩy nổi đất yếu,

H' - độ sâu đất yếu đến điểm trung hoà N,

p - chu vi cọc.

b) Cọc xuyên qua đất đắp và đất yếu.

- Đặc trưng đất đắp: H_0, γ'_0, $(K.tg\phi')_0$,
- Đặc trưng đất yếu: H', γ'_s $(K.tg\phi')_s$

Ta có ma sát âm đơn vị cực đại (f^n_{max}) và lực ma sát âm (Q^n) :

$$f^n_{(max)} = (K.tg\phi')_s .(\gamma'_0 .H_0 + \gamma'_s .H') \quad (VI.53)$$

$$Q^n = p.[0,5.H_0^2.(K.tg\phi')_0 + (\gamma'_0 .H_0.H' + 0,5.\gamma'_s,H'^2_s).(K.tg\phi')_s \quad (VI.54)$$

VI.2.6. Xác định ma sát âm cho tính toán thiết kế

Việc phân tích, xác định, lựa chọn giá trị ma sát âm phục vụ thiết kế là cần thiết và cần phải thận trọng. Theo tài liệu kỹ thuật trong FOND-72, Chương V.3, khuyến nghị như sau:

1 - Nếu do tác động của gia tải mà độ lún của lớp đất yếu nhỏ (tổng cộng dưới 2cm) thì có thể bỏ qua mà không tính đến hiệu ứng ma sát âm.

2 - Nếu lớp đất yếu bị lớp đất đắp nằm trên gây ra một độ lún cố kết quá lớn (hàng vài chục cm) thì cần sử dụng khả năng huy động ma sát âm tối đa như tính toán cho cọc đơn sau đây.

3 - Trường hợp độ lún lớp đất yếu có giá trị trung gian thì không thể đưa ra một quy tắc nhất định vì khi đó ma sát âm thường không được huy động tối đa. Khi đó có thể lựa chọn cho thiết kế một giá trị mà nó được tính đến các yếu tố sau: bề dày lớp đất chịu lún, bề dày đất đắp, sức chịu tải của tầng chịu lực v.v... và sử dụng phương pháp của Ahu, Buison, Habib - thể hiện trong bảng VI.16.

Ma sát âm chỉ được tính vào tải trọng thường xuyên, nghĩa là khi tính toán thiết kế cần kiểm tra các điều kiện sau:

$$Q_g + Q_s < Q_w \text{ , và } Q_g + Q^n < Q_w$$

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

Trong đó:

Q_s - gia tải

Q_g - tải trọng thường xuyên

Q^n - lực ma sát âm.

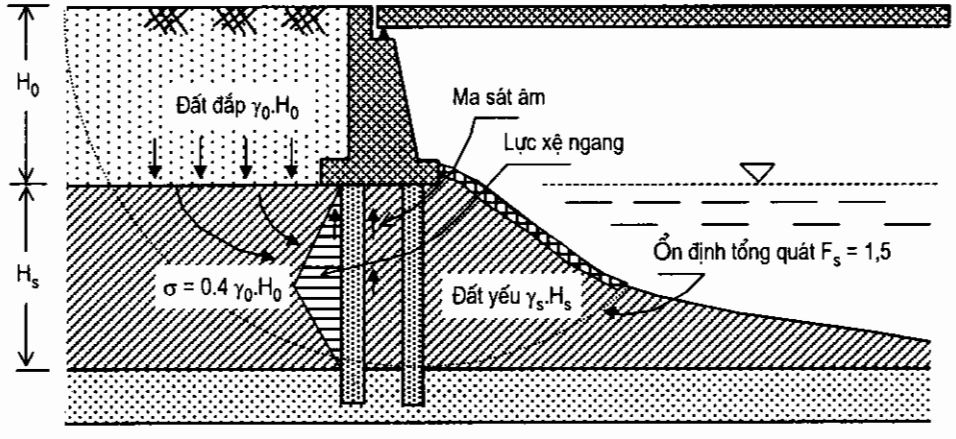
Q_W - sức chịu tải cho phép cọc làm việc.

Bảng VI.16 - Xác định chiều dày ma sát âm cho thiết kế

Chiều dày lớp đất yếu / Độ lún	5m	10m	≥ 20m
1 - 2 cm	Lớp đất không cứng lắm, bỏ qua lớp đất yếu trong tính toán ma sát cho sức chịu tải của cọc		
Từ 2cm đến 10cm	Cần tính đến ma sát âm trong phạm vi cọc ngàm qua đất đắp và đất nền chịu ma sát âm. Xác định giá trị cực đại theo VI.2.5		
	3m cọc	5m cọc	10m cọc
> 10cm	Cần tính đến ma sát âm trong phạm vi cọc ngàm qua đất đắp và đất nền chịu ma sát âm. Xác định giá trị cực đại theo VI.2.5:		
	5m cọc	7m cọc	14m cọc

VI.3. LỰC XỆ NGANG CỦA ĐẤT YẾU VÀO THÂN CỌC

Trường hợp đất đắp cao nằm trên đất yếu thì ngoài khả năng tạo ma sát âm còn có khả năng xệ trong nội thân lớp đất yếu, tạo ra *lực đẩy ngang* vào thân cọc cắm qua chúng. Trường hợp thường gặp là đất đắp của đường dẫn ở đoạn nối với mố cầu mà cọc cắm qua lớp đất yếu để tựa vào lớp đất tốt nằm sâu (hình VI.14).



Hình VI.14: *Đất yếu bị xệ tạo nên* lực đẩy ngang *vào thân cọc.*

Lực đẩy ngang, do xệ đất yếu, được xác định theo phương pháp Tchebotarioff ghi trong FOND - 72, như sau:

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

a) Áp lực đẩy ngang:

$$\sigma = K.\gamma_0,H_0 \quad (VI.55)$$

b) Lực đẩy ngang:

$$P = K.\gamma_0,H_0 .2B = 0,4.\ \gamma_0,H_0 .2B = 0,8.\gamma_0,H_0.B \quad (VI.56)$$

c) Mômen tối đa ở giữa khoảng đất yếu thân cọc, khi cọc ngàm 2 đầu:

$$M_{max} = 0,067.\ \gamma_0 .H_0 .H_s^2.B \quad (VI.57)$$

Trong đó:

H_0 - chiều cao đất đắp,

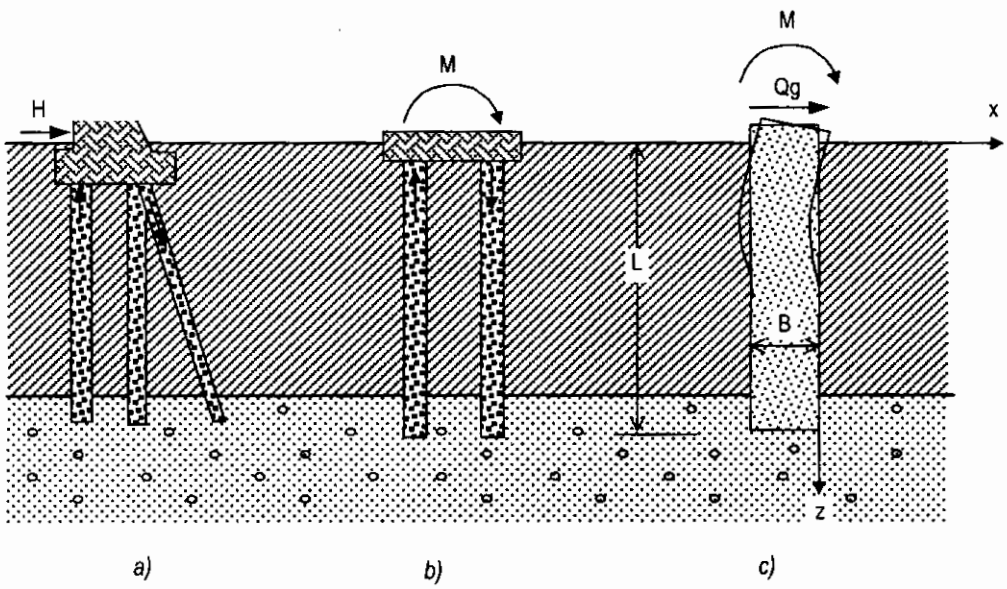
H_s - chiều cao lớp đất yếu mà cọc cắm qua,

γ_0 - dung trọng đất đắp,

B - đường kính cọc.

VII. MÓNG CỌC CHỊU TÁC DỤNG LỰC NGANG

Thông thường khi cọc có tải trọng ngang, hoặc mômen, thì được xử lý bằng cọc xiên (hình VI.15a) hoặc dùng nhóm cọc (hình VI.15b). Từ khi xuất hiện cọc nhồi có đường kính lớn và cọc barrettes có thể sử dụng trực tiếp và chỉ cần một cọc để sử lý vấn đề *lực ngang và mômen* (Hình VI.15c).



Hình VI.15: *Hoạt động cọc dưới tác dụng lực ngang và mômen*

VII.1. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN ĐỐI VỚI ĐẤT RỜI

Lời giải tổng quát để xác định độ chuyển vị và mômen của một cọc thẳng đứng, chịu tác dụng của tải ngang và mômen, đã được Matlock và Recce phân tích năm 1960. Gọi L

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

là chiều dài cọc, chịu một tải phương ngang Q_g, và mômen (M_g) tại cốt cao mặt đất (z = 0) như hình VI.16c.

Lý thuyết Winkler trong môi trường đàn hồi có dạng biểu thức:

$$k = \frac{p'(kN/m^2)}{x(m)} \qquad (VI.58)$$

Trong đó:

k - môđun phản lực nền,

p' - áp lực vào đất,

x - độ chuyển vị.

Môđun phản lực nền, trong đất rời tại độ sâu z, được xác định:

$$k_z = n_k.z \qquad (VI.59)$$

Trong đó: n_k là hằng số môđun phản lực nền phương ngang.

Sử dụng *Lý thuyết giầm đàn hồi* ta có biểu thức:

$$E_p I_p \frac{d^4x}{dz^4} = p' \qquad (VI.60)$$

Trong đó:

E_p - môđun đàn hồi của vật liệu cọc,

I_p - mômen trơ theo tiết diện cọc.

Cũng theo lý thuyết Winkler ta có:

$$p' = - k.x \text{ (dấu âm do phản lực đất)} \qquad (VI.61)$$

Kết hợp các biểu thức (VI.60) và (VI.61) ta được:

$$E_p I_p \frac{d^4x}{dz^4} + kx = 0 \qquad (VI.62)$$

Lời giải phương trình trên cho ta các biểu thức sau:

- Chuyển vị cọc theo độ sâu:

$$x(z) = A_x \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} + B_x \frac{M_g T^2}{E_p I_p} \qquad (VI.63)$$

- Góc nghiêng cọc theo độ sâu:

$$\theta(z) = A_\theta \frac{Q_g T^2}{E_p I_p} + B_\theta \frac{M_g T}{E_p I_p} \qquad (VI.64)$$

- Mômen phát triển trong cọc theo độ sâu:

$$M_z(z) = A_m Qg.T + B_m Mg \qquad (VI.65)$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

- Lực cắt thân cọc theo độ sâu:

$$V_z(z) = A_v Q_g + B_v \frac{M_g}{T} \quad (VI.66)$$

- Áp lực đất theo chiều sâu:

$$p'_z(z) = A_p \frac{Q_g}{T} + B_p \frac{M_g}{T^2} \quad (VI.67)$$

Trong đó:

A_x, B_x, A_θ, B_θ, A_m, B_m, A_v, B_v, A_p, B_p - hệ số, lấy theo bảng VI.16.

T - yếu tố đặc trưng chiều dài của hệ cọc-đất,

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p . I_p}{n_k}} \quad (VI.68)$$

Trong đó:

E_p - môđun đàn hồi cọc.

I_p - mômen trơ của cọc.

+ Khi $L \geq 5T$ thì móng cọc được xem như loại cọc dài,

+ Khi $L \leq 2T$ thì móng cọc được xem như loại ngắn (cứng).

Lưu ý: - Giá trị trong bảng VI.17, lấy theo Z là đại lượng không thứ nguyên, trong đó:

$$Z = \frac{z}{T} \quad (VI.69)$$

- Để tính toán giá trị T cần biết giá trị n_k của đất nền. Giá trị n_k này có thể được xác định qua thí nghiệm hoặc có thể lấy theo giá trị đại diện trong bảng VI.18.

Bảng VI.17 - Bảng các hệ số cho cọc chịu lực ngang cho cọc dài

$k_z = n_k.z$

Z	A_x	A_θ	A_m	A_v	A_p	B_x	B_θ	B_m	B_v	B_p
0,0	2,435	-1,623	0,000	1,000	0,000	1,623	-1,750	1,000	0,000	0,000
0,1	2,273	-1,618	0,100	0,989	-0,227	1,453	-1,650	1,000	-0,007	-0,145
0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,952	-1,578	0,291	0,906	-0,586	1,143	-1,450	0,994	-0,058	-0,343
0,4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
0,5	1,644	-1,503	0,459	0,764	-0,822	0,873	-1,253	0,976	-0,137	-0,436
0,6	1,496	-1,454	0,532	0,667	-0,897	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
0,7	1,353	-1,397	0,595	0,585	-0,947	0,642	-1,061	0,939	-0,226	-0,449
0,8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973	0,540	-0,968	0,914	-0,270	-0,432
0,9	1,086	-1,268	0,693	0,392	-0,977	0,448	-0,878	0,885	-0,312	-0,403
1,0	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,962	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.v

Z	A_x	A_θ	A_m	A_v	A_p	B_x	B_θ	B_m	B_v	B_p
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,885	0,223	-0,629	0,775	-0,414	-0,268
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761	0,112	-0,482	0,688	-0,456	-0,157
1,6	0,381	-0,741	0,746	-0,193	-0,609	0,029	-0,354	0,594	-0,477	-0,047
1,8	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,445	-0,030	-0,245	0,498	-0,476	0,054
2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,268
4,0	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5,0	-0,009	0,025	-0,033	0,015	0,046	0,000	-0,011	-0,026	0,029	-0,002

Bảng VI.18 - Giá trị đại diện n_k

Loại đất	Trạng thái	n_k (kN/m^3)
Cát khô hoặc ẩm	Xốp	1 800 - 2200
	Chặt vừa	5500 - 7000
	Chặt	15000 - 18000
Cát ngập nước	Xốp	1000 - 1400
	Chặt vừa	3500 - 4500
	Chặt	9000 - 12000

VII.2. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN VỚI ĐẤT DÍNH

Lời giải cọc chịu tác dụng lực ngang ngàm trong đất dính, được Davison & Gill phân tích, tương tự như như các biểu thức VI.63 đến VI.67, theo đó:

- Chuyển vị theo độ sâu:

$$x(z) = A'_x \frac{Q_g R^3}{E_p I_p} + B'_x \frac{M_g R^2}{E_p I_p} \qquad (VI.70)$$

- Mômen của cọc theo độ sâu:

$$M_z(z) = A'_m Qg.R + B'_m Mg \qquad (VI.71)$$

Trong đó:

A'_x, B'_x, A'_m, B'_m - hệ số lấy theo giản đồ hình VI.16.

R lấy theo biểu thức:
$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{k}} \qquad (VI.72)$$

Trong trường hợp này:
$$Z' = \frac{z}{R} \text{ và } Z'_{max} = \frac{L}{R}$$

L - chiều dài cọc.

k - môđun phản lực nền cho đất sét, không đổi theo chiều sâu.

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.v

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.v

Vesic (1961) kiến nghị biểu thức xác định k cho đất dính:

$$k = 0{,}65.\sqrt[12]{\frac{E_s.B^4}{E_p.I_p}}.\frac{E_s}{1-\nu_s^2} \qquad (VI.73)$$

Trong đó:

$E_s = \frac{3(1-\nu_s)}{m_v}$, môđun đàn hồi. (VI.74)

B - bề rộng (hoặc đường kính cọc).

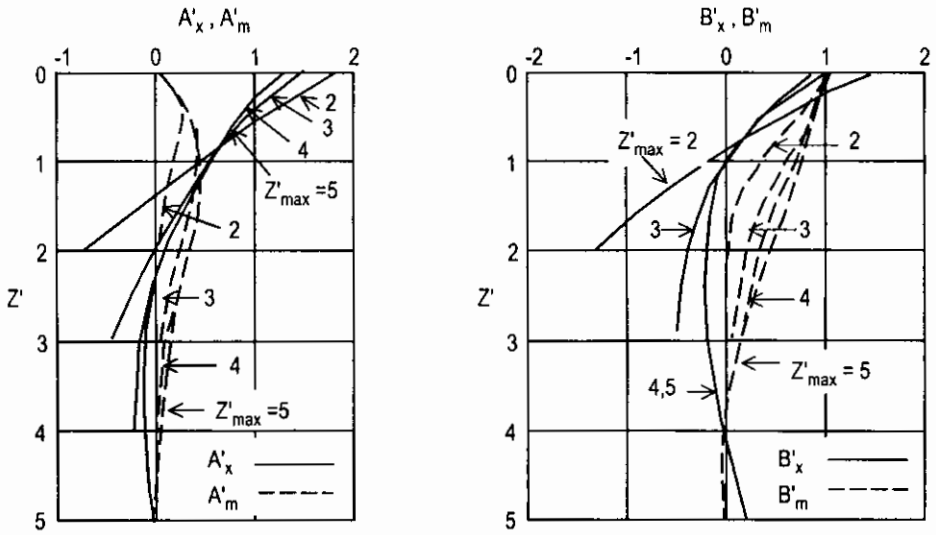
ν_s - hệ số Poison của đất, có thể lấy 0,3 - 0,4.

$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta p(1+e_o)}$ - hệ số biến đổi thể tích.

e, Δp - hệ số rỗng và gia số áp lực nén (thí nghiệm nén một trục).

E_p, I_p - môđun đàn hồi và mômen trơ vật liệu cọc.

(cọc thép chữ H (250 × 0.834) cho $I_p = 123.10^{-6}m^4$, $E_p = 207.10^6$ (kN/m^2)



Hình VI.16: *Giá trị A'_x , B'_x , A'_m , B'_m theo Z' (Davison & Gill - 1963)*

VII.3. XÁC ĐỊNH MÔĐUN PHẢN LỰC NGANG THEO NÉN NGANG MENARD

Môđun phản lực nền được xác đinh theo công thức (VI.58), k = p'/x. Với một cọc chịu tác động tải trọng ngang (H) hoặc mômen (M) có thể xem chuyển vị (x) như là độ lún phương ngang của một móng có chiều rộng B = 2R, và chiều dài vô hạn.

Trong trường hợp này ta có λ_2 = 2,65 và bỏ qua độ lún trong vùng cầu (theo lý thuyết Menard) ta có công thức:

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.v

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

$$x = \frac{1+\nu}{3E} \cdot p.R_0 \left(2{,}65 \frac{R}{R_0} \right)^{\alpha} \qquad \text{(VI.75)}$$

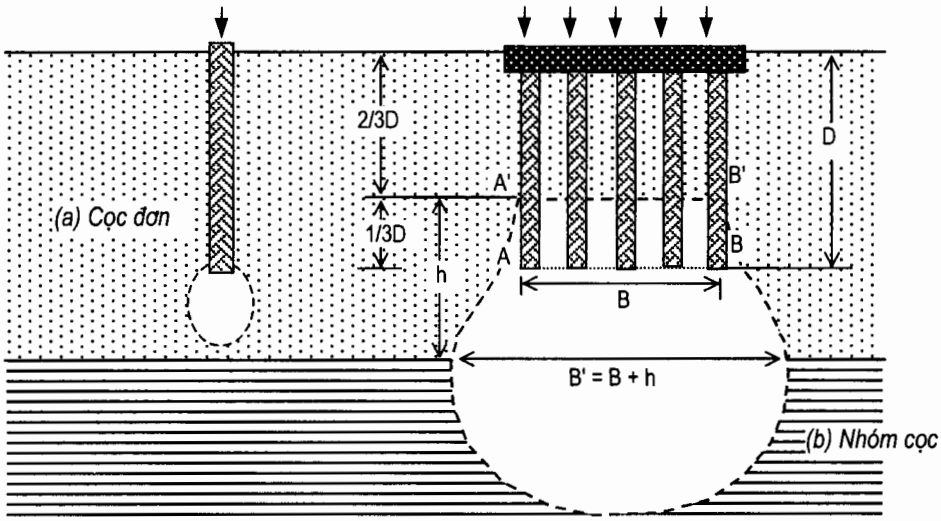
Từ đó, ta có môđun phản lực ngang k_h:

$$\frac{1}{k_h} = \frac{1+\nu}{3E} \cdot p.R_0 \left(2{,}65 \frac{R}{R_0} \right)^{\alpha} \qquad \text{(VI.76)}$$

Đây là công thức rất hữu dụng để tính cọc chịu lực phương ngang, kể cả cho dải tường chắn theo lý thuyết đàn-dẻo.

VIII. NHÓM CỌC

Khi cọc bố trí riêng rẽ, sức chịu tải móng cọc được phân tích theo các phương pháp nêu trên. Tuy nhiên, trong thực tế để thoả mãn tải trọng lớn của một đài cọc, cọc thường được bố trí thành nhóm có số lượng (n) cọc (hình VI.17).



A - B đáy móng khối giả tưởng khi cọc hoạt động ở mũi là chủ yếu
A' - B' đáy móng khối giả tưởng khi cọc hoạt động như cọc ma sát

Hình VI.17: *Hoạt động của cọc đơn và nhóm cọc*

VIII.1. HIỆU ỨNG NHÓM

Do cọc thường bố trí khá gần nhau nên chúng tác động ảnh hưởng qua lại dưới tải trọng. Do đó, sức chịu tải tổng quát của cả nhóm thường nhỏ hơn tổng sức chịu tải của các cọc. Mặt khác, sự truyền tải của cả nhóm cọc xuống chiều sâu cũng khác nhiều so với cọc đơn.

Hiệu ứng, do tác động qua lại giữa các cọc trong một nhóm, gây ảnh hưởng sức chịu tải nhóm cọc, được gọi là *hiệu ứng nhóm* .

Hoạt động của nhóm cọc, do tác động tương hỗ giữa các cọc với nhau, có thể xảy ra 2 loại hiệu ứng sau:

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

1 - Làm thay đổi (chủ yếu là giảm) sức chịu tải cả nhóm so với tổng sức chịu tải các cọc thành phần.

2 - Hiệu ứng bè , làm tăng vùng truyền ứng suất. Hậu quả gây ra độ lún của nhóm cọc cao hơn nhiều so với cọc đơn, đặc biệt khi có lớp đất yếu nằm gần mũi cọc.

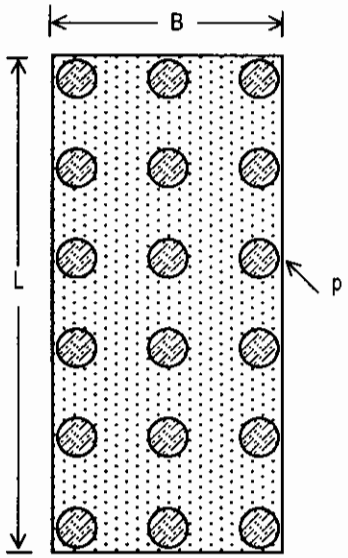
Do đó, khi phân tích nhóm cọc, cần đặc biệt lưu ý kiểm tra các yếu tố cần tính toán sau:

1 - Độ an toàn ở giới hạn phá huỷ (sức chịu tải cho phép nhóm cọc).

2 - Độ lún nhóm cọc.

VIII.2. PHƯƠNG PHÁP TERXAGHI & PECK VỚI KHỐI MÓNG GIẢ TƯỞNG

Phương pháp này coi cả nhóm cọc, như một khối móng và hoạt động như móng nông, có chiều rộng (B), chiều dài (L) và chiều sâu chôn móng trong đất (D) (hình VI.17b và Hình VI.18).



Hình VI.18: *Móng nông giả tưởng*

Sức kháng giới hạn của khối móng là tổng của hai thành phần:

* Sức kháng đế móng, ở mặt A - B hoặc A' - B' ,

* Ma sát thành xung quanh khối móng chu vi p.

$$Q_L = Q_p + Q_f$$

1 - Sức kháng dưới đế khối móng (Q_p) được tính như cho móng nông (trường hợp D/B < 5) như đề cập ở Chương V, Mục II.

Trường hợp tồn tại lớp đất yếu, nằm gần đáy khối móng, cần kiểm tra sức kháng trên bề mặt lớp đất yếu dưới (chương V, mục II.1.4).

Hệ số an toàn được lấy $F_s = 3$ để xác định sức chịu tải cho phép đất nền theo giới hạn an toàn. (SLS).

2 - Ma sát thành khối móng được tính toán qua biểu thức:

$$Q_f = p.D.f_s \qquad (VI.77)$$

Hoặc là: $$Q_f = p.2/3.D.f_s \qquad (VI.78)$$

Trong đó:

p - chu vi khối móng,

D - chiều sâu ngàm cọc,

f_s - ma sát thành đơn vị,

Ta gọi q_1 là sức kháng cho phép ở đáy khối móng (với hệ số an toàn $F_{s1} = 3$).

Ta gọi q_2 là sức kháng cho phép của ma sát thành đơn vị, khi đó:

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

$$q_2 = \frac{Q_F}{A_F} \times \frac{1}{F_{s2}} \text{ , với } F_{s2} = 2 \qquad \text{(VI.79)}$$

Ứng suất thẳng đứng truyền xuống mặt *đáy móng giả tưởng* ở vị trí A - B hoặc A' - B', tuỳ từng trường hợp, được xác định theo biểu thức:

$$q_v = \frac{\sum Q_i + W}{A} \qquad \text{(VI.80)}$$

Trong đó:

Q_i - tải trọng thiết kế cho cọc thứ (i),

W - trọng lượng khối đất và cọc, đến mặt A - B hoặc A' - B'

A - tiết diện của khối nhóm cọc, tại mặt A - B hoặc A' - B'.

Khi ứng suất truyền theo chiều sâu đến mặt lớp đất yếu thì tiết diện được tính là A' = B'.L' = (B+h).(L+h).

Cuối cùng công thức kiểm tra cần thoả mãn:

$$q_v \le q_1 + q_2 \qquad \text{(VI.81)}$$

3 - Độ lún nhóm cọc

Khối nhóm cọc, được quan niệm đặt ở độ sâu: D hoặc 2/3 D. Khi đó phương pháp tính lún sử dụng, như đề cập trong chương V, mục III.

VIII.3. HỆ SỐ HIỆU DỤNG NHÓM CỌC C_e

Hệ số hiệu dụng (C_e) của một nhóm n cọc là tỷ số giữa tải trọng giới hạn của nhóm (gọi là Q_{GL}) với tổng tải trọng giới hạn của n cọc riêng rẽ trong nhóm (gọi là $\sum Q_{iL}$)

$$C_e = \frac{Q_{GL}}{\sum Q_{iL}} \qquad \text{(VI.82)}$$

VIII.3.1. Xác định hệ số hiệu dụng nhóm cọc Ce theo Converse Labarre

Công thức tính toán hệ số hiệu dụng (C_e) tính theo Converse-Labarre với giả thiết rằng tất cả các cọc là như nhau, thẳng đứng và chỉ tính đến các yếu tố về kích thước, ngoại trừ chiều dài cọc.

$$C_e = 1 - \frac{\text{Arctg}(B/s)}{\pi/2} \cdot \left[2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right] \qquad \text{(VI.83)}$$

Trong đó:

B - đường kính cọc,

s - khoảng cách tâm cọc,

m - số hàng cọc,

n - số cọc trong một hàng.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

VIII.3.2. Xác định hệ số hiệu dụng nhóm cọc C_e theo Terxaghi

Sức chịu tải giới hạn nhóm cọc (Q_L) được tính, như phương pháp nêu trên, ở mục VIII.2 và hệ số hiệu dụng (C_e) được tính trực tiếp theo biểu thức VI.82.

VIII.3.3. Nhóm cọc ngàm trong tầng đất đá cứng

Khi cọc ngàm trong đá cứng hoặc cọc hoạt động như cọc chống thì hệ số hiệu dụng có thể chấp thuận:

$$C_e = 1 \qquad \text{(VI.84)}$$

Tuy nhiên, nếu tồn tại lớp đất mềm yếu nằm không xa dưới mũi cọc thì cần kiểm tra khả năng chọc thủng nhóm cọc xuống lớp đất yếu dưới. Khi đó, ứng suất truyền tải xuống mặt lớp yếu được trải ra với một góc Arctg(1/2), nghĩa là:

$$B' = B + h \text{ và } L' = L + h$$

như thể hiện trong hình VI.19.

VIII.3.4. Nhóm cọc ngàm trong tầng đất đồng nhất

Trạng thái làm việc của nhóm cọc khi cọc ngàm trong lớp đất đồng nhất phụ thuộc vào loại đất và loại cọc sử dụng:

1 - Với đất dính

Với bất kỳ loại cọc nào thì *hệ số hiệu dụng nhóm* (C_e) được lấy giá trị nhỏ nhất của các giá trị tính theo phương pháp Terxaghi và tính theo công thức sau:

- $C_e = 1$ với $s > 3B$ (VI.85)

- $C_e = \frac{1}{4}\left(1+\frac{s}{B}\right)$ với $1 \le \frac{s}{B} \le 3$ (VI.86)

Trong đó: s là khoảng cách giữa các tâm cọc.

2 - Với đất rời

Khi phân tích cần tính đến nhóm cọc có kích thước lớn và phương pháp thi công:

- *Cọc thi công không làm chặt đất nền* thì giá trị C_e được lấy giá trị nhỏ nhất trong các giá trị tính toán sau:

+ Tính theo công thức Converse-Labarre,

+ Theo phương pháp Terxaghi.

- Cọc thi công có làm chặt đất nền, trong đất cát xốp đến chặt vừa:

Phương pháp thi công làm chặt thêm đất nền xung quanh làm gia tăng sức chịu tải của cọc. Trường hợp này kiến nghị lấy:

$$C_e = 1$$

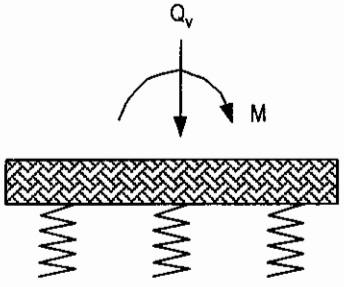
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

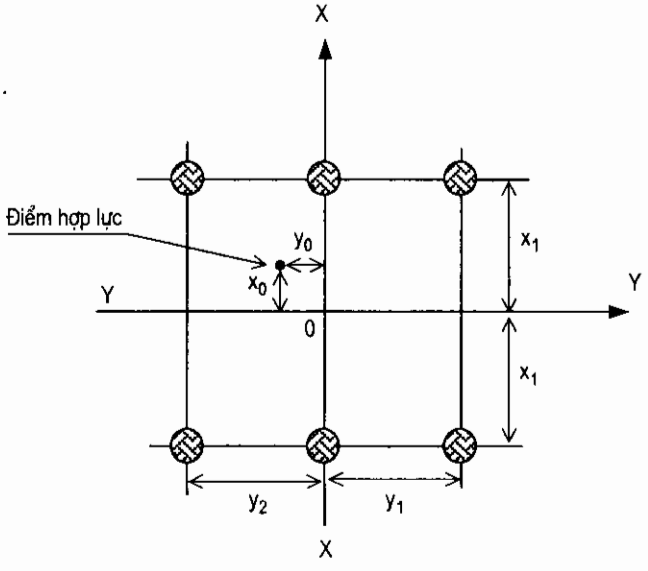
VIII.4. PHÂN BỐ LỰC TRONG NHÓM CỌC

Phương pháp phân tích, ghi trong quy phạm Hãng cầu đường Pháp FOND-72, được trình bầy như sau:

Giả sử có nhóm cọc chịu một tải thẳng đứng Q_V, độ lệch tâm x_0, y_0 (hình VI.19) so với hệ trục cân bằng của hệ thống cọc, tạo ra mômen.



Sơ đồ lý thuyết



$I_X = 4A_P.y_1^2$ (theo trục OX)

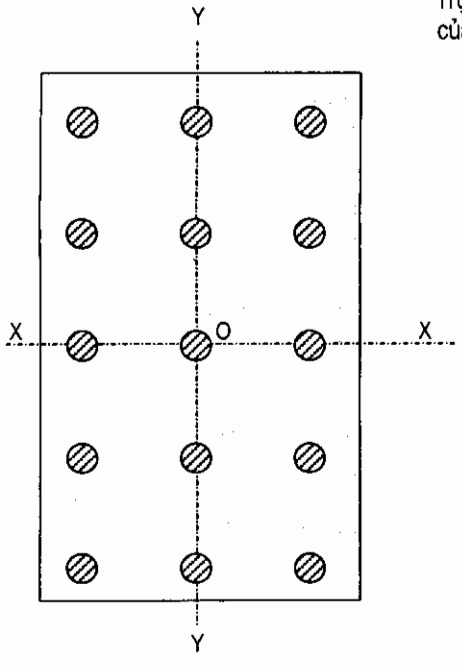
$I_Y = 6A_P.x_1^2$ (theo trục OY)

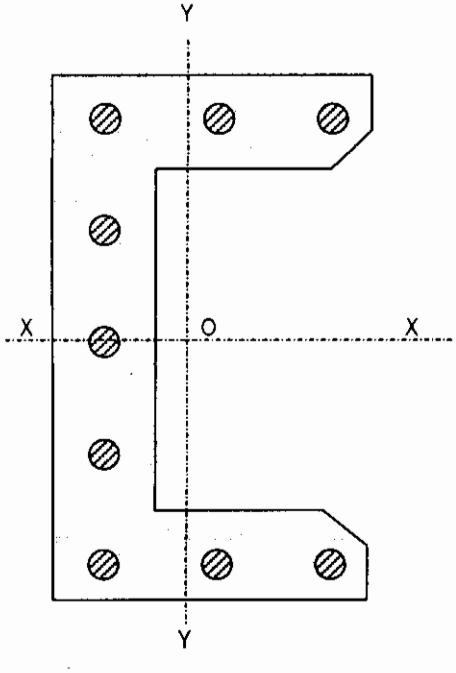
A_P = Tiết diện cọc

$M_Y = x_0Q_v$

$M_X = y_0Q_v$

Trục quán tính của nhóm cọc





Hình VI.19: *Tính toán phân bố lực nhóm cọc - Phương pháp phân tích*

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

Tính toán chấp nhận các giả thiết sau:

- Móng đài cọc xem như cứng tuyệt đối,
- Cọc được xem như liên kết cứng với đài,
- Cọc được xem như các cột đàn hồi.

Khi đó, tải thẳng đứng tác dụng lên lên từng cọc Q_i, do hiệu ứng của tổ hợp lực (Q_v, M), thể hiện qua biểu thức sau:

$$Q_i = \frac{Q_v}{n} \pm \left[\frac{M_y.x}{I_y} \pm \frac{M_x.y}{I_x}\right].A_p \qquad (VI.87)$$

Trong đó:

Q_i - tải trọng làm việc thực tế cọc thứ i

n - số lượng cọc.

OX, OY - hệ trục quán tính.

M_x - mômen so với trục ox, $M_x = Q_v.y_0$.

M_y - mômen so với trục oy, $M_y = Q_v.x_0$.

x_0 , y_0 - độ lệch tâm so với OY và OX .

I_x , I_y - mômen trơ nhóm cọc, tính theo trục tương ứng OX và OY.

IX. ĐỘ LÚN MÓNG CỌC

Cọc hoạt động riêng rẽ, dưới tải trọng thiết kế nhỏ trong phạm vi giá trị cho phép, độ lún cọc nhìn chung khá nhỏ. Tuy nhiên, ít khi cọc hoạt động riêng rẽ như cọc đơn mà thường được bố trí thành từng nhóm. Khi đó, độ lún nhóm cọc không phải là nhỏ, đặc biệt với các nhóm nhiều cọc của cọc ma sát hoặc có đất chịu nén nằm dưới mũi cọc.

Có nhiều phương pháp tính toán độ lún cọc đơn và nhóm cọc theo các lý thuyết khác nhau, và một số phương pháp trình bầy sau đây khá đơn giản và thông dụng ở các nước phát triển Âu-Mỹ.

IX.1. ĐỘ LÚN CỌC ĐƠN

IX.1.1. Phương pháp Davis Poulos - Cọc đơn ngàm trong sét

Độ lún cọc đơn, trong lớp đất dính có chiều dầy hữu hạn, mà nằm xa dưới đó là lớp cứng không chịu nén, có thể được xác định theo Davis - Poulos (1968) qua biểu thức sau:

$$s_i = \frac{Q}{L.E_s} \cdot I_p \qquad (VI.88)$$

$$E_s = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{m_v(1-\nu)} \qquad (VI.89)$$

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

Trong đó :

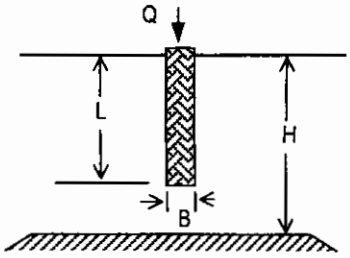
Q - tải trọng tác dụng lên đầu cọc,

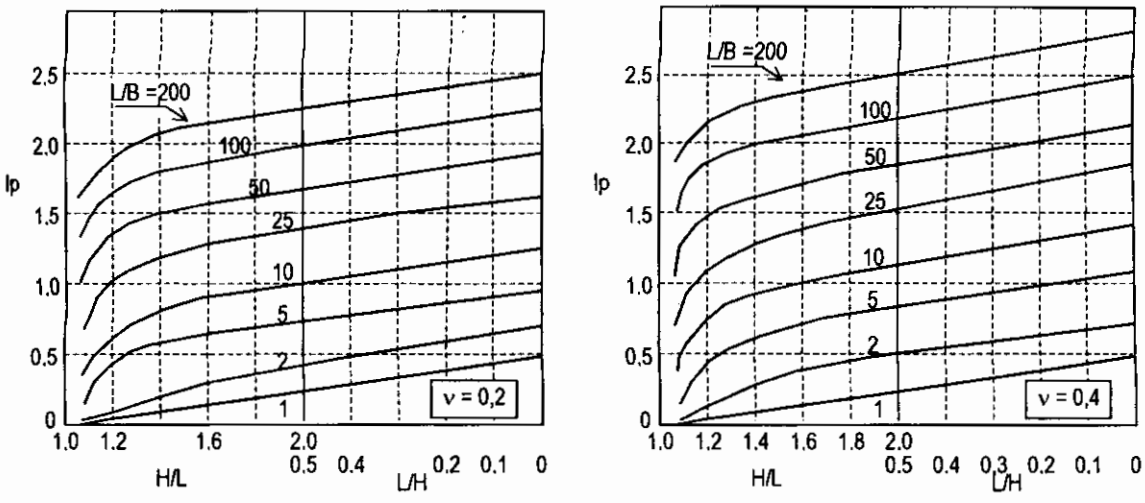
L - chiều dài cọc,

E_s - môđun đàn hồi thoát nước .

ν - hệ số Poisson (0,4 cho sét quá cố kết và 0,2 cho sét cố kết bình thường).

I_p - hệ số ảnh hưởng, lấy theo hình VI.20.





***Hình VI.20**: Yếu tố ảnh hưởng Ip (theo Davis & Poulos - 1968).*

IX.1.2. Phương pháp Woodward - Gardner & Greer - Độ lún đàn hồi cọc đơn

Woodward-Gardner & Greer (1972) thành lập phương pháp tính toán độ lún cọc đơn, trên cơ sở phân tích giới hạn, mô tả khá sát với tình trạng làm việc của cọc. Phương pháp cho phép tính toán độ lún tới hạn, dưới tải trọng làm việc giới hạn, theo nguyên lý đàn hồi. Phương pháp này rất thích hợp cho phân tích cọc khoan nhồi.

Độ lún đàn hồi của một cọc đơn được thể hiện qua các biểu thức:

$$s_i = s_p + s_s + s_{st} \qquad (VI.90)$$

Trong đó:

Độ lún dưới đáy mũi cọc: $$s_p = \frac{p_p.B_p.I_{bp}}{E_p} \qquad (VI.91)$$

Độ lún theo thành cọc: $$s_s = \sum \frac{\Delta Q_s.I_{bs}}{E_s.L_s} \qquad (VI.92)$$

Độ lún của thân cọc : $$s_{es} = \frac{(Q_p+\lambda Q_s).L}{A_p.E_C} \qquad (VI.93)$$

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

p_p - sức kháng đơn vị ở mũi cọc,

D_p - đường kính cọc ở mũi,

E_p, E_s , E_C - môđun đàn hồi đất dưới mũi cọc, dọc thân cọc và của vật liệu cọc.

Q_p, Q_s - tải trọng tác dụng ở mũi và dọc thành cọc,

A_p - tiết diện cọc,

L.B - chiều dài cọc và đường kính cọc,

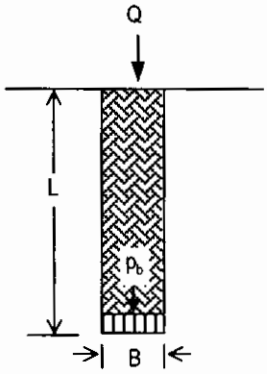
I_{bp} , I_{bs} - yếu tố ảnh hưởng ở mũi và thành cọc, lấy theo bảng VI.18-19.

λ - hệ số tỷ lệ ma sát thành, phụ thuộc hình dạng phân bố tải, có thể lấy:

λ = 0,6 cho cát và $\lambda \fallingdotseq$ 0,5 cho sét.

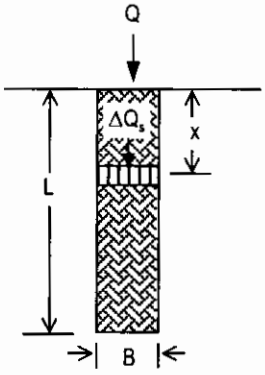
Bảng VI.19 - Yếu tố ảnh hưởng mũi cọc

Tỷ số L/B	I_{bp}	
	ν = 0,0	ν = 0,5
0	0.78	0.60
2	0.70	0.59
4	0.63	0.57
6	0.57	0.53
8	0.53	0.50
10	0.50	0.48
12	0.46	0.45
14	0.42	0.42
16	0.37	0.37
18	0.33	0.33
20	0.30	0.30



Bảng VI.20 - Yếu tố ảnh hưởng ma sát thành cọc

Tỷ số x/L	I_{bs}		
	ν = 0,0	ν = 0,25	ν = 0,50
0,0	0,500	0,470	0.490
0,1	0,510	0,475	0.505
0,2	0,522	0,483	0.548
0.,3	0,541	0,495	0,582
0,4	0,572	0,517	0,633
0,5	0,641	0,543	0.700
0,6	0,712	0,602	0.804
0,7	0,905	0,750	1,090
0,8	1,310	1,000	1,501
0,9	3,000	1.830	2,566
1,0	> 4,00	3.500	4.000



d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Cần xác định phân bố tải trọng ở mũi cọc và dọc theo thành cọc. Có thể sử dụng phương pháp Gambin theo biểu thức sau:

- Với cọc khoan nhồi: $$\frac{Q}{Q_p} = \frac{1}{1+0,5\cdot\frac{L}{B}} \quad (VI.94)$$

- Với cọc đóng: $$\frac{Q}{Q_p} = \frac{1}{1+0,2\cdot\frac{L}{B}} \quad (VI.95)$$

Trong đó:

Q - tải trọng tác dụng trên đầu cọc,

Q_p - tải trọng truyền xuống mũi cọc,

L, B - chiều dài và đường kính cọc.

Xác định môđun đàn hồi của các loại đất theo tương quan

Trong tính toán độ lún đàn hồi của móng cọc cần xác định được môđun đàn hồi của đất đá dưới mũi cọc xung quanh thành cọc. Sẽ rất khó khăn để xác định môđun đàn hồi trong phòng thí nghiệm nên có thể sử dụng các tương quan kiến nghị sau

1) Tương quan theo sức kháng cắt Cu, khi cọc ngàm trong sét:

Theo Callana & Kulhawy (1985) môđun đàn hồi không thoát nước có thể xác định:

E_u / c_u = 200 - 900 (trung bình 500)

2) Tương quan với N_{-value} (SPT) khi cọc ngàm trong cát:

$E_s = 14N + 30$ (MN/m^2) theo D' Apolonia (1970),

$E_s = 28N$ (MN/m^2) theo Shoiu - Fukui (1982),

$E_s = 15\ N + 20$ (MN/m^2) theo Yamashita (1987),

$E_s = 40\ N$ (MN/m^2) theo Komornik (1974),

3) Tương quan với q_c (CPT) cho cọc đóng.

a) Với đất loại sét.

$E_s = 21.q_c$ (MN/m^2) theo Cristoulas (1988),

$E_s = 15.q_c$ (MN/m^2) theo Poulos (1988),

b) Với đất loại cát thạch anh.

$E_s = (20 - 40).q_c$ (MN/m^2) theo Milovic & Stevanovic (1982),

$E_s = (5 - 7.5).\ q_c$ (MN/m^2) theo Poulos (1988),

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

IX.1.3. Phương pháp Gambin - Độ lún cọc đơn

1. Nguyên lý tính toán

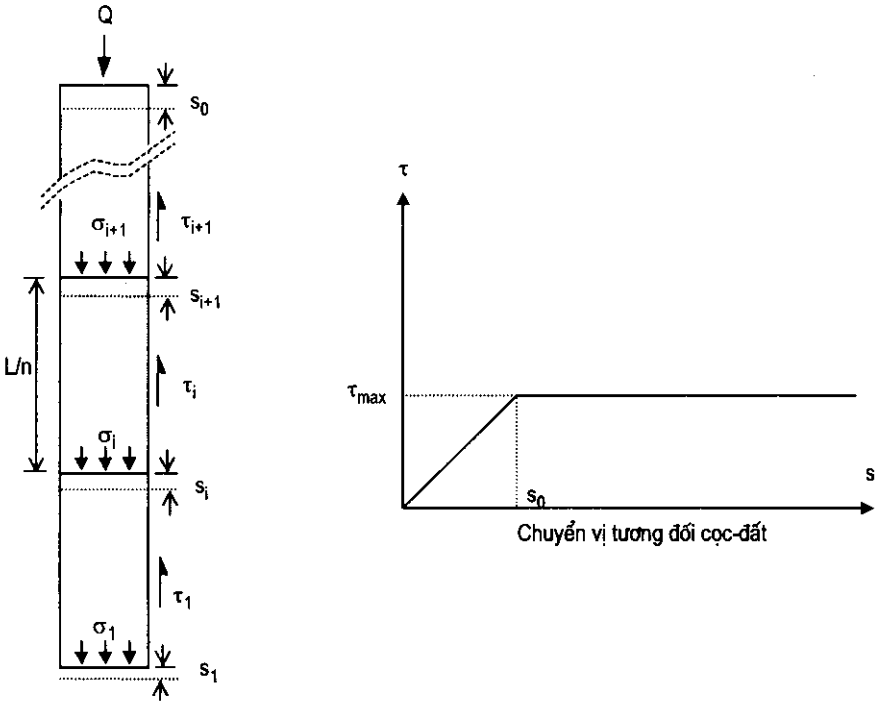
Phương pháp tính toán độ lún móng đơn của Gambin thuộc loại *phương pháp phân tích*, phản ánh khá sát trạng thái hoạt động của cọc dưới tải trọng.

Phương pháp tính toán:

- Độ biến dạng của đất nền dưới mũi cọc, do tải trọng truyền xuống đến mũi. Khi cọc chuyển vị tạo ra khả năng huy động ma sát thành dọc theo thân cọc để kháng lại chuyển vị đó.

- Độ lún đàn hồi của vật liệu cọc, dưới áp lực do sự truyền tải từ đầu cọc xuống và sức kháng ma sát thành quanh thân cọc chống lại. Độ lún này biến đổi dọc theo thân cọc.

Cọc có bán kính (R) chiều dài (L) được chia quy ước thành (n) đoạn và mỗi đoạn có chiều dài (L/n).



***Hình VI.21**: Nguyên lý tính toán độ chuyển vị và độ biến dạng của từng đoạn cọc*

Tính toán được bắt đầu từ mũi cọc, dưới một áp lực tác dụng vào đất, giả thiết ban đầu là σ_1 (tạo ra độ lún s_1). Theo nguyên tắc trên, tính toán chuyển dần lên đến đoạn cọc thứ (i), ta có các thành phần sau:

- Ứng suất pháp tuyến σ_i tác dụng ở đáy đoạn cọc thứ i và đỉnh đoạn cọc i-1.

- Độ lún s_i ở đáy đoạn cọc thứ i.

- Ứng suất cắt cọc-đất τ_i ở thành đoạn cọc thứ i, do độ lún s_i gây ra.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Ứng suất pháp tuyến σ_{i+1}, tác động lên đầu đoạn thứ i, có tính đến ma sát thành đoạn thứ i và được xác định theo biểu thức:

$$\sigma_{i+1} = \sigma_i + \frac{2\pi R h_i \tau_i}{\pi R^2} \quad \text{(VI.96)}$$

Nếu ta gọi Δh_i là độ biến dạng của vật liệu cọc đoạn thứ i, thì độ lún $(s_i + \Delta h_i)$ chính là độ lún chuyển lên đáy đoạn thứ (i+1). Cứ như thế tiếp tục tính lên các đoạn phía trên cho đến đỉnh cọc, như thể hiện ở hình VI.21.

2. Huy động ma sát thành khi chuyển vị

Những đoạn cọc có độ dài d_z và có môđun đàn hồi vật liệu cọc E_m dưới tác dụng một ứng suất σ_z thì độ biến dạng vật liệu có thể tuân theo định luật Hooke:

$$ds_z = -\frac{\sigma_z . d_z}{E_m} \quad \text{(VI.97)}$$

Như giả thiết ban đầu, độ lún ban đầu ở mũi cọc chỉ phụ thuộc duy nhất vào ứng suất truyền xuống mũi cọc σ_1 :

$$s_1 = f(\sigma_1) \quad \text{(VI.98)}$$

Còn độ chuyển vị ở độ sâu z bất kỳ nào thì không những phụ thuộc vào s_1, mà còn phụ thuộc vào ứng suất cắt cọc-đất τ :

$$s_z = f(\tau) \quad \text{(VI.99)}$$

Lực ma sát thành ΔF_i, ở đoạn (i) có độ cao h_i, đươc xác định qua biểu thức:

$$\Delta F_i = 2\pi R . h_i . \tau_i \quad \text{(VI.100)}$$

và xác định gia số ứng suất pháp tuyến $(\Delta\sigma)$ của bề mặt thành, giữa đoạn (i+1) và (i), dưới ảnh hưởng của ma sát thành:

$$\Delta\sigma_i = \frac{2\pi R . h_i . \tau_i}{\pi R^2} = \frac{2 . h_i . \tau_i}{R} \quad \text{(VI.101)}$$

Xuất phát từ biểu thức ứng suất pháp tuyến ở độ sâu (z), do ảnh hưởng của tải trọng tác dụng truyền đến độ sâu z_i, Gambin thành lập phương pháp tính toán độ lún ở độ sâu z qua biểu thức:

$$s_i(z) = \frac{1+\nu}{E_p} \cdot R^2 \cdot \frac{\tau_i}{z - z_i} \quad \text{(VI.102)}$$

dưới tác dụng của tải trọng thành phần F_i.

Tích phân theo độ sâu (z) ta được độ lún toàn phần đến độ sâu (z) dưới ảnh hưởng duy nhất của ma sát thành:

$$s_i(z) = \frac{1+\nu}{E_p} \cdot R^2 \cdot \tau \sum_{i=1}^{i=n} \frac{1}{z - z_i} \quad \text{(VI.103)}$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Biểu thức cuối cùng độ lún:

$$s = C_L.\tau.\frac{R}{E_p} \Rightarrow \tau = \frac{s.E_p}{C_L.R} \quad \text{với } R \le 30 \text{ cm} \qquad (VI.104)$$

$$s = C_L \frac{30.\tau}{E_p}.\left(\frac{R}{30}\right)^{\alpha} \Rightarrow \tau = \frac{s.E_p}{C_L.30.\left(\frac{R}{30}\right)^{\alpha}} \quad \text{với } R > 30 \text{ cm} \qquad (VI.105)$$

Trong đó:

R - bán kính cọc,

E_p - môđun nén ngang,

τ - ứng suất cắt cọc-đất,

α - hệ số cấu trúc đất, lấy theo Bảng V.6, Chương V.

C_L - hệ số, tuỳ thuộc ν, h/R và loại cọc, theo bảng VI.21.

Bảng VI.21 - Giá trị tổng hợp C_L

Loại cọc	Cọc ma sát		Cọc chống
	h/R = 10	h/R > 20	
Cọc khoan nhồi (không đầm)	4,5 - 5,0	5,2 - 5,6	2,8 - 3,2
Cọc đổ tại chỗ (có rung đầm)	2,9 - 3,3	3,3 - 3,6	1,8 - 2,1
Cọc đóng, đúc trước	1,8 - 2,0	2,1 - 2,3	1,1 - 1,3

3. Các bước tính toán

a) Độ lún đoạn cọc thứ nhất (đoạn đầu tiên)

Đây là độ lún đất nền dưới mũi cọc, dưới tác dụng ứng suất do tải trọng truyền xuống đến mũi cọc (σ_1) và môđun nén ngang dưới mũi cọc (E_p). Giá trị (σ_1) thường được giả thiết cho tính toán ban đầu rồi lựa chọn đúng dần. Có thể sử dụng các công thức VI.94 và VI.95 để giả định cho tính toán ban đầu.

Công thức tính toán sử dụng như tính toán móng nông, song chỉ lấy thành phần cầu:

$$s_1 = \frac{\sigma}{2E_p}.\lambda^{\alpha} \text{ với cọc } R \le 30 \text{ cm}$$

và $$s_1 = \frac{\sigma}{2E_p}.30.\left(\frac{\lambda.R}{30}\right)^{\alpha} \text{ với cọc } R > 30 \text{ cm}$$

Ghi chú:

- Với cọc đóng sử dụng $E = 3.E_p$ (E_p theo thí nghiệm nén ngang).

- λ : hệ số hình dạng cọc = 1 cho cọc tròn, và = 1.12 cho cọc vuông.

Với cọc barrette hình chữ nhật lấy theo Bảng V.7, Chương V.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

b) Độ lún đoạn cọc thứ hai:

- Xác định độ lún vật liệu cọc đoạn 1 : $\Delta h_1 = \frac{h_1.\sigma_1}{E_m}$

- Xác định độ lún đoạn 2 : $s_2 = s_1 + \Delta h_1$

- Xác định ứng suất cắt dọc thành đoạn 1 (τ_1) theo công thức VI.104-105.

$$\tau_1 = \frac{s.E_p}{C_L.R} \text{ hoặc } \tau_1 = \frac{s.E_p}{C_L \cdot 30 \cdot \left(\frac{R}{30}\right)^{\alpha}}$$

- Xác định gia số ứng suất pháp tuyến ở mặt giữa đoạn 1 và 2: ($\Delta\sigma_1$)

$$\Delta\sigma_1 = \frac{2h_1\tau_1}{R}$$

- Xác định ứng suất pháp tuyến lên đáy đoạn 2 : $\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_1$

c) Độ lún đoạn cọc thứ ba:

- Xác định độ lún vật liệu cọc đoạn 2: $\Delta h_2 = (h_2.\sigma_2) / E_m$

- Xác định độ lún đoạn 3: $s_3 = s_2 + \Delta h_2$

Tính toán cứ lắp lại như thế, ở các đoạn tiếp theo đến đỉnh cọc, ta xác định được độ lún s_{n+1} tương ứng với ứng suất lên đỉnh cọc σ_{n+1}. Từ đó ta có thể xác định được tải trọng tác dụng lên đỉnh cọc $Q = \pi R^2.\sigma_{n+1}$.

So sánh tải trọng vừa tính toán được (Q) với tải trọng làm việc trong thiết kế (Q_w) làm cơ sở cho lựa chọn hoặc tính toán lại với giả thiết (σ_1) mới ở mũi cọc.

Tính toán cho phép ta so sánh ứng suất dự kiến trong tính toán ở mũi cọc (σ_1) với ứng suất cho phép đất nền.

Việc xác định ứng suất cắt τ_i dọc thân cọc cần nằm dưới giá trị giới hạn cho phép τ_{limit}.

Các giá trị giới hạn của ứng suất cắt cọc-đất được kiến nhị như sau:

τ_{limit} = 0.8 kg/cm^2 với đất có giá trị áp lực giới hạn p_L = 20 kg/cm^2

τ_{limit} = 0.48 kg/cm^2 với đất có giá trị áp lực giới hạn p_L = 4 kg/cm^2

Như trên đã thấy, phương pháp tính lún này đồng thời có thể xác định được tải trọng tác dụng lên đỉnh cọc và độ lún của cọc. Chi tiết ra ta còn có thể xác định được sự phân bố tải trọng, độ lún, ứng suất cắt dọc thân cọc từ đỉnh đến mũi cọc.

Trường hợp thiếu số liệu nén ngang (E_p) và (P_L) trong kết quả khảo sát có thể lấy theo tương quan với thí nghiệm khác (q_c của CPT, N của SPT) hoặc với sức kháng cắt không thoát nước (c_u).

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

IX.2. ĐỘ LÚN NHÓM CỌC

Như đề cập trong phần nhóm cọc, ngoài công tác kiểm tra phục vụ thiết kế thành phần sức chịu tải nhóm cọc, độ lún nhóm cọc đóng vai trò rất quan trọng. Tính toán độ lún nhóm cọc có thể được phân chia thành hai loại phương pháp chính sau:

IX.2.1. Phương pháp cố kết Terxaghi

Hiệu ứng của việc bố trí cọc theo nhóm được phân tích ở mục VIII.1. Do hoạt động tương tác giữa các cọc tạo ra *hiệu ứng bè* và khi truyền ứng suất thì bề rộng nhóm càng lớn lên theo chiều sâu tạo ra độ lún nhóm càng lớn. Độ lún nhóm cọc càng trở nên quan trọng khi cọc ngàm trong đất loại sét hoặc tồn tại lớp sét chịu lún nằm gần phía dưới mũi cọc (trong phạm vi truyền ứng suất dưới mũi cọc).

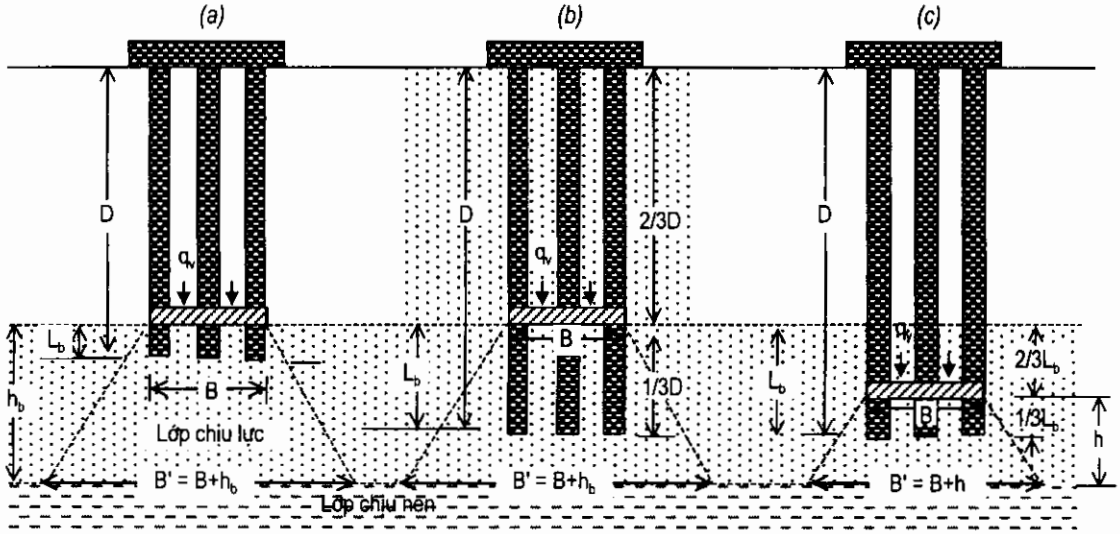
1. Xác định mặt đáy móng giả tưởng

Terxaghi kiến nghị phương pháp tính toán độ lún nhóm cọc trên cơ sở quan niệm nhóm cọc như khối móng nông bao quanh bởi các cọc. Bề mặt đáy móng giả tưởng để tính lún được xác định theo các quan niệm về phương thức hoạt động của cọc. Ba trường hợp được phân biệt như thể hiện trong hình VI.22:

a) Cọc chống (hoạt động mũi cọc khống chế) trong tầng chịu lực, đất nhiều lớp.

b) Cọc ma sát hoạt động chủ yếu dọc theo thân cọc, đất khá đồng nhất.

c) Cọc ma sát hoạt động chủ yếu trong tầng chịu lực, đất nhiều lớp.



Hình VI.22: *Mặt đế móng giả tưởng và phân bố ứng suất của nhóm cọc*

2. Xác định ứng suất truyền xuống đáy móng và các lớp đất

Ứng suất thẳng đứng truyền xuống mặt *đáy móng giả tưởng* ở vị trí tương ứng được xác định theo biểu thức (VI.52) nêu trên:

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

$$q_v = \frac{\sum Qi + W}{A}$$

Trong đó:

Q_i - tải trọng thiết kế cho cọc đơn,

W - trọng lượng khối đất và cọc, tính từ trên mặt đáy móng cần tính.

A - tiết diện của khối móng giả tưởng A = B × L và A' = B'x L' là tiết diện phân bố ứng suất lên mặt đất yếu.

Để xác định ứng suất truyền lên mặt các lớp đất chịu nén để tính lún tuân theo nguyên lý truyền ứng suất với góc mở arctg(1/2) hoặc B' = B + h_b, L' = L + h_b. (hình VI.22).

3. Công thức tính toán

Tính toán độ lún nhóm cọc theo phương pháp cố kết Terxaghi như trình bầy ở chương móng nông (Chương V, Mục III). Công thức cơ bản (V.44) để tính toán độ lún như sau:

$$\Delta s = H_i \frac{\Delta e}{1+e_0} = H_i . \frac{C_c}{1+e_0} \log\left(\frac{\Delta\sigma_v + \sigma_{0z}}{\sigma_{0z}}\right)$$

$$s_g = \sum \Delta s$$

Trong đó:

s_g - độ lún nhóm cọc,

Δs - độ lún của từng phân lớp đất,

e_o - hệ số rỗng ban đầu,

c_c - chỉ số nén lún,

$\Delta\sigma_z$ - ứng suất do tải trọng của cọc phân bố giữa phân lớp,

σ_{oz} - áp lực cột đất tính đến giữa phân lớp.

Ghi chú: *Có thể áp dụng các công thức tính toán có sử dụng các thông số cố kết khác như m_v hoặc E_o để tính toán độ lún như đề cập trong chương móng nông.*

IX.2.2. Các phương pháp kinh nghiệm

Các phương pháp kinh nghiệm sau đây thích hợp xác định độ lún nhóm cọc, khi cọc ngàm trong môi trường cát sạn, nơi ấy độ lún đàn hồi xảy ra là chủ yếu.

1. Phương pháp Skempton

Kết quả quan sát độ lún của cọc đơn và các nhóm cọc, với số lượng lớn và trong các điều kiện khác nhau, Skempton (Anh) đã rút ra được kết luận về mối liên hệ giữa độ lún cọc đơn và nhóm cọc do ảnh hưởng của kích thước nhóm. Mối quan hệ đó được thể hiện qua biểu thức:

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

$$s_g = s_i \frac{(13,1 \cdot B + 9)^2}{(3,3 \cdot B + 12)^2} \quad (VI.106)$$

Trong đó:

s_g - độ lún nhóm cọc,

s_i - độ lún cọc đơn, tính theo muc IX.1.

B - chiều rộng nhóm cọc.

2. Phương pháp Meyerhof

Cũng theo nguyên tắc nêu trên, Meyerhof (Canada) kiến nghị biểu thức kinh nghiệm, qua đó độ lún nhóm cọc liên quan đến độ lún cọc đơn với sự ảnh hưởng của khoảng cách cọc, đường kính và số hàng cọc, như sau:

$$s_g = s_i \frac{r(5 - r/3)}{(1 + 1/m)^2} \quad (VI.107)$$

Trong đó:

r - tỷ số giữa khoảng cách cọc và đường kính cọc = d/B,

d - khoảng cách tâm cọc,

B - đường kính cọc,

m - số hàng cọc của nhóm (được quy về hình vuông).

3. Phương pháp Vesic

Ve sic (Mỹ) kiến nghị phương pháp kinh nghiệm, qua đó xác định độ lún nhóm cọc liên quan đến lún cọc đơn và kích thước nhóm cọc, thông qua biểu thức sau:

$$s_g = si. \sqrt{\frac{B^*}{B}} \quad (VI.108)$$

B - đường kính cọc đơn,

B* - đường kính nhóm.

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.v

Chương VII

PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH MÁI DỐC

Phân tích ổn định mái dốc đề cập sau liên quan đến hai loại mái dốc:

- Mái dốc tự nhiên,
- Mái dốc nhân tạo (do con người tạo ra).

Vấn đề trượt mái dốc có thể đưa đến hậu quả thiệt hại to lớn về tài sản, công trình xây dựng, người và của.

Chương này nhằm kiến giải một cách tổng quát cơ chế hoạt động một số loại trượt mái dốc đặc trưng và trình bầy các phương pháp đánh giá một mái dốc có được ổn định hay không. Tuy nhiên, ta cần ý thức rằng, việc xác định một cách chính xác hệ số an toàn chống trượt một mái dốc là khó khăn. Nó đòi hỏi phải nghiên cứu thận trọng và toàn diện nhiều yếu tố tác động.

Để đánh giá được mức độ ổn định của mái dốc thì công việc đầu tiên và rất quan trọng vẫn là nghiên cứu một cách nghiêm túc và chi tiết về địa chất, cơ lý, địa hình để làm sáng tỏ các nguyên nhân và các điều kiện có thể gây ra trượt mái dốc. Nghiên cứu đánh giá và lựa chọn các thông số đại diện cần thiết để tính toán và chúng quyết định việc lựa chọn được hệ số an toàn chấp thuận.

I. PHÂN CHIA CÁC LOẠI CHUYỂN ĐỘNG MÁI DỐC

I.1. CHUYỂN ĐỘNG CỦA MÁI DỐC TỰ NHIÊN

Ta có thể phân biệt được các loại chuyển động với mái dốc tự nhiên sau:

- Chuyển động do lăn rơi khối đá.
- Chuyển động do trượt, bao gồm:
    + Trượt mặt phẳng.
    + Trượt vòng cung đơn giản.
    + Trượt vòng cung phức hợp.
- Chuyển động trồi xệ đất dưới tải trọng.
- Chuyển động do dòng nước chảy cuốn trôi.

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.v

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.v

I.2. CHUYỂN ĐỘNG CỦA MÁI DỐC NHÂN TẠO

Các mái dốc, do con người tạo ra, có thể gây ra chuyển động hoặc trượt chủ yếu là do hiện tượng biến dẻo bởi trọng lượng tới hạn gây ra.

Có thể phân loại mái dốc nhân tạo tuỳ theo loại công trình:

- Mái dốc đào.
- Mái dốc đắp, trên đất nền không chịu nén.
- Mái dốc đắp, trên đất yếu chịu nén.
- Trượt tổng thể dưới tường chắn.
- Ổn định mái đê và đập đất.

II. CÁC LOẠI CHUYỂN ĐỘNG CHÍNH

II.1. CHUYỂN ĐỘNG DO LĂN RƠI CÁC KHỐI ĐÁ

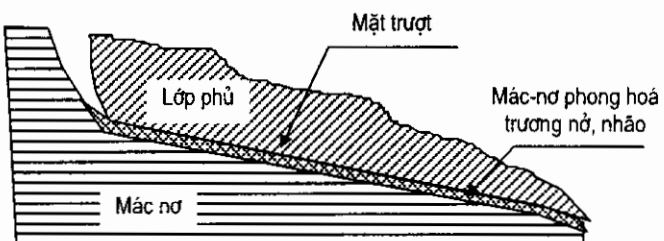
Đây là hiện tượng lở và lăn các khối đá trên các sườn núi, do trọng lượng của chúng gây ra hiện tượng này rất nguy hiểm. Việc phân tích hiện tượng trượt lở rơi đá ở sườn dốc thuộc phạm vi nghiên cứu cơ học đá.

II.2. CHUYỂN ĐỘNG DO TRƯỢT

Hiện tượng đất sườn dốc chuyển động do trượt được chia thành các loại sau:

II.2.1. Trượt theo mặt phẳng

Một lớp đất có tính chất cơ lý yếu kém nằm trên mặt nghiêng của lớp đất đá cứng bên dưới sẽ gây ra hiện tượng trượt mặt phẳng (hình VII.1). Hiện tượng này thường đi liền với hoạt động nước dưới đất.



Hình VII.1. *Trượt mặt phẳng*

II.2.2. Trượt vòng cung đơn giản

Trượt mál dốc theo mặt trượt vòng cung đơn giản là thường hay xảy ra nhất. Đường trượt thường có dạng đơn giản giống như hình trụ. Phân tích khả năng trượt mái dốc có thể áp dụng phương pháp kinh điển.

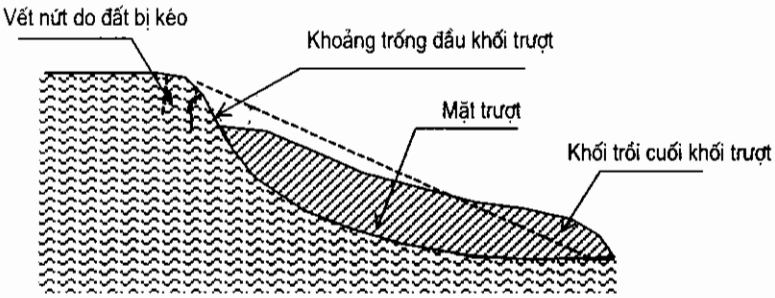
Loại trượt này có thể được phân biệt bởi các dấu hiệu sau (hình VII.2):

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.v

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Phía đỉnh mái dốc xuất hiện các vết nứt do lực đất kéo xuống.
- Xuất hiện một khoảng trống phía đỉnh khối trượt.
- Xuất hiện khối trồi phía chân khối trượt.

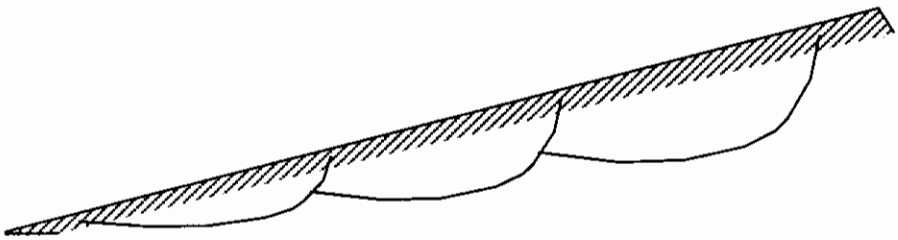
Khi mặt trượt có dạng cung tròn ta gọi là *trượt cung tròn*. Trượt cung tròn thường xảy ra trong phần lớn các trường hợp trượt mál dốc. Ngược lại, đường trượt không có dạng hình tròn ta chỉ gọi là *trượt vòng cung*



Hình VII.2: *Trượt vòng cung*

II.2.3. Trượt vòng cung phức hợp

Trượt trên một mái dốc tạo ra nhiều khối trượt hình vòng cung chồng lên nhau (như thể hiện trong hình VII.3) gọi là trượt vòng cung phức hợp. Một khối trượt chồng lên khối tiếp theo là nguyên nhân làm cho khối tiếp theo trượt và cứ thế liên tiếp trên một mái dốc dài.



Hình VII.3: *Trượt vòng cung phức hợp.*

II.3. CHUYỂN ĐỘNG DO TRỒI XỆ

Chuyển động *trồi xệ* là chuyển động của đất nền sườn dốc do chịu một tải trọng lớn, đến tiệm cận giới hạn dẻo, làm đất nền có xu hướng chuyển động trồi xệ ra phía bên.

Hình VII.4 cho thấy bờ dốc dưới là mac-nơ đang trồi xệ do dưới tải trọng khối đá vôi nằm trên đè xuống. Khối đã vôi nứt nẻ lại có xu hướng tạo ra chuyển động lăn rơi khối đá phía ngoài.

II.4. CHUYỂN ĐỘNG DO CUỐN THEO DÒNG NƯỚC

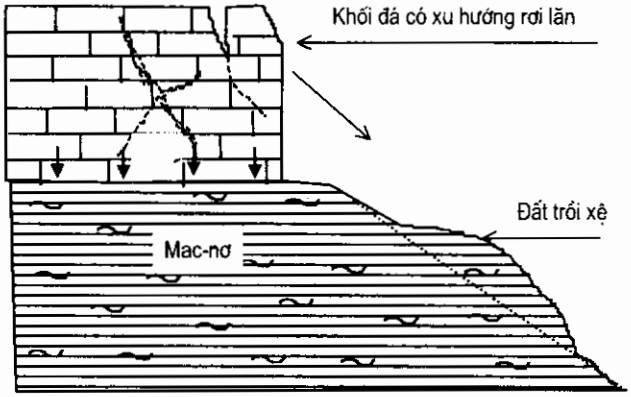
Các tảng đá trên sườn dốc có xu hướng cuốn trôi dọc theo sườn dốc, dưới tác dụng của dòng nước chảy xiết.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

II.5. MÁI DỐC DO ĐÀO ĐẤT VÀ MÁI DỐC ĐẤT ĐẮP NẰM TRÊN NỀN ĐẤT KHÔNG CHỊU NÉN

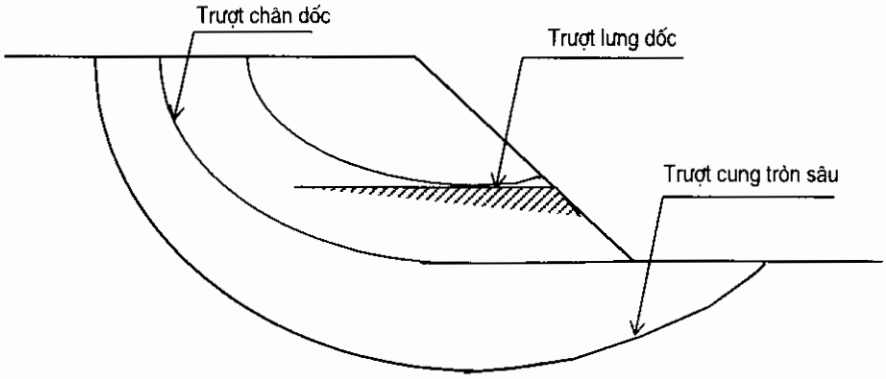
Các loại mái dốc này cùng có đặc điểm chung là bị trượt theo đường *trượt cung tròn*.



Hình VII.4: *Trượt do trồi xệ dưới tải trọng*

Ta có thể phân chia thành các loại *trượt cung tròn* sau (hình VII.5):

- Trượt cung tròn lưng dốc,
- Trượt cung tròn chân dốc,
- Trượt cung tròn sâu.



Hình VII.5: *Các loại trượt cung tròn trên mái dốc.*

- Trượt lưng dốc thường xảy ra ở chỗ đất bất đồng nhất. Đáy của vòng tròn trượt thường nằm trên mặt một lớp đất cứng hơn.
- Trượt cung tròn chân dốc thường gặp nhất trong loại mái dốc kiểu này.
- Trượt cung tròn sâu chỉ xảy ra khi đất nền dưới chân mái dốc quá yếu.

II.6. MÁI DỐC ĐẤT ĐẮP NẰM TRÊN NỀN ĐẤT YẾU CHỊU NÉN

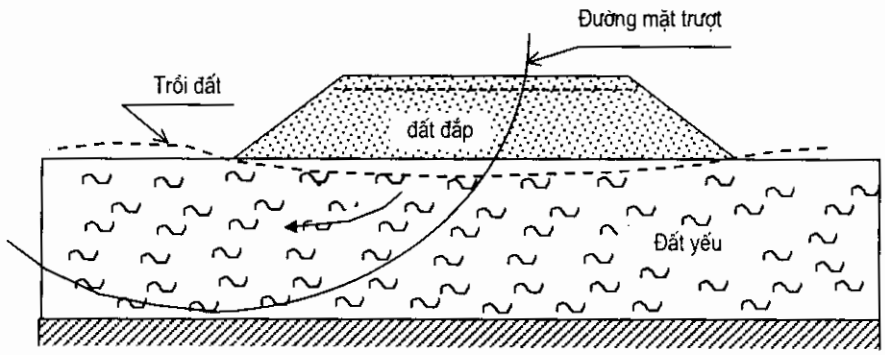
Đất đắp thường là đất được đầm chặt (ví dụ đất đắp cho nền đường giao thông, sân ga, bến cảng v.v..); nằm trên lớp đất yếu loại sét (thường là bùn và than bùn). Mặt trượt mái dốc loại này thường nằm sâu và tiếp tuyến ở đáy lớp đất yếu (nếu bề dày lớp này không quá lớn).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Tuy mái dốc ổn định nhưng hệ số an toàn chống trượt gần bằng 1 thì đất nền dưới mái dốc có xu hướng xệ và trồi lên tạo ra độ lún quá lớn (hình VII.6).

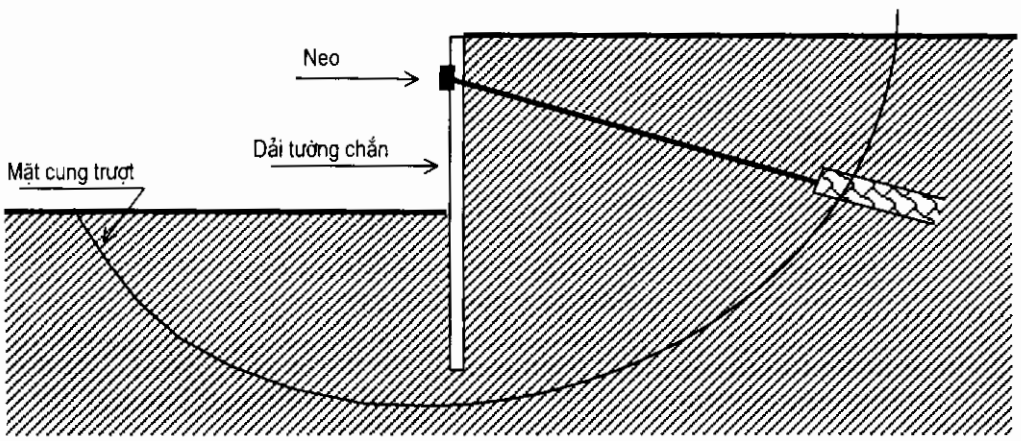
Quá trình biến dạng của đất yếu nằm dưới đất đắp thường xảy ra do biến đổi thể tích (giảm hệ số rỗng, nước khe rỗng thoát ra) nên phù hợp cho tính lún theo lý thuyết cố kết.



Hình VII.6: *Đất đắp trên nền đất yếu.*

II.7. ỔN ĐỊNH DƯỚI TƯỜNG CHẮN

Trong các loại công trình tường chắn đất (kể cả tường chắn trọng lượng và dải tường chắn) luôn tính đến khả nằng trượt sâu cung tròn (hình VII.7).



Hình VII.7: *Trượt cung tròn dưới tường chắn.*

III. PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH MÁI DỐC

III.1. PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH TRƯỢT MẶT PHẲNG

III.1.1. Mái dốc vô hạn - Trượt mặt phẳng song song.

Một mái dốc vô hạn, có góc nghiêng β, của một loại đất có các đặc trưng sau:

- Dung trọng trên mực nước γ_1, dưới mực nước γ_{sat}.
- Lực dính kết c'.
- Góc ma sát trong φ'.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

Giả thiết độ cao mực nước dưới đất là h_w nằm trên một đường quy ước A-B và chảy song song với mái dốc (hình VII.8).

Tứ giác ABCD có bề rộng b được xem là cân bằng:

- Bởi sự đối xứng của các lực trên mặt AD và BC là bằng nhau và đối chiều,

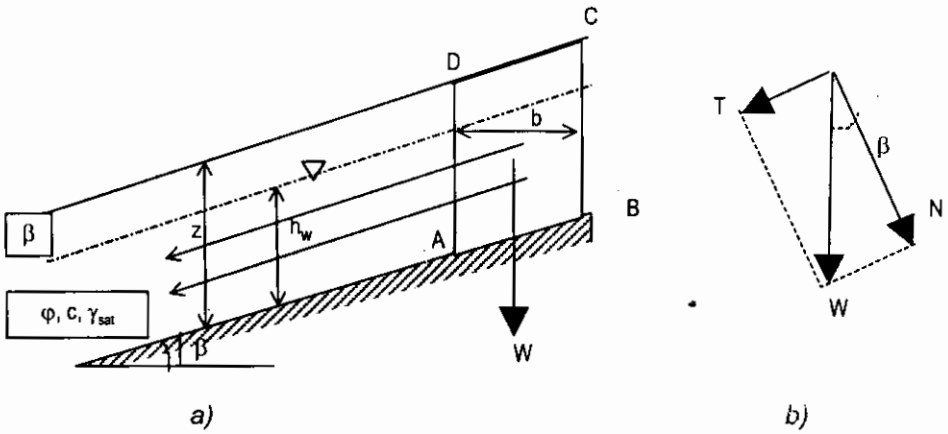
- Với trọng lượng $W = [\gamma_1.(z - h_w) + \gamma_{sat}.h_w]b$. Ta có thể viết dưới dạng:

$$W = b \sum_0^z \gamma.h . \qquad (VII.1)$$

Trong đó:

h : bề dày của lớp bất kỳ.

γ : dụng trọng đất tự nhiên.



a) *b)*

Hình VII.8: *a) Mái dốc vô hạn với dòng chảy song song mặt dốc;*
b) Phân tách trọng lượng W.

Phân trọng lượng (W) ra các thành phần pháp tuyến (N) và tiếp tuyến (T), ta được:

$$N = b.\cos\beta.\sum_0^z \gamma h . \text{ và } T = b.\sin\beta.\sum_0^z \gamma h \qquad (VII.2)$$

- Áp lực nước lỗ rỗng trên bề mặt AB:

$$u = \gamma_w.h_w \cos^2\beta \qquad (VI.3)$$

- Lực nước: U = u.AB (hướng theo chiếu vuông góc lên mặt AB), ta có:

$$U = \gamma_w.h_w\, b.\cos\beta \qquad (VII.4)$$

Cuối cùng, ta xác định được sức kháng tối đa do sức chống cắt dọc theo mặt AB, thể hiện theo lý thuyết Coulomb, dưới dạng:

$$R = c'.AB + (N - U)\, tg\varphi' \qquad (VII.5)$$

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

hoặc là:
$$R = c'\frac{b}{\cos\beta} + (\sum_0^z \gamma.h - \gamma_w h_w)b.\cos\beta.tg\varphi' \qquad (VII.6)$$

Hệ số an toàn chống trượt, dọc theo bề mặt ở độ sâu z, được xác định theo biểu thức:

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{c' + (\sum_0^z \gamma.h - \gamma_w.h_w)\cos^2\beta.tg\varphi'}{\sin\beta.\cos\beta\sum_0^z \gamma.h} \qquad (VII.7)$$

Trên đây là trường hợp tổng quát có tính đến cả lực đẩy của nước dưới đất. Nếu không tồn tại nước dưới đất trong phạm vi mặt trượt và dụng trọng đất là không đổi theo chiều sâu công thức sẽ có dạng:

$$F_s = \frac{c + \gamma.z.\cos^2\beta.tg\varphi}{\gamma.z.\sin\beta\cos\beta} \qquad (VII.8)$$

Lưu ý:

1) Ta dễ dàng kiểm nghiệm được rằng trong môi trường đồng nhất thì F_s giảm đi khi độ sâu z tăng lên. Khi đó, chiều sâu mặt trượt sẽ ở độ sâu tối đa có thể.

Nhìn chung, trượt theo mặt phẳng thường xảy ra trên bề mặt giữa khối đá phong hoá và đá tươi hoặc bề mặt của khối đá tươi và lớp phủ đất phong hoá.

2) Biểu thức VII.7 cũng chứng minh rằng F_s giảm khi h_w tăng. Điều này giải thích hiện tượng trượt đất xảy ra chủ yếu trong mùa mưa và mực nước dâng cao.

Lưu ý này có giá trị cho bất kỳ loại hình trượt nào. Một trong những phương pháp để gia tăng an toàn chống trượt mái dốc chính là làm hạ mực nước để làm giảm áp lực lỗ rỗng u .

III.1.2. Mái dốc hữu hạn

Mái dốc hữu hạn, thể hiện như trong hình VII.9, liên quan đến việc trượt do lớp đất có góc dốc β.

Vấn đề đặt ra là cần nghiên cứu trạng thái cân bằng cho khối đất nằm trong phạm vi giới hạn một bề mặt ở thượng lưu là AB và ở mặt hạ lưu CD.

Lực cắt, làm cho khối đất có khuynh hướng chuyển động trượt, bao gồm:

- Thành phần theo chiều AC của lực đất chủ động, nằm phía thượng lưu: Pa',

- Thành phần theo AC của trọng lượng khối đất W, đó là T = W sin β.

Lực chống trượt bao gồm:

- Thành phần theo AC của phản lực đất phía hạ lưu (áp lực bị động) là P'p.

- Thành phần sức kháng cắt dọc theo AC, trường hợp tổng quát, sẽ là:

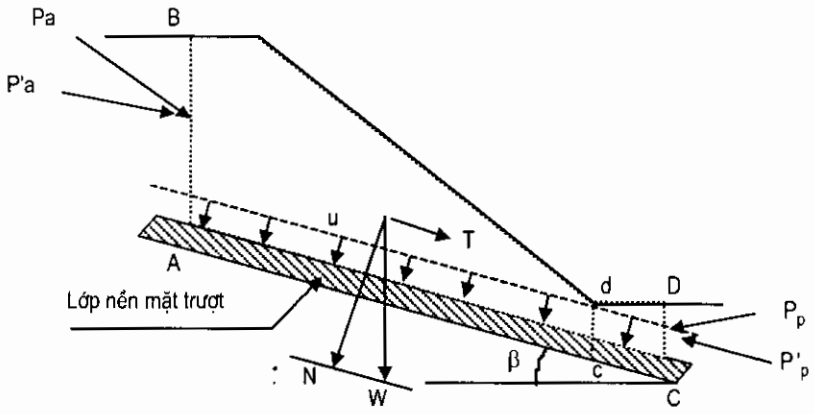
$$R = c'.AC + (W\cos\beta - U)\,tg\varphi' \qquad VII.9)$$

Trong đó:
$$U = \int_A^C u.dl \qquad (VII.10)$$

c', φ' : sức kháng cắt hữu hiệu của lớp nền mặt trượt.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình VII.9: *Trượt mặt mái dốc theo mặt phẳng, cao hữu hạn*

Hệ số an toàn chống trượt khi đó thể hiện qua biểu thức:

$$F_s = \frac{R + P'p}{P'a + T} \qquad \text{(VII.11)}$$

Vị trí của các mặt AB và CD, để cho ta giá trị F_s nhỏ nhất, sẽ được xác định theo cách thử nghiệm đúng dần. Liên quan đến mặt CD theo như hình vẽ VII.9 thì vị trí khả dĩ nhất chính là chân mái dốc (cd), nơi đó sẽ cho giá trị P_p nhỏ nhất.

Liên quan đến vấn đề xác định P_a và P_p tìm hiểu ở Chương VIII - Tường chắn.

III.2. PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH MÁI DỐC CHO NHỮNG LỜI GIẢI ĐƠN GIẢN

Một số trường hợp đơn giản, về dạng hình học của mái dốc và số lớp đất nền, ta có thể sử dụng các giản đồ thiết kế hoặc công thức đơn giản để xác định nhanh hệ số an toàn và nó mang một ý nghĩa thực tiễn lớn hơn.

III.2.1. Mái dốc của đất rời

1 - Trường hợp không có nước chảy ở mái dốc

Đất được gọi là rời khi đặc trưng tính bền thể hiện qua ($\varphi \neq 0$; $c = 0$). Khi đó góc mái dốc tối đa β phải thoả mãn điều kiện:

$$\beta \leq \varphi \qquad \text{(VII.12)}$$

Với bất kỳ độ cao mái dốc nào thì hệ số an toàn cần thiết để mái dốc ổn định sẽ là:

$$F_s = \frac{tg\varphi}{tg\beta} \qquad \text{(VII.13)}$$

Góc mái dốc tự nhiên là góc lấy cho đất rời, tự do tạo mái khi đổ đất. Đây là góc dốc của đất ở trạng thái xốp nhất.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

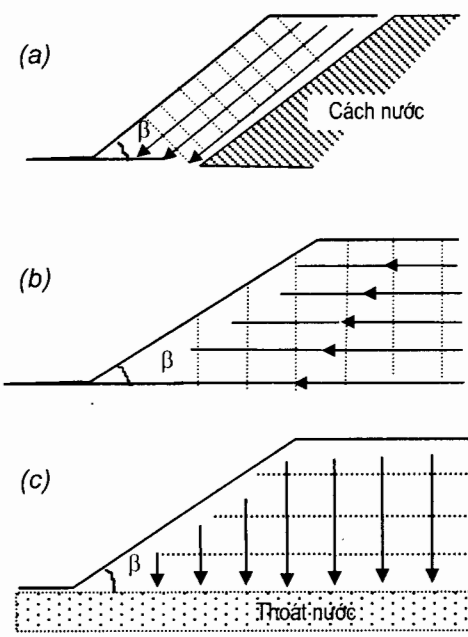
Với đất *cát ẩm* thì thực tế vẫn luôn có một lực dính kết (c) nào đó (dù là nhỏ và được gọi là lực dính kết mao dẫn) và khi đó với mái dốc thấp (ví dụ khi đào một giếng nông) ta có thể giữ được thành hố khá vững. Tuy nhiên, hệ số an toàn của nó vẫn rất nhỏ không bảo đảm và chỉ cần một biến đổi nhỏ trong trạng thái ứng suất sẽ làm mái dốc sập lở đột ngột. Hiện tượng trên là nguyên nhân gây tại nạn tại công trường thi công.

2 - Trường hợp có các dòng nước chảy ở mái dốc

Chúng ta chỉ nghiên cứu các dòng chảy đơn giản, khá gần với thực tế, của các mái dốc có dòng chảy hoặc thấm lọc (VII.10).

Việc kết hợp giữa trọng lượng khối đất mái dốc và dòng nước chảy cho ta các giá trị giới hạn góc dốc gọi là β_{limit}. Góc β_{limit} là thể hiện trạng thái cân bằng giới hạn khi $F_s = 1$ (trong hình VII.10).

Ta được biết hai trường hợp đầu, góc của mái dốc ở trạng thái cân bằng giới hạn chỉ bằng một nửa góc ma sát trong khi có dòng nước chảy.



Dòng nước chảy song song với mái dốc, ví dụ như nước thẩm thấu ra mái dốc:

$$tg\beta_{limit} = 0,5\ tg\ \varphi'$$

Dòng nước chảy nằm ngang, ví dụ mái dốc đào để thu nước

$$\beta_{limit} = 0,5\ \varphi'$$

Dòng nước thẳng đứng, ví dụ nước thấm qua đất đắp có thảm cát thoát nước.

$$\beta_{limit} = \varphi'$$

Hình VII.10: *Ảnh hưởng dòng nước chảy - đất rời.*

III.2.2. Mái dốc của đất dính đồng nhất

1- Đất thuần tuý dính - Phương pháp Taylor.

Ta có các giả thiết sau (hình VII.11):

- Một mái dốc có độ cao H,
- Mặt trên đỉnh dốc nằm ngang,

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

- Đất là đồng nhất (γ là dung trọng tự nhiên, c là lực dính kết và góc ma sát trong của đất $\varphi = 0$).

Ở độ sâu nào đó nằm dưới chân dốc có một lớp đất đá cứng với độ sâu được gọi là $n_d.H$.

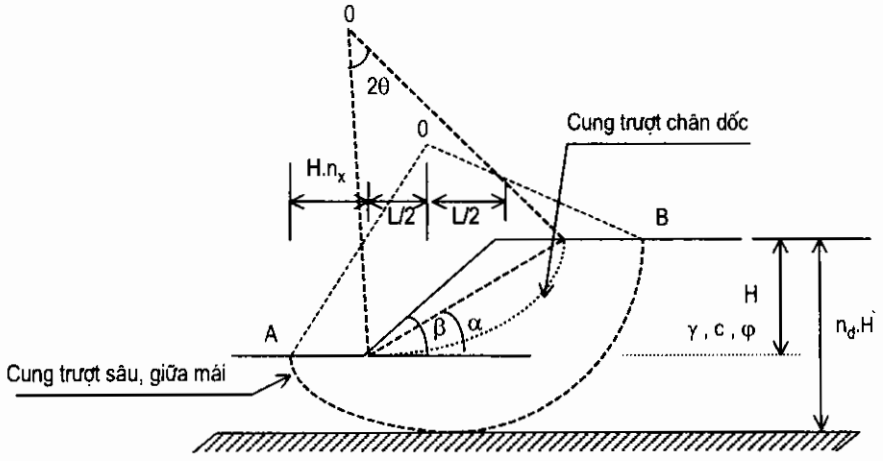
Ta có công thức:

$$F_s = \frac{c.L}{\sum T} \qquad \text{(VII.14)}$$

Trong đó: L - chiều dài cung AB, hoặc L tỷ lệ với H, và T tỷ lệ với W (nghĩa là với H^2 và γ).

Từ đó ta có hàm số:

$$F_s = f\left(\frac{c}{\gamma H}\right) \text{ hoặc } F_s = g\left(\frac{\gamma H}{c}\right) \qquad \text{(VII.14)}$$



Hình VII.11: *Sơ đồ mái dốc theo phương pháp Taylor*

Do vậy, một mái dốc có góc dốc đã cho β và một hệ số n_d đã biết thì hệ số an toàn chống trượt phụ thuộc vào một hệ số không thứ nguyên, được Taylor gọi là *hệ số ổn định* N_s.

$$N_s = \frac{\gamma.H}{c} \qquad \text{(VII.15)}$$

Toán đồ thiết kế hình VII.12 cho ta mối quan hệ giữa N_s và β với các giá trị n_d khác nhau. Toán đồ này cũng cho phép chỉ ra kiểu cung trượt, như thể hiện trong hình VII.11:

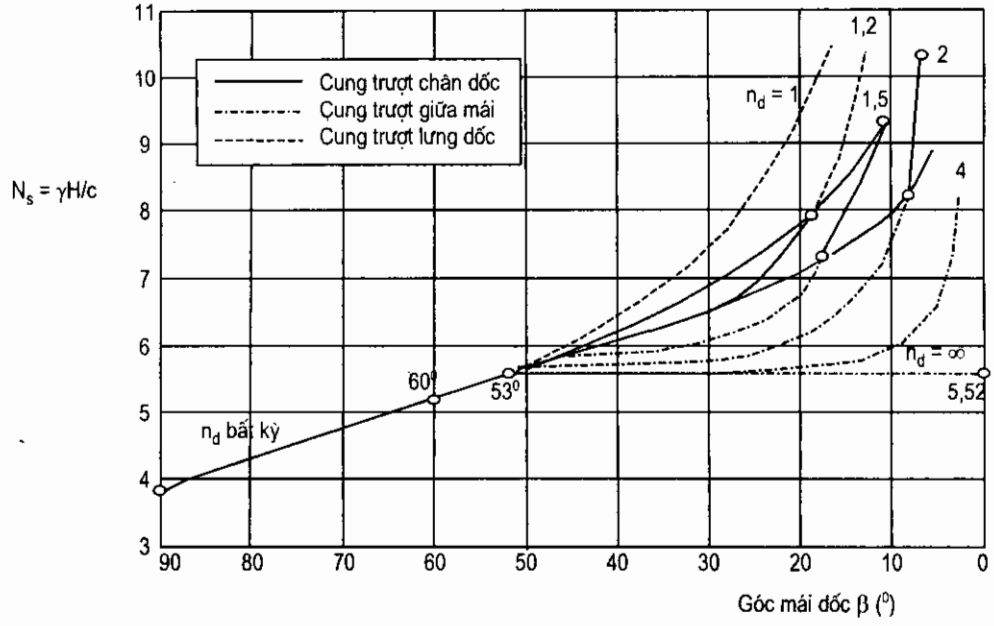
Loại *cung trượt sườn dốc* thì cung trượt tối đa chỉ có thể tiếp tuyến ở đường đáy dốc và có $n_d = 1$.

Nếu $\beta > 53^0$, cung trượt tới hạn sẽ là *cung trượt chân dốc.*

Nếu $\beta < 53^0$, cung trượt tới hạn có thể là một trong ba loại kiểu trượt như đề cập bên trên.

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

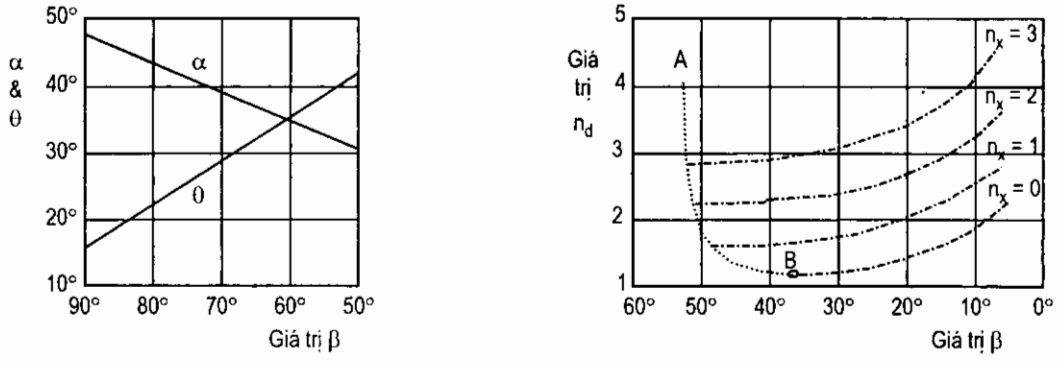
ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình VII.12: *Giản đồ Taylor, xác định N_s cho đất dính.*

Giản đồ hình VII.13 cho phép ta xác định giá trị α , θ tuỳ thuộc β.

Nếu cung trượt tới hạn là loại *cung trượt sâu* được gọi là *cung trượt giữa mái* dốc. Cung trượt đó được xác định khi biết giá trị n_x.



Hình VII.13: *Toán đồ xác định α , θ và n_x.*

Giá trị n_X phụ thuộc β và n_d, được xác định theo toán đồ, hình VII.13b).

Qua N_s từ giản đồ Taylor cho phép xác định H chính là *độ cao tới hạn* H_c của mái dốc, tương ứng với hệ số an toàn F_s = 1. Cũng thông qua N_s ta có thể xác định được c, đó chính là lực dính nhỏ nhất, để mái dốc có chiều cao H có thể đứng được với F_s = 1.

Với mái dốc có chiều cao thiết kế H (hoặc c) thực tế, ta có thể xác định hệ số an toàn theo các biểu thức:

$$F_s = \frac{H_c}{H} \text{ (VII.16) hoặc là } F_s = \frac{c}{c_{min}} \qquad \text{(VII.16bis)}$$

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

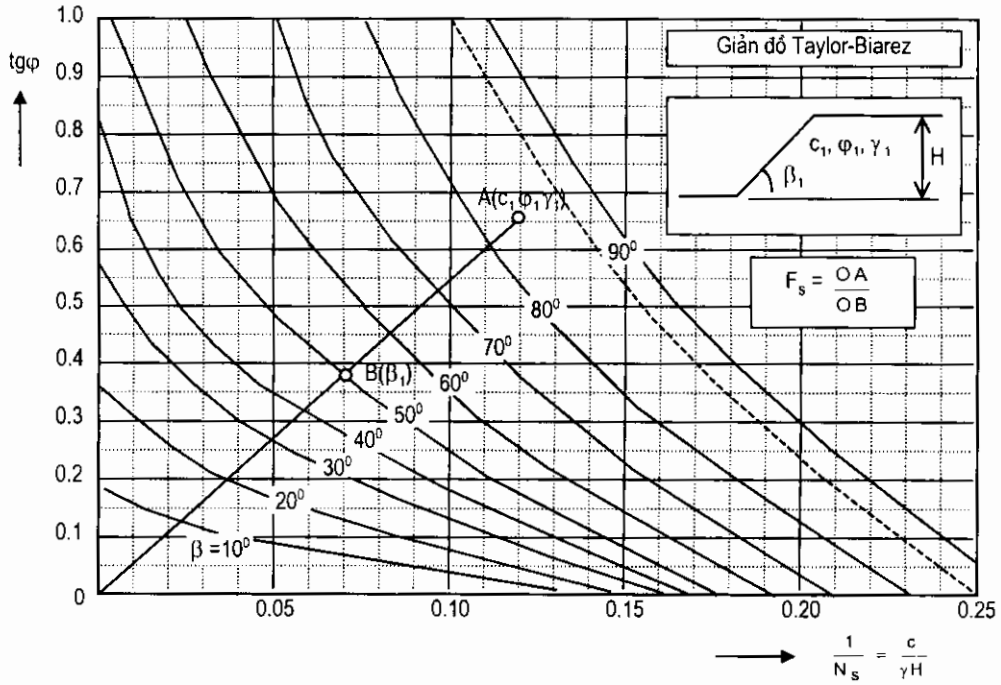
b) Trường hợp đất trung gian, có φ, c

Nếu $\varphi > 3^0$ thì cung trượt tới hạn sẽ là *kiểu trượt chân dốc*.

Hệ số an toàn luôn phụ thuộc vào *hệ số ổn định* N_s và β mà còn phụ thuộc vào φ. Toán đồ của hình VII.14, được Biarez triển khai từ giản đồ Taylor, có ý nghĩa rất thực dụng để xác định hệ số an toàn F_s cho đất trung gian có c, φ.

Gọi A là điểm ấn định trên giản đồ tương ứng với mái dốc có H, γ , φ, c và điểm B được kéo dài từ gốc 0 qua góc mái dốc β, khi đó ta xác định được hệ số an toàn:

$$F_s = \frac{OA}{OB} \qquad \text{(VII.17)}$$



Hình VII.14: *Toán đồ Taylor - Biarez xác định F_s cho đất có φ , c.*

III.2.3. Mái dốc thẳng đứng của hố đào

Đây là trường hợp đặc biệt quan trọng liên quan đến hố đào của một số loại móng.

Công thức VII.15 có thể viết dưới dạng $H = N_s.(c/\gamma)$. Trên toán đồ Taylor hoặc Taylor-Biarez ta thấy: nếu $\beta = 90^0$ thì $N_s = 3{,}85.tg(\pi/4 + \varphi/2)$ và đó là trường hợp của độ sâu tối đa, theo lý thyết, của một hố đào dốc đứng:

$$H_c = 3{,}85 \frac{c}{\gamma} tg(\pi/4 + \varphi/2) \qquad \text{(VII.18)}$$

Độ sâu tối đa (critic) cho một hố đào dốc đứng (H_c) có tính đến áp lực do gia tải quanh bờ hố đào (q), còn có thể được xác định theo biểu thức:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} tg(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) - \frac{2q}{\gamma} \qquad \text{(VII.19)}$$

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

III.3. PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH MÁI DỐC TRƯỢT CUNG TRÒN

III.3.1. Phương pháp chia lát Fellenius

a) Nguyên lý

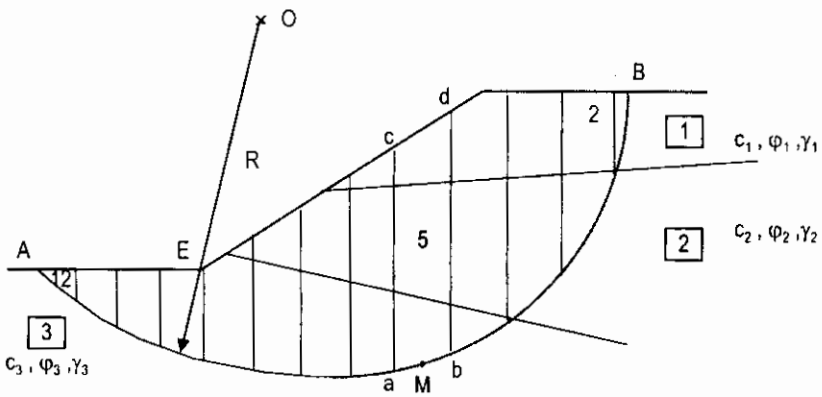
Xét một mái dốc cắt qua một số lớp đất với đặc trưng cơ lý: c_i, φ_i, γ_i. Gọi một cung tròn nào đó, có tâm O và bán kính R, mà qua đó ta cần xác định một hệ số an toàn chống trượt.

Phương pháp tiến hành, trước tiên, là chia khối đất mái dốc (AMB) thành một số lượng nhất định các lát chia (tranches) với các mặt đứng, sao cho:

- Mặt đứng cắt cung trượt ở ranh giới các lớp (điểm C, D trên hình VII.15a).

- Số lớp chia về nguyên tắc càng nhiều càng tốt (nếu sử dụng máy tính), còn nếu tính tay không cần thiết quá nhiều vẫn bảo đảm độ chính xác.

Ta nghiên cứu trạng thái cân bằng của một trong các lát chia, ví dụ lát abcd có số hiệu n, trong đó n biến đổi từ 1 đến 12.



Hình VII.15: *Chia lát cho một mái dốc*

Lực tác dụng lên các lát chia (hình VII.16) bao gồm:

- Trọng lượng W,

- Phản lực R_n từ dưới lên mặt trượt có vòng cung ab,

- Phản lực của hai mặt đứng bd và ac, mà nó có thể phân chia thành phản lực đứng H_n và H_{n+1} và phản lực thẳng đứng V_n và V_{n+1}. Đây là các nội lực của khối đất của mái dốc đang xét.

Các thành phần sau được xác định so với tâm cung trượt O :

- *Mômen động lực* đó là trọng lượng đất W (kể cả gia tải nếu có) có xu hướng gây trượt.

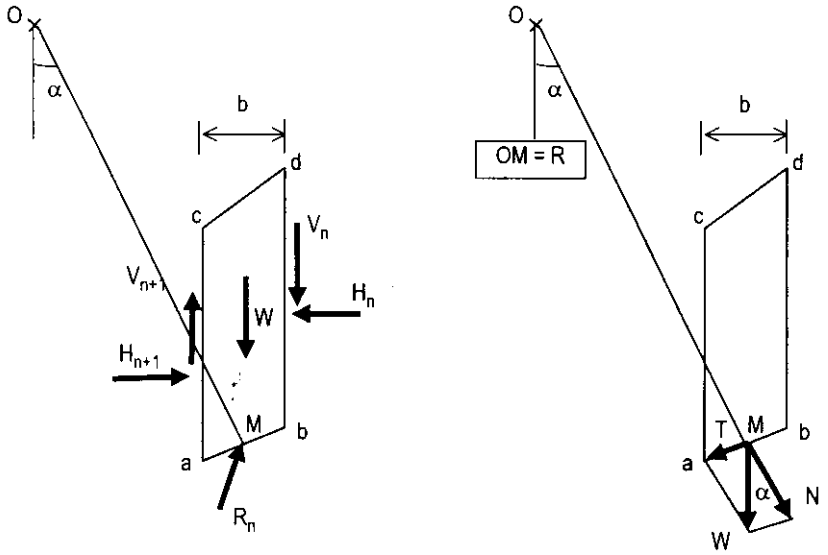
- *Mômen kháng trượt* là các phản lực có xu hướng chống lại quá trình trượt tổng quát của các lát cắt, đó là mômen của R_n, H_n, H_{n+1}, V_n và V_{n+1}.

Hệ số an toàn chống trượt F_s được định nghĩa như là tỷ số:

F_s = ($\sum_{AB}$ các mômen kháng trượt cực đại) / ($\sum_{AB}$ các mômen động lực gây trượt)

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.v



Hình VII.16: *Các lực tác động lên các lát chia*
a) Các lực chống trượt của một lát chia b) Giả thiết Fellenius

Xét tổng hợp các mômen của cung tròn AB thì hợp các mômen của lực nội tại sẽ bị triệt tiêu. Hệ quả là, với lát chia n-1 có các lực $-V_n$ và $-H_n$ đối ngược với V_n và H_n và, với lát chía n+1 ta thấy $-V_{n+1}$ và $-H_{n+1}$ đối ngược với V_{n+1} và H_{n+1}.

Fellenuis đã đặt ra một giả thiết, làm đơn giản hoá tính toán, rằng có một lực duy nhất tác dụng lên cung tròn ab (hình VII.16b) là trọng lượng W, và bỏ qua lực tương tác giữa các mặt tiếp xúc của các lát. Trong trường hợp này ta có: W = - Rn.

Phân tách trọng lượng W tác dụng thành lực pháp tuyến lên mặt ab, gọi là N, và lực tiếp tuyến với mặt ab, là lực T.

Trong điều kiện trên mômen kháng trượt cực đại chính là thành phần tiếp tuyến của lực R_n. Theo định luật Coulomb ta có thể viết: $(R_n)_i = c_i.ab + N_i.tg\varphi_i$ và tổng các mômen của các lát chia sẽ là:

$$\sum_{1}^{m} R \times [\, c_i.ab + N.tg\varphi_i \,]$$

Trong đó:

m - số lần lát chia

c_i, φ_i - đặc trưng đất của lớp mà cung ab cắt qua.

Mặt khác, mômen gây trượt (động năng) do T gây ra là T × R, do đó ta có:

$$F_s = \frac{\sum_{1}^{m} [c_i.ab + N.tg\varphi_i]}{\sum_{1}^{m} T} \qquad \text{(VII.20)}$$

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.v

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

Với các ký hiệu ghi trên hình VII.16, ta có thể viết công thức (VII.20) dưới dạng:

$$F_s = \frac{\sum_1^m \left[c_i . \frac{b}{\cos\alpha} + W.\cos\alpha.tg\varphi_i \right]}{\sum_1^m \sin\alpha\, W} \qquad \text{(VII.21)}$$

Trong đó:

b - là chiều rộng của lát chia,

α - góc tạo từ bán kính với trục đứng, tại điểm giữa của mặt đáy của lát chia.

W - trọng lượng từng lát chia.

Với biểu thức nêu trên dễ dàng lập một chương trình trên máy tính để tính toán.

b) Tính đến dòng chảy

Trường hợp trong phạm vị mái dốc đang xét tồn tại nước dưới đất cần tính đến áp lực nước lỗ rỗng u tác dụng trên mặt trượt.

Theo định luật Coulomb trong trường hợp này, ta có: $\tau = c' + (\sigma - u)\, tg\varphi'$, và công thức cuối cùng có dạng:

$$F_s = \frac{\sum_1^m \left[c' . \frac{b}{\cos\alpha} + (W.\cos\alpha - \frac{ub}{\cos\alpha}).tg\varphi' \right]}{\sum_1^m \sin\alpha\, .W} \qquad \text{(VII.22)}$$

III.3.2. Phương pháp chia lát Bishop

Năm 1954, Bishop công bố phương pháp gọi là Phương pháp chi tiết cho phép tính toán hệ số an toàn chống trượt F_s. Về nguyên tắc phương pháp chia lát Bishop tương tự như phương pháp FIlenius, song trong tính toán có tính đến lực tương tác giữa các mặt đứng của lát chia.

Phương pháp nêu trên rất phức tạp, chỉ có thể tính trên chương trình máy tính, nên sau đó Bishop đơn giản hoá công thức bằng cách giả thiết $V_n - V_{n+1} = 0$ cho tất cả các lát chia. Đó là công thức Bishop đơn giản , có dạng:

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^m \sin\alpha} \sum_1^m \left[\frac{(W - ub)tg\varphi' + c'b}{\cos\alpha + \sin\alpha \cdot \frac{tg\varphi'}{F_s}} \right] \qquad \text{(VII.22)}$$

Trong trường hợp này, tất cả các thông số đều đã được biết và hệ số an toàn được tính theo phương pháp đúng dần, với hệ số an toàn đầu tiên được tính theo phương pháp Fellenius.

old.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

Chương VIII

PHÂN TÍCH TƯỜNG CHẮN

I. ÁP LỰC CHỦ ĐỘNG VÀ BỊ ĐỘNG

I.1. TRƯỜNG HỢP ĐẤT DÍNH ($\varphi = 0$; $c \neq 0$)

Áp lực chủ động và bị động của đất dính (có φ - c), với tường chắn đứng, mặt đất sau tường nằm ngang và bỏ qua ma sát tường-đất, được xác định như sau:

I.1.1. Áp lực chủ động

Áp lực chủ động là giá trị nhỏ nhất của áp lực ngang của khối đất tác động lên một tường chắn. Nó thể hiện điều kiện phá hỏng mà ở đó sức kháng cắt trong đất được huy động toàn bộ dưới trọng lượng bản thân của tường.

$$\sigma_a = K_a.\sigma'_z - 2c\sqrt{K_a} \qquad \text{(VIII.1)}$$

Trong đó:

$\sigma_a = \sigma_{ah}$ - áp lực chủ động đất, bằng áp lực ngang

σ'_z - áp lực cột đất hữu hiệu

c - lực dính kết tường đất

K_a - hệ số áp lực chủ động.

1. Xác định hệ số áp lực chủ động, K_a

Với trường hợp nêu trên thì hệ số áp lực chủ động (K_a) được xác định theo biểu thức:

$$K_a = tg^2(45^o - \frac{\varphi}{2}) \qquad \text{(VIII.2)}$$

hoặc:

$$K_a = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} \qquad \text{(VIII.2bis)}$$

2. Lực chủ động, Q_a

Với tường chắn có chiều cao (H) thì lực chủ động của đất (Q_a) tác dụng lên tường được xác định theo biểu thức:

$$Q_a = 1/2H.\sigma_a = 1/2\ K_a.\ \gamma'H^2 \qquad \text{(VIII.3)}$$

Và điểm tác dụng lực ở 1/3H, tính từ chân tường chắn.

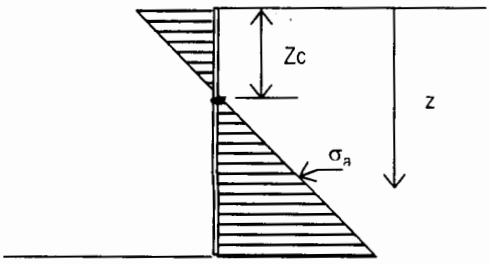
ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

3. Độ sâu tới hạn, Z_c

Trong trường hợp đất dính thuần tuý áp lực chủ động thực sự phát triển dưới một độ sâu gọi là độ sâu tới hạn (Z_c). Phía trên Z_c áp lực chủ động của đất có giá trị âm (thường lấy bằng 0).

Với loại đất đồng nhất có dung trọng γ, trên mực nước ngầm, không có gia tải, $\sigma_z = \gamma z$ ở độ sâu z. Cho $\sigma_z = 0$, ta có:



Hình VIII.1: *Độ sâu tới hạn Z_c cho đất dính*

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma} \cdot tg(45° - \frac{\varphi}{2}) \qquad (VIII.4)$$

I.1.2. Áp lực bị động

Áp lực bị động của đất là giá trị lớn nhất, của áp lực đất tác dụng ngang mà nó có thể huy động, do chuyển động tương đối của kết cấu đẩy vào khối đất. Nó thể hiện điều kiện phá hỏng đất mà ở đó sức kháng cắt của đất đã được huy động toàn bộ để kháng lại lực đẩy ngang.

$$\sigma_p = K_p.\sigma'_z + 2c\sqrt{K_p} \qquad (VIII.5)$$

Trong đó: K_p - hệ số áp lực bị động.

1. Xác định hệ số áp lực bị động, K_p

Trong trường hợp nêu trên thì áp lực bị động được tính theo biểu thức:

$$K_p = tg^2(45° + \frac{\varphi}{2}) \qquad (VIII.6)$$

hoặc:

$$K_p = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \qquad (VIII.6bis)$$

2. Xác định lực bị động, Q_p

Với một tường chắn có chiều cao (H) thì lực chủ động của đất (Q_p) tác dụng lên tường chắn được xác định theo biểu thức:

$$Q_p = 1/2H.\sigma_p = 1/2\ K_p.\ \gamma H^2 \qquad (VIII.7)$$

Và điểm tác dụng lực là ở 1/3 H tính từ chân tường chắn.

I.1.3. Tác động gia tải và nước dưới đất

Công thức tổng quát xác định áp lực chủ động và bị động, như trình bầy trên, là :

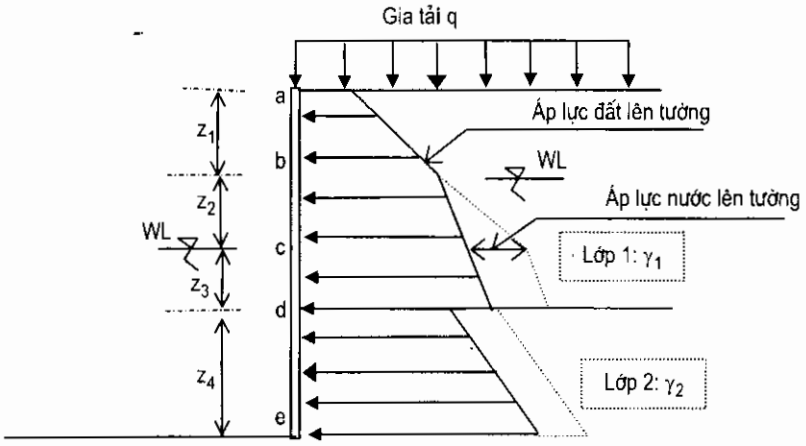
$$\sigma_a = K_a.\sigma'_z - 2c\sqrt{K_a}$$

$$\sigma_p = K_p.\sigma'_z + 2c\sqrt{K_p}$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Khi có tác động của *gia tải và nước dưới đất*, tại các vị trí như thể hiện trong hình VIII.2, áp lực cột đất và các lực tác dụng lên tường thể hiện như sau:



Hình VIII.2: *Tác dụng gia tải, nước dưới đất và đất nhiều lớp.*

Tại a: $\sigma_z = q$

Tại b: $\sigma_z = q + \gamma_1.z_1$

Tại c: $\sigma_z = q + \gamma_1.z_1 + \gamma'_1.z_2$

Tại d: $\sigma_z = q + \gamma_1.z_1 + \gamma'_1.(z_2 + z_3)$

Tại e: $\sigma_z = q + \gamma_1.z_1 + \gamma'_1.(z_2 + z_3) + \gamma'_2.z_4$

Trường hợp tường nhẵn, có gia tải, áp lực chủ động và bị động đất lên tường thể hiện:

$$\sigma_a = K_a(\gamma.z + q) - 2c\sqrt{K_a}\ ;\ Q_a = 1/2\ \gamma.H^2.K_a - 2cH\sqrt{K_a} + qH.K_a \qquad \text{(VIII.8)}$$

$$\sigma_p = K_p(\gamma z + q) + 2c\sqrt{K_p}\ ;\ Q_p = 1/2\ \gamma H^2.K_p + 2cH\sqrt{K_p} + qH.K_p \qquad \text{(VIII.8bis)}$$

I.2. TRƯỜNG HỢP ĐẤT RỜI, $\varphi \neq 0$; $c = 0$

Xét trường hợp tổng quát nhất cho tường chắn đất thuần rời, tường đứng hoặc nghiêng và đất đắp phẳng hoặc dốc.

I.2.1. Áp lực chủ động

Khi đó ta có biểu thức: $\sigma_a = K_a.\sigma'_z$ (VIII.9)

1. Xác định hệ số áp lực chủ động, K_a

Trong trường hợp nêu trên thì hệ số áp lực chủ động được tính, với các đặc trưng như thể hiện trên hình VIII.3:

$$K_a = \left[\frac{\cos ec(\beta)\sin(\beta - \varphi')}{\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\dfrac{\sin(\delta + \varphi')\sin(\varphi' - i)}{\sin(\beta - i)}}}\right]^2 \qquad \text{(VIII.9)}$$

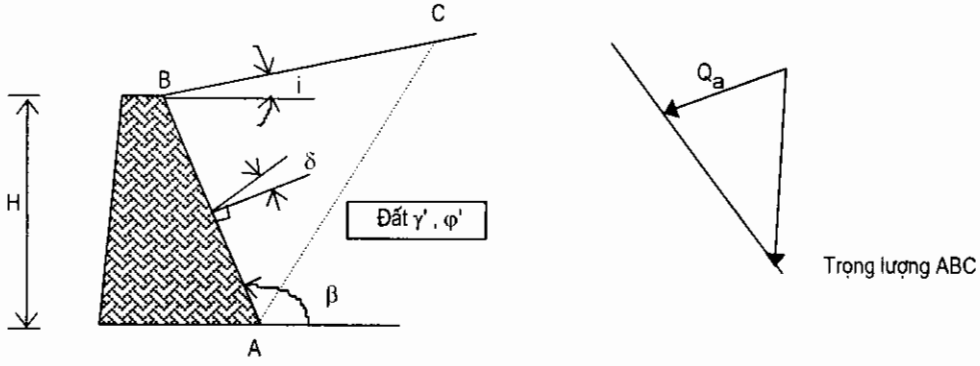
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

Thành phần ngang của áp lực chủ động có hệ số áp lực chủ động được tính:

$$K_{ah} = K_a.\sin(\beta + \delta) \qquad \text{(VIII.10)}$$

Khi $\delta = 0$, $\beta = 90°$, $i = 0$ thì công thức trở về biểu thức VIII.5bis.



Hình VIII.3: *Hệ số áp lực chủ động K_a.*

(K_{ah} là thành phần ngang của K_a)

2. Lực chủ động, Q_a

Với một tường chắn có chiều cao (H) thì lực chủ động của đất (Q_a) tác dụng lên tường chắn được xác định theo biểu thức:

$$Q_a = 1/2H.\sigma_a = 1/2\ K_a.\ \gamma'H^2 \qquad \text{(VIII.11)}$$

Và điểm tác dụng ở 1/3H, tính từ chân tường chắn.

Thành phần ngang của lực chủ động được tính:

$$Q_{ah} = 1/2H.\sigma_{ah} = 1/2\ K_{ah}.\ \gamma'H^2 \qquad \text{(VIII.12)}$$

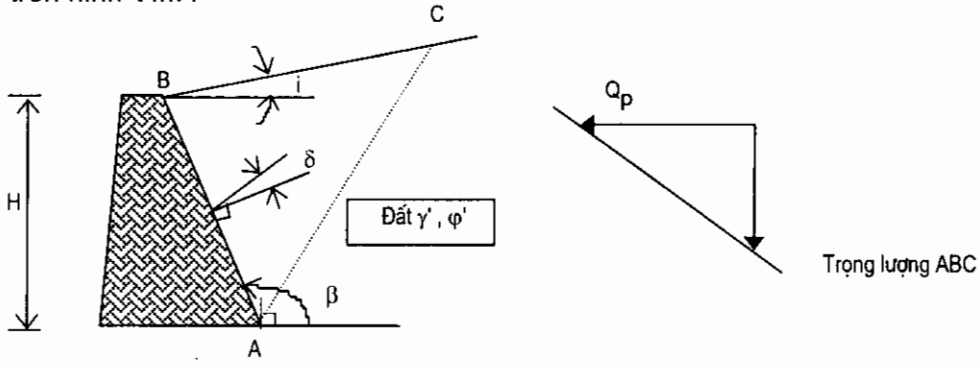
I.2.2. Áp lực bị động

Khi đó, ta có biểu thức:

$$\sigma_p = K_p.\sigma'_z \qquad \text{(VIII.11)}$$

1. Hệ số áp lực bị động, K_p

Trong trường hợp nêu trên thì hệ số áp lực chủ động được tính với các đặc trưng như thể hiện trên hình VIII.4



Hình VIII.4: *Hệ số áp lực bị động K_p.*

(K_{ph} là thành phần ngang của K_p)

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

$$K_p = \left[\frac{\cos ec(\beta)\sin(\beta + \varphi')}{\sqrt{\sin(\beta - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi')\sin(\varphi' + i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2 \qquad \text{(VIII.12)}$$

$$K_{ph} = K_p . \sin(\beta + \delta) \qquad \text{(VIII.12bis)}$$

2. Lực bị động, Q_p

Với một tường chắn có chiều cao (H) thì lực bị động của đất (Q_p) tác dụng lên tường chắn được xác định theo biểu thức:

$$Q_p = 1/2H.\sigma_p = 1/2\ K_p.\gamma H^2 \qquad \text{(VIII.13)}$$

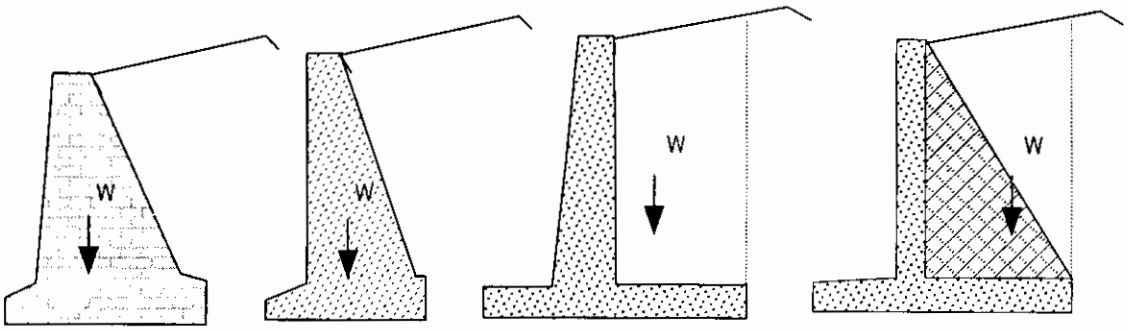
Và điểm tác dụng lực ở 1/3 H, tính từ chân tường chắn (thay K_{ph} tính Q_{ph}).

II. PHÂN TÍCH TƯỜNG CHẮN CỨNG

II.1. ĐỊNH NGHĨA VÀ PHÂN LOẠI TƯỜNG CHẮN CỨNG

Tường chắn cứng (hay tường chắn trọng lượng), được cấu tạo bởi khối xây bằng đá bằng gạch hoặc bằng bê tông cốt thép, với mục đích duy trì ổn định khối đất sau tường thông qua sức kháng chống trượt ở đáy và trọng lượng bản thân của tường.

Tường có thể bị mất ổn định bởi các nguyên nhân trượt hoặc lật, trong đó yếu tố ổn định chống lật đóng vai trò quan trọng nhất. Ta có thể phân chia một số loại tường chắn cứng như sau (hình VIII.5):



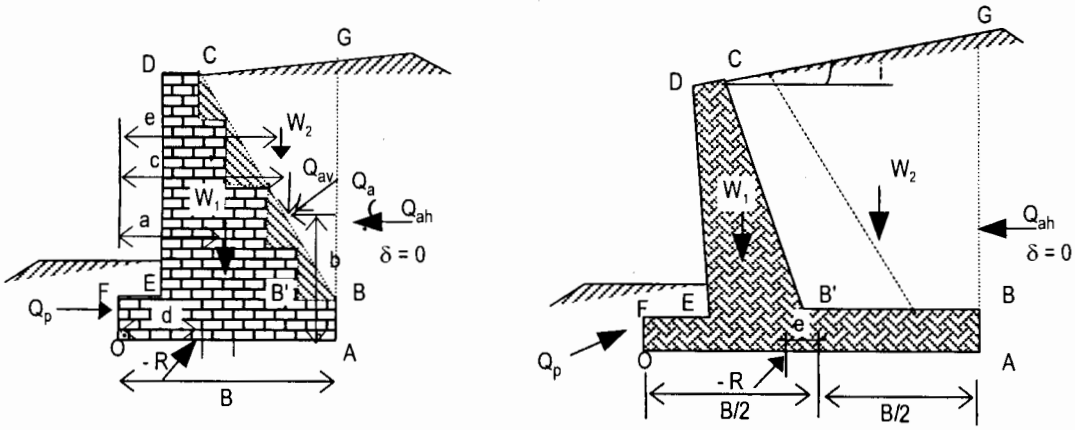
Hình VIII.5 *Các loại tường chắn cứng.*
a) Tường chắn trọng lượng (gạch-đá xây); b) Tường chắn bán trọng lượng;
c) Tường chắn dải đỡ (bê-tông cốt thép); d) Tường chắn dải đỡ có gân (bê-tông cốt thép) .

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

II.2. PHÂN TÍCH TƯỜNG CHẮN CỨNG

Ta cần xác định các loại lực tác dụng lên tường như thể hiện trong hình VIII.6. Nhìn chung, ta có thể xem xét lực đẩy chủ động tác dụng lên một bề mặt quy ước là mặt kéo dài theo AB của móng tường. Trọng lượng W_2 là của khối đất BB'CG đè lên cánh móng.



a) b)

Hình VIII.6: *Phân tích tường chắn cứng.*
a) Tường xây; b) Tường bê tông cốt thép

Trong trường hợp này, Q_a đẩy vào mặt BG được tính với $\delta = 0$ vì rằng mặt BG là giả tưởng và không có sự chuyển dịch đất phía phải và trái mặt này.

Trường hợp đất lấp sau tường tác dụng thẳng vào tường thì thực chất là tác dụng vào mặt nghiêng AC. Khi đó, trọng lượng khối đất tác dụng chỉ tính trong diện tích có vạch (hình VIII.6-a).

* Khi móng của tường nằm nông trên mặt thì cần lưu ý loại bỏ Q_p.

* R là hợp lực tác động vào móng.

Nghiên cứu ổn định tường chắn theo các bước sau:

II.2.1. Phân tích ổn định chống lật

Ổn định chống lật được phân tích là tỷ số giữa các mômen, tính cho điểm O, của các lực có xu hướng làm ổn định giữ lại và các lực có xu hướng làm cho lật tường.

* *Trường hợp $\delta = 0$* (mặt tường giả tưởng) ta có thể tính theo biểu thức:

$$F_s = \frac{\sum M^t/o\ (W_1, W_2)}{\sum M^t/o\ (Q_{ah}, Q_W)} \geq 1,5 \qquad \text{(VIII.14)}$$

Trong đó:

F_s - hệ số an toàn chống lật

Q_w - hợp lực của lực đẩy thuỷ tĩnh.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

* *Trường hợp $\delta > 0$*, không tính W_2 và cách thức phân tích tương tự, song từ Q_a phân tích thành Q_{av} và Q_{ah} .

Khoảng cách để tính mômen đều tính từ điểm O, cho trọng lượng thì tính từ trọng tâm. Còn các lực khác tính từ điểm tác dụng lực.

Hợp lực R tác dụng tại điểm có khoảng cách (d) được xác định theo biểu thức (như ví dụ áp lực đất có góc ma sát $\delta > 0$ thể hiện ở hình VIII.6-a):

$$d = \frac{W_1.a+Q_{av}.c-Q_{ah}.b}{W_1+Q_{av}} \qquad \text{(VIII.15)}$$

II.2.2. Phân tích ổn định chống trượt đáy móng

Ổn định chống trượt đáy móng là tỷ số giữa các lực ngang có xu hướng chống trượt và các lực ngang có xu hướng gây trượt dưới đế móng của tường.

$$F_s = \frac{Q_{ph}+T}{Q_{ah}+Q_w} \qquad \text{(VIII.16)}$$

$$T = c_a.\,OA + (W_1 + W_2).tg\,\delta \qquad \text{(VIII.17)}$$

Trong đó:

F_s - hệ số an toàn chống trượt : $F_s > 1.5$ nếu bỏ qua Q_p,

$F_s > 2$ nếu tính cả Q_p.

Q_{ph} - thành phần ngang lực bị động, bỏ qua cho móng nông.

T - sức kháng cắt huy động dọc theo đáy móng OA:

δ, c_a - góc ma sát và lực dính kết giữa bê tông móng và đất, lấy theo bảng VIII.1.

II.2.3. Phân tích ổn định nền móng

Quan niệm đế của tường chắn cứng như móng nông thì lực R, là hợp lực của các loại lực khác, tác dụng nghiêng với lệch tâm (e) theo mặt OA. Việc xác định độ lệch tâm do tác dụng lực ngang lên móng nông được mô tả ở chương V.

Lưu ý:

- Với móng của tường chắn là gạch xây hoặc bê tông cốt thép đặt trên đất nền chịu nén cần thiết kế sao cho độ lệch tâm : $e \le B/6$.

- Khi móng của tường là bê tông cốt thép đặt trên đất nền cứng, cần thiết kế sao cho độ lệch tâm: $e < B/4$.

II.2.4. Phân tích ổn định mái dốc

Cuối cùng cần kiểm tra ổn định mái dốc cho tường chắn, theo phương pháp được mô tả trong chương VII.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vnco

Bảng VIII.1 - Các giá trị đại diện của góc ma sát trong δ và lực dính bám c_a giữa đất đá và các vật liệu cấu tạo

Vật liệu	tg δ	c_a (kN/m^2)
1) *Khối bê tông hoặc gạch đá xây với đất đá:*		
* Đá tươi	0,7	
* Sạn sỏi sạch. Sạn sỏi lẫn cát. Cát thô	0,55 - 0,60	
* Cát trung, nhỏ sạch. Cát thô lẫn bụi sét. Sạn lẫn bụi sét	0,45 - 0,55	
* Cát mịn sạch, cát trung-nhỏ lẫn bụi sét	0,35 - 0,45	
* Bụi cát. Cát pha không dẻo dính,	0,30 - 0,35	
* Sét tàn tích nửa cứng đến cứng, quá cố kết	0,40 - 0,50	
* Sét-sét pha dẻo cứng	0,30 - 0,35	
2) *Dải tường thép với các đất đá:*		
* Sạn sỏi sạch. Sạn sỏi lẫn cát, đá lấp cấp phối tốt	0,40	
* Cát sạch. Cát sạn lẫn bụi sét, Đá lấp một cỡ hạt	0,30	
* Cát lẫn bụi. Sạn và cát lẫn bụi sét	0,25	
* Bụi mịn lẫn cát, không dẻo dính,	0,20	
* Sét dẻo mềm dẻo chảy và bụi lẫn cát (cát pha)		5 - 30
* Sét đến bụi lẫn cát, nửa cứng đến cứng		30 - 60
3) *Dải tường bê tông cốt thép với các đất đá:*		
* Sạn sỏi sạch. Sạn sỏi lẫn cát, đá lấp cấp phối tốt	0,40 - 0,50	
* Cát sạch. Cát sạn lẫn bụi sét, Đá lấp một cỡ hạt	0,30 - 0,40	
* Cát lẫn bụi. Sạn và cát lẫn bụi sét	0,30	
* Bụi lẫn cát mịn, không dẻo dính	0,25	
* Sét dẻo mềm, dẻo chảy và bụi lẫn cát (cát pha)		10 - 35
* Sét đến bụi lẫn cát, nửa cứng đến cứng		35 - 60
4) *Các vật liệu xây dựng khác:*		
* Gạch xây. Đá thâm nhập và Đá biến chất	0,70	
* Đá mềm - Đá mềm	0,65	
* Đá cứng - Đá cứng	0,55	
* Gạch với gỗ	0,50	
* Thép với thép (dải tường thép nối với nhau)	0,30	

Ghi chú:

- Đây là các giá trị tới hạn, phải có độ chuyển vị nhất định đến trạng thái phá hỏng.

- Với vật liệu chỉ thể hiện góc ma sát thì lực dính kết đã hàm chứa trong đó.

II.3. PHÂN TÍCH MỘT SỐ DẠNG TƯỜNG CHẮN CỨNG - THẤP

Với các tường chắn cứng được xem là thấp khi chiều cao của tường *nhỏ hơn 6m*. Với các tường chắn thấp (mức độ quan trọng không cao, giá thành hạ) thì công tác khảo sát thí nghiệm đất đá không cần tiến hành chi tiết. Có thể xác định các áp lực tác dụng lên tường theo phương pháp được Terxaghi và Peck kiến nghị (1967) như sau:

.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vnco

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

- Đất lấp sau tường được phân biệt các nhóm như sau:

  * Nhóm (1): Cát sạch và sạn sỏi: GW, GP, SW, SP

  * Nhóm (2): Cát khô và sạn sỏi: GM-GP, SM, SM-SP

  * Nhóm (3): Sét - sét pha, cát pha tàn tích, cát và sạn lẫn sét:

    CL, ML, MH, SM, SC, GC.

  * Nhóm (4): Sét - sét pha dẻo nhão đến nhão, sét và bụi lẫn hữu cơ:

    CL, ML, OL, CH, MH, OH.

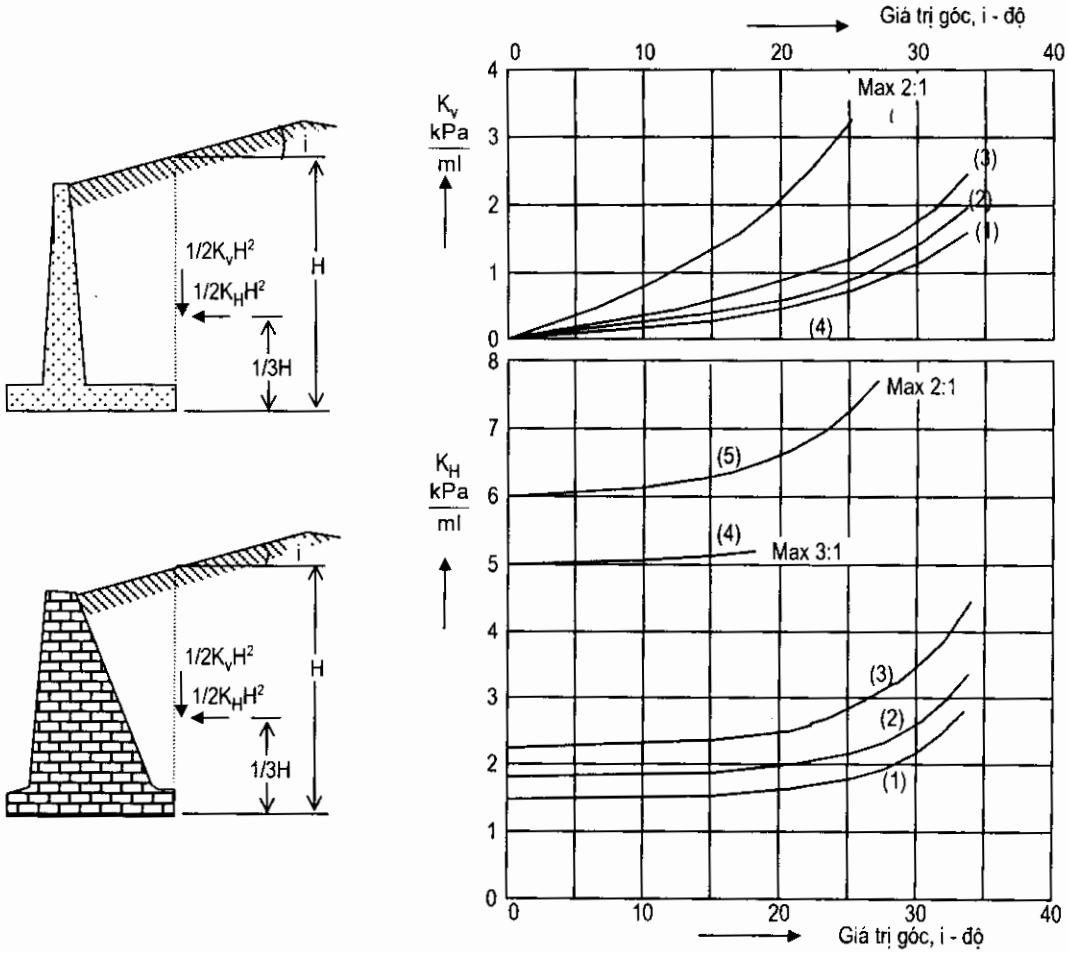
  * Nhóm (5): Sét dẻo mềm đến dẻo cứng, trầm tích bãi bồi: CL, CH.

- Các lực và áp lực tính toán cho thiết kế được lấy theo:

  + Giản đồ hình VIII.7 cho đất lấp sau tường dốc thẳng.

  + Giản đồ hình VIII.8 cho đất lấp sau tường dốc gấp.

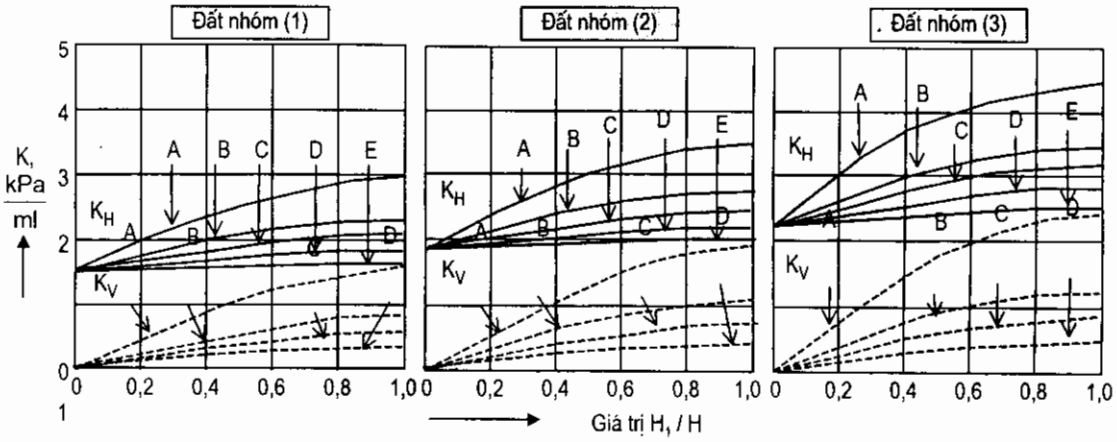
Các ký hiệu CL, CH, OH, SM.... là các ký hiệu loại đất theo phân loại chuẩn quốc tế (USC).

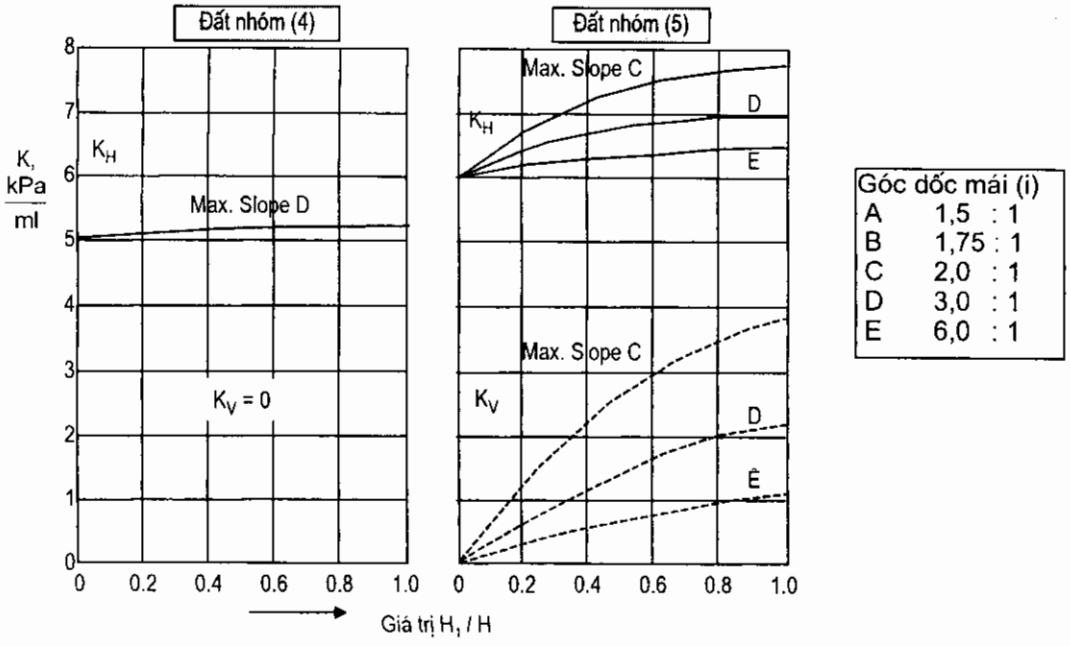


Hình VIII.7: *Các lực thiết kế cho tường chắn thấp, đất lấp sau tường dốc thẳng (theo Terxaghi và Peck 1967)*

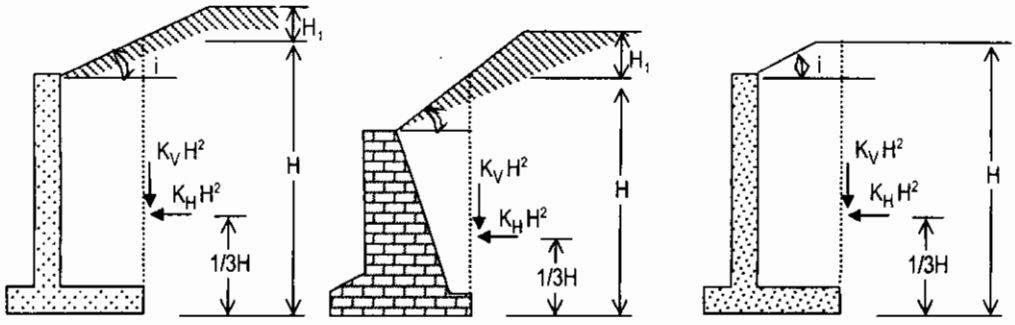
www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold





Góc dốc mái (i)	
A	1,5 : 1
B	1,75 : 1
C	2,0 : 1
D	3,0 : 1
E	6,0 : 1



Hình VIII.8: *Các lực thiết kế cho tường chắn thấp, đất lấp sau tường dốc gấp (theo Terxaghi và Peck 1967)*
Với đất nhóm (5) thì độ cao H cần giảm đi 1,2m.
Hợp lực tác dụng ở chiều cao (H-4)/3 trên đế tường.

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

III. PHÂN TÍCH TƯỜNG CHẮN MỀM

III.1. ĐỊNH NGHĨA, PHÂN LOẠI TƯỜNG CHẮN MỀM

Các dạng tường chắn được xây dựng thành một *dải* (gọi là dải tường chắn) với mục đích chắn đất hoặc ngăn nước cho các dạng hố đào trong xây dựng. Các dải tường chắn này có đặc trưng là chiều dài tường lớn và độ dày của tường mỏng và dễ bị biến dạng do áp lực đất nên được gọi là *tường chắn mềm* (Flexible Retaining Wall). Tường chắn mềm đặc biệt công dụng là tường chắn cho các hố đào móng và các công trình ngầm.

Các dải tường chắn được phân loại theo các tiêu chí sau:

a) Theo cách thức giữ tường ổn định, ta có thể phân chia tường chắn mềm thành hai loại:

- Dải tường chắn ngàm chân (không neo).
- Dải tường chắn có neo hoặc chống xà ngang.

b) Theo vật liệu cấu tạo, tường chắn mềm có thể được phân chia thành các loại:

- Dải tường chắn thép:

+ Loại Wendel:

(mã hiệu: DW4400, 4550, 3600, 3300 với loại thép E24, 26, 30, 36).

+ Loại Larssen:

(ví dụ: SL1,2,3,4, III, IV, V, VI với loại thép E240, 270, 320, 360).

+ Loại lượn đúp:

(ví dụ: P400/D22870, P401B/D22874, P300B/D22865, P302B/D22757)

- Dải tường chắn bê tông đổ tại chỗ:

Dải cọc cừ, thường làm từ cọc Barrette, bằng bê-tông cốt thép đổ tại chỗ. Đó là dạng tường chắn có các joăng liên kết. Loại tường này có thể sử dụng các phương pháp giữ ổn định: ngàm chân, có neo, có các hàng neo, các hàng xà chống ngang.

III.2. PHÂN TÍCH DẢI TƯỜNG CHẮN NGÀM CHÂN

Dải tường chắn ngàm chân (cantilevered retaining wall) là đóng một dải cọc, cắm đủ sâu vào trong đất để có thể ngàm cứng, với mục đích tạo thành một dải tường để chắn đỡ đất lấp phía sau tường.

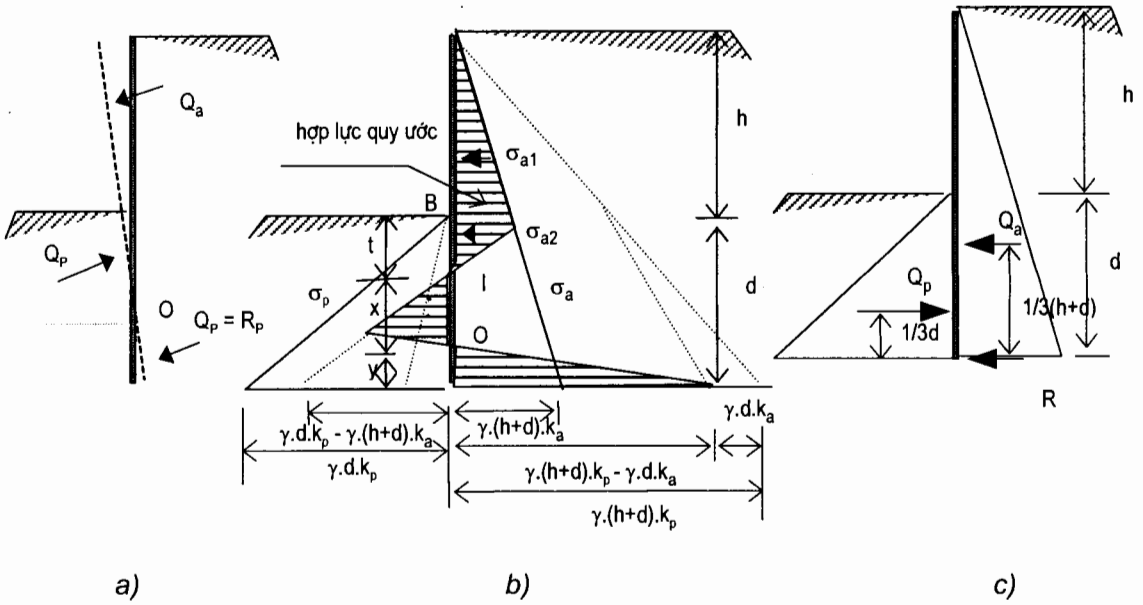
Dải tường chắn ngàm chân thường sử dụng để chắn đất hố đào có độ sâu không quá 5m. Quá độ sâu trên mômen uốn sẽ quá lớn và sử dụng trở nên không hiệu quả. Dải tường chắn ngàm chân có thể sử dụng để chống giữ thường xuyên cho đất rời và đất ít dẻo dính. Trong trường hợp này khi phân tích cần sử dụng ứng suất hữu hiệu.

Khi chân tường đã cắm sâu, do tác dụng đẩy ngang của đất lấp sau tường, tường có xu hướng xoay tròn quanh một điểm (O) ở gần chân tường (hình VIII.9- a). Ta quy ước một lực phản áp (gọi là R) phát triển dưới điểm O đến chân tường (hình VIII.9 - c). Để đơn giản hoá người ta quy ước lực R tác động ngay ở điểm O.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Sơ đồ hình c) được đơn giản hoá mô hình và các giả thiết. Tuy nhiên, kết quả tính toán vẫn cho độ chính xác chấp nhận.



Hình VIII.9: *a) Mômen trên một dải tường chắn,*
b) Sơ đồ phân bố áp lực quy ước, c) Sơ đồ phân bố áp lực đơn giản.

III.2.1. Tính toán ổn định tường chắn

Để tính toán ổn định tường chắn bước đầu tiên là xác định được các loại áp lực tác dụng lên tường như thể hiện theo sơ đồ đơn giản hình VIII.9-c.

Độ sâu ngàm tối thiểu d, mà chân tường cần được cắm vào đất để tường ổn định, được xác định bằng cách tính toán cân bằng các mômen (tính từ điểm chân của tường) theo các loại lực tác dụng lên tường. Theo ví dụ trong hình VIII.9-c, ta có biểu thức cân bằng mômen như sau:

$$1/3\ Q_p.d = 1/3\ (h + d).Q_a \qquad \text{(VIII.18)}$$

Khi có mực nước dưới đất sau tường cần được đưa vào tính toán. Tường phải được đóng sâu hơn, it nhất 20%, so với độ sâu d tính toán. Giá trị vượt trội này được xem như hệ số an toàn đồng thời tạo cho lực kháng R được huy động tối đa.

Các bước tính toán tiến hành như sau (hình VIII.9-b):

1) *Xác định sơ đồ phân bố áp lực đất* (σ_a, σ_p, σ_w): Tất cả các yếu tố tác dụng đều được tính trong phân bố áp lực: lớp khác nhau, nước dưới đất, có gia tải, có lực dính v.v...

2) *Xác định vị trí của trục xoay* : Đó chính là điểm có hợp lực bằng 0, nằm cách đáy hố đào (điểm B) một khoảng bằng t. Khoảng cách I-O bằng x .

3) *Xác định giá trị phản áp R* : Xác định giá trị phản áp $R = Q_p - Q_{a1} - Q_{a2}$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

4) *Xác định chiều sâu vượt ngàm* :

- Chiều sâu vượt ngàm là giá trị y trong hình VIII.8-b. Nó chính là giá trị chênh giữa lực bị động và lực chủ động trong khoảng y. Như trên đã nêu, trong thực tế người ta lấy độ sâu y = 20% của x. Vậy độ sâu ngàm cuối cùng d = t + 1,2 x.

- Một cách khác, người ta có thể xác định hệ số an toàn bằng cách chia hệ số áp lực bị động (K_p) cho một hệ số an toàn (F_s = 1,5) để xác định chiều sâu d. Theo cách này cần giá trị d lớn hơn.

5) *Tính toán thiết kế dải tường* : Tất cả các lực tính được giúp ta kẻ biểu đồ các đường lực cắt và mômen uốn. Kết quả giá trị mômen uốn cực đại (M_{max}.), phát triển ở điểm hợp lực bằng 0, là rất quan trọng để thiết kế:

a) Đối với dải tường thép: Cần xác định thông số được gọi là modun sức kháng W , liên quan đến biểu thức $\frac{I}{V}$, trong đó:

I - modun trơ (inertie) của dải tường thép.

v - khoảng cách cực đại đến dải trung hoà.

Modun W, do nhà sản suất cung cấp, liên hệ với ứng suất cho phép của thép cấu tạo σ'_a qua biểu thức: $W = \frac{M_{max}}{\sigma'_a}$. Khi biết được M_{max} của đất tác dụng lên tường, và σ'_a phụ thuộc loại thép, ta có thể lựa chọn được W cần thiết kiến nghị cho thiết kế và thi công.

b) Đối với dải tường bê tông cốt thép đổ tại chỗ:

Với dải tường bê tông cốt thép, đổ tại chỗ (như cọc barrette) thì việc xác định M_{max}, ở từng mặt cắt, cho phép ta tính được diện tích cốt thép cần thiết để bố trí cấu tạo cho tường.

III.2.2. Trường hợp đất dính (sét, sét pha)

Phân tích ổn định dải tường chắn trong đất dính (sét, sét pha), về nguyên lý, tương tự như phương pháp tổng quát nêu trên. Tuy nhiên, tính toán ổn định phải kiểm tra cho cả hai trường hợp là: ổn định dài hạn (ứng suất hữu hiệu) và ổn định ngắn hạn (ứng suất tổng).

III.2.3. Lực cắt và mômen uốn dọc thân tường

Các giá trị lực cắt kết cấu (shear force) và mômen uốn (bending mômen), tại bất kỳ điểm nào dọc thân dải tường, có thể được tính toán bằng cách tính tổng tất cả các lực phương ngang (và mômen tương ứng) nằm phía trên và phía dưới điểm đang xét, như phương pháp thông thường trong tính toán cấu tạo.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

III.3. PHÂN TÍCH DẢI TƯỜNG CHẮN CÓ NEO

Tường chắn, có chiều cao tường trên 5m, nên sử dụng loại dải tường chắn có neo thì mới hiệu quả.

Tương tự như phân tích dải tường chắn cắm chân, dải tường chắn có neo cũng được giữ cân bằng bởi áp lực bị động ở trước tường (phần chân tường) và ngoài ra còn được giữ cân bằng thêm bằng neo ghìm tường ở gần phía đỉnh tường. Neo áp dụng cho dải tường chắn nhằm mục đích tăng chiều cao tường (h) và giảm chiều sâu ngàm chân (d).

Dải tường chắn thép có neo sử dụng tốt cho tường có chiều cao từ 10 đến 12m tuỳ thuộc điều kiện đất. Với chiều cao tường lớn hơn thì cần sử dụng dải tường chắn bê-tông cốt thép với hệ thống nhiều hàng neo giữ.

Độ ổn định của dải tường chắn có neo và sự phát triển ứng suất dọc theo tường phụ thuộc vào mối tương tác giữa tường neo đất. Nhìn chung, độ sâu ngàm chân tường càng lớn thì ứng suất uốn lên tường càng giảm. Vì có nhiều yếu tố tác động đến tường chắn có neo nên hy vọng vào một phương pháp phân tích đại diện cho các trường hợp là không thể. Có một số phương pháp phân tích được phát triển và áp dụng rộng rãi, thuộc hai cơ sở lý thuyết là: đất giữ cố định và đất giữ tự do.

III.3.1. Phân tích theo phương pháp đất giữ tự do

Giả thiết rằng chân tường được cắm đủ sâu để tường ở vị trí đáy hố đào được xem là cố định cứng (tương tự dải tường cắm chân được cắm đủ sâu để huy động lực bị động).

Bản thân tường được giả thiết không bị uốn dẻo nên tường chỉ xoay xung quanh điểm neo và chuyển vị đủ để huy động áp lực chủ động sau tường.

Hoạt động của các lực lên tường, cho một trường hợp đơn giản, được thể hiện trên hình VIII.10. Hợp lực của áp lực chủ động và bị động cũng được tính toán như thông thường và trong trường hợp cụ thể, như hình vẽ, được thể hiện qua biểu thức:

$$Q_a = 1/2\ K_a\ \gamma\ (h+d)^2 \qquad \text{(VIII.19)}$$

hoạt động ở 2/3 đường AE tính từ dưới lên. Khi có mực nước dưới đất, trong phạm vi chiều cao tường, thì bắt buộc phải đưa vào trong tính toán.

Độ sâu cắm cần thiết (d), để bảo đảm tường ổn định, có thể được xác định bằng cách lập biểu thức cân bằng của momen xung quanh điểm neo B:

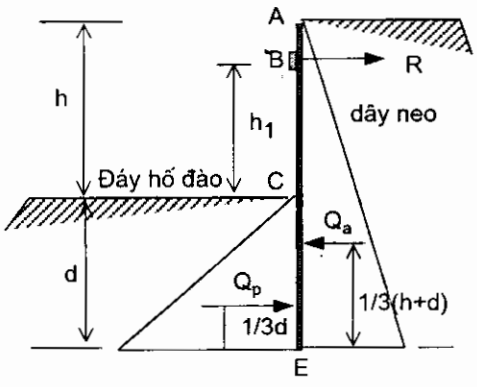
$$Q_p\ (h_1 + 2/3\ d) = Q_a\ [2/3\ (h + d) - (h - h_1)\ ] \qquad \text{(VIII.20)}$$

Lực kéo neo R_T được xác định bằng cách cân bằng lực tác dụng lên tường.

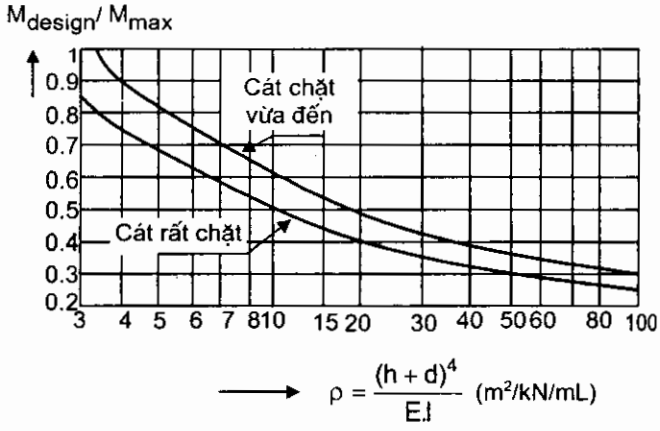
Tính toán ổn đinh dải tường chắn có neo sử dụng phương pháp đất giữ tự do thường dẫn đến kết quả quá lớn vì không tính đến độ uốn dẻo của dải tường và chính nó làm giảm mômen uốn. Vấn đề này được Rowe giải quyết bằng cách lập toán đồ hiệu chỉnh giữa *mômen thiết kế* và mômen *cực đại tính toán* có thể xảy ra (xem hình VIII-10b, c).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

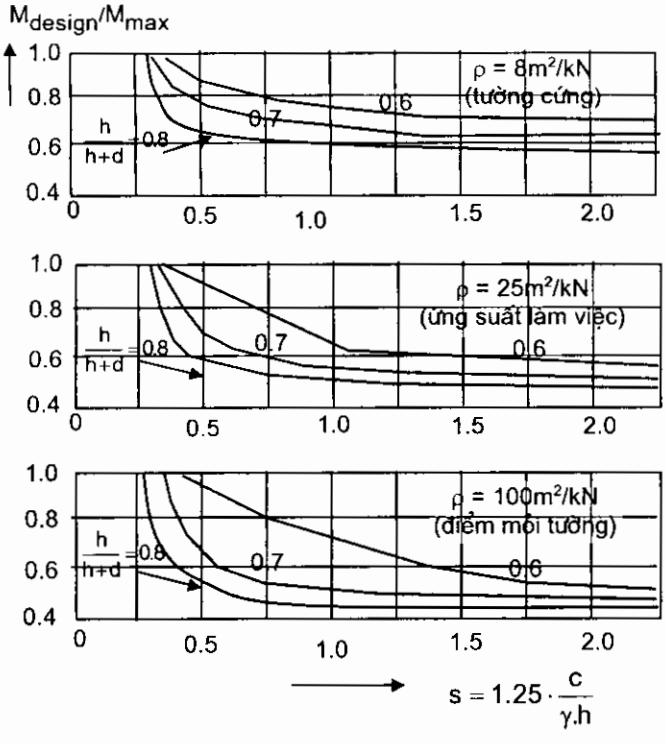
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



a) Lực tác động lên tường chắn có neo; Phương pháp đất giữ tự do.



b) Hệ số hiệu chỉnh Rowe cho đất rời. Phương pháp đất giữ tự do.



c) Hệ số hiệu chỉnh Rowe cho đất dính. Phương pháp đất giữ tự do.

Hình VIII.10. *Phương pháp đất giữ tự do*

Độ cứng của dải tường có neo có thể được thể hiện quan biểu thức:

$$\rho = \frac{(h+d)^4}{EI} \qquad \text{(VIII.21)}$$

Trong đó:

E - môđun đàn hồi thép dải tường (nhà chế tạo cung cấp). kN /m²

I - mômen trơ (inertie) - hoặc mômen diện tích; đơn vị m⁴ theo 1m dài.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Với đất dính Rowe đưa ra chỉ số s, thể hiện qua biểu thức sau:

$$s = 0{,}125\frac{c}{\gamma.h} \qquad \text{(VIII.21 bis)}$$

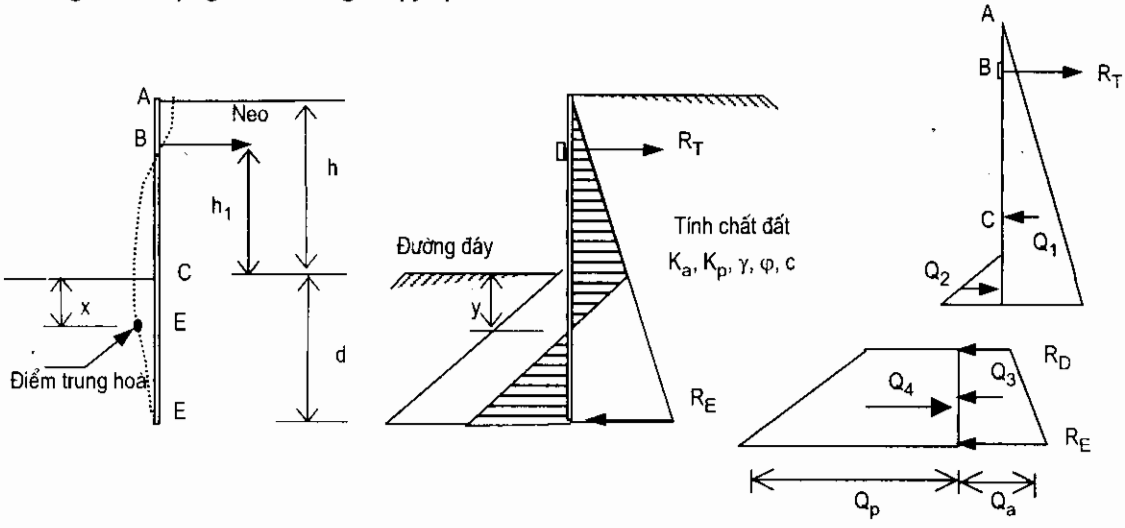
Trong đó:

c - lực dính kết và dung trọng đất dính

h - chiếu sâu hố đào (xem hình VIII.10)

III.3.2. Phân tích theo phương pháp đất giữ cố định hoặc giằm tương đương

Giả thiết rằng phần chôn chân tường là cố định (như dải tường chắn cắm chân). Phương pháp về cơ bản cần thiết xác định hình dạng biến dạng của tường trên cơ sở một số giá trị giả định về độ sâu ngàm chân tường (d). Độ sâu chính xác (d) xác định được khi đường biến dạng của tường chạy qua điểm B.



Hình VIII.11: *Phương pháp giằm tương đương*

Thực ra, phương pháp này rất phức tạp nên ít khi sử dụng. Thay vào đó người ta quan niệm rằng không có mômen ở điểm trung hoà D vì là điểm chuyển tiếp giữa áp lực dương và âm (hình VIII.11). Khi đó dải tường chắn được quan niệm như các giằm đơn giản : AD và DE qua điểm chuyển tiếp D. Phương pháp này được gọi là phương pháp *giằm tương đương*.

Giá trị độ sâu x (từ đáy đến điểm D) có thể được giả định, theo kiến nghị Terxaghi, thể hiện trên giản đồ (hình VIII.12a). Ngoài ra có thể chọn giá trị x = 0,1h, phần phía trên (AD) có thể phân tích như một giằm chống ở hai đầu A và D. Phần phía dưới cũng phân tích tương tự và chống ở hai đầu D và E, với một lực R_E do lực đất tỳ ở E.

Áp lực chủ động và bị động (chênh áp lực nước nếu có) được tính toán, với trường hợp đơn giản như hình VIII.11, cho phần giằm phía trên như sau:

$$Q_1 = 1/2\ K_a.\gamma.(h + x)^2$$

$$Q_2 = 1/2\ K_p.\gamma.x^2 \qquad \text{(VIII.22)}$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Phản lực R_D ở điểm chuyển tiếp (D) có thể được xác định bằng cách lấy cân bằng mômen quanh điểm B:

$$R_D.(h_1 + x) = Q_1.[2/3(h + x) - (h - h_1)] - Q_2.(h_1 + 2/3\ x) \qquad \text{(VIII.23)}$$

Và lực R_T của neo (tính cho 1m dài tường) được tính bằng cách cho cân bằng các lực ngang, hoặc lấy mômen lực quanh điểm D.

Các lực tác dụng trên giằm DE bao gồm phản lực, R_D, lực chủ động và bị động Q_3 và Q_4, (và độ chênh mực nước nếu có) và lực cần tìm R_E tại điểm E.

Các lực Q_3 và Q_4 tính theo độ sâu chân ngàm d, và tổng các mômen của Q_3; Q_4 và R_D (xung quanh điểm E) cho bằng không 0 và giải phương trình để xác định d.

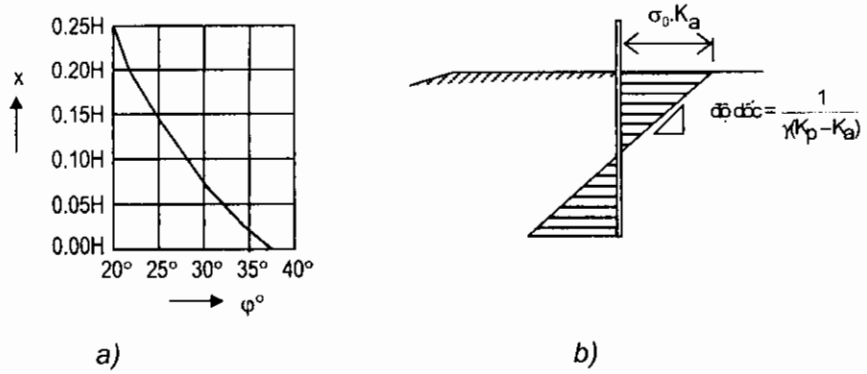
Với dải tường không cân bằng áp lực mực nước bên ngoài thì độ sâu y, đến điểm zerô áp lực thực tế, được xác định (hình VIII.12b):

$$y = \frac{\sigma_0.K_a}{\gamma(K_p - K_a)} \qquad \text{(VIII.24)}$$

Trong đó: σ_0 - áp lực cột đất sau tường, ở điểm đáy hố đào.

Trong trường hợp này, độ sâu ngàm chân tường tối thiểu d có thể xác định một cách gần đúng như sau:

$$d = y + \sqrt{\frac{6.R_D}{\gamma(K_p - K_a)}} \qquad \text{(VIII.25)}$$



Hình VIII.12: *a) Xác định điểm trung hoà x , b) Điểm áp lực 0 thực tế*

III.3.3. Lựa chọn phương pháp tính toán

- Phương pháp giằm tương đương chỉ sử dụng cho đất cát, cát sạn. Khi phía đáy tường ngàm trong môi trường chặt đến rất chặt cho giá trị mômen uốn nhỏ hơn so với tính theo đất giữ tự do . Kết quả này sát thực tế và tiết kiệm hơn khi thiết kế. Trong điều kiện đã nêu, phần đáy ngàm tường có thể được coi là cứng nên kết quả tính toán là phù hợp.

- Phương pháp đất giữ tự do có thể sử dụng cho các loại đất khác nhau, song cần áp dụng hiệu chỉnh giảm mômen như đã trình bầy, để cho kết quả khả dĩ trong phân tích.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Đây là phương pháp được sử dụng khi tường ngàm trong đất loại sét. Phân tích theo phương pháp này cho kết quả hợp lý hơn đối với tường ngàm trong cát bụi xốp.

III.3.4. Dải tường chắn với nhiều hàng neo

Khi chiều sâu hố đào, áp dụng dải tường chắn, quá lớn khi đó cần áp dụng dải tường chắn với nhiều hàng neo. Trường hợp này thường xảy ra khi làm các tầng hầm sâu của các khối nhà cao tầng.

a) Áp lực đất tác dụng lên dải tường chắn có neo phụ thuộc:

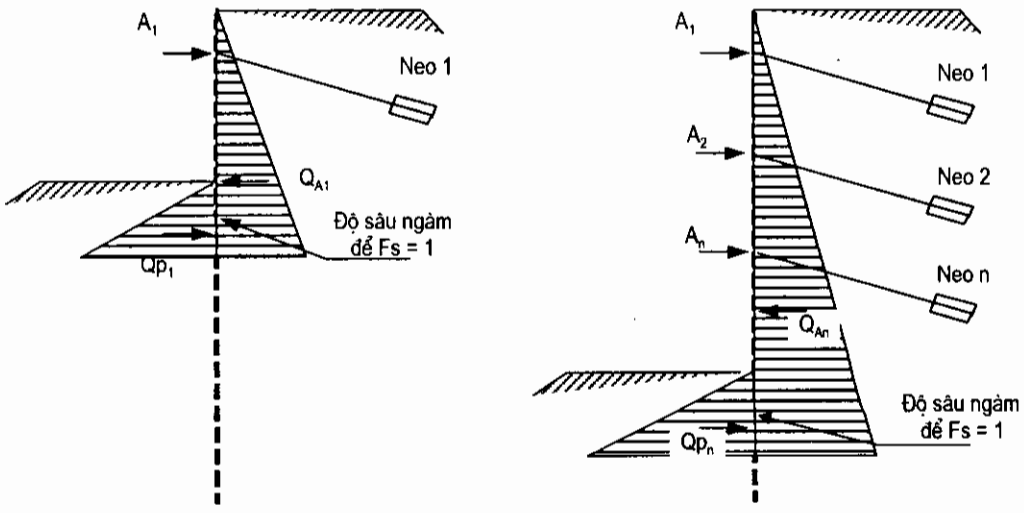
- Độ cứng tương đối tường-đất ($K = E_t / E_s$).
- Khoảng cách các hàng neo.
- Sức kháng neo.
- Độ căng của dây neo.

b) Một số lưu ý khi xác định *áp lực chủ động* :

- Nếu tường cho phép chuyển vị mức độ tương đối nào đó áp lực chủ động được tính và sử dụng hệ số K_a được xác định theo mục I.
- Nếu móng của các nhà kề bên, nằm ngay cạnh đỉnh của tường với khoảng cách nhỏ hơn nửa chiều cao tường, thì áp lực chủ động được tính sử dụng hệ số $K = 0,5 (K_a + K_o)$.
- Nếu móng của nhà kề bên nằm nông, mà khoảng cách từ móng đến đỉnh tường nhỏ hơn 1/2 chiều cao tường, thì hệ số đất cần sử dụng là hệ số đất nghỉ K_o.
- Phải tính áp lực nước dưới đất hoặc gia tải đất trước tường, nếu có.

c) Khi các áp lực tác dụng vào tường được tính toán theo phương pháp nêu trên, để xác định lực tác dụng lên neo, thì nguyên tắc tính toán cần tuân thủ như sau:

- Giả thiết rằng lực lớn nhất tác động lên hàng neo thứ n xảy ra ngay trước khi hàng neo tiếp theo được lắp đặt và vẽ mặt cắt cho điều kiện trên (hình VIII.13).



a) Neo đầu tiên *b) Neo trung gian*

Hình VIII.13: *Phân tích các hàng neo*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Tất cả các neo, không phải là neo cuối cùng, thì độ sâu ngàm cần thiết sao cho đạt được hệ số an toàn $F_s = 1$.

- Lực tác dụng lên neo thứ n , được tính toán cho tường chắn ổn định, dựa trên nguyên tắc cân bằng tất cả các lực tác dụng.

- Với các neo, nằm trước neo cuối cùng, cần kiểm tra xem độ sâu ngàm tường sao cho phù hợp với dự kiến.

- Với neo cuối cùng chính là tính cho độ sâu chân tường để kiến nghị thiết kế và tính lực lên neo qua cân bằng các lực ngang.

- Nhìn chung, khi neo cuối cùng lớn hơn 1m, tính từ đáy hố đào, thì tường cần cắm sâu vào trong đất dưới đáy, với độ sâu ít nhất sao cho hợp các áp lực bằng 0. Làm như vậy nhằm loại trừ khả năng phát triển mômen uốn ở đoạn đáy tường và lực tác dụng lên neo cuối cùng có thể tăng lên đột ngột do phân bố lại ứng suất.

Lưu ý:

- Cần kiểm tra mômen uốn phát triển trong tường ở mỗi giai đoạn thi công. Điều kiện nguy hiểm thường xảy ra ngay trước khi lắp đặt neo mới.

- Các neo thường được thiết kế nghiêng dốc xuống để tăng khả năng huy động lực neo.

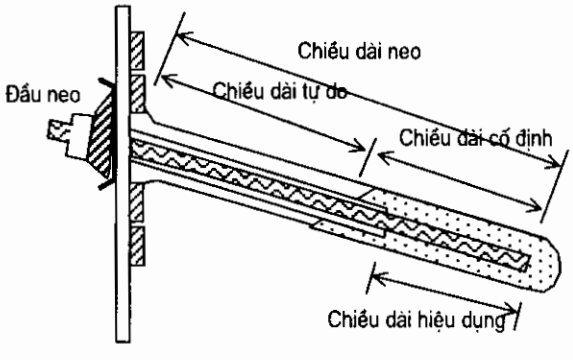
III.3.5. Thiết kế neo trong đất đá

Mỗi một neo được cấu tạo bởi các thành phần (hình VIII14) :

Lõi căng (cáp, cần ty) là phần nối chuyển tiếp giữa:

- Phần neo cứng (nằm trong khối đất hoặc đá), và

- Phần đầu neo.



Hình VIII.14: *Chi tiết một neo*

1. Sức kháng của neo trong đất rời

Sức kháng chống lại khả năng nhổ neo, R, với neo nhồi xi-măng trong đất rời (cát ,sạn) được xác định theo biểu thức:

$$R = \sigma'_z A_s.L_s.K_f \qquad \text{(VIII.26)}$$

Trong đó:

σ'_z - áp lực cột đất hữu hiệu ở điểm giữa huy động tải.

A_s. - tiết diện bề mặt neo tiếp xúc.

L_s. - chiều dài hiệu dụng của neo

K_f - hệ số neo, phụ thuộc đất, trạng thái trong bảng VIII.2.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng VIII.2 - Hệ số neo K_f

Loại đất	Trạng thái độ chặt		
	Xốp	Chặt vừa	Chặt
Bụi	0,1	0,4	1,0
Cát mịn	0,2	0,6	1,5
Cát trung	0,5	1,2	2,0
Cát thô, sạn sỏi	1,0	2,0	3,0

2. Sức kháng của neo trong đất dính

Sức kháng chống lại khả năng nhổ của neo, R, với neo nhồi xi-măng trong đất loại sét có trạng thái dẻo cứng đến cứng, được xác định theo biểu thức:

$$R = \alpha.A_s.L_s.\tau_u \qquad \text{(VIII.26)}$$

Trong đó:

τ_u - sức kháng cắt không thoát nước ở vị trí neo (bằng c_u).

α - hệ số chuyển đổi, liên quan đến cắt không thoát nước.

Bảng VIII.3 - Hệ số α

τ_u (kg/cm^2)	0,45	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80
α	0,75	0,65	0,51	0,39	0,40	0,41	0,41	0,41

Lưu ý: *Thông thường, neo không kiến nghị ngàm trong các lớp đất dính, trạng thái dẻo mềm đến nhão hoặc bùn và than bùn v.v... vì có độ biến dạng rất lớn.*

3. Sức chịu tải neo ngàm trong đá

Sức chịu tải của neo ngàm trong đá được xác định trên cơ sở lực dính bám giữa khối đá và vữa xi-măng nhồi hãm neo. Ứng suất liên kết cho phép đá-vữa được xác định như sau:

$$\sigma'_b = \text{Min}\ [\ q_u\ (\text{đá}) / 30,\ q_u\ (\text{vữa}) / 30\ ] \le 13\ \text{kg/cm}^2 \qquad \text{(VIII.27)}$$

Trong đó:

σ'_b - ứng suất liên kết đá-vữa nhồi neo,

q_u (đá) - sức kháng nén dọc trục lõi đá,

q_u (vữa) - sức kháng nén dọc trục lõi vữa nhồi.

Trong điều kiện có thể, tốt nhất nên tiến hành thí nghiệm nhổ neo

Sức kháng gắn kết (bond strength) đá-bê tông có thể tham khảo bảng VIII.4 sau, trường hợp không có số liệu thí nghiệm.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng VIII.4 - Giá trị đại diện sức kháng liên kết đá - bê tông

Loại đá	Sức kháng liên kết f_s (kg/cm^2)	Điều kiện phá hỏng	Tham khảo
Đá Granit - gneiss	TB = 6,0 ; Max = 17,0	Chưa	Costa Nunes (1981)
Đá Mica-schist	Max = 15,0	Chưa	Kóutoftas (1981)
Đá Cát kết	26,0	Chưa	Thorne (1977)
Đá Cát kết	30,0	Phá hỏng	Thorne (1977)
Đá Phiến sét	10 - 25	Phá hỏng	Thorne (1977)
Phiến sét nứt nẻ vừa	2,5 - 7,0	Phá hỏng	Thorne (1966)
Phiến sét nứt nẻ mạnh	0,8 - 1,5	Cho phép	Poulos - Davis (1980)
Đá phong hoá (các loại)	1,2	Giới hạn	DIN 1014 (Đức)

4. Sức chịu tải xác định theo thí nghiệm nhổ neo

Khi sức chịu tải của neo được xác định theo thí nghiệm nhổ neo thì ít nhất cần 1 thí nghiệm trên 100 neo, cho mỗi một loại đất đá.

- Nếu neo chuyển vị quá lớn sức chịu tải neo được xác định ở tải trọng mà neo bắt đầu bị nhổ.

- Nếu tải trọng không thể hiện rõ ràng trên kết quả thí nghiệm sức chịu tải được xác định là tải trọng cực đại khi chuyển vị nhổ neo đang trong quá trình.

- Nếu tải trọng tới hạn, khi thí nghiệm chưa đạt đến hoặc chuyển vị nhổ neo, tải trọng lớn nhất của thí nghiệm được xem là sức chịu tải cho phép của neo.

5. Tải trọng cho phép của neo

* Khi sức chịu tải của neo được xác định theo thí nghiệm nhổ neo, thì tải trọng cho phép một neo cần tính đến hệ số an toàn $F_s > 1,5$

* Khi sức chịu tải chỉ được xác định theo tính toán, mà không tiến hành thí nghiệm nhổ neo, thì tải trọng cho phép một neo cần tính đến hệ số an toàn $F_s \geq 3$.

6. Vị trí các neo

- Chiều sâu tối thiểu của neo, bảo đảm áp lực cột đất, cần tuân thủ :

+ Không nhỏ hơn 5m khi neo trong đất

+ Không nhỏ hơn 1,5m với đá tươi chặt cứng.

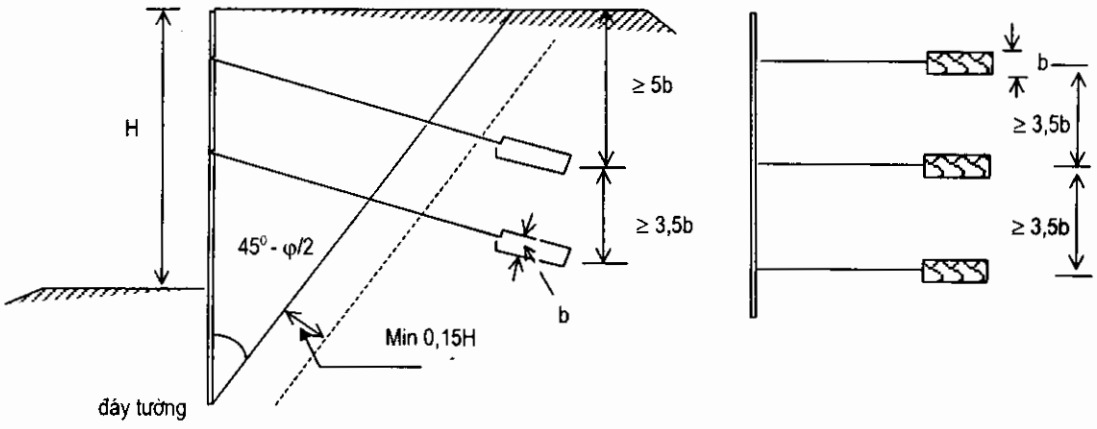
Đối với đá nứt nẻ hoặc phong hoá mạnh thì xác định như với đất:

- Khi bố trí nhiều hàng neo thì khoảng cách tối thiểu giữa các hàng neo không nhỏ hơn 3,5b (trong đó b = đường kính neo, xem hình VIII.15).

- Ảnh hưởng tương tác giữa các neo cần được tính đến khi khoảng cách giữa các neo quá gần, hoặc nhỏ hơn 1/5 chiều dài neo.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



a) Nhìn mặt đứng *b) Nhìn mặt ngang*

Hình VIII.15: *Khoảng cách và chiều sâu tối thiểu giữa các neo.*

III.4. PHÂN TÍCH HỐ ĐÀO VỚI TƯỜNG CHỐNG XÀ

III.4.1. Áp lực đất - Tải trọng thiết kế

Đối với các hố đào dùng phương pháp chống tường (strutted walls) thì sự phân bố ứng suất lên tường không thể phân tích theo cơ sở lý thuyết như nêu trên. Đo đạc tại hiện trường cho thấy sự phân bố ứng suất thực tế biến đổi từ mặt cắt này đến mặt cắt khác, phụ thuộc vào điều kiện thi công khác nhau. Để công tác đào đất được an toàn, công tác thiết kế dựa theo đường phân bố áp lực có thể, rút ra từ kinh nghiệm thực tế.

1. Đối với đất rời (cát, sạn)

Dạng phân bố áp lực đất lên tường chống, với hệ số áp lực sử dụng trong tính toán thiết kế, như thể hiện trong hình VIII.16-a. Diện tích áp lực phân bố dạng hình chữ nhật tạo ra lực đẩy lớn hơn khoảng 30% so với áp lực chủ động theo lý thuyết Rankine, áp lực thuỷ tĩnh (nước), phân bố dạng hình tam giác, cần tính phụ thêm cho áp lực chủ động nêu trên.

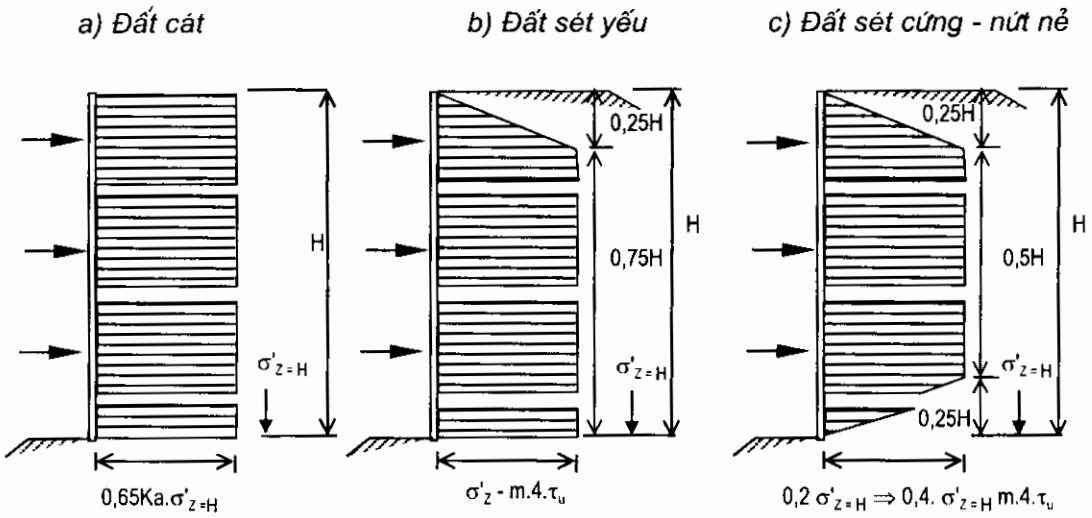
2. Đối với đất sét dẻo chảy đến dẻo mềm

Với đất sét bão hoà, có trạng thái dẻo mềm đến dẻo chảy, thì dạng phân bố áp lực đất như thể hiện trong hình VIII.16-b. Dạng này thể hiện trạng thái ứng suất tổng (tính cả áp lực nước). Tuy nhiên, nếu áp lực đất nhỏ hơn áp lực thuỷ tĩnh của nước không nên sử dụng.

Trường hợp đất dẻo mềm, có độ sâu lớn nằm dưới đáy hố đào, thì giá trị áp lực đất biểu kiến ở đáy hố đào cần hiệu chỉnh hệ số m = 0,4. Khi có lớp sét cứng nằm gần đáy hố đào có thể sử dụng hệ số m = 1,0.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn



***Hình VIII.16**: Đường phân bố áp lực đất biểu kiến để xác định các lực chống cho hố đào (theo Terxaghi & Peck, 1967)*

3. Đối với đất sét dẻo cứng đến cứng - nứt nẻ

Với đất loại sét dẻo cứng trở lên thì phân bố áp lực đất như thể hiện trên hình VIII.16c. Mức độ biến đổi của ứng suất cực đại phụ thuộc tính chất sét, mức độ nứt nẻ, và mức độ hoá mềm theo thời gian. Việc lựa chọn chỉ có thể tiến hành trên cơ sở tích luỹ kinh nghiệm thực tiễn của từng loại đất.

Tuy áp lực biểu kiến của đất tương tự như điều kiện ứng suất tổng, ở đáy hố đào, nhưng phương pháp tính toán lại không dựa trên nguyên lý ứng suất tổng. Do vậy, khi các nứt nẻ trong khối đất có khả năng bị ngập nước, cần tính toán phụ thêm áp lực thuỷ tĩnh của nước vào áp lực đất.

III.4.2. Gia tải

Thiết kế tất cả các hạng mục cần tính đến hiệu ứng gia tải do phương tiện giao thông, thiết bị thi công, dụng cụ vật tư chống và nằm ngay bên cạnh kết cấu cũng như các gia tải khác xảy ra trong quá trình thi công.

III.4.3. Ảnh hưởng nước thấm

Áp lực nước tính toán cho thiết kế nên tính đến độ hạ thấp cho phép hoặc cần thiết. Khi áp dụng cọc chống ngăn (bằng tre, gỗ) thì mực nước thường được tính ở đáy hố đào. Khi tường chắn có ý định ngăn nước phía trong thì áp lực nước tối đa phía ngoài tường cần được tính toán.

III.5. ỔN ĐỊNH ĐÁY HỐ ĐÀO VÀ BIẾN DẠNG THÀNH CỦA HỐ ĐÀO

III.5.1. Phân tích bất ổn định đáy hố đào trong đất dính

Hố đào sâu có tường chắn, nằm trong đất loại sét có trạng thái dẻo mềm dẻo chảy, sẽ bị nguy cơ tác dụng áp lực phá hỏng do *bùng đáy (base heave)*, xem hình VIII.17.

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Hệ số an toàn chống bùng đáy hố đào (F_{sb}) được xác định theo biểu thức:

Với H/B > 1 ⇒ $$F_{sb} = \frac{N_b.C_u}{\gamma.H + q_o} \quad \text{(VIII.28)}$$

Với H/B < 1 ⇒ $$F_{sb} = \frac{N_b.C_u}{[H(\gamma - \frac{C_u}{0,7.B})]+q_o} \quad \text{(VIII.28bis)}$$

Trong đó:

F_{sb} - hệ số an toàn chống bùng đáy, thông thường ≥ 1.5.

+ F_{sb} < 1,5 ⇒ gây ra biến dạng thành đáng kể.

+ F_{sb} > 2,0 ⇒ khi không chấp nhận chuyển vị.

c_u - lực dính kết không thoát nước đất dính dưới đáy hố đào, cần áp dụng hệ số hiệu chỉnh Bjerrum.

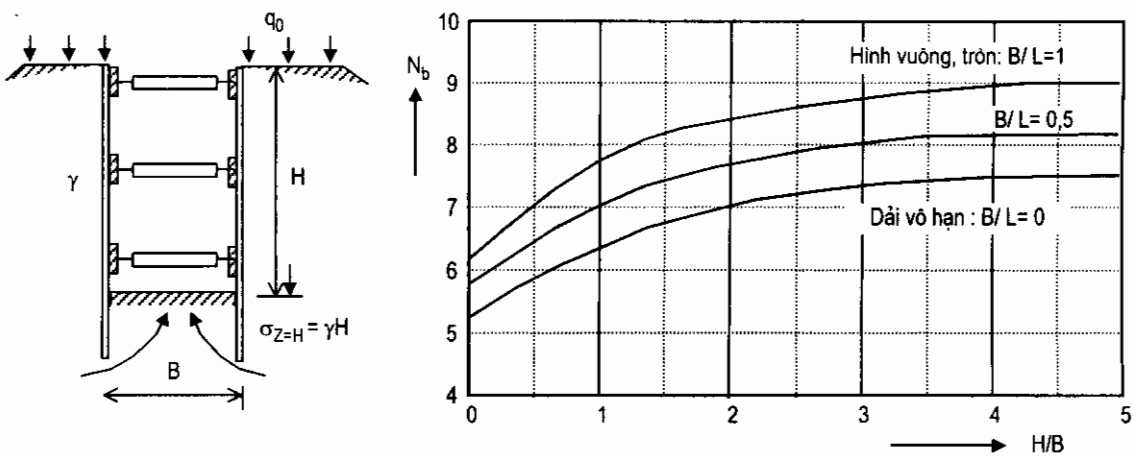
N_b - yếu tố ổn định, phụ thuộc hình dạng, lấy theo Janbu, 1954 (hình VIII.17)

$\gamma.H - \sigma_{Z=H}$ = áp lực cột đất tổng, ở vị trí đáy hố đào.

q_o - gia tải cạnh hố đào.

Cần lưu ý trong trường hợp đất sét yếu nằm dưới đáy hố đào, ở đó F_{sb} nhỏ hơn 2, có thể tạo ra độ biến dạng đáng kể thành hố đào. Đó là do độ an toàn càng thấp khả năng bùng nền càng cao và đất hai bên thành ngót đi càng nhiều.

Khi đất sét yếu nằm sâu phía dưới đáy hố đào ta có thể dùng dải tường chống đến hết đất yếu để hạn chế biến dạng nêu trên. Nếu chân của dải tường cắm sâu vào đất cứng phía dưới thì độ biến dạng giảm đi rất nhiều.



Hình VIII.17: *Yếu tố an toàn chống bùng đáy hố đào (theo Janbu, 1954).*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

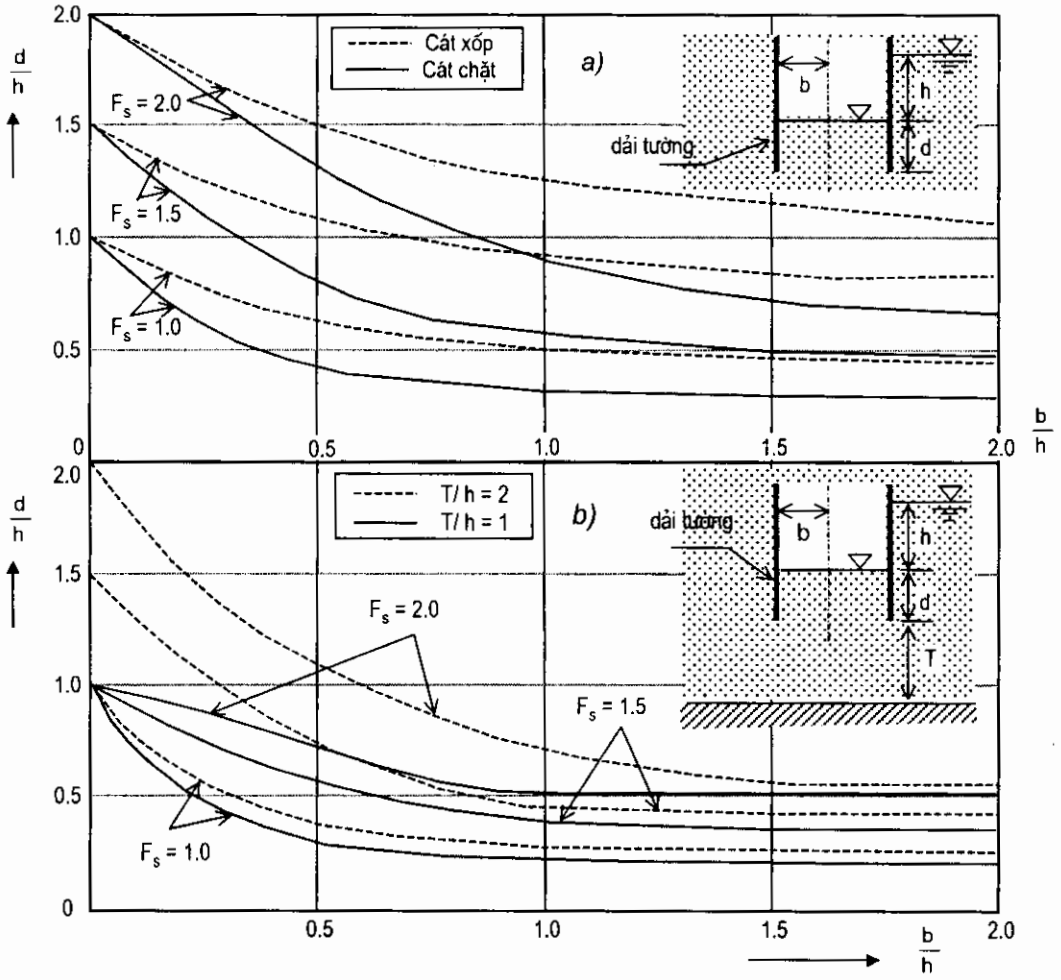
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

III.5.2. Phân tích bất ổn định đáy hố đào trong đất rời

Độ bất ổn định của đáy hố đào trong đất cát chủ yếu là do hiện tượng *sói đẩy hoặc bùng nền* (base piping or heaving) của lực đẩy do chênh lệch cột nước dưới đất. Để khống chế mất ổn định, do mực nước dưới đất khi đào, có thể sử dụng các phương pháp sau:

- Bơm hạ thấp mực nước,
- Dùng dải tường chắn chống đến độ sâu cần thiết để ngăn nước bùng lên,
- Hoặc, kết hợp hai phương pháp nêu trên.

Vấn đề đặt ra cho người thiết kế là cần cắm dải tường chắn d xuống chiều sâu bao nhiêu? để chống lại nguy cơ phá huỷ thuỷ lực và ở độ sâu cắm của chân tường cho ta hệ số an toàn Fs cần thiết để chống bùng nền. Lời giải cho vấn đề nêu trên được thể hiện trong giản đồ thiết kế hình VIII.18.



Hình VIII.18: *Độ sâu cắm chân cần thiết của dải tường chắn, để ngăn ngừa khả năng phá huỷ thuỷ lực dưới đáy hố đào (US Navy). a) Trong cát có chiều sâu vô hạn; b) Trong cát có chiều sâu hữu hạn*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

III.5.3. Xác định độ lún mặt đất xung quanh hố đào

Đất khu vực xung quanh hố đào có xu hướng bị lún xuống tuỳ theo loại đất, tính chất đất và chế độ thuỷ lực.

1. Đối với đất rời

Sự giảm thể tích đất phía sau tường, với hố đào có chống xà hoặc neo, đối với đất rời thường nhỏ nên sự biến dạng cho trường hợp này cũng nhỏ. Với kíp thi công có kinh nghiệm và thiết bị đào-chống đỡ tốt thì độ chuyển vị lún sau thành tường có thể giữ nhỏ hơn 0.05% so với độ sâu đào. Tuy nhiên, hai ngoại lệ sau đôi khi gặp:

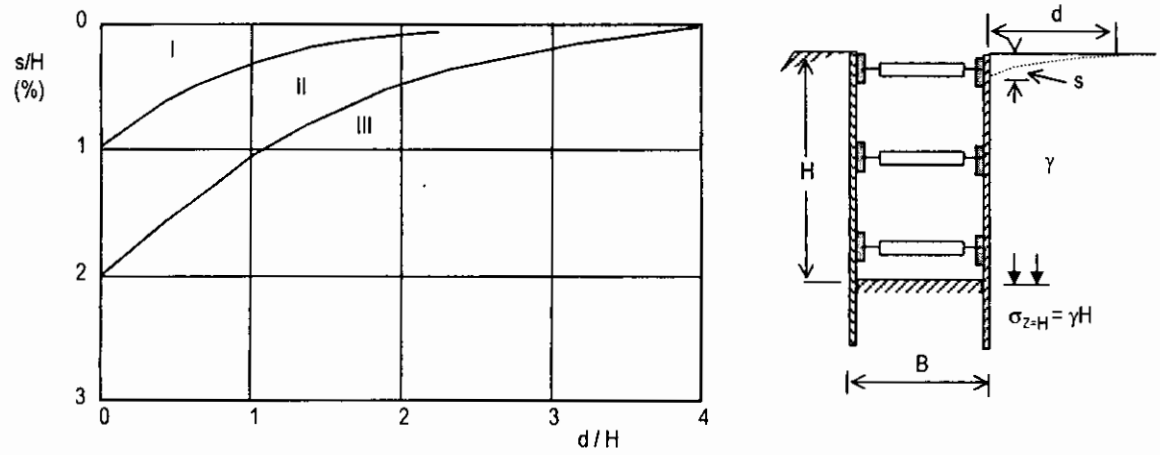
- Mất đất sau tường do các hạt mịn bị rửa trôi theo dòng nước chảy từ sau tường ra (do hút nước) tạo nên sói lở sau tường.

- Mất đất do làm chặt đất sau tường, trước đó là rời xốp.

Các trường hợp trên đây cho thấy việc xác định độ lún xung quanh hố đào là rất khó khăn vì bị phụ thuộc các yếu tố như: kỹ thuật đào, mực nước và tình trạng đất tại chỗ. Nếu loại trừ các các yếu tố do khinh suất thì độ lún nằm trong khoảng 1,5% độ sâu của hố đào, với đất rời xốp sau khi làm chặt,.

2. Đối với sét dẻo mềm, dẻo chảy

Với sét dẻo mềm, dẻo chảy có khả năng xảy ra đất bị xệ với mức độ đáng kể sau thành hố đào. Nguyên nhân trên sẽ kéo theo độ lún mặt đất quanh hố đào. Độ lún và sự lan truyền độ lún trên mặt đất xung quanh hố đào có thể xác định theo giản đồ hình VIII.18.



Khu I: Cát và sét dẻo mềm đến cứng.

Khu II: Sét yếu (bùn) khi $F_{sb} > 1.3$.

Khu III: Sét yếu (bùn) khi $F_{sb} < 1,3$.

s : độ lún ở từng vị trí trênmặt đất gần miệng hố đào

d : khoảng cách từ miệng hố đào đến điểm tính lún

H : độ sâu hố đào

Hình VIII.18: *Giản đồ xác định độ lún mặt đất xung quanh hố đào (theo Peck, 1969)*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Chương IX
NGHIÊN CỨU ĐẤT ĐẮP TRÊN NỀN ĐẤT YẾU

I. KHÁI QUÁT CHUNG

Các dự án, phát triển hạ tầng cơ sở và xây dựng các khu công nghiệp và đô thị mới, phần lớn đều phải đối mặt với vấn đề quan trọng là hoạt động của *"Đất đắp trên nền đất yếu"*.

- *Đất đắp* (embankment) được hiểu là vật liệu lựa chọn cho san lấp và được đầm chặt theo tiêu chuẩn đến cốt cao thiết kế, đặt trên nền đất tự nhiên. Do đó, đất đắp khác với đất lấp thông thường về tính chất lựa chọn của vật liệu đắp và yêu cầu kỹ thuật cần đạt đến theo mục đích thiết kế.

Công trình bằng đất đắp có thể có hai chức năng: chức năng như những kết cấu công trình (đê, đập, đường dẫn) và chức năng đất nền (subgrade) cho các tuyến đường giao thông, sân ga, bến bãi.

- *Nền đất yếu* (compessible soil) là đất nền nằm dưới đất đắp, là đất loại sét có trạng thái từ dẻo mềm đến nhão, có tính chịu nén lớn và tuỳ theo hàm lượng vật chất hữu cơ được gọi là bùn (soft organic soil) hoặc than bùn (peat).

Khi đất đắp nằm trên nền đất tốt thì độ ổn định của đất đắp quyết định bởi loại vật liệu và kỹ thuật đầm chặt. Tuy nhiên, khi đất đắp nằm trên nền đất yếu thì độ ổn định và mức độ biến dạng của chúng không chỉ phụ thuộc chất lượng đất đắp mà chủ yếu phụ thuộc vào nền đất yếu.

Nghiên cứu đất đắp trên nền đất yếu chính là nghiên cứu bản chất trạng thái hoạt động của chúng, đánh giá độ ổn định, biến dạng và đề ra các giải pháp xử lý, gia cố để công trình đất đắp được an toàn, đạt được yêu cầu kinh tế kỹ thuật cho thiết kế, thi công và khai thác sử dụng.

Nghiên cứu đất đắp trên nền đất yếu là cần đề cập đến các vấn đề:

- Công tác *khảo sát, thăm dò, thí nghiệm* nhằm thu thập các thông số đất nền và vật liệu đắp phục vụ cho nghiên cứu, thiết kế (đề cập ở chương IV).

- *Đánh giá ổn định của đất đắp trên nền đất yếu* có tính đến các giải pháp xử lý, gia cố đất yếu phục vụ thiết kế và thi công.

- Đánh giá độ *lún tổng thể* và *cố kết theo thời gian,* có tính đến các giải pháp xử lý, gia cố nêu trên.

- Tiến hành công tác *quan trắc, kiểm tra* để xác định diễn biến và đánh giá hiệu quả các hiện tượng ổn định và biến dạng đất đắp, đất yếu.

- Xác định vật liệu đắp và công tác thi công đất đắp

- Các khái nhiệm về *tầng phủ mặt đường* và các phương pháp thiết kế.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Thông số tính chất cơ-lý cơ bản sử dụng nghiên cứu

Chi tiết về các phương pháp khảo sát, thăm dò, thí nghiệm cần thiết và thích hợp cho nghiên cứu đất yếu đã được mô tả ở chương IV. Bảng IX.1 sau đây tổng hợp các thông số cơ lý cơ bản cần sử dụng trong nghiên cứu phân tích.

Bảng IX.1 - Tổng hợp thông số tính chất cơ lý sử dụng cho phân tích đất đắp trên nền đất yếu

Đất đắp - móng đường				
N°	Thông số		Thí nghiệm	Sử dụng
1	Dung trọng	γ	Thí nghiệm dung trọng đất (bắt buộc)	Phân tích lún cố kết và ổn định mái dốc
2	Phân tích hạt	P	Phân tích thành phần hạt bằng rây và tỷ trọng kế (bắt buộc)	Chọn vật liệu đất đắp
3	Dung trọng khô cực đại	γ_d^{max}	Thí nghiệm đầm chặt (bắt buộc)	Thiết kế nền đường Kiểm tra độ chặt đất đắp
	Độ ẩm tối ưu	w_{0pt}		
4	Dung trọng hiện trường	γ	Phương pháp rót cát, phương pháp dao vòng (bắt buộc)	Kiểm tra độ chặt nền đất đắp trong quá trình thi công.
5	Tính bền	φ, c	Cắt trực tiếp (nên làm)	Phân tích ổn định mái dốc
6	Sức kháng CBR	CBR	Thí nghiệm CBR trong phòng và hiện trường (bắt buộc).	Thiết kế móng đường, Kiểm tra nền và móng đường.
Đất nền - đất yếu				
1	Dung trọng	γ	Thí nghiệm dung trọng đất (bắt buộc)	Phân tích lún cố kết & ổn định mái dốc
2	Sức kháng cắt	c_u	TN cắt cánh hiện trường (bắt buộc cho bùn & than bùn)	Phân tích ổn định mái dốc
		q_u	TN nén nở hông (c_u = 1/2 q_u) (không thích hợp cho đất nhão)	Phân tích ổn định mái dốc - Thiết kế gia tải - PVD
		c_u	TN nén ba trục, sơ đồ UU (không thích hợp cho đất nhão)	Phân tích ổn định mái dốc,
		φ_{cu}	TN nén ba trục, sơ đồ CU (bắt buộc cho bùn, than bùn).	Thiết kế đắp đất theo giai đoạn
3	Tính nén lún	σ_c c_c e_0	Thí nghiệm nén cố kết (bắt buộc cho đất loại sét)	Tính độ lún cố kết tổng thể
		c_v	Thí nghiệm nén cố kết (bắt buộc cho đất loại sét)	Tính thời gian cố kết - Thiết kế gia tải - PVD.
4	Sức kháng CBR	CBR	Thí nghiệm CBR hiện trường (có thể sử dụng)	Thiết kế móng đường, Kiểm tra nền đường.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

II. NGHIÊN CỨU ỔN ĐỊNH MÁI DỐC

Nghiên cứu ổn định mái dốc là một trong các chủ đề chính trong nghiên cứu đất đắp trên nền đất yếu. Kết quả phân tích làm cơ sở để đề ra chương trình, xác định phương pháp và kế hoạch thi công đắp đất. Ngoài ra, kết quả nghiên cứu làm cơ sở để tính toán các giải pháp xử lý-gia cố phục vụ thiết kế và thi công như: đắp đất theo giai đoạn, sử dụng bệ phản áp, xử lý bằng đường thoát nước thẳng đứng v.v...

Khác với mái dốc thông thường, nghiên cứu ổn định mái dốc *đất đắp trên nền đất yếu* có các đặc điểm sau:

- Tính toán ổn định không chỉ áp dụng trạng thái *ứng suất hữu hiệu* mà chủ yếu áp dụng *trạng thái ứng suất tổng* (đất yếu).

- Tính toán ổn định có xét đến các trường hợp cần xử lý-gia cố phục vụ thiết kế và thi công.

Để có một phương án thi công đất đắp trên nền đất yếu việc nghiên cứu ổn định mái dốc không thể tách rời nghiên cứu quá trình cố kết. Nghiên cứu ổn định mái dốc thực tế là xác định được một hệ số an toàn F_s cho đất đắp, có chiều cao giới hạn và một góc dốc ấn định, để bảo đảm rằng trong quá trình thi công và khai thác sau này không có nguy cơ phá hỏng do trượt.

Giá trị hệ số an toàn (F_s), chấp nhận cho đất đắp có mái dốc ổn định, tuỳ thuộc điều kiện sử dụng, nằm trong khoảng:

* $F_s \geq 1,4 - 1,5$: áp dụng cho ổn định cuối cùng (vĩnh viễn) của mái dốc.

* $F_s \geq 1,2$: áp dụng cho ổn định tạm thời của mái dốc (trong quá trình xây dựng).

Chương VII đã giới thiệu về cơ sở lý thuyết của phương pháp chia lát Fellenius và Bishop để nghiên cứu ổn định mái dốc theo mặt trượt cung tròn. Trên cơ sở lý thuyết đó chương này đề cập nghiên cứu ổn định cho *đất đắp trên nền đất yếu* với một số đặc thù riêng.

II.1. PHƯƠNG PHÁP CHIA LÁT BISHOP-FELLENIUS KẾT HỢP

Trong nghiên cứu ổn định mái dốc có thể sử dụng riêng phương pháp chia lát Fellenius hoặc phương pháp kết hợp Bishop-Fellenius. Trong thực tế tính toán, người ta có thể áp dụng một trong hai phương pháp nêu trên vì chênh lệch kết quả giữa hai phương pháp là không lớn (khoảng 0,03 đến 0,06).

Về nguồn gốc, phương pháp Bishop-Fellenius là phân tích ổn định dài hạn ở trạng thái *ứng suất hữu hiệu*. Trong thực tế đất đắp trên nền đất yếu ta thấy thời gian đắp đất (chất tải) so với thời gian cố kết đất yếu là quá ngắn, nên *trạng thái ứng suất tổng* là phù hợp. Tuy nhiên, đất đắp có thể là đất cát và có thể là sét pha, cát pha nên khi phân tích ta cần vận dụng linh hoạt như sau:

- Với các lát đất cắt qua đất sét yếu thì sức kháng cắt sử dụng ở trạng thái ứng suất tổng (ổn định ngắn hạn), $\varphi_u = 0$, $c_u \neq 0$.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Với các lát đất cắt qua đất đắp, được đầm chặt theo tiêu chuẩn, sức kháng cắt (φ, c) cần phân biệt như sau:

+ ứng suất hữu hiệu: $\varphi' \neq 0$, $c' = 0$ cho vật liệu đắp là đất rời,

+ ứng suất hữu hiệu: $\varphi' \neq 0$, $c' \neq 0$ cho đất trung gian (cát pha, sét pha bụi cát).

+ ứng suất tổng: $\varphi_u = 0$, $c_u \neq 0$ cho đất dính (sét) bão hoà nước.

Cơ sở lý thuyết của phương pháp

Cơ sở lý thuyết của phương pháp Fellenius và Bíhop đã được trình bầy ở Chương VII - Mục III.3 và III.4. Một số điều kiện và giả thiết được đlểm lại như sau:

** Giả thiết về mặt trượt*:

- Sự phá hỏng chỉ xảy ra một mặt trượt duy nhất (dạng trụ tròn xoay quanh một trục nằm ngang).

- Trượt chỉ tạo ra theo một đường cắt (không tính đến các biến dạng xảy ra trước khi cắt trượt).

- Sức kháng chống trượt, huy động trên toàn mặt trượt, tương ứng cho diện biến dạng.

** Điều kiện về tính toán:*

- Đất được chia ra thành các lát thẳng đứng, có tính đến lực tương tác giữa các phân tố và được xem như bằng nhau.

- Hệ số an toàn: được định nghĩa là tỷ số giữa sức kháng cắt cực đại τ_{max} của đất, với thành phần tiếp tuyến của ứng suất gây trượt:

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} \qquad (IX.1)$$

- Tính toán: như ta đã biết, trường hợp tổng quát phương pháp nêu trên áp dụng cho ứng suất hữu hiệu, nên khi đó ta có:

$$\tau_{max} = c' + \sigma' tg\varphi \qquad (IX.2)$$

Nghiên cứu cân bằng của một lát chia (phân tố): ứng suất gây cắt trên cung trượt được xác định:

$$\tau = \frac{\tau_{max}}{F_s} = \frac{c'}{F_s} + \frac{\sigma' tg\varphi}{F_s} \qquad (IX.3)$$

** Xác định các lực tạo ra giữa các lát cắt đất (hình IX.1)*:

- Tự trọng bản thân của lát đất = b.h.γ.

- Các lực tác dụng ở đáy cung trượt bao gồm:

+ Hợp lực U của áp lực lỗ rỗng (tính theo mạng dòng chảy).

+ Hợp lực N' của ứng suất pháp tuyến hữu hiệu σ'.

+ Hợp lực T của ứng suất cắt.

+ Lực tương tác giữa các phân tố (xem hình VII.15, Chương VII).

Cân bằng ba phương trình lực nêu trên, kết quả theo công thức Bishop:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

$$F_s = \frac{\sum_n [c'.b + (W - ub).tg\varphi'].\dfrac{1}{\cos\alpha(1 + \dfrac{tg\alpha.tg\varphi'}{Fs})}}{\sum_n W\sin\alpha} \qquad (IX.4)$$

Công thức trên không thể cho trực tiếp hệ số an toàn F_s, mà cần tính toán theo phương pháp đúng dần, với các giá trị giả định ban đầu của F_s. Giá trị này được xác định ban đầu theo biểu thức của Fellenius:

$$F_s = \frac{\sum_n [c'.b + (W\cos^2\alpha - ub).tg\varphi'].\dfrac{1}{\cos\alpha}}{\sum_n W\sin\alpha} \qquad (IX.5)$$

Trong đó:

n - số phân tố lát đất được chia,

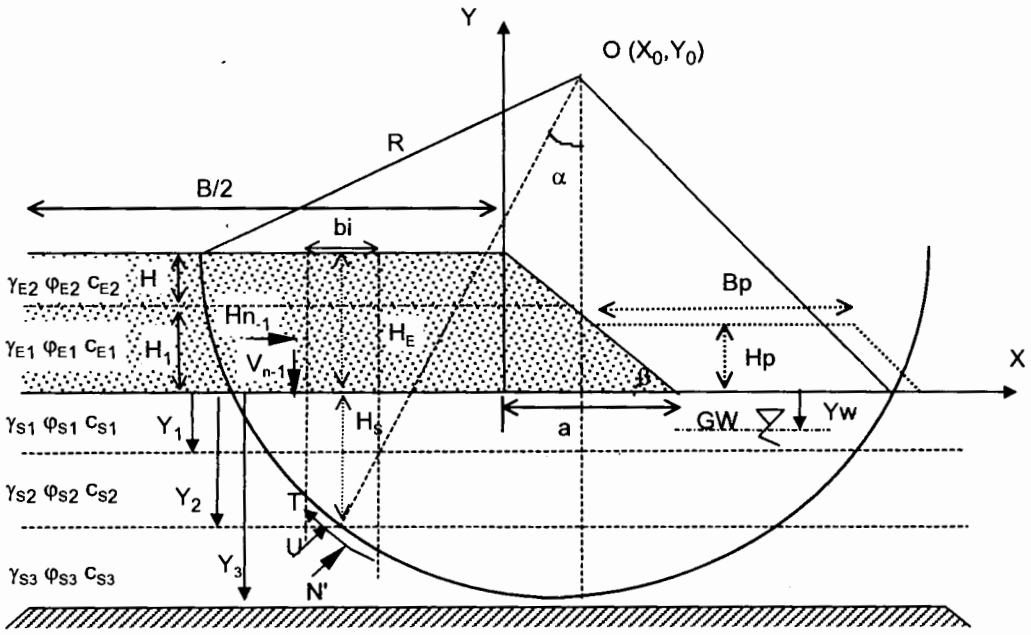
c' - lực dính kết (với đất sét yếu cần sử dụng c_u),

φ' - góc ma sát trong (với đất sét yếu thì thường $\varphi_u = 0$),

α - góc từ tâm cung trượt O đến lát phân tố đang xét theo phương đứng (xem hình IX.1).

b - chiều rộng lát đất,

W - trọng lượng lát đất = b.h.γ.



Hình IX.1: *Sơ đồ đất đắp trên đất yếu để phân tích ổn định mái dốc.*

Tương thích phương pháp nêu trên, trong trường hợp cụ thể nghiên cứu đất đắp trên nền đất yếu, ta có:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Gọi n_1 lát chia có đáy là đất rời, chỉ có thông số φ_R (ví dụ đất đắp):

$$\sum_{n_1}(W-ub).tg\varphi']\cdot\frac{1}{\cos\alpha(1+\frac{tg\alpha.tg\varphi'}{F_s})} \qquad (IX.6)$$

- Gọi n_2 lát chia có đáy là đất dính thuần tuý, chỉ có thông số lực dính cu (ví dụ nền đất yếu):

$$\sum_{n_2}\frac{c_u.b}{\cos\alpha} \qquad (IX.7)$$

- Gọi n_3 lát chia có đáy là đất ở trạng thái ngắn hạn, có φ_R và c_R (ví dụ đất đắp):

$$\sum_{n_3}(W-ub).tg\varphi']\cdot\frac{1}{\cos\alpha(1+\frac{tg\alpha.tg\varphi'}{F_s})} \qquad (IX.8)$$

- v.v...

Khi đó, hệ số an toàn có dạng:

$$F_s=\frac{\sum_{n_1}\cdots+\sum_{n_2}\cdots+\sum_{n_3}\cdots+\cdots}{\sum_{n}W\sin\alpha}\ ;\ \text{với } n=n_1+n_2+. \qquad (IX.9)$$

Phương pháp trên cần sử dụng một chương trình tính toán trên vi tính, như đề cập ở Chương XII.

II.2. PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH CHO LẬP PHƯƠNG ÁN THI CÔNG ĐẮP ĐẤT THEO GIAI ĐOẠN

Như ta đã biết, thực chất của tính toán ổn định mái dốc là cho phép ta xác định được chiều cao tối đa của *đất đắp* (có đặc trưng cho trước: φ_E , γ_E , c_E), có thể đắp trên một nền *đất yếu* (có lực dính kết c_u), để đạt được một hệ số an toàn (F_s) trong giới hạn cho phép.

Khi đất nền quá yếu và đất đắp theo thiết kế khá cao thì không thể đắp một lần vì sẽ mất ổn định. Giải pháp là đắp theo nhiều giai đoạn cần được áp dụng. Chiều cao mỗi giai đoạn được tính toán sao cho bảo đảm hệ số an toàn cho phép. Giữa các giai đoạn cần có thời gian cho đất nền cố kết, và theo đó sức kháng cắt được gia cường đến giá trị cần thiết bảo đảm không trượt mái dốc khi đắp tiếp theo đến một chiều cao dự kiến.

Các bước phân tích như sau:

1. Xác định chiều cao cho phép của đất đắp giai đoạn I (h_1)

Với đất đắp có góc dốc β, các đặc trưng cơ lý γ, φ, c, nằm trên nền đất yếu có lực dính kết (c_u). Ta cần xác định độ cao tối đa có thể đắp bước 1 (h_1), sao cho bảo đảm mái dốc không bị trượt. Phương pháp tính toán ổn định mái dốc là kết hợp Bishop-Fellenius.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

$$F_s = \frac{\sum_n [c'.b + (W - ub).tg\varphi'].\dfrac{1}{\cos\alpha(1+\dfrac{tg\alpha.tg\varphi'}{Fs})}}{\sum_n W\sin\alpha} \qquad (IX.4)$$

Công thức trên không thể cho trực tiếp hệ số an toàn F_s, mà cần tính toán theo phương pháp đúng dần, với các giá trị giả định ban đầu của F_s. Giá trị này được xác định ban đầu theo biểu thức của Fellenius:

$$F_s = \frac{\sum_n [c'.b + (W\cos^2\alpha - ub).tg\varphi'].\dfrac{1}{\cos\alpha}}{\sum_n W\sin\alpha} \qquad (IX.5)$$

Trong đó:

n - số phân tố lát đất được chia,

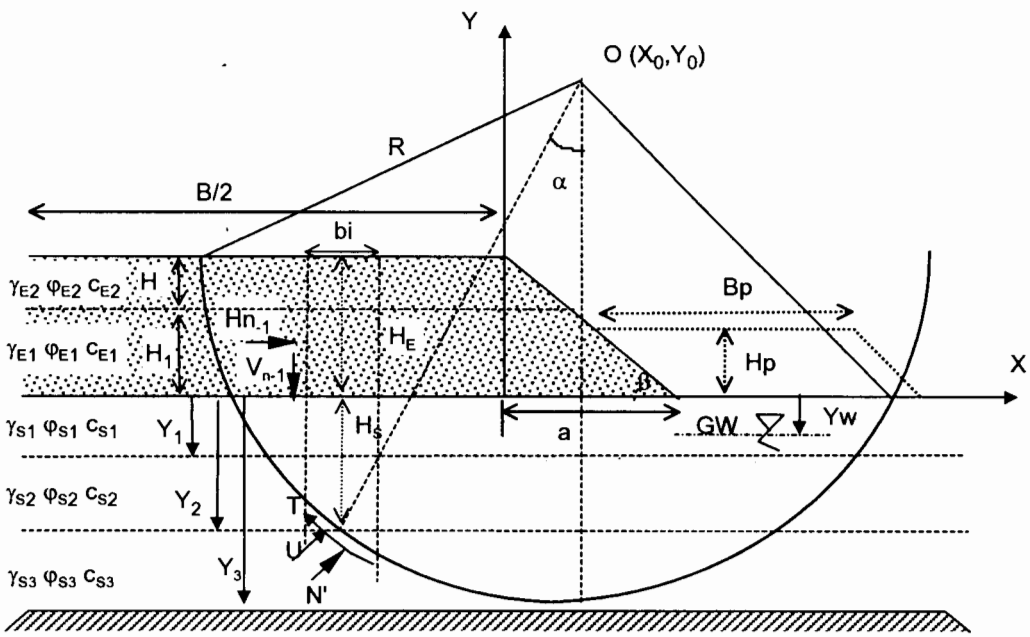
c' - lực dính kết (với đất sét yếu cần sử dụng c_u),

φ' - góc ma sát trong (với đất sét yếu thì thường $\varphi_u = 0$),

α - góc từ tâm cung trượt O đến lát phân tố đang xét theo phương đứng (xem hình IX.1).

b - chiều rộng lát đất,

W - trọng lượng lát đất = b.h.γ.



Hình IX.1: *Sơ đồ đất đắp trên đất yếu để phân tích ổn định mái dốc.*

Tương thích phương pháp nêu trên, trong trường hợp cụ thể nghiên cứu đất đắp trên nền đất yếu, ta có:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

2. Xác định thời gian chờ đợi cần thiết để đạt được độ cố kết dự kiến

Sau khi đã đắp đất có chiều cao h_1, cần để một thời gian để nền đất yếu cố kết dưới chiều cao đất đắp h_1. Giả sử sau thời gian đủ dài để đất nền cố kết hoàn toàn (U = 100%), thì tại vị trí độ sâu z nào đó trong đất nền, khả năng gia cường sức kháng cắt lên một gia số Δc_{uz} có thể xác định qua biểu thức:

$$\Delta c_{uz} = \Delta\sigma_z.tg\varphi_{cu} \qquad (IX.10)$$

Trong đó:

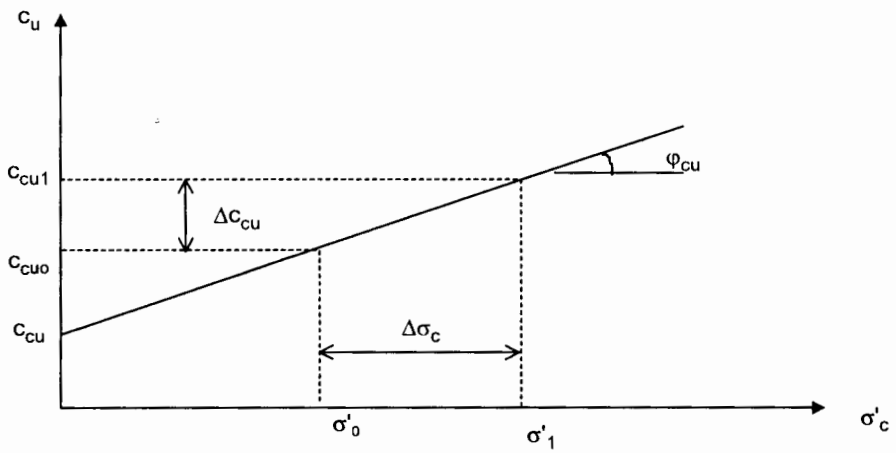
$\Delta\sigma_z$ - gia số của áp lực đứng trong đất nền, ở độ sâu z.

Δc_{uz} - gia số của sức kháng cắt ở độ sâu z.

$tg\varphi_{cu}$ - góc nghiêng theo đường Coulomb, theo thí nghiệm nén ba trục, sơ đồ cố kết, không thoát nước c_u (hình IX.2).

Nếu dưới đất đắp có độ cao h_1 mà thời gian chưa đủ để cố kết hoàn toàn, mà chỉ đạt đến một độ cố kết U% nào đó, thì mức độ gia cường sức kháng cắt của đất nền được xác định qua biểu thức:

$$\Delta c_{uz} = \Delta\sigma_z.U.tg\varphi_{cu} \qquad (IX.11)$$



***Hình IX.2**: Đường lực dính kết, không thoát nước c_u theo áp lực cố kết σ_c .*

Khi đó, áp lực cố kết đất nền ở độ sâu z sẽ là:

$$\Delta\sigma'_c = U.\ \Delta\sigma_z \qquad (IX.12)$$

Và lực dính kết đất nền sẽ đạt:

$$c_{u1} = c_{u0} + \Delta c_u \qquad (IX.13)$$

Với sức kháng cắt c_{u1} (lớn hơn c_u ban đầu) cho phép ta tiếp tục đắp đất giai đoạn 2. Việc xác định độ cao $h_1 + h_2$ của đắp đất giai đoạn 2 phụ thuộc vào kết quả phân tích ổn định mái dốc với góc dốc β_2 (nếu khác β_1) và lực dính kết c_{u1}.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

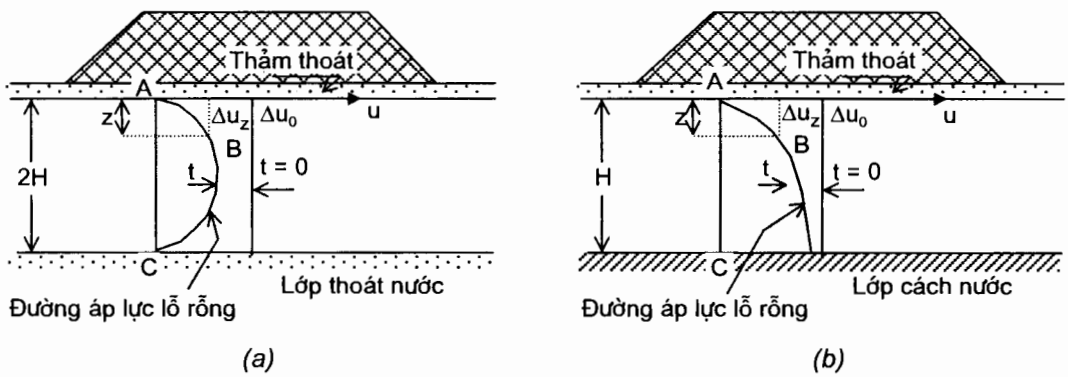
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Tương tự, độ cố kết (U%) dưới tải trọng $\gamma.(h_1+h_2)$, với thời gian cố kết cần thiết t_2, tiếp tục cho ta giá trị sức kháng cắt c_{u2}. Đó là cơ sở để xác định chiều cao đắp đất giai đoạn 3 (nếu có).

3) Hạn chế trong tính toán ổn định theo giai đoạn

- Rất khó xác định chính xác thời gian cần thiết để đạt được một độ cố kết cần thiết U, dưới tải trọng cho trước của một đất nền. Phương pháp tính toán lún cố kết, còn nhiều hạn chế và khó phản ánh đầy đủ trạng thái làm việc của đất nền.

- Độ cố kết không xảy ra đồng đều trong phạm vi chiều dày của đất nền. Nó diễn ra nhanh ở gần vị trí có lớp thoát nước và chậm hơn nhiều ở giữa lớp (nếu có hai lớp thoát nước IX.3a) hoặc ở phía dưới là lớp cách nước (thoát nước một chiều - hình IX.3b).



Hình IX.3: *Biến thiên áp lực nước lỗ rỗng với chiều sâu theo thời gian.*

Ở thời điểm t đường biến thiên áp lực nước lỗ rỗng theo chiều sâu là ABC. Nếu σ là áp lực phụ tải tác dụng lên lớp, độ cố kết ở chiều sâu z sẽ là $(\Delta u_0 - \Delta u_z)/\Delta u_0$ và biến đổi theo chiều sâu z. Kết quả là sau khi độ cố kết đạt đến U%, dưới phụ tải σ, thì lực dính kết c_u không thể tăng một cách đồng đều. Giá trị nhỏ nhất sẽ ở giữa lớp (hoặc ở phía lớp cách nước).

Mặt khác, ở độ sâu xác định đo phụ tải do đất đắp gây ra lại biến đổi từ trục ra phía ngoài biên đất đắp, nên gia số của lực dính kết sẽ là cực đại ở trục và tiến đến giá trị "0" ở ngoài mép đất đắp.

Do vậy, khi nghiên cứu thực tế ở hiện trường, trước khi chuyển sang giai đoạn đắp tiếp theo, cần tiến hành thí nghiệm cắt cánh hiện trường.

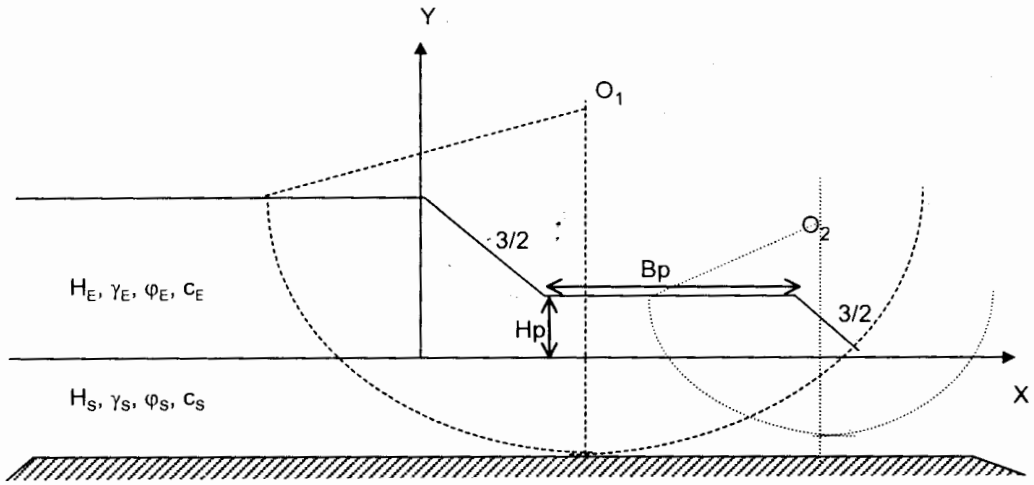
II.3. DÙNG BỆ PHẢN ÁP TĂNG HỆ SỐ AN TOÀN

Trong thực tế, để lập Đề cương thi công đất đắp người ta tiến hành lựa chọn nhiều phương pháp để so sánh hiệu quả kinh tế kỹ thuật. Một trong các giải pháp thường hay được áp dụng để tăng hệ số an toàn chống trượt, giảm thời gian chờ đợi đắp đất theo giai đoạn và đợi cố kết như trình bầy trên, đó là giải pháp dùng bệ phản áp.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bệ phản áp là đắp ngay bên cạnh mái dốc của đất đắp có chiều cao H_E, một dải đất đắp có chiều cao H_p (thấp hơn H_E) và chiều rộng B_p trải hết trên cung có nguy cơ trượt (hình IX.4).



Hình IX.4: *Bệ phản áp để gia tăng độ ổn định mái dốc*

Dùng *bệ phản áp* này như là các gia tải tạm thời sườn hai bên mái dốc để chống trượt. Việc xác định chiều cao H_p, và chiều rộng B_p phụ thuộc chiều cao H_E, và hệ số an toàn F_s khi phân tích.

Bệ phản áp chủ yếu chỉ sử dụng tạm thời, đến khi đất cố kết sức kháng cắt tăng vượt qua nguy cơ trượt, sau đó ta có thể dỡ bỏ. Để tăng vận tốc cố kết người ta có thể đồng thời áp dụng bấc thấm và gia tải tạm thời. Tuy nhiên, khi có điều kiện về không gian đất sử dụng, người ta có thể sử dụng lâu dài bệ phản áp.

III. NGHIÊN CỨU LÚN CỐ KẾT

Lý thuyết cố kết Terxaghi là cơ sở phân tích lún cố kết được trình bầy ở mục IV.4, Chương II. Về mô tả phân loại đất, kỹ thuật thăm dò và các phương pháp thí nghiệm để xác định các thông số cơ lý cần thiết cho tính toán, được trình bầy ở chương IV. Phần này đề cập đến phân tích lún cố kết của đất đắp trên nền đất yếu có tính đến các đặc thù riêng của chúng và tính đến các giải pháp xử lý.

III.1. BẢN CHẤT HIỆN TƯỢNG LÚN CỐ KẾT - NHỮNG HẠN CHẾ CẦN LƯU Ý

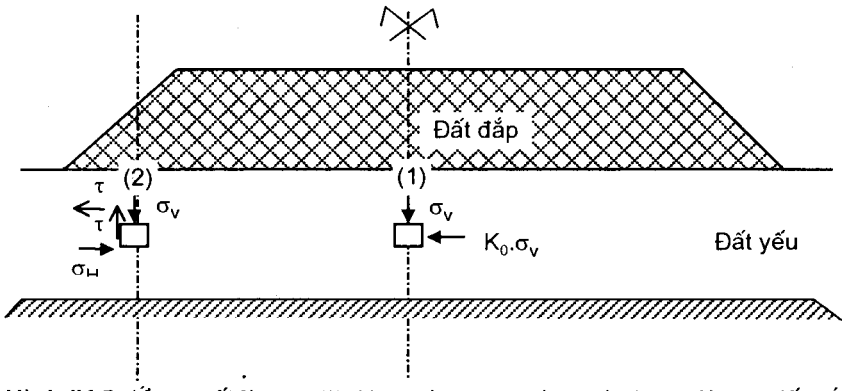
Khi có một lớp đất đắp nằm trên một nền đất yếu thì độ lún xảy ra bởi nhiều nguyên nhân, mức độ quan trọng của nó phụ thuộc vào từng khu đất đang xét.

Có thể phân biệt được hai khu khác biệt:

a) Tại vị trí (1) của hình IX.5, nằm dưới tim đường, có độ sâu nhỏ so với chiều rộng đất đắp (ví dụ B = 34m, cho đường cao tốc). Trường hợp này có thể quan niệm đây là lớp mỏng, nằm ngang, bị tác dụng một áp lực đồng đều trên bề mặt.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình IX.5: *Ứng suất theo mặt đứng và ngang, theo vị trí so với trục đất đắp.*

Ở điều kiện nêu trên ta có:

- Ứng suất đứng và ngang là ứng suất chính,
- Biến dạng ngang không đáng kể và được xem bằng không,
- Không có ứng suất cắt trên các bề mặt đứng và ngang.

Khi đó độ chuyển vị đứng (độ lún) tuân theo nguyên lý giảm thể tích của đất. Đây là mối quan hệ ứng suất-biến dạng phù hợp theo nguyên lý của thí nghiệm nén một trục và lý thuyết cố kết Terxaghi.

b) Tại vị trí (2) của hình IX.5, thì hoạt động ứng suất rất khác so với trường hợp trên:

- Ứng suất đứng và ngang không phải là ứng suất chính và vuông góc với nhau do bị tác động bởi ứng suất cắt.
- Biến dạng ngang là đáng kể mà chuyển thành dịch chuyển xệ ngang của đất nền.

Chuyển vị đứng (lún), trong trường hợp này, lại càng phức tạp vì phải tính đến ảnh hưởng của biến dạng ngang và biến dạng do ứng suất cắt gây ra.

Trong thực tế, người ta chỉ tính toán độ lún ở vị trí (1) thông qua thí nghiệm nén cố kết một trục. Chỉ trong điều kiện bề rộng đất đắp đủ lớn, chiều dày của đất nền (yếu) không quá lớn, sẽ cho kết quả khá sát thực tế. Cùng một phương pháp tính toán nhưng áp dụng cho các vị trí khác của mặt cắt ngang, thì sai số tính toán càng lớn khi vị trí tính toán càng xa trục tim đất đắp.

Cần lưu ý rằng: khi mà hệ số an toàn F_s xấp xỉ 1 là khi đất nền ở trạng thái cân bằng giới hạn, nguy cơ cắt trượt luôn xảy ra và mức độ biến dạng ngang của đất nền là rất lớn lớn. Khi đó, ngay ở dọc trục qua tâm đất đắp độ lún cũng không còn tuân theo lý thuyết cố kết (như mô hình thí nghiệm nén một trục).

Ba loại chuyển vị có thể xác định được, trong *tính lún cố kết,* có liên quan đến điều kiện biến đổi thể tích (hình IX.6). Đó là:

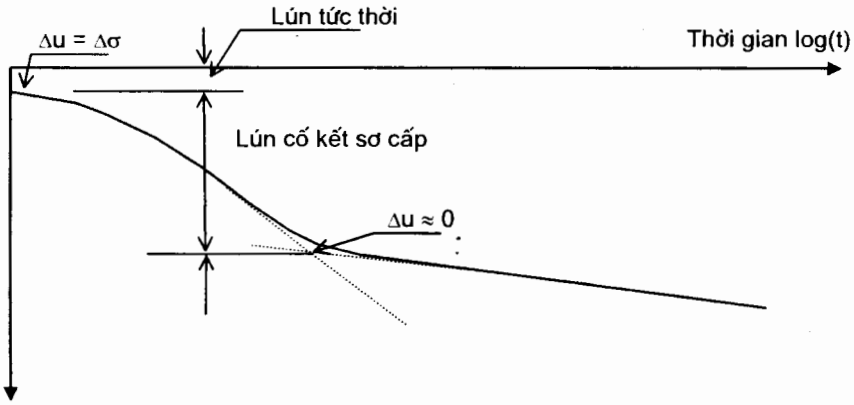
- Độ lún tức thì (do biến đổi giảm thể tích của pha khí). Độ lún này nhỏ và xảy ra tức thì, thường được bỏ qua.

- Độ lún do quá trình cố kết (biến đổi thể tích do đẩy nước trong các lỗ rỗng ra ngoài). Đây là độ lún chủ yếu trong tính lún cố kết.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

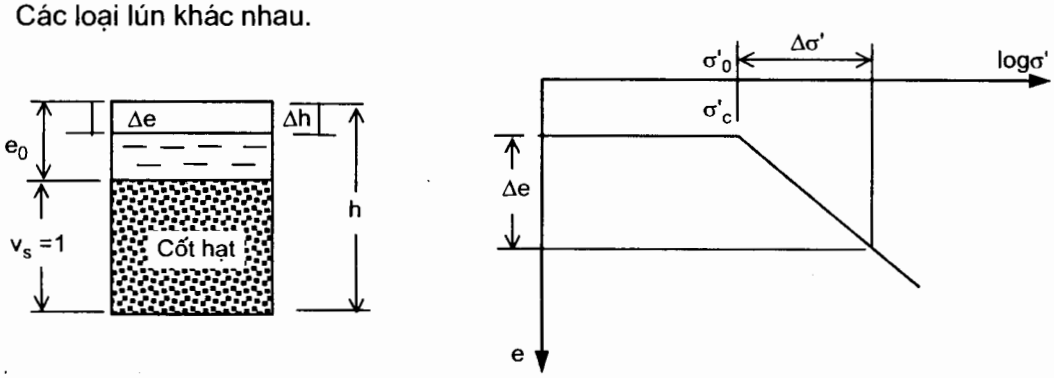
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Độ lún thứ cấp xảy ra khi áp lực hữu hiệu tác dụng không đổi mà độ lún vẫn tiếp tục không ngừng (còn gọi là lún từ biến, có hiện tượng trượt giữa các hạt). Trường hợp này là rất phức tạp và chỉ được nghiên cứu trong trường hợp đặc biệt, nhất là đối với than bùn.



Hình IX.6: *Đường thí nghiệm nén một trục theo thời gian.*

Các loại lún khác nhau.



Hình IX.7: *Mối liên hệ giữa độ lún (biến thiên hệ số rỗng) và gia số áp lực hữu hiệu - Đất cố kết bình thường.*

III.2. PHÂN TÍCH LÚN CỐ KẾT THEO PHƯƠNG PHÁP TERXAGHI.

III.2.1. Tính toán độ lún tổng thể

Như trong phần lý thuyết cố kết Terxaghi (Mục IV.4, Chương II), cho một lớp đất (hoặc phân lớp) có bề dày h, được xem là đồng nhất, thì độ lún được thể hiện qua công thức:

$$\Delta h = h.\frac{\Delta e}{1+e_o} \qquad (IX.14)$$

1. Với nền đất dính, cố kết bình thường hoặc dưới cố kết ($\sigma'_0 \geq \sigma'_c$)

Độ lún cố kết của một lớp hoặc phân lớp được thể hiện qua biểu thức (xem hình IX.7):

$$\Delta h = h\,\frac{Cc}{1+e_0}\log\frac{\sigma'_0+\Delta\sigma'}{\sigma_c} \qquad (IX.15)$$

Trong đó:

h - bề dày phân lớp đất,

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

c_c - chỉ số nén lún, lấy theo thí nghiệm nén cố kết.

e_0 - hệ số rỗng ban đầu,

σ'_0 - áp lực cột đất,

$\Delta\sigma'$ - áp lực gây lúncủa phụ tải do đất đắp truyền xuống,

σ'_c - áp lực tiền cố kết. Với đất cố kết bình thường $\sigma'_c = \sigma'_0$.

Với công thức nêu trên cần xác định các thông số và đặc trưng sau:

1 - Áp lực cột đất hữu hiệu được tính ở giữa lớp, với đất cố kết bình thường được tính:

$$\sigma'_0 = \sum\gamma h - u_E$$

Trong đó:

γ - dung trọng đất trong lớp,

u_E - áp lực cột nước ở giữa lớp đang xét, trước khi gia tải.

2 - Áp lực tiền cố kết của lớp đất đang xét (σ'_c) lấy theo theo thí nghiệm nén.

3 - Chỉ số nén lún của lớp đất (c_c) đang xét, lấy theo thí nghiệm nén.

4 - Hệ số rỗng ban đầu trung bình e_0.

5 - Áp lực gây lún ($\Delta\sigma'$) truyền xuống đến giữa lớp đất đang xét.

Với đất đắp $\sigma = \gamma_E.H_E$ và $\Delta\sigma'_z = \sigma.I_z$, trong đó I_z được xác định theo công thức IX.19-20.

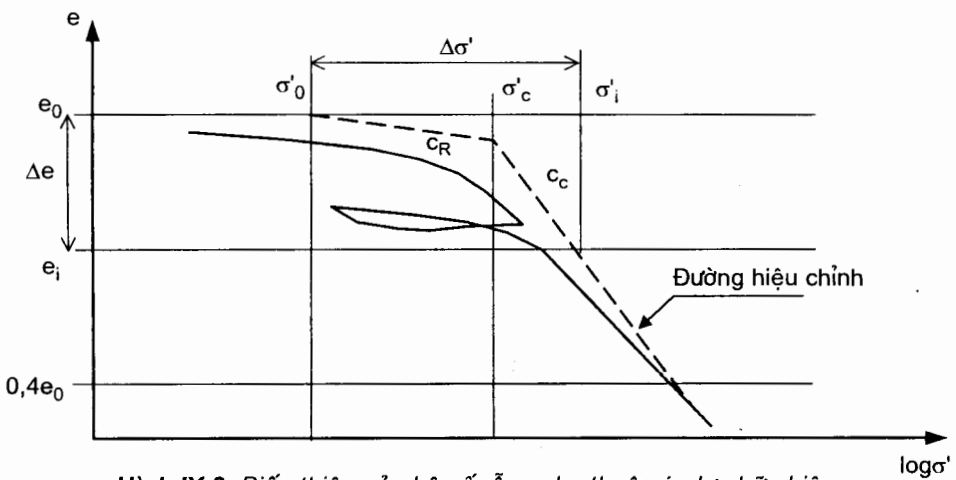
Độ lún (cố kết sơ cấp) tổng thể s_t được tính theo biểu thức:

$$s_t = \sum\Delta h \qquad (IX.16)$$

2. Với nền đất dính, quá cố kết ($\sigma'_0 < \sigma'_c$)

Khi đó, biến thiên hệ số rỗng Δe, tương ứng biến thiên phụ tải ($\Delta\sigma'$) được xác định theo *đường hiệu chỉnh* trên đường cong nén lún (theo phương pháp Schmertmann, hình IX.8).

Với lớp đất (hoặc phân lớp) đang xét giá trị số gia Δe, như chỉ dẫn trên hình IX.8, là cơ sở để tính toán độ lún từng phân lớp Δh.



Hình IX.8: *Biến thiên của hệ số rỗng phụ thuộc áp lực hữu hiệu, trong trường hợp đất quá cố kết - Phương pháp Schmertmann.*

Trường hợp này, có thể sử dụng công thức IX.15 để tính độ lún cho từng phân lớp, sử dụng hệ số nén c_c trong các điều kiện sau:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Nếu áp lực phụ tải gây lún $\Delta\sigma' > \sigma'_c$ độ lún phân lớp sẽ là tổng của hai loại độ lún, khi sử dụng hai loại chỉ số nén lún sau:

+ Sử dụng chỉ số tái nén lún c_R, cho cấp gia tải $(\sigma'_0 - \sigma'_c)$ để tính độ lún tái gia tải.

+ Sử dụng chỉ số nén lún c_c cho cấp gia tải $(\sigma'_c - \sigma')$, để tính lún do phụ tải gây ra (σ'_i = ứng suất của phụ tải của đất đắp truyền xuống phân lớp thứ i).

- Nếu áp lực phụ tải gây lún $\Delta\sigma' < \sigma'_c$ thì chỉ cần sử dụng hệ số tái nén lún c_R.

3. Với đất nền thuộc loại cát - sạn

Đất nền dưới đất đắp thuộc loại đất rời; như cát, cát pha, cát sạn v.v... ; khi chịu tác dụng dưới áp lực phụ tải vẫn gây lún. Tuy nhiên, độ lún này thường xảy ra tức thời, do đất rời thoát nước ngay lập tức sau khi gia tải.

Khi kích thước đất đắp thường là rất lớn so với chiều dày lớp nền. Do đó, biến dạng xảy ra do giảm thể tích, nên có thể tính lún theo biểu thức:

$$\Delta h = \frac{0,4\sigma'_0}{N} h.\log\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \qquad (IX.17)$$

Trong đó: N là chỉ số sức kháng của thí nghiệm SPT.

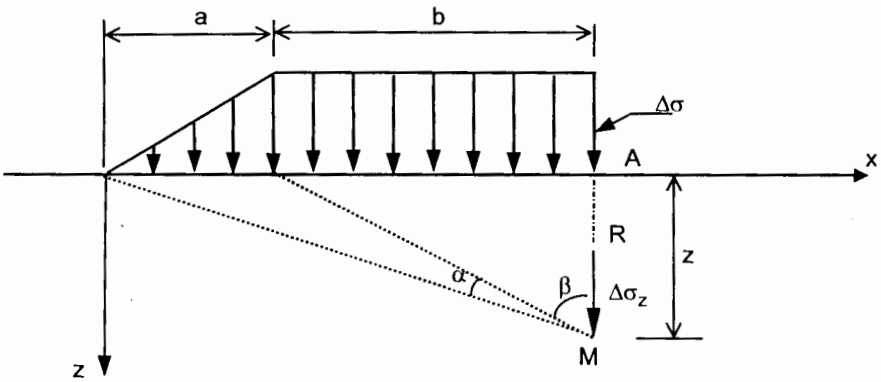
Kết quả tính toán trên cho đất rời cung cấp cho ta tổng thể độ lún của đất nền dưới đất đắp, liên quan đến sự biến đổi cốt cao mặt nền nguyên thuỷ và cốt cao cũng như bề dày cần đắp đất. Còn độ lún cố kết trong đất rời diễn ra nhanh, thường kết thúc ngay sau khi thi công nên độ lún này không ảnh hưởng nhiều đến biến dạng công trình theo thời gian.

III.2.2. Xác định phân bố ứng suất dưới đất đắp

Vấn đề phân bố ứng suất dưới nền móng nói chúng được đề cấp ở mục IV.5 Chương II. Tại mục này được đề cập tìm hiểu về phân bố ứng suất dưới đất đắp. Ta biết đất đắp thường có dạng hình thang, dài vô hạn. Áp lực phân bố dưới đất đắp được kết hợp của các đặc điểm sau:

- Phân bố dưới dạng hình chữ nhật ở phần thân đường.
- Phân bố dưới dạng tam giác ở phần mái dốc.
- Đất đắp thuộc loại móng mềm.

Do đó, ứng suất truyền dưới đất đắp về cơ bản dựa trên cơ sở lý thuyết Bousinesq. Lời giải cho bài toán này được Osterberg triển khai dưới dạng sau, hoặc thể hiện qua giản đồ.



Hình IX.9: *Sơ đồ phân bố ứng suất dưới đất đắp.*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Theo hình IX.9, áp lực truyền tải $\Delta\sigma_z$ ở điểm M, có độ sâu z thẳng đứng với điểm qua trục tâm A, được tính như sau:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma.I_z \qquad (IX.18)$$

Trong đó:

$\Delta\sigma$ - ứng suất cực đại tương ứng tải trọng tác dụng lên mặt đất.

I_z - hệ số truyền tải, phụ thuộc các tỷ số: a/z và b/z.

Lưu ý: biểu thức IX.18 thể hiện cho nửa bề rộng đất đắp. Đối với cả bề rộng đất đắp thì ứng suất truyền xuống được nhân với 2.

Hệ số truyền tải có thể tính theo các biểu thức tổng quát sau:

$$I_z = \frac{1}{\pi}\left\{\beta + \frac{x.\alpha}{a} - \frac{z}{R^2}(x-a-b)\right\} \qquad (IX.19)$$

Trong đó:

x - toạ độ phương ngang của điểm đang xét,

z - toạ độ chiều sâu của điểm đang xét,

α - góc hợp thành mái dốc đến điểm đang xét,

β - góc hợp thành phần thân đất đắp đến điểm đang xét.

R - khoảng cách từ điểm đang xét đến tâm đường.

Trường hợp M thẳng tâm đường, ta có:

Ở vị trí x = a + b : $R = z$, $\beta = tg^{-1}(b/z)$,

$$\alpha = tg^{-1}\left[\frac{a+b}{z}\right] - tg^{-1}\left[\frac{b}{z}\right],$$

Và khi đó, hệ số truyền ứng suất I_z được tính theo biểu thức:

$$I_z = \frac{1}{\pi}\left\{tg^{-1}\left(\frac{b}{z}\right) + \frac{a+b}{a}\left[tg^{-1}\left(\frac{a+b}{z}\right) - tg^{-1}\left(\frac{b}{z}\right)\right]\right\} \qquad (IX.20)$$

Lưu ý:

- Khi z = 0 hoặc b = $\infty \Rightarrow I_z = 0,5$ (tính cho cả chiều rộng đất đắp: $I_z = 1,0$)

- $tg^{-1}() = Atan()$

III.2.3. Tính toán cố kết theo thời gian

Lý thuyết Terxaghi cho phép xác định thời gian cố kết trên cơ sở một số giả thiết, được mô tả chi tiết trong Mục IV.4.3, Chương II. Với áp lực nước lỗ rỗng biến đổi theo thời gian t và chiều sâu z, tính theo phương trình tích phân do Terxaghi thành lập.

Một lớp đất dính được xem là đồng nhất, có chiều ngang vô hạn, chịu áp tải đồng đều và tức thời trên toàn bề mặt chịu nén:

$$c_v.\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \qquad (IX.21)$$

Trong đó:

u - biến đổi áp lực lỗ rỗng (= Δu).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

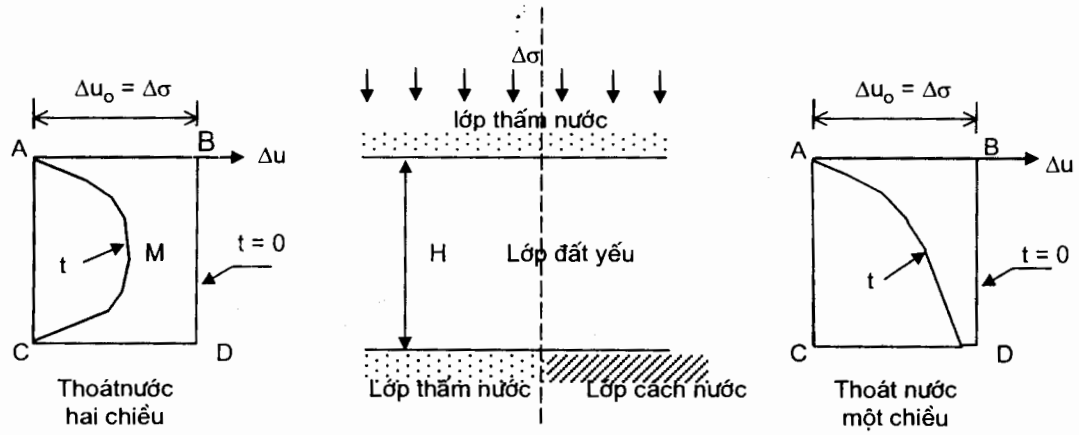
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

c_v - hệ số cố kết (cm^2/s) liên quan đến hệ số nén a_v, hệ số thấm k và dung trọng nước γ_w và hệ số rỗng như sau:

$$c_v = \frac{k(1+e)}{\gamma_w . a_v} \qquad (IX.22)$$

c_v được xác định bằng thí nghiệm nén cố kết hoặc thí nghiệm thấm hiện trường.

Lời giải của phương trình, trong các trường hợp đơn giản nhất, với các điều kiện giới hạn sau (hình IX10):



Hình IX.10: *Biến thiên áp lực nước lỗ rỗng theo thời gian và theo chiều sâu, trong quá trình cố kết.*

+ u = 0 là bất kỳ thời điểm t nào, tại vị trí lớp thoát nước,

+ $\frac{\partial u}{\partial z} = 0$ là bất kỳ thời điểm nào, ở vị trí lớp cách nước,

+ $u = \Delta\sigma$ cho trường hợp t = 0 , ở bất kỳ độ sâu z nào,

+ u = 0 cho trường hợp $t = \infty$, ở bất kỳ độ sâu z nào.

Từ đó dẫn đến: $U = f(T_v)$, trong đó:

- *U là độ cố kết ở thời gian t* (hình IX.10):

U = (diện tích ABDCMA)/(diện tích ABDC)

Nếu hệ số nén lún a_v là không đổi, trong phạm vi bề dày lớp (phân lớp), thì độ cố kết được thể hiện qua biểu thức:

$$U = \frac{S(t)}{S(t=\infty)} \qquad (IX.23)$$

Trong đó:

S(t) - độ lún tổng thể ở thời gian t,

S (t = ∞) - độ lún ở thời gian vô cùng.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- T_v *là yếu tố thời gian* (không thứ nguyên) liên quan đến thời gian t, yếu tố hình dạng (H) và đặc trưng lớp đất c_v, thông qua biểu thức:

$$T_v = \frac{c_v.t}{H^2} \qquad (IX.24)$$

Lưu ý: Công thức trên lấy cả bề dày H cho trường hợp đất nền thoát nước một chiều và 1/2 H cho đất nền thoát nước hai chiều.

Sử dụng yếu tố thời gian T_v, với phương pháp tính toán gần đúng, ta có thể xác định được độ cố kết U, với các trường hợp sau:

Với $T_v \leq 0,213$ $\quad U(T_v) = 2\sqrt{\frac{T_v}{\pi}}$ (IX.25)

Với $T_v > 0,213$ $\quad U(T_v) = 1-\frac{8}{\pi^2}EXP(-\frac{\pi^2}{4}T_v)$ (IX.26)

Từ đó ta xác định được thời gian cố kết cần thiết tuỳ theo độ cố kết, liên hệ qua yếu tố thời gian T_v theo biểu thức:

$$t = \frac{T_v.H^2}{c_v} \qquad (IX.27)$$

III.2.4. Tính toán cố kết theo thời gian cho đất nền nhiều lớp

Trong thực tế vẫn gặp trường hợp dưới đất đắp tồn tại hai hoặc nhiều lớp đất dính yếu có hệ số cố kết c_v khác nhau. Gặp trường hợp này phải xử lý như đối với một lớp có c_v tương đương. Theo lý thuyết của E. Absi, công bố 1964, khái quát sau.

Giả thiết:

- Đất nền chịu nén dưới đất đắp được cấu tạo bởi 'n' lớp. Lớp thứ (i) nào đó có các đặc trưng: c_{vi}, k_i, h_i. Tổng bề dày đất yếu $H = \sum h_i$.

- Đất nền đó chịu một tải trọng tác dụng đồng đều như tính cho một lớp duy nhất.

- Lớp đất cuối cũng dưới đất yếu chịu nén có thể là cách nước hoàn toàn, hoặc là thoát nước hoàn toàn.

Khi đó tiến trình lún cố kết của đất nền nhiều lớp như nêu trên có thể quy về tương đương cho một lớp có bề dày H và

$$C_{va} = \frac{H^2}{\sum_n \frac{h_i}{\left[\sqrt{C_{vi}}\right]^2}} \qquad (IX.28)$$

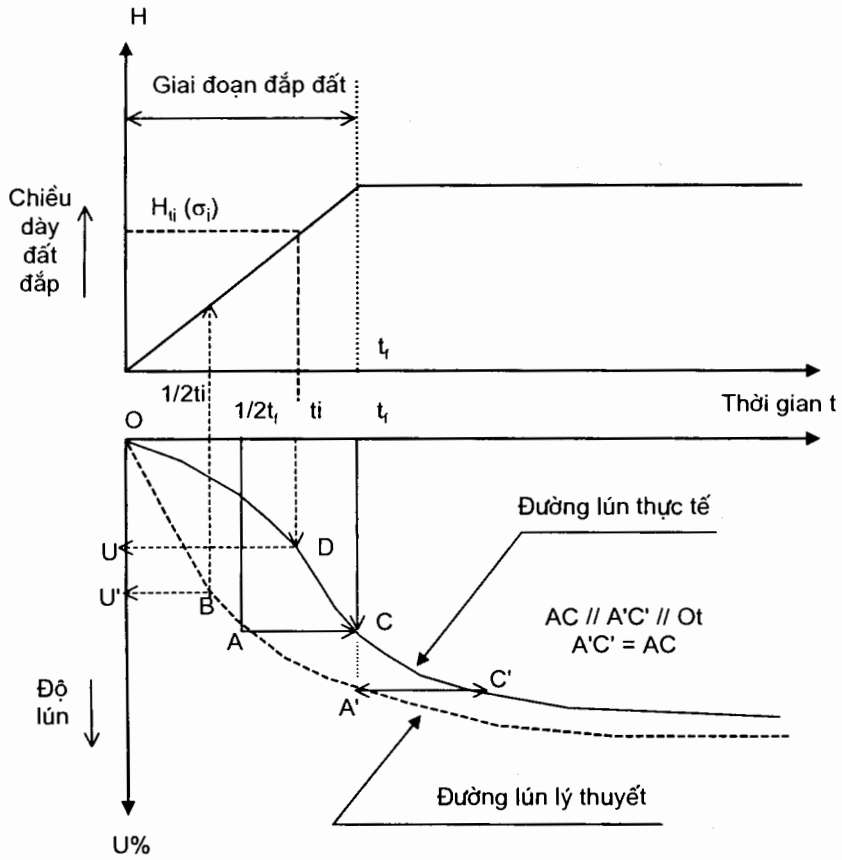
III.2.5. Tính toán cố kết theo thời gian trong quá trình thi công đắp đất.

Lý thuyết Terxaghi giả thiết cho chất tải tức thời. Trong thực tế, thi công đắp đường lại diễn ra trong một khoảng thời gian t nào đó nên tiến trình thi công đắp đất đóng vai trò

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

quan trọng cho thời gian cố kết. Để giải quyết vấn đề này khó có thể có phương pháp tính toán chính xác. Người ta thường dùng quy tắc kinh nghiệm của Terxaghi (hình IX.11).



Hình IX.11: *Xác định thời gian cố kết có tính đến thời gian thi công đắp đường. phương pháp Terxaghi.*

Phương pháp xác định:

- *Đường lún lý thuyết* xem gia tải là tức thời, đắp đến độ cao tối đa ở thời điểm đầu tiên $t_0 = 0$.

- Quá trình gia tải xem như tuyến tính với thời gian (từ t_0 đến t_f).

- Do ảnh hưởng quá trình chất tải nên giả thiết rằng độ lún thực đến thời điểm t_f thực chất chỉ được chất tải đến độ cao cuối cùng (σ_f) nhưng với thời gian chỉ bằng $t_f/2$. Nghĩa là dịch điểm A của trên đường lún lý thuyết ở ($t_f/2$) đến điểm C trên đường lún thực tế ở thời gian t_f.

- Khoảng thời gian $t_i \geq t_f$: Độ lún của *đường lún thực,* ở các thời điểm sau thời gian t_f, được thực hiện bằng cách tịnh tiến theo phương ngang một khoảng đồng đều AC trên *đường lún lý thuyết.*

- Khoảng thời gian $t < t_f$: thì ở thời gian $t_i < t_f$ độ lún chỉ thực hiện được dưới áp lực $\sigma_i < \sigma_f$ và thời gian cố kết đạt được tương ứng $t_i/2$ của σ_i. Nếu ta gọi U' là độ cố kết lý thuyết đạt được dưới áp lực σ_i thì độ cố kết thực tế chỉ là $U = U'.(\sigma_i/\sigma_f)$.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

III.3. CÁC GIẢI PHÁP GIA TĂNG VẬN TỐC CỐ KẾT

Khi đất đắp trên nền đất dính, yếu có bề dày khá lớn, nên không có khả năng đạt đến *độ lún ổn định* trong quá trình thi công (thường trong khoảng một vài năm) trước khi tuyến đường được đưa vào khai thác.

Khi đó, không còn cách nào khác là phải tăng vận tốc lún cố kết để đạt được các mục đích sau:

- Để đạt được một sức kháng cắt chấp nhận được cho ổn định mái dốc.
- Để độ lún tổng thể đạt được độ ổn định cho phép cho hầu hết phần lớn khối lượng trước khi đưa vào khai thác công trình.

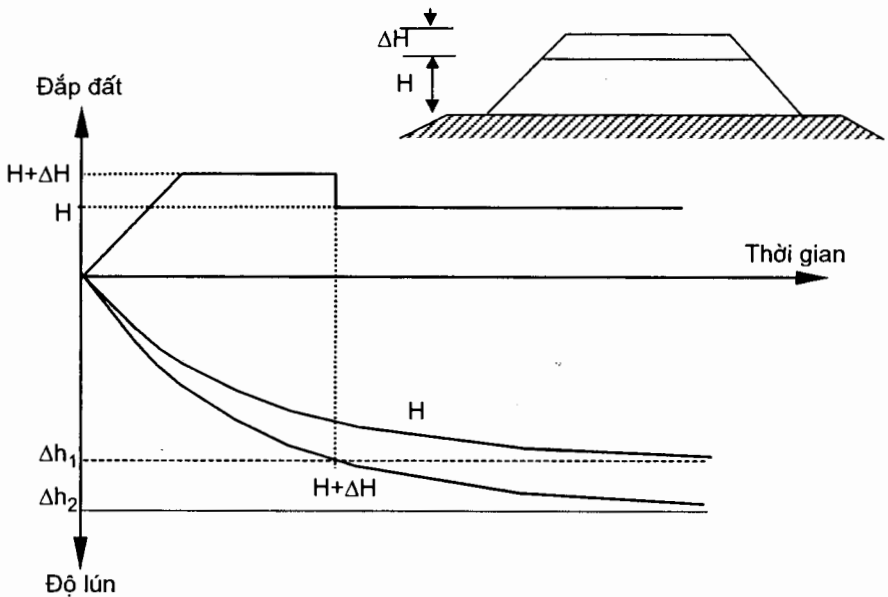
Các giải pháp thông dụng, để gia tăng vận tốc cố kết, thường áp dụng cho đất đắp trên nền đất yếu như sau:

- Phương pháp gia tải tạm thời;
- Phương pháp đường thoát nước thẳng đứng;
- Hệ thống hào thoát nước ngang;
- Phương pháp bơm chân không hạ thấp mực nước;
- Phương pháp điện -nhiệt.

Hai phương pháp đầu được áp dụng rộng rãi và có thể kết hợp với nhau và thể hiện rõ hiệu quả kinh tế và thi công. Ba phương pháp sau, vì tính hiệu quả cũng như yếu tố kinh tế kỹ thuật hạn chế, nên ít sử dụng.

III.3.1. Giải pháp gia tải tạm thời

Để tăng vận tốc cố kết, nếu ta dự kiến một đất đắp có chiều cao H, ta cần sử dụng một *gia tải tạm thời* (Temporary Surcharge) có bề dày ΔH. Với chiều cao H của đất đắp và $H+\Delta H$ của đất đắp và gia tải ta có thể xác định được các độ lún tương ứng Δh_1 và Δh_2 ($\Delta h_2 > \Delta h_1$) bằng phương pháp tính toán lún cố kết (hình IX.12).



Hình IX.12: *Sử dụng gia tải tạm thời để gia tăng vận tốc cố kết.*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Để đánh giá hiệu quả của giải pháp *gia tải tạm thời* , làm cơ sở để lựa chọn chiều cao gia tải thích hợp cho thời gian t ấn định, ta có thể áp dụng phương pháp của Terxaghi, tính toán cho *cố kết sơ cấp*. Nếu muốn tính đến cả *cố kết thứ cấp* cần áp dụng phương pháp Koppejan.

Phương pháp kinh nghiệm Terxaghi

Gọi t là thời gian sử dụng cho *gia tải tạm thời* và giả thiết đến thời gian t đó đất nền đã đạt đến một độ cố kết U (C_v coi như không phụ thuộc tải trọng và U không phụ thuộc vào gia tải).

Trong khoảng thời gian t ta xác định được các độ lún sau:

- Có sử dụng gia tải : U. Δh_2,
- Không sử dụng gia tải : U. Δh_1,

Nếu đến thời điểm t ta tiến hành dỡ tải thì khi đó độ cố kết đã đạt được, cho độ cao đất đắp H, sẽ là:

$$\frac{U.\Delta h_2}{\Delta h_1} > U \qquad (IX.29)$$

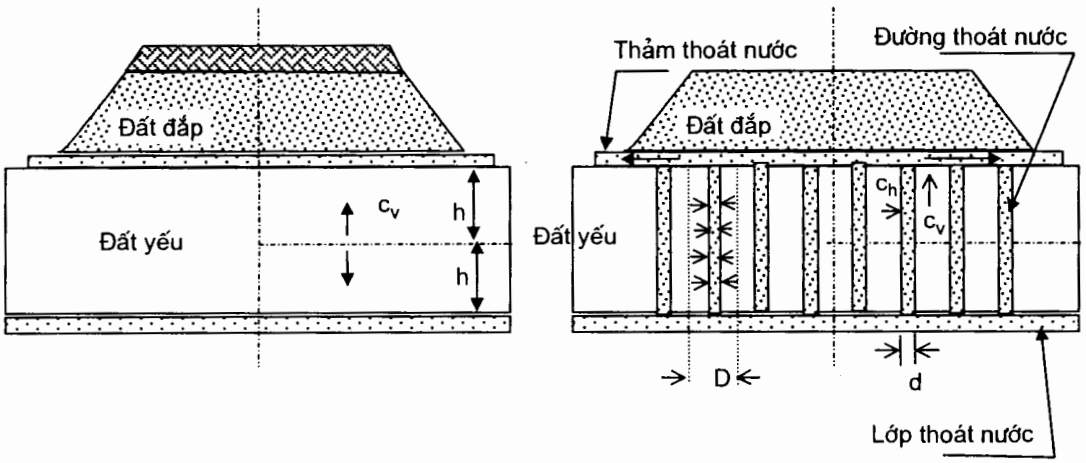
Như thế là trong cùng thời gian t dự kiến, bằng giải pháp gia tải tạm thời, ta đã tăng độ cố kết (tương ứng với độ lún) lên ($\Delta h_2/\Delta h_1$) lần.

Để đạt được độ cố kết thiết kế của một đất đắp trên nền đất yếu (U thường ấn định khoảng 80%) ta dễ dàng lựa chọn được chiều cao gia tải (ΔH) thích hợp, thông qua phân tích lún cố kết, bằng các phương pháp nêu trên.

Trong thực tế phân tích, người ta thường tính toán cho 3 chiều cao gia tải (ΔH = 1m, 2m, 3m) để lựa chọn giá trị thích hợp với thời gian đợi cố kết cho thiết kế và phương án thi công.

III.3.2. Giải pháp đường thoát nước thẳng đứng - PVD (Bấc thấm)

Do bản chất lún cố kết là giảm thể tích được thực hiện bằng thoát nước lỗ rỗng nên cần áp dụng một hệ thống đường thoát nước thẳng đứng (Prefabricated Vertical Drains - PVD), để tăng nhanh quá trình cố kết (hình IX13).



Hình IX.13: *Sử dụng bấc thấm (PVD).*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

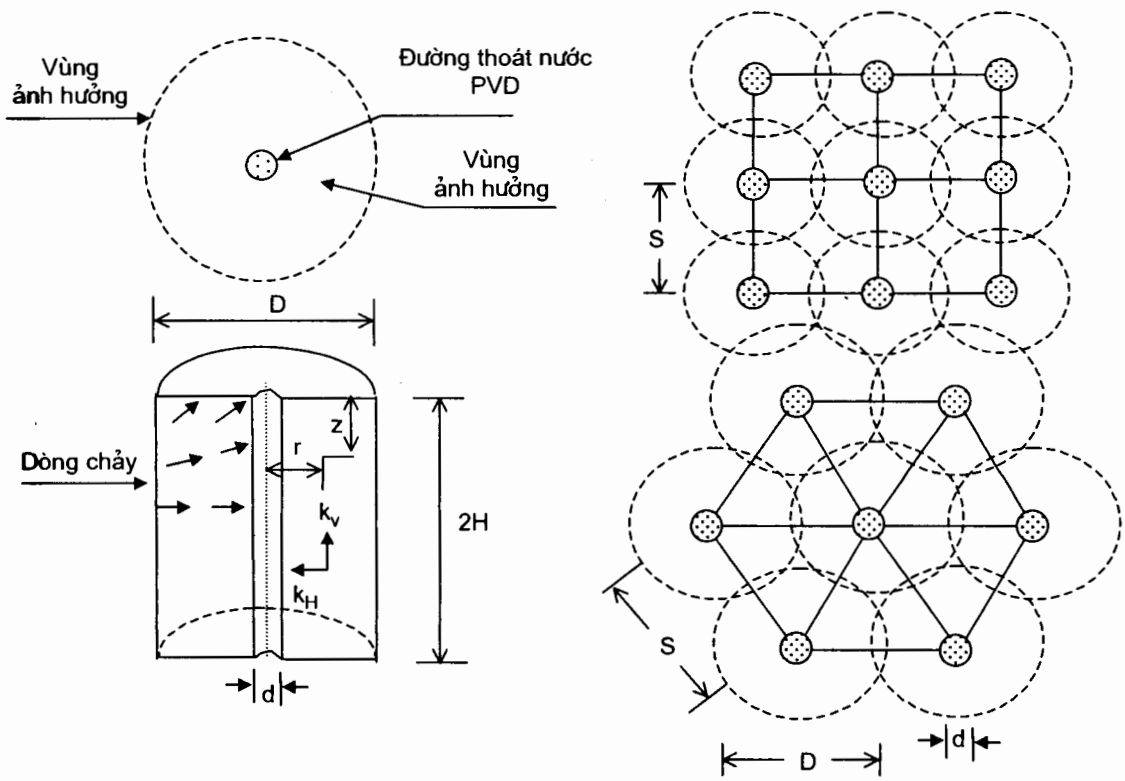
Phương pháp gia tăng vận tốc cố kết được sử dụng rất hiệu quả cho một số loại đất nền như sét yếu, bùn, than bùn.

1. Cở sở lý thuyết của phương pháp

Trên cơ sở lý thuyết cố kết Terxaghi, Barron đã nghiên cứu sự tương thích cho trường hợp sử dụng các đường thoát nước thẳng đứng (hình IX.14).

Phương trình tổng quát cố kết được viết:

$$\frac{k_h}{\gamma_w}\left(\frac{1}{r}\cdot\frac{\partial u}{\partial r}+\frac{\partial^2 u}{\partial r^2}\right)+\frac{k_v}{\gamma_w}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right)=\frac{a_v}{1+e}\cdot\frac{\partial u}{\partial t} \qquad \text{(IX.30)}$$



Hình IX.14: *Sơ đồ vùng ảnh hưởng của đường thoát nước thẳng đứng (PVD) & mạng bố trí.*

Nếu dòng chảy chỉ thực hiện phương hướng tâm, phương trình có dạng:

$$\frac{k_h}{\gamma_w}\left(\frac{1}{r}\cdot\frac{\partial u}{\partial r}+\frac{\partial^2 u}{\partial r^2}\right)=\frac{a_v}{1+e}\cdot\frac{\partial u}{\partial t} \qquad \text{(IX.31)}$$

Hệ số nén lún liên quan đến c_r , qua biểu thức $c_r = k_h \cdot \frac{(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w}$, trong đó k_h là hệ số thấm phương ngang và c_r là hệ số cố kết hướng tâm.

Khi đó, biểu thức (IX.31) có thể viết dưới dạng:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_r\left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\cdot\frac{\partial u}{\partial r}\right) \qquad (IX.32)$$

Phương trình có các điều kiện sau:

- Áp lực lỗ rỗng ban đầu Δu_0 là đồng nhất trong toàn khối đất ở thời điểm t_0 .

- Áp lực lỗ rỗng bằng 0, ở biên ngoài đường thoát nước, ở bất kỳ thời điểm nào.

- Phía mặt của khối trụ, có đường kính D, cho là cách nước (nước không chảy vào).

Trong trường hợp áp lực tác dụng phân bố đồng đều (đất đắp cứng), lời giải của phương trình IX.32 dẫn đến biểu thức:

$$U_r = 1 - e^{\frac{-8.T_r}{F(n)+0.8.L}} \qquad (IX.33)$$

Trong đó:

U_r - độ cố kết trung bình trong điều kiện thoát nước hướng tâm,

T_r - yếu tố thời gian trong điều kiện thoát nước hướng tâm:

$$T_r = \frac{C_r.t}{D^2} \qquad (IX.34)$$

C_r - hệ số cố kết hướng tâm, tương đương cố kết ngang C_h.

Trong thực tế áp dụng thường lấy $C_r = C_v$ là thiên về an toàn.

F(n) : thông số phụ thuộc n = D / d, qua biểu thức:

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1}Ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \qquad (IX.35)$$

D - đường kính vùng ảnh hưởng (xem hình IX.13 và IX.14) và được xác định tuỳ theo khoảng cách giữa tâm PVD (*S)* và kiểu mạng bố trí:

+ Mạng hình vuông : D = 1,13.S (hình IX.14).

+ Mạng hình tam giác : D = 1,05.S

d - đường kính đường thoát nước thẳng đứng:

+ Với *cọc cát* thường lấy d = 30 cm.

+ Với *bấc thấm plastic* d ≅ 5 cm

t - thời gian cố kết,

L - sức kháng đường thoát:

+ với cọc cát L = 0

+ với bấc thấm plastic L = 7.

Quan sát hình IX.13 ta thấy, khi có gia tải đất nền được xử lý đường thoát nước thẳng đứng (bấc thấm tồn tại đồng thời thoát nước phương ngang (hướng tâm vào các bấc thấm) và thoát nước phương đứng (vào các lớp thoát nước trên và dưới).

2. Tác động của thoát nước đứng vào cố kết hướng tâm

Trong giả thiết tính toán nêu trên, không tính đến thoát nước thẳng đứng. Tuy nhiên, trong thực tế thoát nước thẳng đứng vẫn diễn ra.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Ta có thể xác định quá trình cố kết ở thời điểm t, gọi là U_t, liên hệ với cố kết hướng tâm U_r và cố kết thẳng đứng U_v , qua biểu thức:

$$(1 - U_t) = (1 - U_r).(1 - U_v) \qquad (IX.36)$$

Trong đó:

U_t - độ cố kết ở thời điểm t,

U_v - độ cố kết không sử dụng PVD ở thời điểm t,

U_r - độ cố kết có sử dụng PVD ở thời điểm t.

Lưu ý: Trong tính toán thực tế, để thiên về an toàn khi tính toán đôi khi người ta chỉ tính đến cố kết ngang (U_r) mà bỏ qua cố kết đứng (U_v).

3. Kết luận phương pháp

Với công thức IX.33 hoàn toàn cho phép ta tính toán phục vụ thiết kế một mạng PVD cần thiết để xử lý tăng nhanh vận tốc cố kết theo các hướng sau:

- Hoặc là kiểm tra độ cố kết (U) sau một thời gian (t) ấn định cho một mạng PVD đã thiết kế (có đường kính d và đường kính ảnh hưởng D được xác định).

- Hoặc là xác định một mạng PVD cần thiết (kích thước d và D) để sau một thời gian t ấn định để đạt được độ cố kết quy định.

- Thông thường, trong thiết kế đất đắp trên nền đất yếu cho các tuyến đường giao thông, người ta quy ước có thể chấp nhận được trong các điều kiện sau:

+ Hoặc là độ cố kết U, trước khi đưa vào khai thác, phải đạt được ít nhất 80%.

+ Hoặc là độ lún dư, thời điểm khi đã đưa vào khai thác, phải nhỏ hơn 10cm.

4. Thuận lợi và hạn chế của phương pháp PVD

Tổng hợp các mặt thuận lợi và hạn chế của hai phương pháp cọc cát và bấc thấm, để xử lý nền đất yếu bằng PVD, được thể hiện trong bảng IX.2 sau:

Bảng X.2: Thuận lợi và hạn chế của các giải pháp PVD

	Cọc cát	Bấc thấm
Thiết bị sử dụng	Thông dụng	Đặc chủng
Mặt bằng thi công trong điều kiện ngập nước	Dễ kê kích, có thể khắc phục được.	Mặt bằng phải phẳng, khắc phục khó khăn
Cần cát cho thi công	Cần thiết	Không cần
Cần nước cho thi công	Cần thiết	Không cần
Cần vét mùn	Cần thiết	Không cần
Hiệu suất thi công (quy ước 1 lỗ sâu 20m)	25 lỗ / 1 ngày	250 lỗ / 1 ngày

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

III.3.3. Những kỹ thuật phụ trợ

Khi sử dụng giải pháp gia cố bằng đường thoát nước thẳng đứng (PVD) cần áp dụng các kỹ thuật phụ trợ sau:

1. Đệm cát thoát nước ngang (granular blanket)

Trên bề mặt của đất nền yếu cần được rải một đệm cát, có cấp phối hạt theo yêu cầu, nhằm các mục đích:

- Làm mặt bằng, đường đi để thiết bị thi công PVD và đắp đất.
- Làm đường thoát nước ngang cho nước thoát từ các PVD đi ra.
- Để thoát nước từ đất đắp.

Thành phần hạt của đệm thoát nước này cần đạt các chỉ tiêu thoát nước mà thiết kế yêu cầu có thể tham khảo bảng sau, hoặc giá trị tương đương:

Bảng IX.3

Cỡ rây		Phần trăm lọt
25,0mm	Inch vuông	100
4,80mm	US. No.4	85 - 100
2,00mm	US. No.10	50 - 100
0,85mm	US. No.20	25 - 90
0,42mm	US. No.40	10 - 75
0,30mm	US. No.50	0 - 65
0,15mm	US. No.100	0 - 35
0,075mm	US. No.200	0 - 30

Chiều dày của đệm cát phụ thuộc vào sức kháng cắt của nền đất yếu. Chiều dầy tối thiểu là 50 cm.

2. Vải địa kỹ thuật (Geotextile)

Đối với đất nền là bùn hoặc than bùn quá yếu cần sử dụng lớp bọc "Vải địa kỹ thuật" nằm dưới đệm cát thoát nước hoặc đất đắp. Vải địa kỹ thuật, với các chỉ tiêu kỹ thuật yêu cầu, được áp dụng nhằm các mục đích sau:

- Làm lớp bọc cho lớp lọc thoát nước và hạn chế xáo trộn đất nền làm ảnh hưởng đến khả năng thoát nước.
- Tăng sức kháng chống trượt.

3. Áp dụng PVD

Ta đã biết khi áp dụng đường thoát nước thẳng đứng (PVD), những điều cần lưu ý với hai phương pháp như sau:

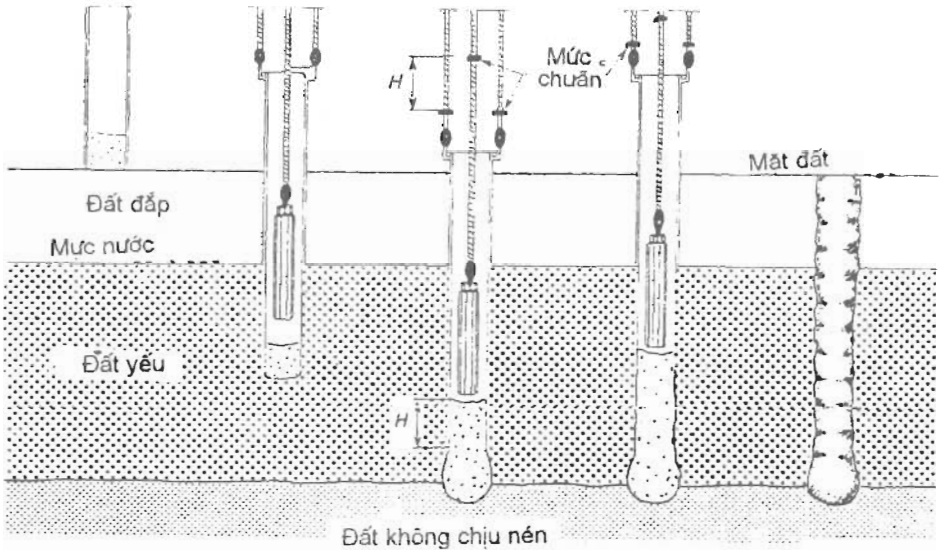
a) Với cọc cát: Khi khoan tạo lỗ để làm cọc cát thường làm xáo trộn thành hố khoan với bề dày nào đó. Sự xáo trộn thành lỗ tạo trước gây cản trở nước thoát ngang từ đất nền vào cọc cát. Khi đó đường kính hữu hiệu thực sự của cọc cát được gọi là $d_E < d$.

b) Với bấc thấm: Khi sử dụng bấc thấm Plastic có một sức kháng đáng kể. Cả hệ thống các bấc thấm, có tác dụng tăng lên đáng kể, mức độ an toàn chống trượt của mái dốc của đất đắp.

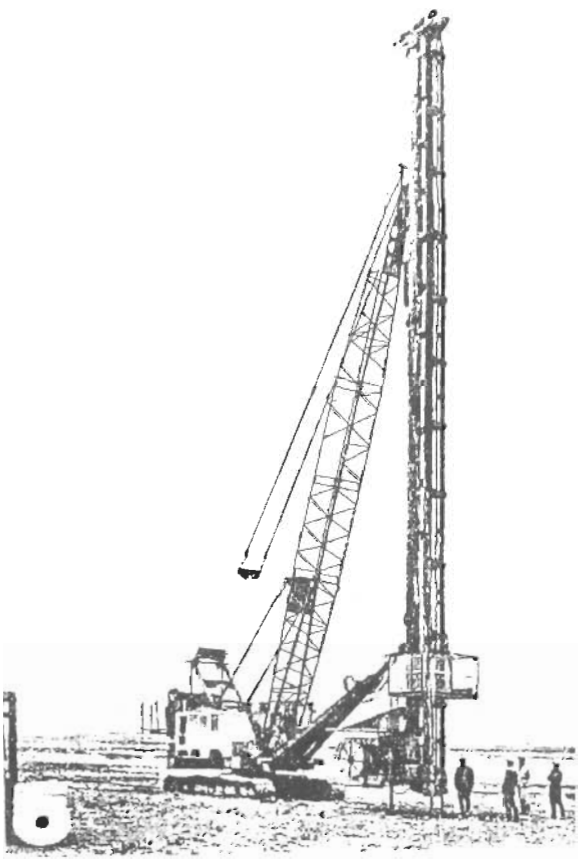
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

Một số hình ảnh gia cố đất yếu dưới đất đắp thể hiện trong các hình IX.15.



a)



b)

***Hình IX.15**: a) Đường thoát nước bằng cọc cát; b) Đường thoát nước bằng bấc thấm.*

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

IV. CÔNG TÁC QUAN TRẮC - KIỂM TRA

Tất cả các nghiên cứu nêu trên cho phép ta lựa chọn các giải pháp và các thông số phục vụ cho thiết kế, chọn phương pháp và lập ra một kế hoạch thi công hợp lý, loại trừ tối đa các sự cố có thể xảy ra. Tuy nhiên, để nghiên cứu các hiện tượng thực tế đang diễn ra trong quá trình thi công và sau khi đưa công trình vào khai thác cần tiến hành công tác gọi là *Quan trắc - Kiểm tra*.

Hệ số an toàn chấp thuận theo tính toán thiết kế nhìn chung là thấp do yếu tố kinh tế. Do đó, trong quá trình thi công cần kiểm tra để khẳng định được trạng thái làm việc của nền móng là phù hợp với kết quả tính toán. Trường hợp phát hiện ra vấn đề bất ổn so với tính toán thì có thể phải thay đổi lại kế hoạch thi công, thậm chí có thể phải thay đổi một số hạng mục của công trình.

Những hiện tượng cần quan trắc bao gồm:

- Độ lún biến đổi theo thời gian.
- Áp lực lỗ rỗng biến đổi theo thời gian.
- Chuyển vị ngang của đất.
- Ứng suất tổng do đất đắp tác động xuống đất nền.
- Mức độ cải thiện lực dính kết đất nền tại hiện trường.

IV.1. QUAN TRẮC ĐỘ LÚN

IV.1.1. Mục đích

Mục đích của quan trắc lún là *thể hiện được tiến trình lún thực tế* của đất đắp trên đất yếu, theo thời gian ấn định trong quá trình và sau khi kết thúc thi công như dự báo. Độ lún tổng thể dự báo có thể diễn ra trong điều kiện tự nhiên đất nền, song chủ yếu đất nền đã được xử lý theo một giải pháp ấn định để gia tăng vận tốc cố kết.

Ngoài ra, quan trắc lún còn có ý nghĩa thực tiễn cho phép ta dự báo các sự cố trong quá trình thi công đắp đất (do biến đổi đột ngột vận tốc lún) và xác định khối lượng vật liệu đắp bị lún dưới đất nền (khối lượng thực thi công đắp ở hiện trường).

IV.1.2. Các phương pháp quan trắc lún thông thường

Các phương pháp thường dùng, để đo đạc trong qua trình quan trắc lún, là:

1. Trắc đạc cao độ mặt đất: Phương pháp đo này mất nhiều thời gian, khó thể hiện độ lún riêng của đất đắp, không xác định được chính xác bề dày đất đắp và không khả dĩ thực hiện trong quá trình đắp đất.

2. Bàn đo lún nông (Shallow Settlement Plate): Ưu điểm cơ bản của phương pháp là giá thành rẻ, lắp đặt và vận hành dễ và đơn giản (hình IX.16).

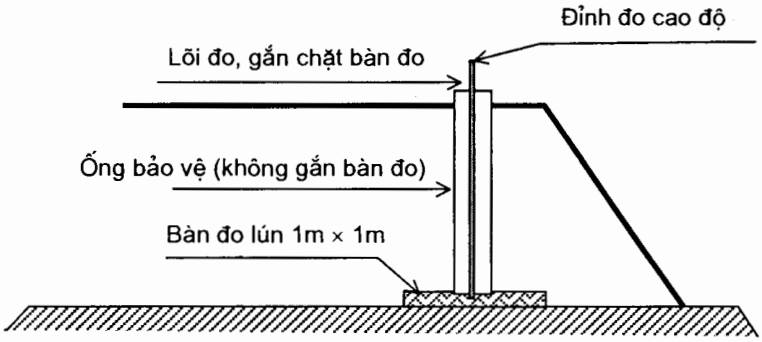
Tuy nhiên, có một số hạn chế sau: khó theo dõi trong khi thi công đắp đất, khó theo dõi lún tâm đường vì vướng thi công, xe máy thi công dễ làm xáo động và hỏng thiết bị.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

3. Đo lún sâu (hố khoan) bằng dãn nở kế (Deep Settlement Extensiometer):

Ưu điểm cơ bản của phương pháp là có thể đo được độ lún các độ sâu khác nhau, qua đó có thể kiểm tra được c_c và c_v và lấy được mẫu để thí nghiệm kiểm tra.



Hình IX.16: *Bàn đo lún nông.*

IV.1.3. Lún kế

Để khắc phục các hạn chế của các phương pháp nêu trên người ta sử dụng một thiết bị đo lún gọi là *Lún kế.*

1. Nguyên lý

Thiết bị lún kế bao gồm hai phần chính (hình IX.17):

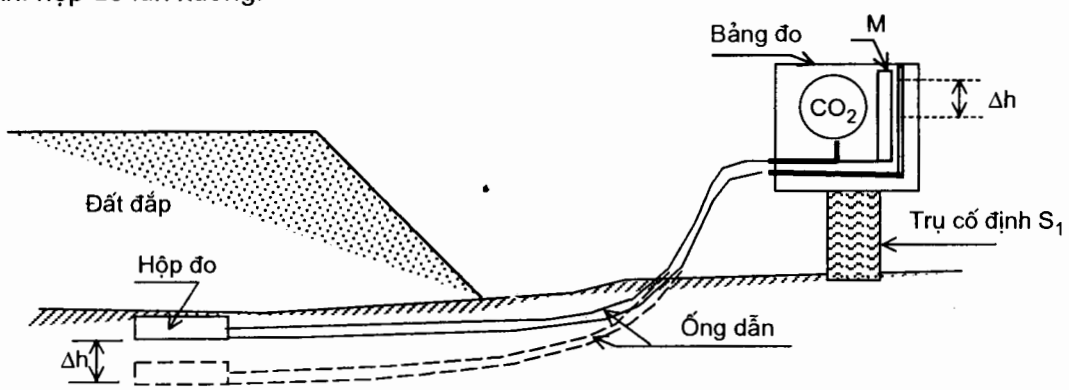
- ***Hộp đo lún:*** được cấu tạo bằng chất dẻo (đường kính 17cm, chiều dày 9,5cm), đặt dưới đất đắp để có thể theo dõi độ lún thẳng đứng,

- ***Bảng đo lún***: có kích thước khoảng 0,5m × 0,5m, có các bộ phận sau:

+ Thiết bị tăng áp lực bằng khí CO_2, nối với (M)

+ Áp kế thuỷ ngân (M) để đo áp suất tác động vào hộp đo lún,

+ Ống đo có chia vạch mm (T) bằng thuỷ tinh, để xác định độ chuyển vị vạch dung dịch khi hộp đo lún xuống.



Hình IX.17: *Nguyên lý đo bằng lún kế.*

Hộp đo được đổ một loại dung dịch antigel đầy đến nửa hộp. Bảng đo được gắn chặt (vào thời điểm đo) trên trụ cố định, S_1, và bảo đảm sao cho trụ này được đặt ở vị trí không bị ảnh hưởng lún do đất đắp.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Nối hộp đo với bảng đo qua các ống dẫn nhỏ, cho tác động vào hộp đo một áp lực p nào đó để đẩy dung dịch trên cột thuỷ tinh (T) đến một vạch t_0 nào đó. Tốt nhất là lúc bắt đầu cần điều chỉnh áp lực sao cho vạch đo phía trên của cột đo (T). Quan sát trên cột đo (T) ta thấy sự thay đổi vị trí t_0 xuống phía dưới cho ta giá trị trực tiếp chuyển vị thẳng đứng của hộp đo. Đó cũng chính là tiến trình lún của đất đắp.

2. Ưu điểm và hạn chế

a) Ưu điểm:

- Thiết bị gọn nhẹ, không đắt lắm.

- Hộp đo được lắp đặt dưới đáy đất đắp trước khi thi công đắp đường nên không bị xe máy phá hỏng.

- Có thể lắp đặt hộp đo ở các chiều sâu khác nhau ở từng lớp đất cần quan trắc lún. Khi đó, cần có hộp đo đặc biệt để phù hợp bảng đo.

- Có thể quan trắc lún trong quá trình thi công đắp, và sau khi hoàn thành đắp.

- Độ chính xác trong khoảng 0.5cm với thiết bị bình thường và quan sát được bằng mắt thường. Độ chính xác có thể đạt đến 1 mm khi thiết bị có gắn kính đo.

- Có thể đo được độ lún lớn hàng chục cm.

b) Hạn chế:

- Khoảng cách vượt quá 100m, từ hộp đo đến bảng đo, là quá dài và số đo có sai số lớn.
- Khu ngập nước, hộp đo cần gắn trong bê tông.
- Khu lầy ngập nước khó tìm chỗ để đặt bảng đo.

IV.1.4. Lựa chọn điểm đo và lựa chọn tuyến đo

Số lượng tuyến đo cần nghiên cứu phụ thuộc: mức độ quan trọng của công trình, mức độ khó khăn tuyến đường, mức độ bất đồng nhất đất nền và khó khăn của các vấn đề cần giải quyết. Có thể tham khảo kiến nghị sau:

* Nếu tuyến mặt cắt dọc, có các lớp khá đồng đều, dự kiến tối thiểu khoảng cách các tuyến đo khoảng 100m đến 200m.

* Nếu tuyến mặt cắt dọc, có các lớp bất đồng nhất và độ lún lệch lớn, có thể bố trí khoảng cách các tuyến đo đến 50m.

Ngoài ra còn các vị trí bắt buộc phải đo là:

- Khu bất liên tục (nơi đất nền thay đổi đột ngột từ đất yếu sang đất tốt, khu có công trình trên móng cọc, khu giao tiếp đường dẫn v.v...).

- Vị trí các cầu đơn độc ở hiện trường.

Vị trí các hộp đo cho mỗi tuyến đo:

Tại mỗi tuyến đo cần tìm hiểu diễn biến độ biến dạng dọc theo đáy của đất đắp. Lý tưởng nhất là bố trí được các hộp đo đặt dưới đất đắp, ở các vị trí sau đây, cho một tuyến mặt cắt ngang:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Tại trục tim đường (1 điểm),

- Tại vai đường (2 điểm),

- Tại chân đường (2 điểm).

Như thế, cần 5 điểm đo cho một tuyến đo mặt cắt ngang. Tại vai và chân đường thường có độ lún nhỏ nên có thể bố trị đo trực tiếp bằng *bàn đo lún nông* hoặc *trắc đạc cao độ mặt đất*.

Trường hợp đất nền có các lớp khác biệt nhau (than bùn trên sét dẻo cứng) thì tại trục tim đường cần bố trí các hộp đo ở các mặt lớp để tìm hiểu độ lún từng lớp. Các *hộp đo sâu* cũng có thể được áp dụng, cho *đất nền yếu một lớp* nhưng có chiều dày quá lớn và các công trình quan trọng.

IV.1.5. Chu kỳ đo

Chu kỳ đo sau đây là được kiến nghị:

- Trong khoảng thời gian thi công đắp đường theo từng pha, sau 15 ngày đầu cần đo 1 đến 2 lần trong một ngày để xác định độ lún tức thời.

Nếu hệ số an toàn chống trượt mái dốc là nhỏ (F_s trong khoảng 1,1 đến 1,2) nên để một bảng đo phụ ở vị trí thường trực, trong các tuyến được xem là nguy hiểm, và vị trí đo là ở vai đường. Quan trắc ở đây cần liên tục trong khoảng 5 - 6 giờ trước và sau khi đạt đến cốt cao thiết kế (ở giai đoạn đang xét) để tìm hiểu hiện tượng bất thường do trượt mái dốc có thể xảy ra.

- Sau mỗi pha thi công đắp (hoặc đắp đến cốt thiết kế, kể cả 15 ngày kể trên), chu kỳ đo cần tiến hành theo chương trình định sẵn như sau:

+ Cứ 8 ngày đo một lần, trong vòng 3 tháng đầu.

+ Cứ một tháng đo một lần, trong thời gian từ 3 tháng đến 1 năm đầu.

+ Cứ ba tháng đo một lần, trong khoảng thời gian từ 1 năm đến 3 năm.

+ Cứ 6 tháng đo một lần, trong khoảng thời gian sau 3 năm.

IV.2. ĐO ÁP LỰC NƯỚC LỖ RỖNG

IV.2.1. Mục đích

Việc đo đạc để xác định áp lực nước lỗ rỗng của một đất nền, nằm dưới và chịu tác động của một đất đắp, được tiến hành theo một thiết bị gọi là piezometer (đầu đo áp lực nước lỗ rỗng). Đây là một loại đo kiểm tra phức tạp, được tiến hành nhằm ba mục đích:

- Tìm hiểu về chế độ thuỷ lực nằm tại nội thân của khối đất nền.

- Tìm hiểu về độ cố kết của các lớp đất khác nhau, trong phạm vi chịu nén của đất nền.

- Điều chỉnh quá trình thi công trước khi sự cố (nếu có) có thể xảy ra.

Nghiên cứu áp lực nước lỗ rỗng, tại các vị trí khác nhau dưới đất nền, gắn liền với các loại đo đạc khác (độ lún, chuyển động xệ ngang) để đánh giá độ ổn định mái dốc.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

IV.2.2. Nguyên lý đo - Một số khái niệm

1. Nguyên lý đo

Ta lắp đặt vào một vị trí nào đó trong đất nền một *ống đo*, có cấu tạo xốp, được nối liền với thiết bị đo áp lực. Một trạng thái cân bằng thuỷ lực được thiết lập giữa đất nền xung quanh và bên trong ống đo. Nghĩa là về nguyên tắc, áp lực lỗ rỗng của đất nền xung quanh ống đo bằng áp lực trong ống đo. Ta sẽ tiến hành đo áp lực nước nằm trong ống đo qua màng lọc.

Để đo áp lực nước lỗ rỗng ta có thể sử dụng một số loại thiết bị đo sau:

- Piezometer với ống mở (thực tế là đo chiều cao cột nước).

- Piezometer với thể tích không đổi, trong đó áp lực được đo trong điều kiện thể tích không đổi.

2. Một số khái niệm

a) Thời gian tương thích trong quá trình vận hành (response temp)

Đây là loại khoảng thời gian (t) được tính từ thời điểm bắt đầu sự biến đổi áp lực lỗ rỗng, ở ngay bên cạnh màng lọc (của ống đo), đến thời điểm mà thiết bị đo (bảng đo) có thể báo sự biến đổi áp lực này.

Thời gian tương thích phụ thuộc các yếu tố sau:

- Hệ số thấm của đất nền.

- Hệ số thể tích của thiết bị.

- Đặc trưng hình học của màng lọc.

Những công thức lý thuyết do Gibson & Hvorslev thành lập cho phép tính toán thời gian tương thích của một piezometer trong một loại đất.

Thời gian tương thích là tiêu chí cơ bản để lựa chọn loại piezometer đo áp lực lỗ rỗng.

Ví dụ:

- Một piezometer đơn giản nhất, được cấu tạo bởi một ống lọc nối liền với ống chống vách, đầu trên hở, để đo mực nước dưới đất bằng thiết bị đo tín hiệu điện. Thiết bị piezometer này chỉ có thể đo mực nước cho đất loại cát và cát bụi để xác định áp lực nước lỗ rỗng. Với đất sét dính không áp dụng kiểu này.

- Nếu dùng ống dẫn poliamide đường kính 7mm sử dụng cho pizometer kiểu L.P.C, đất nền có kệ số thấm k = $2,5.10^{-8}$ cm/s, sẽ cho ta thời gian tương thích khoảng 1 tháng.

- Cũng loại piezometer đặt trong cùng loại đất mà nối với một áp kế kiểu Bourdon, với chiều dài 50m ống dẫn poliamid, đường kính 4mm, cho thời gian tương thích khoảng 3 giờ.

b) Hệ số thể tích (V)

Là thể tích nước thâm nhập vào ống đo piezometer để tạo ra sự biến đổi áp lực bằng 1.

$$V = \frac{dv}{dp} \qquad (IX.37)$$

Đặc trưng này phụ thuộc chủ yếu vào loại thiết bị đo với áp lực phù hợp.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

IV.2.3. Các loại piezometer (ống đo áp lực lỗ rỗng)

Người ta phân ra hai loại piezometer:

- Piezometer ống hở.
- Piezometer *thể tích không đổi.*

Trong loại piezometer thể tích không đổi có thể chia thành hại loại:

- Piezometer thuỷ lực.
- Piezometer điện.

1. Piezometer ống hở:

Piezometer ống hở, thực chất là một đoạn ống lọc nối liền với ống chống, được lắp đặt ở vị trí đo trong đất nền nối thẳng đứng lên trên mặt đất và tiếp xúc với khí quyển. Sử dụng loại thiết bi đo tín hiệu điện để xác định mức nước dưới đất. Với loại đầu đo piezometer kiểu này có thời gian tương thích khá lớn khi đo trong loại đất có hệ số thấm nhỏ như đất yếu dẻo dính. Hơn nữa, dưới đất đắp thường có áp lực lỗ rỗng khá lớn (vượt quá 2 kg/cm^2) nên thực tế không thể đo được. Trong điều kiện này, piezometer ống hở không nên kiến nghị sử dụng.

2. Piezometer thuỷ lực:

Piezometer thuỷ lực, hoạt động theo cùng nguyên lý, nhưng kết hợp cả hai loại piezometer sau:

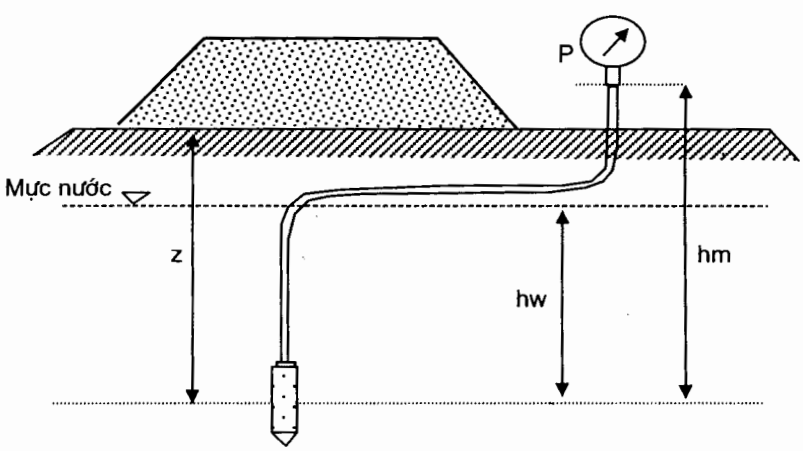
- Piezometer nối trực tiếp với áp kế.
- Piezometer đối áp.

a) Piezometer nối trực tiếp áp kế

- Một *đầu đo* để xác định áp lực (hoặc mũi thấm) được chế tạo bằng hợp kim đồng hình trụ có một đầu nhọn (hình IX.18).

- Một *áp kế kiểu Bourbon* là bản thép chịu được áp lực từ - 1 đến + 1 bar hoặc từ -1 đến + 2 bars tuỳ theo bề dày đất đắp.

- Một (hoặc hai) ống tuy-ô bằng poliamid, đường kính 4mm.



Hình IX.18: *Sơ đồ nguyên lý của piezometer nối trực tiếp với áp kế.*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Piezometer (đầu đo) được ấn trực tiếp xuống đất bằng kích thuỷ lực.qua một cần thép.

Trên đây là một loại piezometer được gắn với áp kế cổ điển, kiểu Bourdon, có 50m tuy-ô poliamid đường kính 4mm. Thiết bị trên đáp ứng cho một thời gian tương thích khoảng từ 2 đến 3 giờ. Với thời gian (t) này ở trong loại đất đã biết thì chủ yếu phụ thuộc đường dẫn. Độ chính xác thể hiện đơn giản là với đất có hệ số thấm đã cho thì thời gian tương thích tỷ lệ thuận với hệ số thể tích ống tuy-ô (nghĩa là với chiều dài tuy-ô).

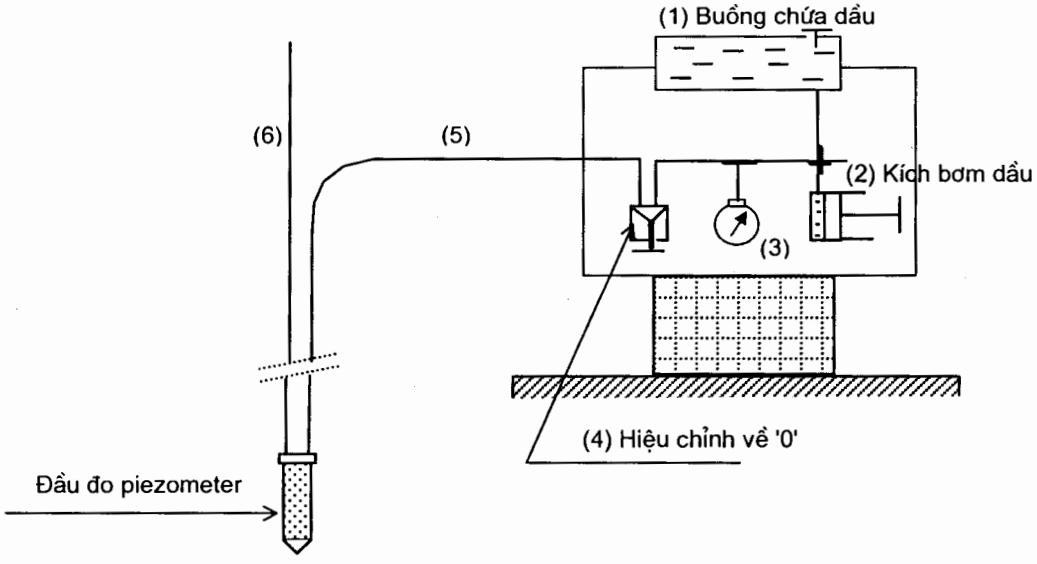
Loại thiết bị đo áp lực lỗ rỗng kiểu này rất nhạy cảm với biến đổi nhiệt độ nên đường dẫn cần được bọc lại và có nhiệt kế để xác định nhiệt độ.

b) Piezometer có đối áp

Thiết bị bao gồm *đầu đo* piezometer có màng lọc, được ấn vào vị trí đo theo như cách nêu trên, và một bảng đo. Một bảng đo có thể phục vụ cho nhiều đầu piezometer theo cách sau:

- Hoặc là dịch chuyển bảng đo đến từng vị trí của đầu đo piezometer.

- Hoặc là cố định bảng đo ống dẫn của các đầu đo được tập trung lại đến bảng đo qua một Robinet phân phối.



Hình IX.19: *Sơ đồ nguyên lý piezometer đối áp - kiểu L.P.C*

Nguyên lý hoạt động được thể hiện trong hình IX.19. Các bộ phận chính trên bảng đo bao gồm: - Buồng chứa dầu (1), - Kích bơm đối áp (2), - Áp kế đo dạng bản (3), - Hiệu chỉnh về 0 đầu đo piezometer.

Những ưu điểm cơ bản:

- Có thể hoạt động cùng piezometer dạng hở. Bản thân đầu đo bọc màng lọc được cấu tạo hoạt động cho hai chức năng:

+ Ống tuy-ô (5) đường kính 4mm được nối với bảng đo..

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

+ Ống tuy-ô (6) đường kính 7mm hướng thẳng lên mặt đất, có thể bịt miệng hoặc có thể để hở để đo cột nước qua đầu đo tín hiệu điện.

- Dễ lắp đặt và xử lý vận hành vì có hai tuy-ô dẫn.

- Thời gian tương thích nhỏ, chỉ khoảng từ 1 đến 3 giờ.

- Một bảng đo có thể dùng cho nhiều đầu đo.

- Thiết bị chắc chắn mà giá thành rẻ.

3. Piezometer điện:

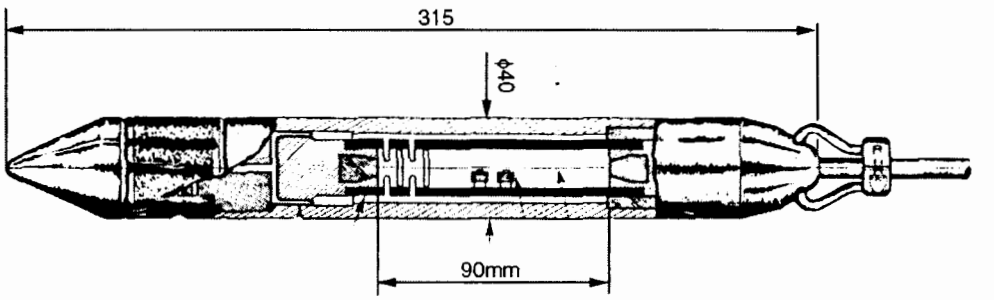
Để có được thời gian tương thích nhỏ nhất và loại bỏ mọi vấn đề phức tạp của piezometer thuỷ lực, ta có thể sử dụng piezometer điện. Nguyên lý vận hành piezometer điện thể hiện như sau (hình IX.20):

Một đầu đo có màng thấm bao gồm ống khuyên tròn trong đó một đầu nối với bộ phận cho phép áp lực lỗ rỗng tác dụng và đầu kia nối với thiết bị đo. Sự khác biệt của thiết bị đo điện là được cấu tạo:

- Bộ đo ứng suất cảm biến tín hiệu điện.

- Thanh cảm biến rung.

Loại thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng kiểu này rất đắt và rất khó sử dụng. Ưu điểm chủ yếu của nó là có thời gian tương thích rất nhỏ (nhỏ hơn 1 phút).



Hình IX.20: *Sơ đồ đầu đo piezometer điện (theo tài liệu của Telemac).*

IV.2.4. Lựa chọn loại piezometer

- Tất cả các loại piezometer (đầu đo áp lực lỗ rỗng) thuỷ lực trên thị trường cùng có nhược điểm chung là khó thấm đầy dung dịch và thời gian tương thích cao. Hạn chế này được thể hiện qua các đặc trưng được công bố cho từng piezometer tương ứng. Cơ bản là do vật liệu thấm sử dụng trong đầu đo thường làm bằng hợp kim đồng, bằng sứ, bằng chất dẻo, bằng thuỷ tinh. Thiết bị đo thường sử dụng là *áp kế* dạng bản.

- Với loại piezometer điện có thời gian tương thích rất nhỏ và thường là tự ghi. Tuy nhiên, giá thành loại này lại quá cao và mức độ ổn định của nó theo thời gian là không chắc chắn. Hơn nữa, thiết bị đo ứng suất thường biến dạng theo thời gian và không thể chuẩn lại được.

ld.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

Để nghiên cứu đất đắp trên nền đất yếu ta cần lựa chọn loại thiết bị vừa chắc chắn, vừa có độ chính xác đủ theo yêu cầu, gọn nhẹ, dễ sử dụng lại, có thời gian tương thích nhỏ. Một số loại thiết bị piezometer thuỷ lực đáp ứng yêu cầu này.

IV.2.5. Lựa chọn vị trí đo - Tần suất ghi kết quả

1. Lựa chọn vị trí đo

Để có thể theo dõi được quá trình cố kết ta cần lắp đặt các đầu đo piezometer dọc theo trục tim đất đắp, theo các tuyến đã lựa chọn, để quan trắc độ lún (lún kế). Số đầu đo được bố trí theo phương đứng trên một tuyến phụ thuộc số lớp đất nền cần quan trắc. Một piezometer cung cấp các giá trị cửa áp lực nước lỗ rỗng ở vị trí đang đo. Số liệu này không cho ta khái niệm chính xác về độ cố kết trung bình của cả lớp. Nếu lớp đất nền dày (trên 8 - 10m) ta có thể lắp đặt 3 - 5 đầu đo dọc theo bề dày đó (xem hình IX.23).

2. Tần suất ghi kết quả

Nếu một tuyến đo (hoặc nhiều tuyến đo) ta có thể được lắp đặt một số lượng khá lớn (5 - 6) các đầu đo piezometer thì tốt nhất nên gom về một bảng đo ở một trạm cố định. Tần suất đo, được thành lập theo một đề cương, tương tự như quan trắc lún cố kết nêu trên.

IV.2.6. Khai thác kết quả - Các nguyên nhân chính dẫn đến sai số

Các áp kế đo kết quả áp lực của piezometer không phải là giá trị trực tiếp của áp lực nước lỗ rỗng ở vị trí đo dưới đất (xem hình IX.18).

Nếu đầu đo ở cốt z so với mặt đất, ta gọi h_m là khoảng cách đứng từ đầu đo đến áp kế đo, gọi khoảng cách mực nước dưới đất đến đầu đo là h_w, khi đó, vạch đo trên áp kế cho giá trị p. Áp lực nước lỗ rỗng tại vị trí đầu đo piezometer được tính:

$$u_z = p + \gamma_w.h_m \qquad (IX.38)$$

Trong đó: γ_w là trọng lượng riêng của nước.

Ta biết áp lực trung hoà là: $u_e = \gamma_w.h_w$, thí giá trị gia tăng áp lực nước lỗ rỗng sẽ là:

$$\Delta u = u_z - u_e = p + \gamma_w.(h_m - h_w) \qquad (IX.39)$$

Biểu thức trên cho thấy số đọc trên áp kế, lúc bắt đầu trước khi chất tải đất đắp, thường có giá trị âm. { khi $\Delta u = 0 \Rightarrow p = \gamma_w.(h_w - h_m)$}.

Cần hiểu rằng, để xác định được giá trị gia tăng của áp lực nước lỗ rỗng (Δu) cần phải biết chiều cao mực nước. Mực nước này có khi biến đổi đáng kể trong thời gian đo. Do đó, cần phải lắp đặt một số piezometer hở ở vị trí bên ngoài đất đắp để quan trắc mực nước dưới đất. Cũng cần đặc biệt lưu lý rằng áp lực nước lỗ rỗng bị ảnh hưởng rất lớn do kỹ thuật lắp đặt đầu đo. Cần lắp đặt đầu đo ít nhất 8 ngày trước khi thi công đắp đất.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

IV.3. ĐO CHUYỂN VỊ NGANG ĐẤT NỀN DƯỚI ĐẤT ĐẮP

IV.3.1. Mục đích

Ngoài hai phương pháp quan trắc nêu trên, cần theo dõi chuyển vị ngang của đất nền dưới đất đắp, trên mặt đất và ở các độ sâu khác nhau, với các lý do sau đây:

- Một phần độ lún đất nền dưới đất đắp là do chuyển vị ngang của nội tại đất nền yếu chịu nén khi chịu áp lực dưới đất đắp.

- Trượt mái dốc thường biểu hiện bằng chuyển vị ngang và đứng của đất nền ở khu gần chân mái dốc. Khi hệ số an toàn chống trượt nhỏ cần tiến hành quan trắc chuyển vị ngang của đất nền để xác định khả năng trượt mái dốc.

Việc đo đạc chuyển vị ngang ngay trên mặt đất là dễ thực hiện bằng một thiết bị rất đơn giản là cọc tiêu (Jalon hoặc Stake). Phương pháp này có thể áp dụng trong mọi trường hợp. Còn việc đo đạc chuyển vị ngang theo chiều sâu là khó khăn và tốn kém hơn nhiều. Do đó, chúng chỉ được áp dụng trong trường hợp đặc biệt hoặc ở *tuyến thử nghiệm*. Thiết bị sử dụng được gọi là *Clinometer* (thiết bị đo nghiêng).

IV.3.2. Thiết bị đo

1. Dải cọc tiêu

Thiết bị quan trắc trên mặt thật là đơn giản và đã được áp dụng từ lâu. Đó là các Cọc tiêu (Jalon, Stake) dùng trong đo đạc địa hình và tiến hành quan sát trực tiếp (hình IX.21).

Các cọc tiêu được cắm trên cùng mặt bằng theo tuyến dọc, sao cho có mặt đứng của hàng tiêu song song với trục tim đất đắp. Qua quan trắc ta dễ dàng nhận ra chuyển vị ngang cũng như chuyển vị đứng của các cọc tiêu này. Khi có hiện tượng các cọc tiêu đang thẳng hàng mà chuyển sang đường vòng cung là báo hiệu khả năng trượt mái dốc (ngắn hạn) đã xảy ra.

Hình IX.21: *Khi tuyến đường thẳng Jalon (Cọc tiêu) chuyển sang dạng đường cong là báo hiệu trượt mái dốc*

.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

2. Thiết bị đo độ nghiêng

Đo độ nghiêng là dựa trên nguyên lý là xác định mức độ biến dạng của một ống chống thẳng đứng, dạng mềm, lắp đặt trong một lỗ khoan nằm bên cạnh một mái dốc. Có nhiều loại thiết bị thường dùng. Thiết bị đo nghiêng được cấu tạo bởi hai phần khác biệt:

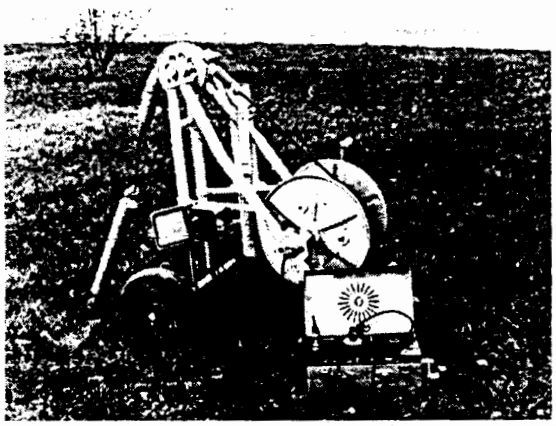
- *Trạm đo ghi*, đặt trên mặt đất.

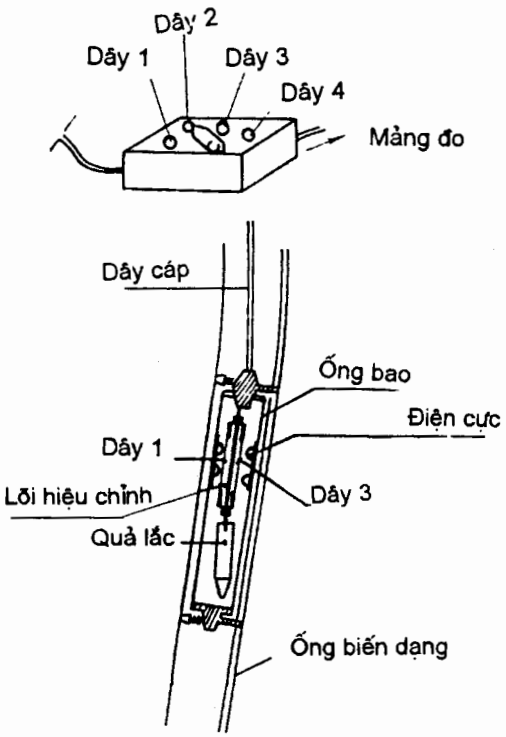
- *Đầu đo nghiêng* được thả xuống lỗ khoan, có ống chống mềm bằng chất dẻo, một đầu nối với dây cáp có vạch khoảng cách.

Đầu đo thường có chiều dài khoảng 0,55m, đường kính 68mm, cấu tạo chủ yếu bởi một *ống hiệu chỉnh*, đầu trên cố định vào ống vỏ bọc và một quả rọi trọng lượng ở phía dưới. Khi ống bị nghiêng thì ống ty hiệu chỉnh đè sang một bên tạo ra sức căng tác dụng lên 4 *thanh cảm ứng* gắn theo hai chiều vuông góc. Tín hiệu độ nghiêng được báo lên *trạm đo* trên mặt đất.

Thả đầu đo dần xuống sâu ta ghi được biến đổi độ nghiêng của lỗ khoan và qua đó thể hiện độ biến dạng của đất nền.

Thiết bị đo nghiêng có một số hạn chế sau: Vận hành khó khăn, thiết bị đắt tiền, khai thác kết quả lâu và cũng rất phức tạp. Tuy nhiên, muốn theo dõi chuyển dịch ngang phải dùng Inclometer mới chắc chắn.





Hình IX.22: *a) Sơ đồ đầu đo nghiêng*
b) Ảnh một bộ thiết bị đo độ nghiêng có màn hình máy tính (Telemac).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

IV.4. ĐO ỨNG SUẤT TỔNG PHƯƠNG ĐỨNG DƯỚI ĐÁY ĐẤT ĐẮP

IV.4.1. Mục đích

Để tính toán độ ổn định hoặc độ lún, người ta thường quy ước ứng suất tác dụng lên đất nền. Với đất đắp có chiều cao H dung trọng γ, ứng suất khi đó là $q = \gamma.H$. Với γ người ta thường chấp nhận giá trị $\gamma = 2$ t/m^3. Thực tế cho thấy, ta khó mà xác định được giá trị đích thực của áp lực lên đất nền bởi các lý do sau:

- Dung trọng đất đắp khó xác định chính xác vì độ bất đồng nhất, độ ẩm và mức độ đầm chặt. Hơn nữa nó còn biến đổi theo thời gian.

- Chiều rộng của đất đắp không phải vô hạn, do đó, giá trị γH chỉ có thể đại diện ở trục tim đất đắp.

Khi mà hệ số an toàn chống trượt cho ổn định mái dốc khá nhỏ (ví dụ 1.2) ta cần xác định có gia tải nào nữa không đã tác dụng với đất đắp có chiều cao đã cho. Hơn nữa, để so sánh với độ lún tính toán cần biết chính xác áp lực tác động lên mặt đất yếu.

Việc đo đạc ứng suất tổng thẳng đứng là khó khăn vì rằng:

- Thiết bị lắp đặt tại hiện trường tạo ra sự bất liên tục.

- Tác động đa phương làm rối loạn số đo.

Đến thời điểm này không có loại thiết bị nào bảo đảm chính xác số đo. Để thu được ứng suất lên bề mặt người ta quan tâm đến việc xác định dung trọng đất đắp ở từng lớp đầm. Do đó, người ta chỉ hạn chế việc đo ứng suất tổng đứng lên mặt đất nền trong các trường hợp đặc biệt như ở *mặt cắt thử nghiệm*.

IV.4.2. Thiết bị

Những hộp đo áp lực thẳng đứng captor (ta quen gọi là đát-chíc) có hai loại: áp kế điện và áp kế thuỷ lực.

a) Loại áp kế điện được cấu tạo một màng đàn hồi biến dạng, đổ đầy nước, gắn với *bộ đo cảm biến ứng suất*. Những thiết bị này khá mảnh yếu, khá đắt, không thể thu hồi và theo thời gian không tránh khỏi biến dạng.

b) Loại áp kế thuỷ lực có giá thành rẻ, khá chắc chắn và có thể phân thành hai loại:

- Loại thể tích không đổi.

- Loại đối áp.

Về nguyên tắc, các áp kế này hoạt động tương tự như piezometer thuỷ lực.

IV.5. ĐO TRỰC TIẾP MỨC ĐỘ GIA CƯỜNG SỨC KHÁNG CẮT

Để lập *phương án thi công* đắp đất theo giai đoạn bắt buộc ta phải biết được mức độ gia cường sức kháng cắt của đất nền ở một thời hạn nào đó dưới một chiều cao đất đắp đã cho. Mức độ gia cường sức kháng cắt này được dự báo theo kết quả thí nghiệm *nén ba trục* trên mẫu nguyên dạng. Thí nghiệm tiến hành theo sơ đồ CU để xác định (φ_{cu}) và biến thiên áp lực nước lỗ rỗng (u).

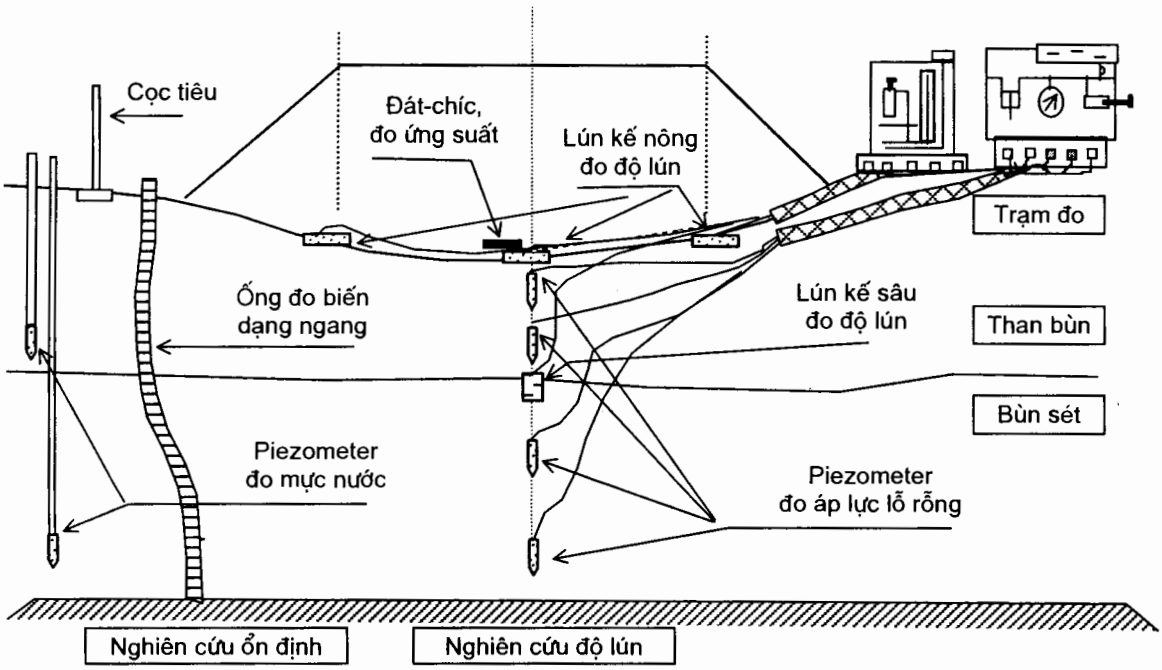
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Để chắc chắn hơn, ta có thể tiến hành xác định lực dính kết trực tiếp ở hiện trường qua thí nghiệm *cắt cánh hiện trường*. Thí nghiệm cắt cánh hiện trường cần tiến hành cùng một loại thiết bị, ở cùng độ sâu, trước và sau khi đắp đất. Thí nghiệm cần liên hệ với các loại quan trắc lún cố kết, áp lực nước lỗ rỗng v.v...

Tuy nhiên, với thí nghiệm cắt cánh hiện trường tiến hành sau khi đắp đất sẽ gặp một số khó khăn sau :

- Phải khoan tạo lỗ trước, có chống ống.
- Gặp các trở ngại do các tảng, hòn đá trong đất đắp.
- Trở ngại do thảm đệm cát thoát nước.



***Hình IX.23**: Đất đắp trên nền đất yếu*
Sơ đồ bố trí và lắp đặt các thiết bị quan trắc - kiểm tra (Monitoring)

IV.6. KIẾN NGHỊ TỔNG QUÁT

IV.6.1. Lập đề cương quan trắc - kiểm tra

Công tác thi công đất đắp trên nền đất yếu là đối tượng để tổ chức công tác quan trắc theo đó, một đề cương cho công tác quan trắc cần được thành lập nhiều tháng trước khi thi công. Đề cương này được vạch ra có sự thoả thuận chung giữa kỹ sư tư vấn và nhà thầu. Trước tiên, cần xác định số lượng tuyến mặt cắt cần quan trắc và lắp đặt thiết bị. Khi xác định các tuyến và các điểm đo, cần tính đến các yếu tố sau:

- Đặc trưng công trình: chiều cao đất đắp, số lượng và chiều dày các lớp đất nền, hệ số an toàn chống trượt.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Tầm quan trọng dự án (đường quốc lộ, đường cao tốc, đường sắt v.v...).

- Mức độ ảnh hưởng đến công trình lân cận khi có độ lún tuyệt đối lớn.

- Cần so sánh sau đó với tính toán thiết kế.

Tại mỗi tuyến quan trắc, số lượng thiết bị cần lắp đặt có thể tham khảo như hình IX.23, tuỳ thuộc:

- Chiều rộng đất đắp.

- Bản chất đất nền (số lớp loại đất và trạng thái).

Ngoài ra, cần đưa ra các nhận xét cần thiết phục vụ cho quá trình diễn dịch kết quả như: điều kiện khí hậu, mức độ phát triển nứt nẻ v.v...

IV.6.2. Tìm hiểu thực địa

Trước khi tiến hành lắp đặt các thiết bị quan trắc, cần tìm hiểu thực địa một cách cẩn thận để nghiên cứu các điểm sau:

- Đường vận chuyển thiết bị xe máy (phải tính đến đường sử dụng được đến khi kết thúc công trình và trước khi đưa vào sử dụng).

- Nghiên cứu các điểm cố định để lắp đặt các trạm đo (phải tính đến các khả năng tiện lợi: gần dân cư, có khả năng quan sát tốt).

- Nghiên cứu xác định vị trí cốt cao quốc gia gần nhất.

- Nghiên cứu các đường để lắp đặt các đường dẫn, các tuyến ống, tuyến cáp. Nghiên cứu vị trí và cách lấp thiết bị đo. Xác định các loại khoảng cách cần thiết.

- Xác định cao độ các *điểm đo* và *trạm đo*.

- Nghiên cứu các giao cắt cần thiết để thi công các công trình sau đó.

- Tìm hiểu mực nước và khả năng ngập nước có thể xảy ra cho trạm đo

IV.6.3. Lắp đặt thiết bị

Thực ra, mỗi loại thiết bị đều có cách thức bố trí riêng cho phù hợp. Những kiến nghị sau chỉ mang tính định hướng tổng quát. Tuỳ từng trường hợp cụ thể ta điều chỉnh cho phù hợp.

- Thành lập một sơ đồ và các mặt cắt chính xác, chỉ ra vị trí từng thiết bị và số hiệu của chúng (ví dụ: đánh ký hiệu T_1, T_2 .... cho các đầu đo lún và P_1, P_2 ... cho các đầu đo áp lực nước lỗ rỗng).

- Bố trí sao cho có thể phân biệt rõ ràng các loại đường ống-đường dẫn qua màu sắc, loại vật liệu v.v... Cần đánh số hiệu phân biệt các loại tuy-ô, đường dẫn đó ở các khoảng cách 10m một lần.

- Cần dự kiến được khả năng các sự cố hỏng hóc có thể xảy ra với các đường ống, đường dẫn sau khi đắp đất. Để thuận lợi cho sửa chữa, cần bố trí cứ vài mét một vị trí được đánh dấu để có thể kiểm soát được.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Kinh nghiệm cho thấy, chỉ nên chôn sâu các tuyến đường ống, đường dẫn trong khoảng ≤ 30cm. Đầu giao tiếp các đường ống của các bộ phận cần được đánh dấu bằng các mốc bê tông lộ thiên.

Ngoài các thiết bị, máy móc, vật tư cần thiết để lắp đặt, cần bố trí các thiết bị phục vụ như: ít nhất cần một xe tải 1,5 tấn có trang bị một xưởng nhỏ để sửa chữa, thay thế vật tư thiết bị.

IV.6.4. Bố trí nhân sự quan trắc

Quan trắc kiểm tra là công việc rất quan trọng nên bố trí nhân sự là điểm mấu chốt bảo đảm kết quả. Cần thiết phải lựa chọn và bố trí các nhân sự sao cho bảo đảm được các yếu tố sau:

- Hiệu quả trong công việc.
- Có trình độ kỹ thuật thích ứng.
- Ổn định trong công việc

1. Hiệu quả trong công việc

Thông thường, công tác lắp đặt thiết bị tiến hành rất nhanh và phức tạp khó khăn. Cho dù khó có thể đưa ra một êkip chuẩn thì những yêu cầu cơ bản sau cần đạt được:

* *Yêu cầu cho việc lắp đặt thiết bị:* Cần ít nhất 3 nhân viên dưới sự chỉ đạo một kỹ thuật viên cao cấp hoặc của một kỹ sư kinh nghiệm.

* *Yêu cầu cho quá trình quan trắc-đo đạc:* Cần ít nhất 2 người, hoạt động trong suốt thời gian, để dù có vấn đề gì xảy ra cũng vẫn có một người thường trực.

2. Có trình độ kỹ thuật thích ứng

Số liệu thu thập được phải bảo đảm đúng và chính xác để có thể sử dụng được. Người quan trắc phải tuyệt đối tôn trọng quy trình đo và ghi chép số liệu trong suốt thời gian, kể cả biến động thời tiết.

Những khiếm khuyết thường xảy ra với *quan trắc viên* là thường bỏ qua các sự cố cũng như dị thường trong khi vận hành. Đôi khi suy diễn số liệu với các số đo có vấn đề. Khi có các số liệu bất thường đôi khi họ đưa ra các quyết định làm ảnh hưởng đến tính liên tục của dãy số liệu. Họ hay đo lại nhiều lần với số đo thấy không bình thường.

Với các lý do nêu trên, người quan trắc có vị trí vô cùng quan trọng và cần phải là người được thừa hưởng tối đa các đặc trưng sau:

- Có tinh thần phê phán cao.
- Có ý thức về nghề nghiệp.
- Có thói quen tôn trọng nguyên tắc, tuân thủ theo ý nghĩa thực tiễn.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Các *sai sót* thường xảy ra khi cho rằng chỉ thiết bị quan trắc đơn giản nên chỉ bố trí các nhân viên theo dõi không có nghiệp vụ. Nếu người theo dõi am hiểu sâu nghề nghiệp và có ý thức thì tất cả các sai sót hạn chế đi rất nhiều, vì họ hiểu nguyên lý và mục tiêu của công việc.

Không cần thiết phải bố trí người có *đủ chức danh* nhưng sử dụng thời gian chỉ là *tạm thời* cho một chương trình *Quan trắc - Kiểm tra*. Ta cần những người thực sự có trách nhiệm có kiến thức để theo đuổi công việc.

3. Ổn định trong công việc

Cho dù bố trí con người thích hợp, nhưng không lâu dài, không ổn định thì hiệu quả công việc cũng hạn chế và đôi khi sai hẳn ý nghĩa. Tất cả diễn biến các sự cố, các dị thường cảm nhận về số liệu ở một người theo dõi sẽ là một mạch để giúp công tác chỉnh lý, phân tích, đánh giá kết quả sau này.

Rất tiếc, việc thay đổi người thường xảy ra trong thực tế nên cần tuyệt đối tôn trọng.

IV.6.5. Trình bầy và đánh gía kết quả quan trắc

Tài liệu thu thập thường có hai loại:

- Nhật ký ghi chép các số liệu.

- Biểu đồ thể hiện kết quả, có tính đến các hiệu chỉnh đã được thực hiện.

Nhật ký ghi chép số liệu nên lập đồng thời thành hai bản: một bản cho Người ghi chép và một bản cho Kỹ thuật viên phụ trách chịu trách nhiệm diễn dịch kết quả.

Tài liệu thu thập được cần xem xét hàng ngày và diễn dịch kết quả theo sát từng số đo. Tránh việc chỉ triển khai chỉnh lý khi có đủ số liệu. Chỉnh lý trong quá trình cho phép xem xét diễn biến, đồng thời có thể điều chỉnh hoặc bổ sung số liệu. Nếu số đo có sự biến đổi bất thường ngay từ đầu có thể tiến hành xem xét các khả năng: hoặc là sai sót trong đo-ghi, hoặc là do biến đổi đột ngột của tính chất đất.

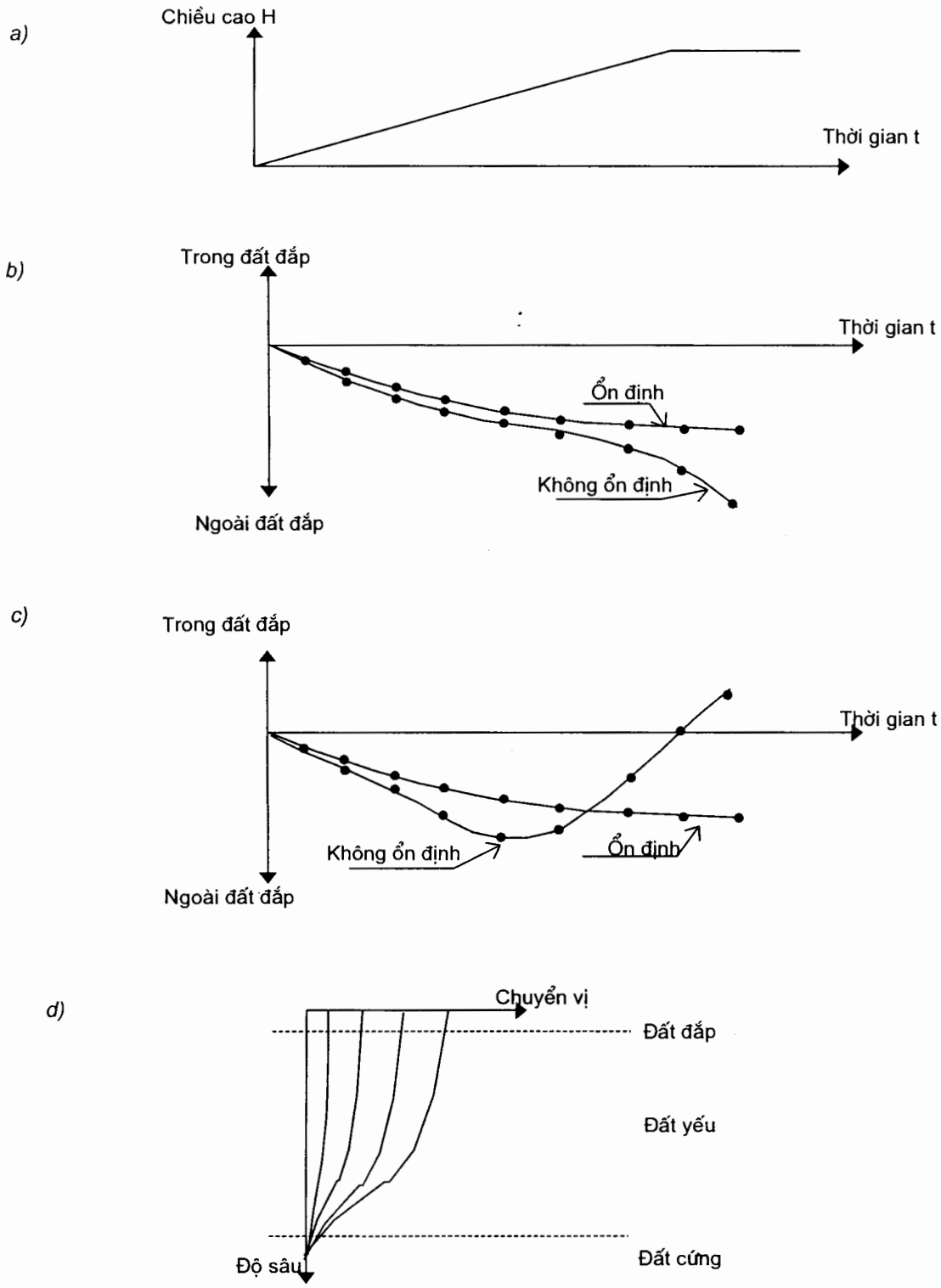
Trên cơ sở đó sẽ có những biện pháp can thiệp kịp thời (như quan trắc lại, so sánh số đo của các vị trí và phương pháp khác nhau). Nếu kết quả số đo của các phương pháp quan trắc khác nhau (piezometer, lún kế, đo độ nghiêng) đều chứng minh dị thường thì cần thông báo ngay cho kỹ sư tư vấn, nhà thầu hoặc đại diện.

1. Trình bầy và đánh giá kết quả quan trắc ổn định

Đánh giá ổn định mái dốc chủ yếu liên quan đến thời gian từ bắt đầu thi công đến đạt cốt cao thiết kế. Kết quả quan trắc được diễn dịch và trình bầy *trong hình IX.24*, trong đó các yếu tố để đánh giá mức độ ổn định cũng được thể hiện.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



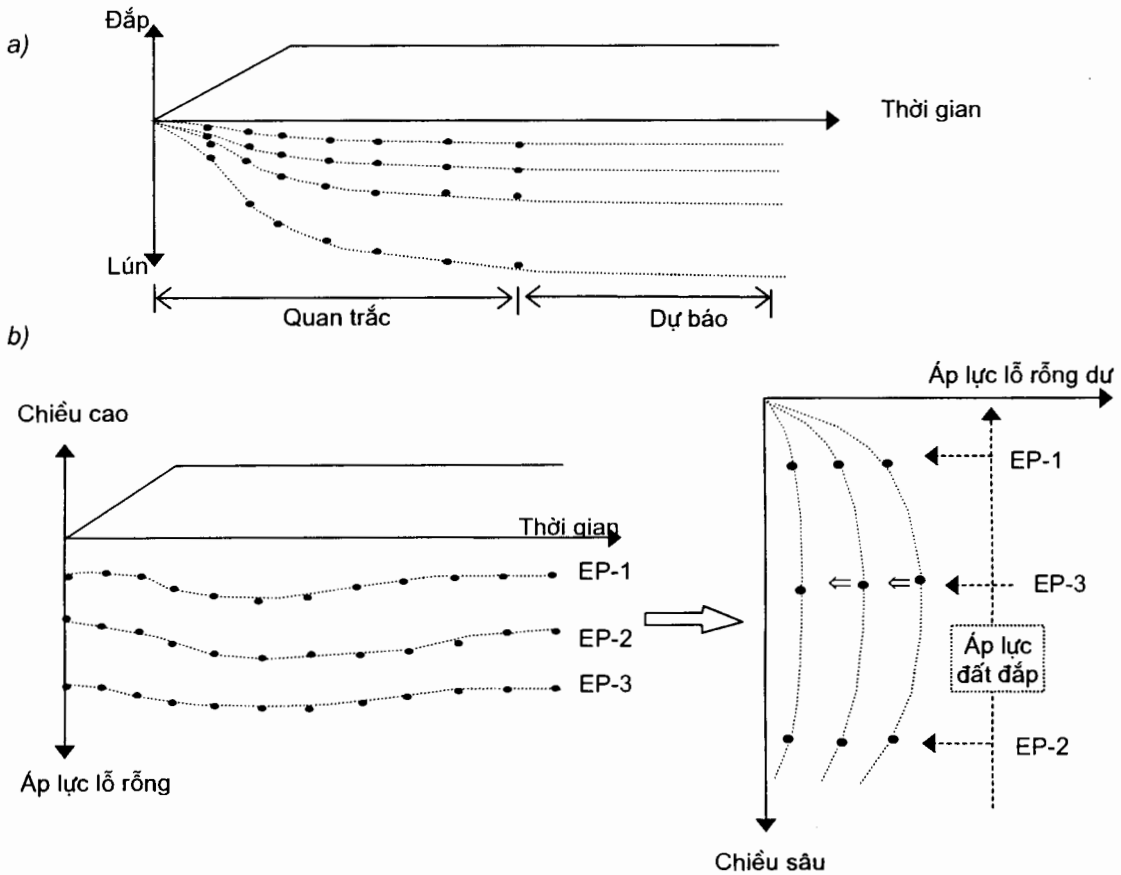
Hình IX.24: *Trình bầy & đánh giá kết quả quan trắc độ ổn định.*
a) Thi công đắp đất; b) Chuyển vị phương ngang cọc tiêu; c) Chuyển vị phương đứng cọc tiêu;
d) Chuyển vị phương ngang hố khoan (độ nghiêng)

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

2. Trình bầy và đánh giá kết quả quan trắc lún cố kết

Cách thức trình bầy và đánh giá kết quả quan trắc lún cố kết (các phương pháp đo nông và sâu) được thể hiện dưới hình thức như thể hiện trong hình IX.25.



Hình IX.25: *Nhận xét đánh giá kết quả quan trắc lún cố kết.*
a) Trình bầy kết quả quan trắc lún nông và sâu;
b) Trình bầy kết quả quan trắc áp lực nước lỗ rỗng.

IV.6.6. Phương pháp dự báo độ lún tiếp diễn theo kết quả quan trắc lún.

Quan trắc lún cố kết chỉ có thể tiến hành trong một khoảng thời gian nào đó. Kết quả quan trắc làm cơ sở so sánh kiểm tra kết quả tính toán ban đầu. Kết quả đó cho phép kiểm tra và điều chỉnh thông số cơ lý của các lớp đất đã lựa chọn để đưa vào trong tính toán.

Kết quả quan trắc cũng cho phép dự báo diễn biến tiếp theo của độ lún cố kết theo các phương pháp sau:

1. Phương pháp Hiperbol

Phương pháp hiperbol dựa theo biểu thức sau:

$$s - s_0 = \frac{t - t_0}{\alpha + \beta(t - t_0)} \Rightarrow \frac{t - t_0}{s - s_0} = \beta.(t - t_0) + \alpha \qquad \text{(IX.40)}$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

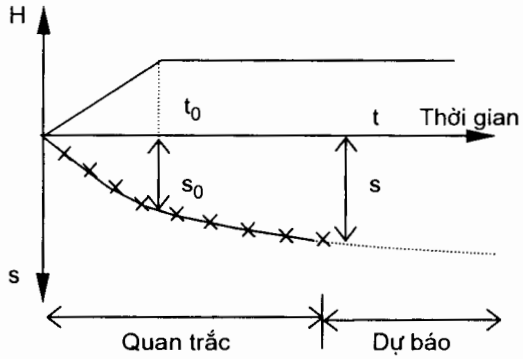
Trong đó:

s, t - độ lún và thời gian cố kết ở thời điểm bất kỳ (ngày)

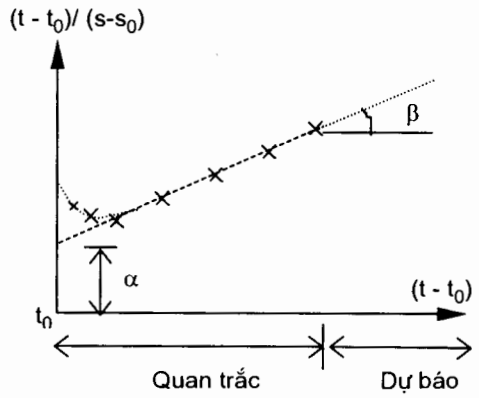
s_0, t_0 - độ lún và thời gian ở thời điểm kết thúc đắp đất (ngày)

α, β - hệ số lấy theo hình IX.26b.

Độ lún cuối cùng ($t = \infty$) ta có: $s_f = s_0 + 1/\beta$ (IX.41)



(a)



(b)

Hình IX.26

2. Phương pháp Asaoka

Phương pháp Asaoka dựa theo biểu thức sau:

$$S_i = \beta_0 + \sum_{s=1}^{n} \beta_s . s_{i-1} \qquad \text{(IX.42)}$$

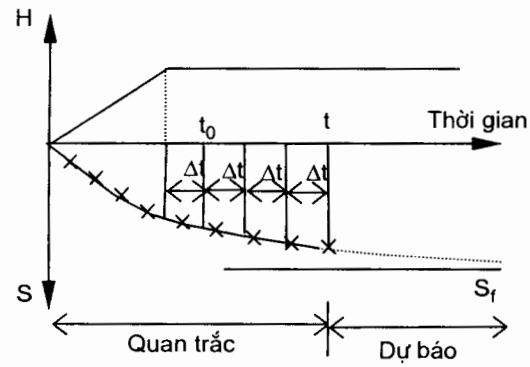
Trong đó:

S_i - độ lún tương ứng thời gian t_i ($=\Delta t.i$) $\Rightarrow S_i = \beta_0 + \beta_s . S_{i-1}$

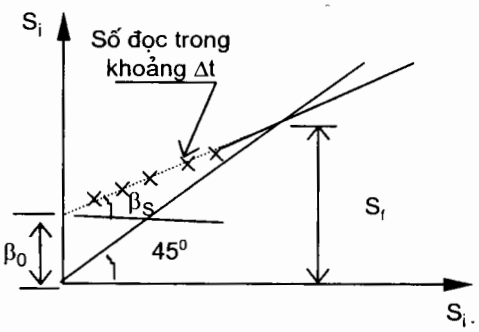
β_0, β_s - hệ số, lấy theo hình IX.27.

Độ lún cuối cùng ($t = \infty$) ta có:

$$S_f = \beta_0 / (1 - \beta_s) \qquad \text{(IX.43)}$$



(a)



(b)

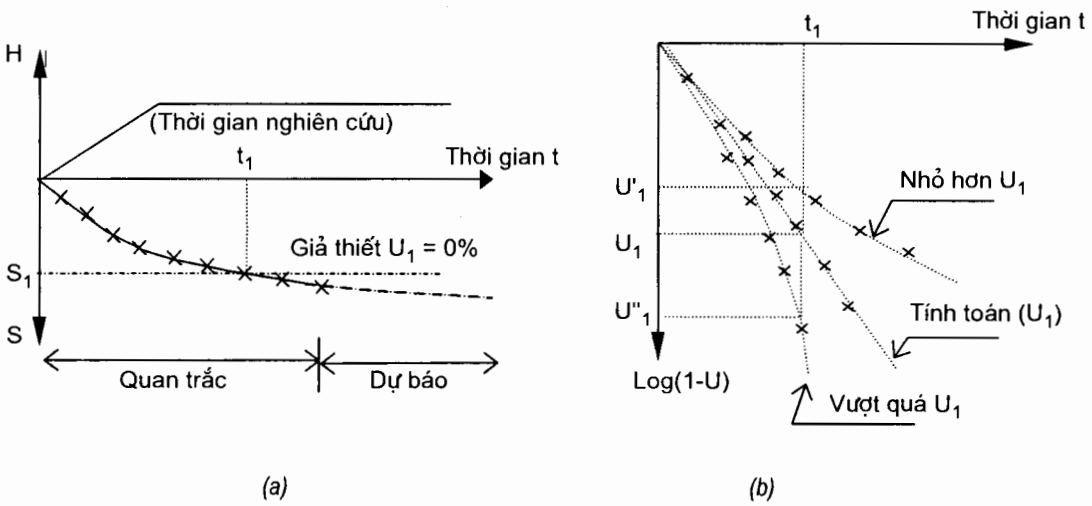
Hình IX.27

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

3. Phương pháp Monden

Phương pháp Monden (cho xử lý cọc cát hoặc bấc thấm PVD) dùng để dự báo mức độ cố kết theo số liệu quan trắc, dựa theo biểu thức sau (hình IX.28):



Hình IX.28

$$\text{Log}\,(1\text{-}U) = -\,0.4343.\frac{8T_h}{F(n)} \qquad \text{(IX.44)}$$

$$T_h = \frac{t.c_h}{D^2}\ ,\ F(n) = \frac{n^2}{n^2-1}\text{Ln}(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2}\ ,\ n = \frac{D}{de}$$

Trong đó:

U - độ cố kết,

T_h - yếu tố thời gian phương ngang,

c_h - hệ số cố kết phương ngang,

t - thời gian cố kết,

d_e - đường kính đường thoát nước (PVD),

D - khoảng cách giữa các đường thoát nước (PVD).

Ta có mối quan hệ:

$$S_i = S_f.U_i \Rightarrow S_f = \frac{S_i}{U_i} \qquad \text{(IX.45)}$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

V. VẬT LIỆU ĐẮP VÀ THI CÔNG ĐẮP ĐẤT

V.1. MỘT SỐ PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG VÀ XỬ LÝ

Một tuyến đường giao thông được thiết kế qua khu vực đất yếu thì đối tượng hàng đầu đặt ra cho các nhà thiết kế và thi công là:

- *Với khu đất đắp thông thường* là khu vực mà khi thi công đất đắp nằm trên nền đất yếu thì tuyến đường hoặc mặt bằng đó sẽ phải đối mặt với *sự cố lún cố kết*, không phải chỉ do *độ lún tổng thể*, mà chủ yếu là do *độ lún lệch* gây ra.

- *Với khu vực có biến đổi đột ngột* là phạm vi của nền đất và công trình xảy ra độ lún lệch giữa khu đất yếu và một số vị trí được gọi là điểm cứng , do yếu tố tự nhiên hoặc nhân tạo gây ra. Ở các vị trí này cần phải có giải pháp làm cho giảm thiểu sự cố để không dẫn đến sửa chữa tốn kém sau này.

Trên cơ cở các yếu tố nêu trên, khi lập phương án và tiến hành thi công phải bảo đảm các nguyên tắc: có giải pháp kỹ thuật an toàn mà không quá phức tạp, phải bảo đảm yếu tố kinh tế và thời gian thi công không thể vượt quá hạn định.

Trong phần lớn các trường hợp, thời hạn thi công trong khoảng 2 đến 3 năm là khả dĩ chấp thuận được để vừa đắp đất đến độ cao thiết kế, vừa có thể đạt được ổn định và bảo đảm xử lý lún cố kết dư.

Những nghiên cứu sau đây chỉ đề cập đến các trường hợp của đất đắp, hoặc các hạng mục phụ trợ khác, được đặt trực tiếp trên nền đất yếu. Có nhiều phương pháp thi công và xử lý đất đắp trên nền đất yếu. Việc lựa chọn phương pháp phụ thuộc các điều kiện sau:

- Hiện trường là đất khô hay ngập nước,
- Các lớp đất yếu gặp phải (bản chất và bề dày),
- Chiều cao đất đắp cần thi công,
- Mức độ quan trọng của dự án, tính đến cả yếu tố kính tế (thi công và bảo dưỡng) và yếu tố kỹ thuật (độ biến dạng yêu cầu cho cấp đường).
- Thời hạn ấn định cho thi công mà nhà thầu phải thực hiện.

Để tính đến yếu tố ảnh hưởng của tải trọng động và hiện trạng mực nước chiều dày tối thiểu của đất đắp phải nằm trên mực nước khoảng từ 1,0m đến 1,5m.

Thi công đất đắp trên nền đất yếu, phục vụ cho các tuyến đường giao thông bao gồm các phương pháp cơ bản, được quy thành các nhóm chính sau:

Nhóm thứ 1

Đất yếu phải chịu hoàn toàn tải trọng do đất đắp, đường và các phương tiện giao thông gây ra. Với nhóm phương pháp thứ nhất thì mục đích phải đạt được là:

- Bảo đảm ổn định chống trượt trong suốt thời gian thi công (đây chính là giai đoạn nguy cơ nhất của hiện tượng trượt có thể xảy ra).
- Bảo đảm một vận tốc cố kết đạt yêu cầu,tương ứng với thời hạn thi công đã đề ra.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Để đạt được các mục tiêu nêu trên có thể lựa chọn các phương pháp thi công sau:

- Sử dụng phương pháp gia tải tạm thời, hoặc bệ phản áp.
- Sử dụng đường thoát nước đứng (PVD) hoặc rãnh thoát nước trong lớp đất yếu.
- Sử dụng phương pháp hút nước áp lực.
- Sử dụng các phương pháp khác.

Nhóm thứ 2: Đất nền yếu phải được thay thế từng phần hoặc hoàn toàn bằng đất đắp, bằng các phương pháp:

- Dịch chuyển thay thế đất yếu bằng cách gia tải nhanh để đất nền trượt nhấn đất đắp xuống dưới.
- Thay thế đất yếu bằng đất đắp qua phương pháp nổ mìn.
- Nạo vét đất yếu bằng thiết bị cơ giới.

Nhóm thứ 3: Đất nền yếu không bị tải trọng tác dụng. Tải trọng của đất đắp, của mặt đường và phương tiện giao thông được truyền trực tiếp xuống tầng đất cứng bằng hệ cọc-bản bê tông cốt thép đỡ nền đường.

V.2. VẬT LIỆU ĐẤT ĐẮP

V.2.1 Đất loại cát

Nhìn chung, trong khuôn khổ có thể tốt nhất là chọn được vật liệu đắp bằng *đất loại cát,* vì là vật liệu đắp ít nhậy cảm với nước, dễ đầm chặt và thoát nước tốt. Ngoài ra, đất đắp loại cát cũng hạn chế khả năng mất ổn định mái sườn dốc. Tuy nhiên, để có thể trồng cỏ và bảo vệ sườn dốc người ta thường bọc phía ngoài sườn dốc cho đất đắp loại cát bằng đất sét dính, với chiều dày khoảng 0.5m.

Trong mọi trường hợp, mét đầu tiên của đất đắp trên đất yếu cần được thi công bằng đất loại cát và sử dụng như thảm thoát nước để thuận tiện cho quá trình cố kết đất yếu.

V.2.2. Đất loại sét (trầm tích)

Sức chịu tải của đất nền yếu nhìn chung là rất nhỏ nên nếu dùng *đất đắp loại sét* sẽ có nhiều khả năng tạo ra rạn nứt khối đất đắp, dẫn đến làm giảm sức kháng cắt và nguy cơ trượt mái dốc càng cao.

Dưới mực nước thì *đất đắp loại sét* khó thi công đắp và đầm chặt theo đúng tiêu chuẩn. Do vậy, phần đất đắp nằm dưới mực nước, dù thời gian ngắn hạn hoặc dài hạn, nếu có thể cần thi công bằng *đất loại cát.*

V.2.3. Đất tàn tích: Bụi-sét lẫn sạn sỏi

Đất đồi, thường là sản phẩm của *đất tàn tích* và *đá phong hoá,* nên có thể làm vật liệu đất đắp tốt. Chúng chứa nhiều sạn sỏi là mảnh đá gốc nên thuận tiện cho công tác đầm chặt.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

V.3. CÔNG TÁC KHẢO SÁT - THĂM DÒ - THÍ NGHIỆM CHO VẬT LIỆU ĐẮP

Với các dự án to lớn thường cần đến lượng *đất đắp* cao. Do đó, công tác thăm dò và thí nghiệm với vật liệu đắp cần được tiến hành để có thể đưa ra các chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật cho thiết kế và thi công. Thăm dò vật liệu đất đắp có thể tiến hành độc lập hoặc kết hợp các phương pháp sau:

V.3.1. Nghiên cứu tài liệu

- Nghiên cứu tài liệu về các mỏ vật liệu xây dựng, nghiên cứu bản đồ địa chất.
- Nghiên cứu tài liệu các dự án có trước và vùng lân cận.

V.3.2. Thị sát - điều tra hiện trường

- Lộ trình đo vẽ địa chất để xác định: vị trí, ranh giới, địa hình, địa mạo, địa chất, mô tả các vết lộ địa chất đất đá và nước dưới đất v.v... Có thể lấy mẫu vật liệu ở các vết lộ dùng cho thí nghiệm trong phòng.

- Điều tra các điều kiện tự nhiên, kính tế như : điều kiện giao thông vận chuyển, điều kiện khai thác, dự báo chi phí, giá cả v.v...
- Nghiên cứu điều kiện địa chất khu vực.

V.3.3. Khảo sát - thăm dò

Cần tiến hành khảo sát thăm dò để xác định loại vật liệu, hình dạng thế nằm, phân bố, chiều dày đới khai thác của mỏ vật liệu san lấp. Công tác thăm dò có thể áp dụng các phương pháp:

- Đào thăm dò, có lấy mẫu vật liệu thí nghiệm.
- Nơi cần thiết có thể dùng khoan thăm dò để xác định địa tầng, phân loại đất đá, xác đinh mực nước, lấy mẫu đất để thí nghiệm trong phòng.
- Đo đạc để xác định diện phân bố, chiều dày đới có thể khai thác mỏ vật liệu đắp. Nếu cần thiết có thể sử dụng thiết bị trắc địa để xác định.

V.3.4. Công tác lấy mẫu

Nhìn chung mẫu vật liệu đắp chủ yếu lấy dạng xáo động. Mẫu khối, mẫu túi cần được lấy đủ lượng để thí nghiệm trong phòng. Mẫu vật liệu cần được lấy đại diện theo diện và theo chiều sâu.

Lượng mẫu lấy tuỳ theo loại thí nghiệm cần yêu cầu tiến hành, song cho một thí nghiệm CBR hoặc đầm chặt thì lượng mẫu lấy không ít hơn 7 kg. Mẫu đất cần lây vào túi nilông, bao tải, hộp mẫu và bắt buộc phải có nhãn mấu ghi rõ tên mỏ, tên dự án, vị trí, độ sâu, mô tả vật liệu, ngày lấy mẫu, người lấy mẫu v.v...

Khi cần đánh giá chính xác tình trạng thực tế hiện tại của vật liệu có thể tiến hành lấy mẫu nguyên dạng.

V.3.5. Công tác thí nghiệm mẫu

Đối với vật liệu dùng cho đất đắp, các thông số sau cần tiến hành thí nghiệm.

- Phân tích thành phần hạt.
- Thí nghiệm dung trọng , độ ẩm (nếu là mẫu nguyên dạng).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Thí nghiệm đầm chặt.
- Thí nghiệm CBR.
- Nếu cần thiết, có thể thí nghiệm cắt trực tiếp, trên mẫu chế bị theo độ chặt tối đa và độ ẩm tối ưu.

V.3.6. Lập báo cáo kết quả khảo sát mỏ vật liệu đắp

Cần phải lập một báo cáo kết quả khảo sát mỏ vật liệu đắp , trong đó cần nêu được các chủ đề sau:

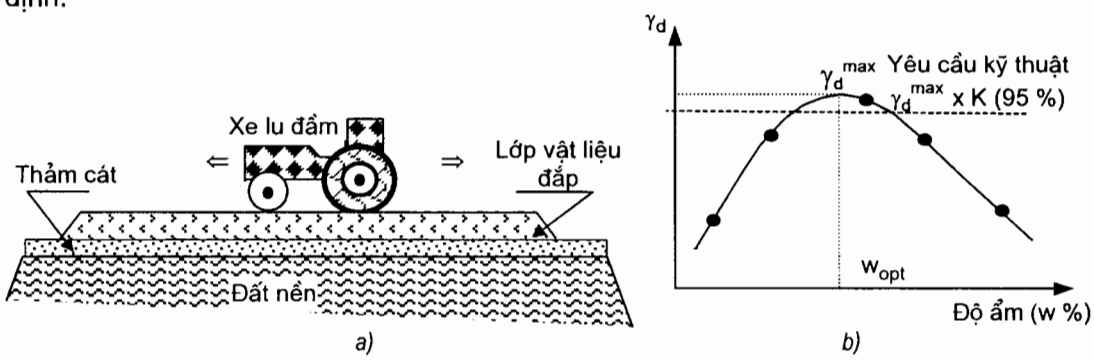
- Vị trí, địa hình, khoảng cách của mỏ so với vị trí dự án cần san lấp.
- Điều kiện giao thông, vận chuyển.
- Điều kiện địa chất mỏ vật liệu đắp.
- Tính chất cơ-lý vật liệu kèm theo các biểu đồ thí nghiệm.
- Điều kiện khai thác.
- Đánh giá trữ lượng mỏ (diện tích, chiều dày có thể khai thác) và dự kiến chi phí hoặc dạng giá thành cho $1m^3$ vật liệu đắp.

V.4. PHƯƠNG THỨC THI CÔNG VÀ KIỂM TRA ĐẤT ĐẮP

V.4.1. Đầm chặt thử nghiệm hiện trường

Như ta đã biết, việc lựa chọn vật liệu và xác định tính chất cần thiết của vật liệu cho thiết kế nền móng đường (hạt, γ_d^{max} , W_{opt} , CBR) đã được thực hiện trong quá trình thiết kế.

Do vậy, khi tiến hành thi công đất đắp, với loại vật liệu đã lựa chọn, thì chỉ số CBR, tương ứng dung trọng khô (γ_d^{max}) và độ ẩm tối ưu (w_{opt}) để thiết kế móng đường, đã được ấn định.



Hình IX.29: *Đầm chặt thử nghiệm hiện trường.*
a) Đầm chặt thử nghiệm hiện trường; b) Biểu đồ đầm chặt trong phòng

Vậy, làm thế nào để khẳng định được thi công đắp đất hiện trường đã được tiến hành đầm chặt đạt yêu cầu? Đó chính là công tác *đầm chặt thử nghiệm hiện trường* (hình IX.29) với các công việc:

- Lựa chọn và chuẩn bị mặt bằng cho một đoạn để tiến hành thử nghiệm (trước khi thi công đại trà) và rải thảm cát thoát nước (và vải địa kỹ thuật nếu cần).
- Thi công đắp và đầm chặt theo bề dày từng lớp đầm được kiến nghị trong thiết kế (thông thường bề dày mỗi lớp đầm khoảng 30cm).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

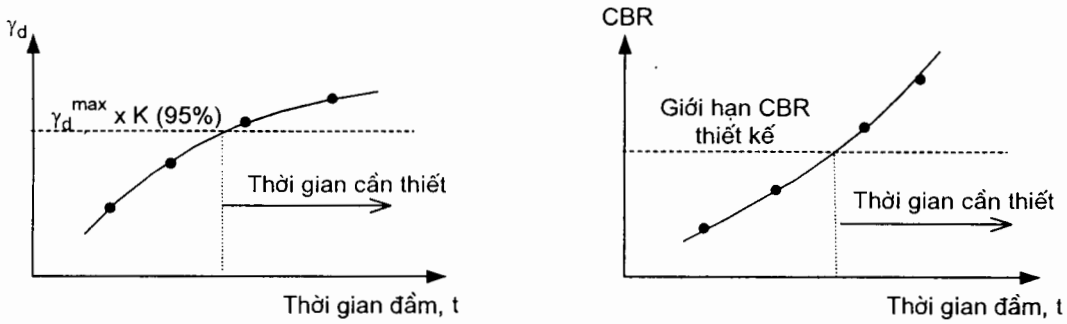
V.4.2. Thí nghiệm hiện trường để kiểm tra đầm chặt

Các lớp đất đầm cần tiến hành các thí nghiệm kiểm tra, sau từng khoảng thời gian đầm, bằng các loại thí nghiệm sau:

- Lấy các mẫu đất (vào dao vòng) để thí nghiệm dụng trọng hiện trường (và độ ẩm).
- Hoặc tiến hành thí nghiệm dung trọng hiện trường bằng phương pháp rót cát.
- Hoặc tiến hành thí nghiệm CBR hiện trường để xác đinh chỉ số CBR.

Kết quả mối quan hệ giữa các thông số thí nghiệm nêu trên với các khoảng thời gian đầm chặt khác nhau được thiết lập dưới dạng các biểu đồ (hình IX.30):

- Dung trọng khô và thời gian đầm ($\gamma_d \Rightarrow$ thời gian đầm).
- Chỉ số CBR và thời gian đầm (CBR $\Rightarrow$ thời gian đầm).



Hình IX.30: *Xác định thời gian đầm cần thiết*
a) Thí nghiệm dung trọng hiện trường, b) Thí nghiệm CBR hiện trường

V.4.3. Tiêu chí đánh giá mức độ thi công đầm chặt

Đầm chặt thử nghiệm, như mô tả trên, cho phép xác định bề dày lớp đầm hiệu dụng, độ ẩm khả dĩ của vật liệu đất đắp đã chọn và đặc biệt là thời gian đầm cần thiết tương ứng với loại thiết bị đầm.

Kết quả trên làm cơ sở định hướng thi công đắp đất đại trà. Trong quá trình thi công đắp đất cần tiến hành định kỳ thí nghiệm để kiểm tra và xác định chất lượng đầm chặt.

Tiêu chí đánh giá chất lượng đầm chặt hiện trường thường được quy ước bằng hệ số K thể hiện qua biểu thức:

$$K = \frac{\gamma_d}{\gamma_d^{max}} \qquad (IX.38)$$

Trong đó:

γ_d - dung trọng khô đất thí nghiệm hiện trường tại lớp đất đang đầm chặt.

γ_d^{max} - dung trọng khô cực đại theo thí nghiệm trong phòng của cùng vật liệu đầm chặt.

Hệ số K được quy định tuỳ thuộc yêu cầu thiết kế, mức độ quan trọng về kinh tế và kỹ thuật của công trình. Hệ số K thường được quy định như sau:

K = 95 % đối với đại đa số các công trình, là tiêu chuẩn chung.

K = 98 % đối với công trình đặc biệt quan trọng về kinh tế kỹ thuật.

K = 90 % đối với công trình nhỏ, có mức độ bình thường.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

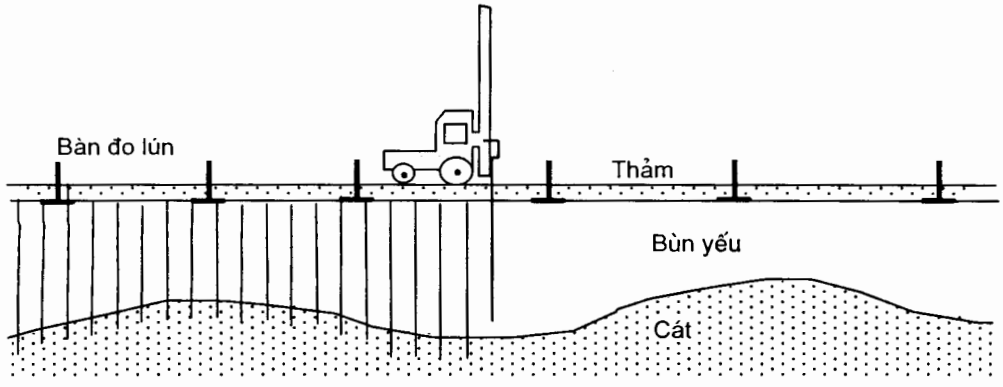
V.4.4. Khoanh vùng xử lý PVD và lắp đặt thiết bị quan trắc

Khi giải pháp xử lý cố kết bằng đường thoát nước đứng PVD được ấn định trong thiết kế, trước khi thi công đắp, cần kiểm tra và khoanh khu vực đất yếu cần xử lý PVD và xác định cuối cùng độ sâu cần cắm PVD.

Hiêu quả nhất là sử dụng thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT) dọc theo tuyến đường, với khoảng cách trung bình khoảng 100m/lỗ. Khi đất nền biến đổi mạnh khoảng cách trên có thể bằng một nửa khoảng cách nêu trên hoặc nhỏ hơn.

Công tác thi công PVD được tiến hành sau khi sự phân bố đất yếu cần xử lý đã được làm sáng tỏ.

Theo phương án thi công xử lý và quan trắc đã được chấp thuận, cần tiến hành lắp đặt các thiết bị quan trắc, như đề cập trong mục IV.6, trước khi thi công đắp đất (hình IX.31).



Hình IX.31: *Xác định khu xử lý PVD và lắp đặt thiết bị quan trắc.*

V.4.5. Khoanh đoạn và các bước thi công đất đắp trên đất yếu

Trong phương án thi công đất đắp trên đất yếu, đặc biệt có các giải pháp xử lý gia cố, cần phân thành từng *đoạn thi công*. Phương thức thi công đắp đất xen kẽ giữa các đoạn cần tuân thủ nguyên tắc nhất định để bảo đảm an toàn và liên tục. Chiều dài các đoạn tuỳ thuộc tốc độ thi công đắp đất.

Một ví dụ thi công đắp đất cho hai đoạn A và B nên thực hiện theo các bước sau:

- *Bước một*: (hình IX.32a):

+ Đoạn A: Đắp giai đoạn I đến chiều cao khoảng 70 - 80% chiều cao thiết kế.

+ Đoạn B: Chưa đắp.

- *Bước hai*: (hình IX.32b):

+ Đoạn A: Để nguyên ở chiều cao 70 - 80% chiều cao thiết kế và đợi lún.

+ Đoạn B: Đắp giai đoạn I đến chiều cao khoảng 70 - 80% chiều cao thiết kế.

- *Bước ba*: Phân tích kết quả quan trắc vận tốc lún cố kết đoạn A và kiểm tra xác định chiều cao đất đắp đến cốt cao thiết kế (có tính đến độ lún cố kết).

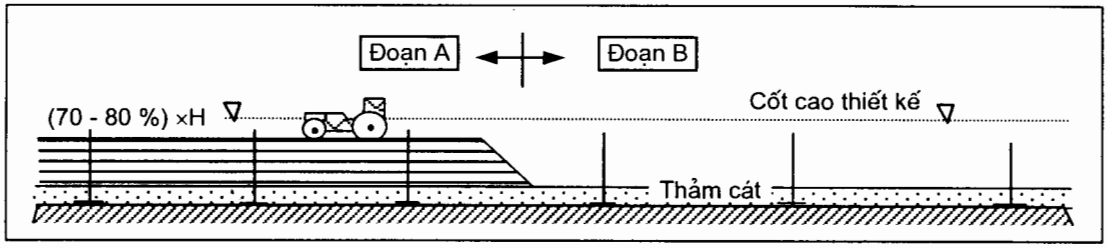
- *Bước bốn*: (hình IX.32c):

+ Đoạn A: Đắp tiếp giai đoạn II, đến chiều cao thiết kế.

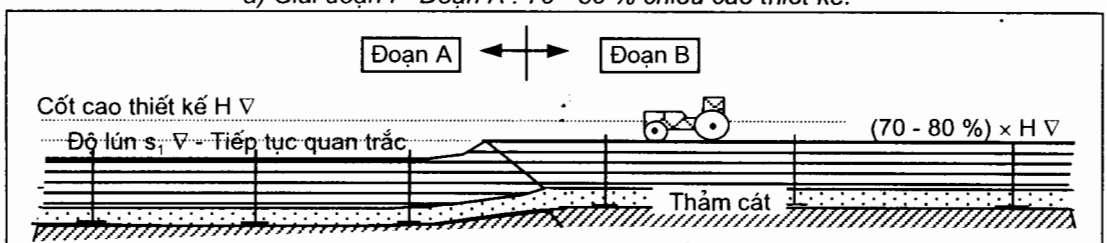
+ Đoạn B: Tiếp tục quan trắc vận tốc lún cố kết.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

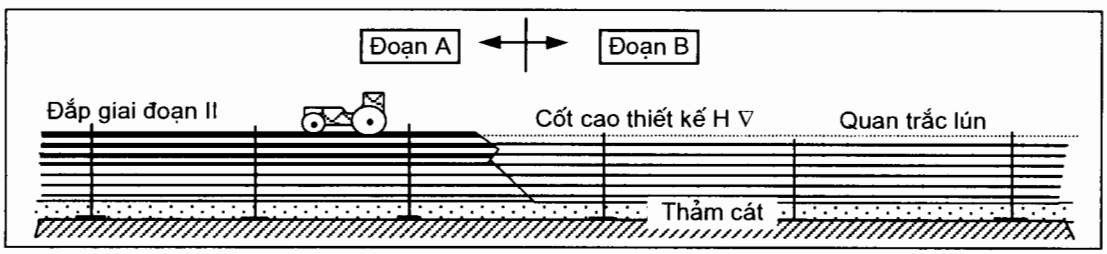
www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn



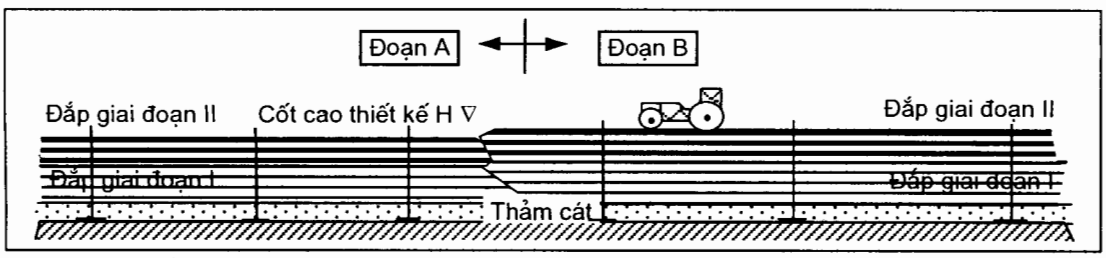
a) Giai đoạn I - Đoạn A : 70 - 80 % chiều cao thiết kế.



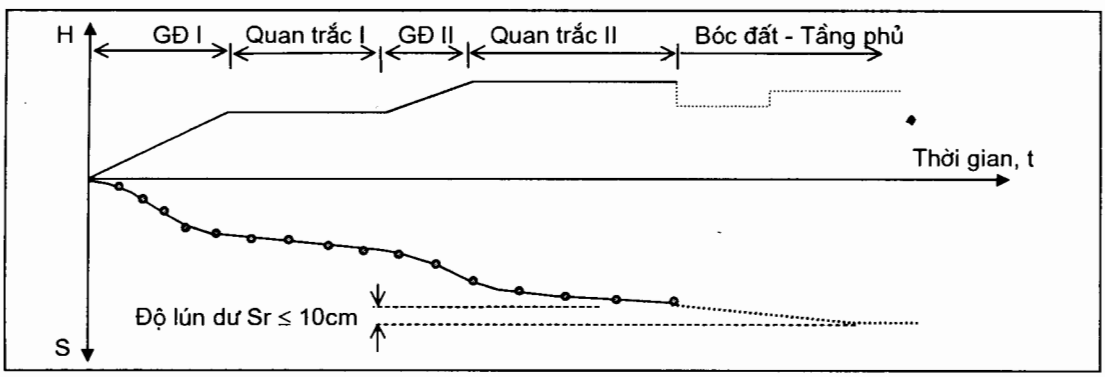
b) Giai đoạn I - Đoạn B : 70 - 80 % chiều cao thiết kế.



c) Giai đoạn II - Đoạn A : Trên cốt cao thiết kế.



d) Giai đoạn II - Đoạn B : Trên cốt cao thiết kế.



e) Đánh giá lún cố kết cuối để quyết định thi công tầng phủ

Hình IX.32: *Các bước thi công đất đắp trên nền đất yếu.*

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- *Bước năm* : Phân tích kết quả quan trắc lún cố kết khu B và xác định chiều cao cần đắp đoạn B đến cốt cao thiết kế (có tính đến độ lún cố kết).

- *Bước sáu*: (hình IX.32d):

+ Đoạn A: Tiếp tục quan trắc vận tốc lún cố kết.

+ Đoạn B: Đắp tiếp giai đoạn II, đến chiều cao thiết kế.

- *Bước bảy* (hình IX.32e): Đánh giá tổng thể kết quả quan trắc cố kết để đưa ra các quyết định:

+ Thời gian quan trắc cần thiết cho từng đoạn (trước khi thi công tầng phủ).

+ Thời hạn dỡ bỏ gia tải (nếu có) và thời hạn đào đất để chuẩn bị thi công tầng phủ (lớp móng 1, móng 2 và lớp áo).

VI. KHÁI NIỆM VỀ THIẾT KẾ TẦNG PHỦ MỀM

Ta đã bàn về trạng thái hoạt động và các phương pháp tính toán, xử lý, gia cố, thiết kế, thi công và quan trắc của đất đắp trên nền đất yếu . Đất đắp, tuỳ mục đích sử dụng, có thể được quan niệm:

- Đất đắp hoạt động như dạng công trình : đê, đập chắn nước v.v....

- Đất đắp hoạt động như dạng đất nền: đường giao thông, bãi, bến xe, bến cảng v.v...

Khi đất đắp được quan niệm như đất nền thì dạng công trình được thiết kế trên nó gọi là tầng phủ mềm (flexible pavement) hoặc tầng mặt đường. Cấu trúc của tầng mặt đường bao gồm các lớp móng đường (móng trên, móng dưới) và lớp áo. Tầng mặt đường nằm trực tiếp trên đất nền (subgrade), mà đất nền này có thể là đất, đá tự nhiên được tạo ra từ đất đắp.

Có nhiều phương pháp thiết kế tầng phủ mềm mà nguyên lý dựa trên cả cơ sở lý thuyết và kinh nghiệm thực tiễn. Tuy nhiên, những năm gần đây xu hướng thiết kế mặt đường thiên về phương pháp kinh nghiệm dựa trên số liệu của một loại thí nghiệm đơn giản, gọi là CBR (California Bearing Ratio).

Phương pháp thiết kế này là xác định bề dày cần thiết của các lớp móng (Subbase và Base) trên cơ sở chỉ số CBR của lớp nền (Subgrade) .

Ta có thể đề cập hai phương pháp phổ biến hiện nay trên thế giới, thiết kế cấu tạo tầng phủ mềm có liên quan đến chỉ số CBR., đó là:

1 - Phương pháp TRRL của Vương quốc Anh (Transport & Road Research Laboratory) kiến nghị. Phương pháp TRRL thiết kế móng đường dựa trên cơ sở chỉ số CBR của nền và có thể phân chia thành 2 nhánh:

- Tài liệu Road Note No. 29: phục vụ thiết kế các loại đường trong phạm vi Anh Quốc.

- Tài liệu Road Note No. 31: phục vụ thiết kế các loại đường trong các Quốc gia ở vùng *nhiệt đới* và *cận nhiệt đới*.

2 - Phương pháp AASHTO trong hướng dẫn thiết kế nền & móng đường (The AASHTO Interim Guide for Design of Pavement Structure) do American Association of State Highway and Transport Officials kiến nghị.

Phương pháp này đã tổng hợp nhiều yếu tố khác đưa vào thiết kế thay vì thuần tuý chỉ dựa vào một loại thí nghiệm riêng rẽ nào đó. Những trình bầy sau đây nhằm giới thiệu các khái niệm về một số phương thức thiết kế mặt đường dựa trên số liệu CBR.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

VI.1. CẤU TRÚC TẦNG MẶT ĐƯỜNG

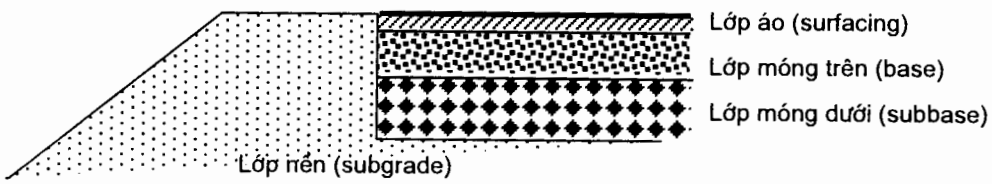
Một *tầng mặt đường* (flexible pavement) được cấu tạo bởi các lớp sau (hình IX.33, từ trên xuống):

- *Lớp áo phủ* (surfacing) : là lớp trên cùng được cấu tạo bởi hỗn hợp bitum-hạt đá trộn nóng dưới dạng lớp áo bitum có hai loại: hoặc rải asphan-bột đá hoặc bêtông-asphan.

- *Lớp móng trên* (base) : là lớp chịu lực chính của tầng phủ mềm do tải trọng các phương tiện giao thông tác động lên. Lớp móng trên thường được cấu tạo từ vật liệu là *hạt đá nghiền đập, cuội sỏi tự nhiên* hoặc hỗn hợp gia cường: *ximăng-đất* , *vôi bột-đất* hoặc *cát sạn-bitum*.

- *Lớp móng dưới* (subbase) : là lớp chịu lực thứ hai của tầng phủ mềm, được cấu tạo bởi *đá nghiền đập, cuội sỏi tự nhiên, đá dăm và hỗn hợp ximăng-đất*. Đôi khi lớp móng dưới không tồn tại.

- *Lớp nền* (subgrade) : là lớp đất nền tiếp xúc ngay dưới các lớp móng. Lớp nền có thể là đất tự nhiên hoặc có thể là đất đắp, song được đầm chặt để có sức kháng nhất định theo yêu cầu.



***Hình IX.33**: Cấu trúc một tầng mặt đường (tầng phủ mềm).*

VI.2. LƯỢNG GIAO THÔNG

Các lớp của *tầng mặt đường* nêu trên sẽ bị phá hỏng do quá trình thoái hoá từ từ, dưới tải trọng của các phương tiện giao thông (chủ yếu phương tiện hạng nặng), hoạt động lắp đi lắp lại nhiều lần, gọi là *phá hỏng do mỏi*.

Mỗi tầng mặt đường có một thời gian tồn tại riêng, phụ thuộc vào lượng giao thông, mà chúng phải trải qua, và mức độ thoái hoá, được dự định trước khi quá trình sửa chữa (duy tu) thấy là cần thiết.

Phục vụ cho mục đích thiết kế mặt đường thì lượng giao thông thường được tính quy đổi cho theo tải tương đương là 8200 kg (18000 lb = 8160 kg) được gọi là *tải trọng chuẩn*. Với các phương tiện giao thông có tải trọng vượt trên tải chuẩn 8200kg sẽ được tính theo hệ số tỷ lệ với *tải trọng chuẩn* cho cùng một khả năng phá hỏng. Hệ số chuyển đổi tương đương thể hiện bảng IX.4.

Khi xác định được tổng số xe, sử dụng cho một đường, mà vượt quá thời gian sử dụng dự định thì cần xác định lượng giao thông vượt trội so với quy ước của tải trọng chuẩn. Do vậy, cần đưa ra một số dự báo về mức độ tăng trưởng lượng giao thông và tải trọng tương ứng.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng trên cho ta thấy chỉ các phương tiện giao thông thương mại (xe tải lớn) mới gây ra hư hại đáng kể đối với *tầng mặt đường*. Do vậy, với mục đích thiết kế mặt đường thì các xe hơi cá nhân có thể được bỏ qua.

Lượng giao thông được đo theo phương thức cộng dồn số lượng quy đổi ra tải chuẩn cho một chiều đi, trong khoảng thời gian sử dụng thiết kế , cho một mặt đường. Đường có nhiều làn xe sẽ tính cộng dồn số lượng tải chuẩn cho từng làn xe và được đưa vào cho thiết kế. Mặc dù tất cả các phương tiện giao thông hạng nặng thường chạy trên các làn có tốc độ chậm, song tất cả các làn đều được thiết kế có cùng chiều dày mặt đường.

Bảng IX.4 - Hệ số chuyển đổi tải trọng từ tải trọng chuẩn

(Theo AASHTO, 1962)

Tải trọng		Hệ số	Tải trọng		Hệ số
kg	lb	chuyển đổi	kg	lb	chuyển đổi
910	2000	0.0002	11790	26000	5.2
1810	4000	0.0025	12700	28000	7.2
2720	6000	0.01	13610	30000	9.9
3630	8000	0.04	14520	32000	13.3
4540	10000	0.08	15430	34000	17.6
5440	12000	0.2	16320	36000	22.9
6350	14000	0.3	17230	38000	29.4
7260	16000	0.6	18140	40000	37.3
8160	***18000***	***1.0***	19070	42000	47.0
9070	20000	1.6	19980	44000	58.0
9980	22000	2.4	20880	46000	72.0
10980	24000	3.6	21790	48000	87.0

Một số lưu ý đặc biệt cần tính đến khi thiết kế tuyến đường phục vụ cho công trường xây dựng, khai thác, mà ở đó phương tiện giao thông một chiều đi rất nặng (chất hàng) và một chiều khi về là rất nhẹ (do đã dỡ hàng).

Thời gian sử dụng được thiết kế cho một tuyến đường thường được quy ước từ 10 đến 20 năm.

VI.3. SỨC KHÁNG LỚP NỀN

Để thiết kế mặt đường giao thông việc xác định bề dày các lớp móng là dựa trên cơ sở sức kháng lớp nền (subgrade). Sức kháng lớp nền thường được xác định theo thí nghiệm CBR. Thí nghiệm này cần được tiến hành cho vật liệu lớp nền, được đầm chặt đến dung trọng quy định cho xây dựng đường, và trong điều kiện độ ẩm cao nhất có thể xảy ra trong khoảng thời gian sử dụng đường.

Giá trị CBR của lớp nền thường biến đổi lớn dọc theo tuyến đường, dẫn đến khó khăn trong lựa chọn giá trị đại diện phục vụ thiết kế. Với đất nền nhiều loại, tốt nhất cần được phân thành từng nhóm thông qua thí nghiệm phân loại, và kết quả CBR của từng nhóm đó

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

cần lựa chọn giá trị đại diện phục vụ cho thiết kế. Việc lựa chọn và đánh giá các giá trị đại diện CBR cho thiết kế phụ thuộc rất nhiều vào kinh nghiệm thực tiễn cá nhân của các nhà thiết kế.

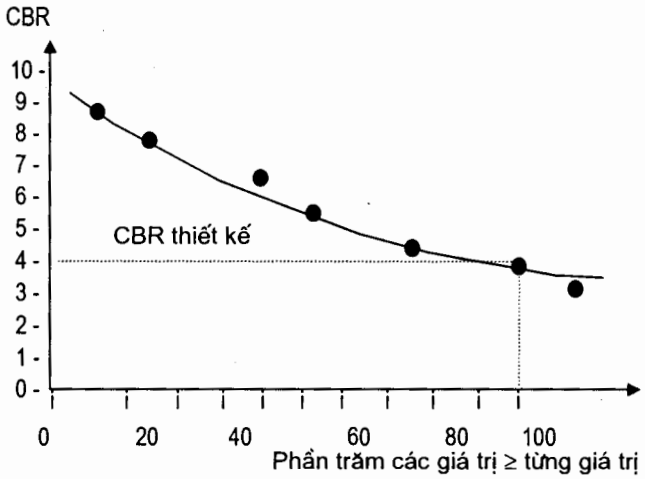
Với từng loại đất việc lựa chọn giá trị CBR thiết kế có thể xác định, trên cơ sở phương pháp đề xuất trong Asphan Institute Manual, MS-1, theo cấu trúc như sau (hình IX.34):

Ví dụ một đất nền có các kết quả CBR là: 9, 5, 8, 6, 5, 7, 4, 7, 4, 3 (10 giá trị)

CBR thiết kế là giá trị mà 90 % tất cả các kết quả thí nghiệm là bằng hoặc lớn hơn.

Những giá trị CBR đáng tin cậy khó xác định chính xác trong loại đất dính có độ ẩm cao vì kết quả thường bị ảnh hưởng rất lớn trong quá trình chuẩn bị mẫu. Giá trị CBR có thể được lấy thông qua tương quan với độ ẩm tương đương, cho các loại đất được đầm chặt 95% theo B.S. Standard Compaction (chày đầm 2,5kg) như kiến nghị trong Road Note 29, và thể hiện trong bảng IX.5.

CBR xếp theo độ lớn	% các giá trị ≥ từng giá trị
9	10
8	20
7	40
7	40
6	50
5	70
5	70
4	90
4	90
3	100



Hình IX.34: *Ví dụ xác định giá trị CBR thiết kế qua kết quả thí nghiệm.*

Bảng IX.5 - Các giá trị CBR thiết kế theo loại đất

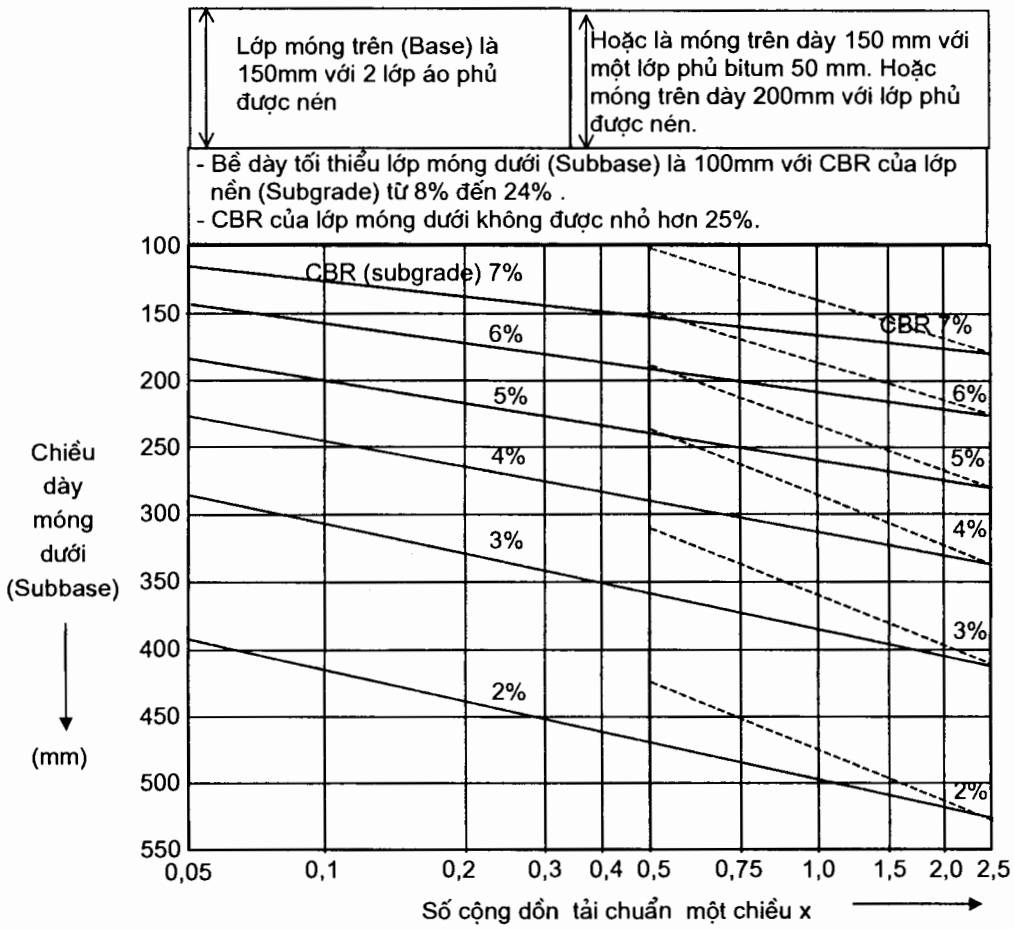
Loại đất	Chỉ số dẻo Ip (%)	CBR (%)	
		Mực nước > 0,6m dưới lớp	Mực nước < 0,6m dưới lớp
Sét	70	2	1
	60	2	1.5
	50	2.5	2
	40	3	2
Sét pha bụi	30	5	3
Sét pha cát	20	6	4
	10	7	5
Bụi	-	2	1
Cát (cấp phối kém)	không dẻo	20	10
Cát (cấp phối tốt)	không dẻo	40	15
Cát lẫn sạn (cấp phối tốt)	không dẻo	60	20

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

VI.4. THIẾT KẾ TẦNG MẶT ĐƯỜNG THEO ROAD NOTE 31

Khi chỉ số CBR của lớp *nền đường* và *lượng giao thông* (thể hiện qua số lượng cộng dồn của tải tiêu chuẩn) đã xác định thì chiều dày các lớp móng đường có thể xác định theo Giản đồ thiết kế hình IX.35.



***Hình IX.35**: Giản đồ thiết kế bề dày móng đường theo Road Note 31. CBR của lớp móng dưới không được nhỏ hơn 25%.*

Giản đồ thiết kế quy ước một bề dày chuẩn là 150mm cho lớp móng trên (base) và lớp áo. Còn bề dày lớp móng dưới thay đổi tuỳ thuộc sức kháng của lớp đất nền và lượng giao thông. Đây là sơ đồ thiết kế kinh tế nhất với một đường có khoảng 0,5 triệu tải chuẩn (standard axles).

Với một mặt đường cần thiết kế cho số lượng lớn hơn 0,5 triệu tải chuẩn thì sử dụng chiều dày *lớp móng trên* 150mm cộng thêm chiều dày 50mm cho *lớp áo* sau này.

Ta có thể dễ dàng nhận thấy trên giản đồ thiết kế chiều dày lớp móng dưới, với bề dày khoảng 100mm, cho lớp nền có chỉ số CBR trong khoảng từ 8 đến 24. Khi CBR > 24 thì không cần thiết sử dụng lớp móng dưới trong thiết kế đường. Với CBR < 7 thì chiều dày lớp móng dưới được xác định theo giản đồ.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Khi vật liệu làm lớp móng dưới khan hiếm, trong khi đó lớp nền có CBR nhỏ hơn 8, thì hiệu quả nhất là sử dụng đất đắp thay thế sao cho CBR của nền đất đắp lớn hơn 8. Khi đó bề dày lớp móng dưới có thể giảm đến giá trị tối thiểu là 100mm.

Lớp móng dưới cần phải đầm chặt, ít nhất đến 100% giá trị dung trọng khô cực đại, theo thí nghiệm đầm chặt (B.S. Compaction Method hoặc phương pháp tương đương).

Vật liệu sử dụng lớp móng trên (base) cần chọn một trong các loại sau:

- Cuội sỏi tự nhiên hoặc đá nghiền đập.
- Đá dăm.
- Hỗn hợp ximăng-đất hoặc vôi-đất.
- Hỗn hợp bitum-cát sạn.

VI.5. THIẾT KẾ TẦNG MẶT ĐƯỜNG THEO PHƯƠNG PHÁP AASHTO

Một phương pháp, dựa theo tài liệu Hướng dẫn phương pháp AASHTO cho thiết kế *cấu tạo tầng phủ mềm*, 1972, được tiến hành như sau:

1. Lớp nền được ấn định một giá trị sức kháng gọi là S. Đây là một hằng số kinh nghiệm phụ thuộc số liệu sức kháng mà lớp nền đường truyền cho lớp mặt đường. Giá trị sức kháng S lấy theo AASHTO Test Road, 1962 và về nguyên tắc không có liên hệ với bất kỳ loại thí nghiệm nào. Người ta kiến nghị mỗi cơ quan thiết kế cần lập cho mình một mối tương quan riêng giữa giá trị S với các thí nghiệm khác nhau. Khi không có các thông tin khác thì có thể lấy S theo tương quan với CBR, như kiến nghị của Utash Department of Highway, và thể hiện trên hình IX.37.

Bảng IX.6 - Ví dụ về giá trị hệ số khu vực (R)

Điều kiện có đóng băng	0,5
Điều kiện khô cằn, sa mạc	0,5
Lượng mưa trung bình, hơi ẩm, đất thấm nước tốt.	1
Vật liệu dưới đáy đường: mùa hè khô và mùa động ẩm	2
Bão hoà nước, khu ngập nước.	4

2. Từ giá trị sức kháng đất nền S và giá trị tổng lượng giao thông (thể hiện qua chuẩn hoá 8200kg của tải tiêu chuẩn), một trị số cấu tạo (SN) được xác định theo giản đồ thiết kế AASHTO, trên hình IX.38.

Đây chỉ là giá trị quy ước thể hiện qua sức kháng tầng phủ (mặt đường) cần thiết tương ứng sức kháng đất nền S, tổng lượng giao thông, thời hạn sử dụng và hệ số khu vực.

Trước khi có thể sử dụng giản đồ hình IX.38, cần xác định hệ số khu vực R (theo bảng IX.6). Hệ số này phụ thuộc khí hậu và điều kiện môi trường xung quanh dọc theo tuyến đường. Hiện tại chưa có phương pháp trực tiếp xác định hệ số khu vực. Mỗi hãng thiết kế thành lập một phương pháp riêng để xác định và các yếu tố sau cần tính đến: địa hình,

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

lượng mưa, độ sâu đóng băng, tần suất, độ dốc mái, diện phân bố điểm quay - điểm đỗ xe v.v... Một ví dụ về hệ số khu vực được thể hiện trong bảng IX.6.

3. Mỗi một lớp mặt đường sẽ được quy định một hệ số lớp , a, mà hệ số này phụ thuộc bản chất vật liệu sử dụng. Giá trị hệ số lớp mặt đường được xác định qua kinh nghiệm hiện trường và áp dụng lý thuyết đàn hồi với từng loại vật liệu. Giá trị quy ước cho cho từng loại vật liệu có thể khác nhau chút ít, tuỳ theo cơ quan thiết kế, song giá trị đại diện trong bảng IX.7 có thể tham khảo sử dụng.

Bảng IX.7 - Ví dụ về giá trị hệ số các lớp a

Loại vật liệu		Hế số a
1) Tầng áo phủ (Surfacing Course)		
- Kiến trúc hiện rõ và đá dăm chặt	+ Ổn định Marshall 350kg	0,018 *
(Bê tông Asphan)	+ Ổn định Marshall 200kg	0,008 *
- Asphan cát	+ Ổn định Marshall 400kg	0,016 *
	+ Ổn định Marshall 200kg	0,008
2) Lớp móng trên (base course)		
- Cát lẫn sạn, sản phẩm tự nhiên		0,003 *
- Sạn sỏi cứng, bằng đá đập		0,005
- Đá dăm cứng, bằng đá đập		0,006 *
- Ximăng trộn đất (sét)	+ > 4500 kN/m2	0,009 *
Sức kháng nén ở 7 ngày được	+ 2800 - 4500 kN/m2	0,008 *
	+ < 2800 kN/m2	0,006 *
- Vôi bột trộn đất (sét)		0,006 - 0,012 *
- Bitum trộn cát	+ Trộn ở nhà máy	0,012 *
	Ổn định Marshal 200 kg	
	+ Trộn trên đường	0,007
- Asphan cấp phối	+ Ổn định Marshal 300 kg	0,013 *
3 - Lớp móng dưới (Subbase course)		
- Sạn sỏi lẫn cát - Cấp phối tốt		0,004 *
- Cát; Hỗn hợp cát / sạn / sét - Cấp phối tốt	(CBR > 25)	0,002 - 0,004*

Ghi chú:

(1) Hệ số lớp theo bảng trên là tính cho chiều dày bằng mm. Giá trị này phải nhân với 25 theo bản AASHTO iterim Guide tính cho chiều dày các lớp mặt đường, tính bằng Inch.

(2) Các giá trị có dấu sao (*), được tính theo mét tương ứng, (theo kiến nghị của Uỷ ban AASHTO cho Thiết kế ngày 12 tháng 10 năm 1961).

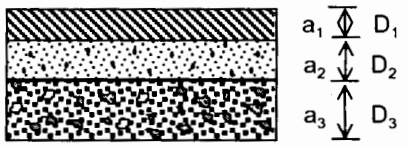
(3) Thí nghiệm Marshall là đo ổn định cho bê tông asphan của lớp áp phủ. Một lõi bê tông asphan, khoan tại hiện trường, được đưa về nén theo chiều ngang lớp, để xác định sức chịu tải vật liệu.

4. Bề dày các *lớp mặt đường* được tính toán theo biểu thức:

$$SN = a_1.D_1 + a_2.D_2 + a_3.D_3 + ... \qquad (IX.39)$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

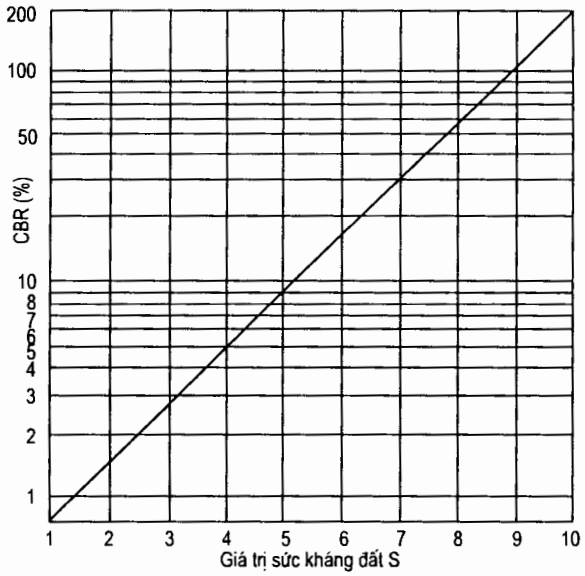
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



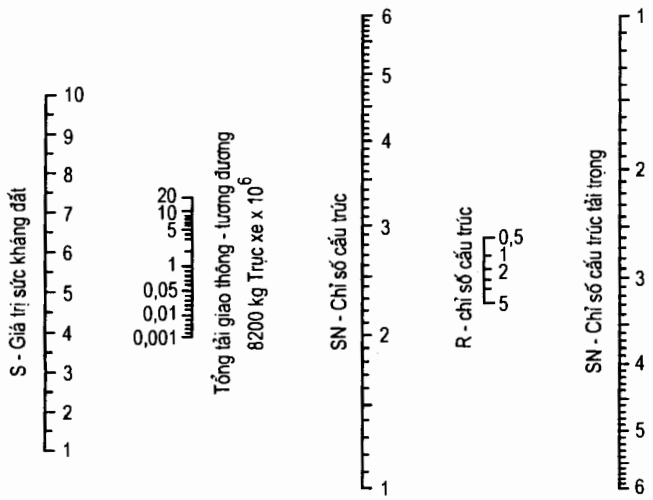
Trong đó: SN : chỉ số cấu trúc .
a_1, a_2 : hệ số lớp mặt.
D_1, D_2 : bề dày lớp tính bằng mm (xem hình IX.36).

Hình IX.36: *Bề dày các lớp mặt đường và hệ số*

Giản đồ hình IX.37 phù hợp cho thiết kế cho phần lớp các loại đường cao tốc có mức độ sử dụng cao. Với các đường nhỏ, thông thường AASHTO lập thành giản đồ riêng với khoảng thời gian sử dụng thấp. Trị số cấu tạo chịu tải (SN) theo giản đồ riêng này cho giá trị nhỏ hơn khoảng 10 % so với kết quả tra trên giản đồ hình IX.37.



Hình IX.37: *Tương quan sức kháng đất, S và CBR, (Theo Utash Department of Highway)*



Hình IX.38: *Giản đồ thiết kế theo phương pháp AASHTO, Xác định Trị số cấu tạo chịu tải cho đường cao tốc*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Thông thường, chiều dày của *lớp áo đường* và của lớp *móng trên* là cố định. Do vậy, việc xác định bề dày của *tầng mặt đường* chỉ là xác định lớp *móng dưới* (Subbase).

VI.6. VẬT LIỆU SỬ DỤNG CHO LỚP MÓNG TRÊN (BASE)

VI.6.1 Sạn sỏi tự nhiên (natural gravel)

Sạn sỏi tự nhiên là các loại vật liệu thô rời, được thành tạo tự nhiên, bao gồm sạn sỏi thềm sông suối, hạt đá phân tách, sạn sỏi laterit v.v.... Vật liệu này thường có cấp phối tự nhiên ổn định cơ học, và đương nhiên, có chứa một lượng hạt mịn thích hợp để có một trạng thái chặt nhất. Bảng IX.8 cho ta yêu cầu cơ bản về phân bố kích cỡ hạt cho lớp móng trên.

Vấn đề khó nhất là làm sao cung cấp vật liệu sạn sỏi mà có độ dẻo dính nhất định do các hạt mịn (như yêu cầu 1 trong bảng IX.8). Vấn đề này thường được khắc phục bằng cách thêm một lượng hạt mịn cần thiết để đạt yêu cầu.

VI.6.2. Đá nghiền đập (Crushed Stone)

1. Móng trên bằng đá dăm - đầm vẩy nước

Đây là loại vật liệu làm lớp móng trên (base) được tạo ra từ đá nghiền đập thành các hạt cứng chắc, có cùng kích cỡ hạt danh định trong khoảng từ 37,5 đến 50mm. Sau khi lớp đá dăm được rải, tiến hành lu lăn đồng thời với việc rải các lớp hạt mịn và vẩy nước lên bề mặt để lèn chặt vật liệu. Bề dày của mỗi phân lớp đầm chặt không vượt quá 2 lần đường kính hạt đá dăm nhỏ nhất. Hạt mịn rải lấp vào khe phải là loại không dẻo dính (là mặt đá có kích cỡ hạt thuộc loại cấp phối tốt) với đường kính lớn nhất của hạt không quá 6,3mm (1/4 inc.).

Bảng IX.8 - Yêu cầu cơ bản đối với sạn sỏi làm lớp móng trên (base)

Yêu cầu phân bố hạt (% lọt rây)					Các yêu cầu khác
Cỡ rây theo BS	Kích cỡ danh định (mm)				
	37.5	20.0	10.0	5.0	
37,5mm	100	-	-	-	1. Chỉ số dẻp Ip* ≤ 6 %, Không dẻo
30,0mm	80 - 100	100	-	-	2. Độ co ngót * ≤ 4 %
10,0mm	55 - 80	80 - 100	100	-	3. Giới hạn chảy LL* ≤ 25 %
5,0mm	40 - 60	50 - 75	80 - 100	100	4. Dụng trọng hiện trường nhỏ nhất
2,4mm	30 - 50	35 - 60	50 - 80	80 - 100	100% đầm chặt theo BS (R =2.5kg)
1,2mm	-	-	40 - 85	50 - 80	hoặc thiết bị tương đương
600µm	15 - 30	15 - 35	-	30 - 60	5. CBR ở 100% đầm chặt theo BS,
300µm	-	-	20 - 40	20 - 45	sau 4 ngày ngâm nước ≥ 80%
75µm	5 - 15	5 - 15	10 - 25	10 - 25	6. Loại bỏ các hạt đá mềm dễ bị đập
Ghi chú: Giá trị này cần xác định với các hạt lọt rây 425µm					vỡ khi đầm (nếu có thể).

2. Móng trên (base) bằng đá dăm - đầm khô

Phương pháp thi công lớp móng trên này tương tự như với đá dăm đầm vẩy nước. Lớp hạt mịn cần tạo ra bằng cách nghiền mịn bột đá, đường kính 5mm (3/16 inc.). Lớp vật liệu mịn này, với bề dày khoảng 25mm, được trải trên mặt lớp đá dăm rồi tiến hành đầm rung

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

hoặc đầm lăn để hạt mịn lọt khe và đầm chặt. Vật liệu mịn cần bổ sung thêm nếu thiếu. Đầm chặt cuối cùng phải sử dụng loại xe lu bánh nhẵn.

3. Móng trên bằng đá nghiền cấp phối

Đây là phương pháp sử dụng sản phẩm vật liệu từ máy đập nghiền đá, với mọi loại hình dạng kích cỡ. Sau đó sản phẩm được được sàng lọc phân loại rồi được trộn lẫn với tỷ lệ cấp phối theo yêu cầu. Vật liệu này cần luôn giữ ẩm trong quá trình vận chuyển và rải để tránh hiện tượng phân lớp.

Bề dày của mỗi phân lớp đầm chặt không vượt quá 150mm (6 inc.). Các yêu cầu về giới hạn cấp phối và các yêu cầu khác được thể hiện trong bảng IX.9.

Bảng IX.9 - Yêu cầu cơ bản cho đá nghiền cấp phối dùng làm móng trên

Cỡ rây	% lọt rây	Những yêu cầu khác
50mm	100	- Trị cấp phối nghiến (Aggregate Crushing Value)
37,5mm	95 - 100	(theo BS 812) = 35 % max.
20mm	60 - 80	- Độ mài mòn đang quay (Los Angeles Abraision)
10mm	40 - 60	(theo AASHTO T96) = 50 % max.
5mm	25 - 40	- Trị độ cứng sulphat sodium (theo AASHTO T104) = 12 % max.
2.4mm	15 - 30	- Chỉ số dẻo Ip của hạt mịn (theo BS 1377) = 8 % max.
600μm	8 - 22	- Giới hạn chảy LL hạt mịn (theo BS 1377) = 25 % max.
75μm	5 - 12	

VI.6.3. Hỗn hợp gia cường đất-ximăng hoặc đất-vôi bột

Phần lớn các loại đất đều tạo thành hỗn hợp gia cường khi trộn với ximăng hoặc vôi bột. Tuy nhiên, với loại đất cấp phối tốt thì tạo thành hỗn hợp tốt hơn. Đất có độ đồng đều (D_{60}/D_{10}) < 6 thì nên loại bỏ.

Đất được rải đều thành phân lớp mỏng rồi được trộn (trong điều kiện khô hoặc vẩy nước để đạt độ ẩm tối ưu) với lượng xi-măng hoặc vôi bột rải đều lên trên. Ximăng (hoặc vôi bột) sau khi được trộn lẫn vào lớp đất và hỗn hợp đó cần được đầm chặt.

Ximăng thường làm chặt cứng cả đất dính lẫn đất rời, song với vôi bột phụ thuộc nhiều vào phản ứng gắn kết với vật liệu sét. Do vậy, vôi bột thường được sử dụng với loại đất có hàm lượng hạt mịn (d < 425μm) ít nhất là 15%, và chỉ số dẻo (Ip) của hạt mịn ít nhất là 10%.

Sức kháng của các *hỗn hợp gia cường* thường được xác định bằng thí nghiệm CBR hoặc thí nghiệm nén nở hông (UCS). Mẫu hỗn hợp được đầm chặt đến độ chặt quy định tại hiện trường (tính theo dung trọng khô), rồi ngâm nước theo yêu cầu (thường từ 7 đến 14 ngày).

Những giá trị quy định sau cần đạt tới cho hỗn hợp gia cường khi thí nghiệm CBR và q_u (UCS): CBR = 100%, hoặc q_u (UCS) = 1700 kN/m^2

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Các thí nghiệm trên cho hỗn hợp xi măng-đất ở thời hạn 7 ngày và cho hỗn hợp vôi-đất ở thời hạn 28 ngày.

Có trường hợp xảy ra là chỉ số CBR và q_u(UCS) không tương đồng với cùng loại hỗn hợp, nhất là với hỗn hợp vôi-đất, khi đó lấy thí nghiệm CBR làm tiêu chí đánh giá. Với hỗn hợp đất-ximăng lượng ximăng chiếm khoảng từ 2 - 10%, và hỗn hợp đất-vôi bột lượng thì lượng vôi bột chiếm khoảng 2 - 5 %. Hàm lượng chất gia cường (minimum stabiliser) tối thiểu kiến nghị sử dụng được thể hiện trong bảng IX.10.

VI.6.4. Hỗn hợp gia cường đất-bitum

Bitum cũng có thể dùng làm chất gia cường để tạo thành hỗn hợp sử dụng cho lớp móng trên (base). Tuy nhiên, nó chỉ kết hợp tốt với đất loại cát và sạn cấp phối tốt. Có hai phương pháp chế bị sản phẩm thường được sử dụng như sau:

Bảng IX.10 - Kiến nghị hàm lượng tối thiểu chất gia cường

Loại đất	Quá trình trộn	Min. % của chất gia cường
Sạn sỏi	Trộn tại chỗ	3
	Máy trộn và máy trộn di động	2
Cát lẫn ít sét	Trộn tại chỗ	4
	Máy trộn và máy trộn di động	3

1 - Cát được rải thành lớp mỏng sau đó trải lớp mỏng bitum lên trên rồi tiến hành trộn đều trước khi thực hiện quá trình đầm chặt. Phương thức tiến hành trộn tương tự như làm với hỗn hợp ximăng-đất hoặc vôi bột-đất.

2 - Cát và bitum được trộn lẫn với nhau trong máy trộn và hỗn hợp được rải bằng máy và lu nén khi thi công mặt đường.

Bitum có độ nhớt càng cao thì độ chặt cứng của tầng phủ mặt đường càng lớn. Tuy nhiên, để có độ nhớt cao cần lượng bitum lớn và khi rải lớp cần ở nhiệt độ cao.

Sức kháng của hỗn hợp gia cường này có thể được xác định bằng thí nghiệm CBR hoặc UCS. Song thông thường, người ta sử dụng thí nghiệm xác định độ ổn định hiện trường theo phương pháp Marshall hoặc Hubbard. Kết quả sức kháng tốt nhất thường nhận được từ hỗn hợp có cấp phối tốt. Cát với độ cấp phối kém cũng có thể gia cường cứng, song với loại cát này thì hàm lượng hạt mịn là cần thiết, nên người ta thường phụ thêm (đến 30%) hàm lượng bột mịn của mạt đá nghiền để đạt độ ổn định mong muốn.

Thông thường, người ta chỉ phụ thêm một lượng dưới 12% (thêm lượng 5 - 9 % cho kết quả tối ưu) và loại hạt mịn phụ thêm này cần có chỉ số dẻo không được lớn hơn 6 (tốt nhất không dẻo dính).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Khi độ ổn định không đạt được như mong muốn cần phụ thêm một lượng ximăng (khoảng 1 - 2 %) thay cho hàm lượng hạt mịn nêu trên sẽ gia cường sức kháng đáng kể. Thông thường, hàm lượng bitum cần thiết chiếm khoảng 2 - 5 % theo trọng lượng.

Tiêu chí đánh giá ổn định Marshall và kiến nghị nhiệt độ hỗn hợp khi thi công được thể hiện trong bảng IX.11 và IX.12.

Bảng IX.11 - Kiến nghị tiêu chí đánh giá ổn định Marshall cho lớp móng trên sử dụng hỗn hợp gia cường đất-bitum

	Lương giao thông (traffic)		
	Thấp	Trung bình	cao
Ổn định Marshall ở 60° (min)	100 kg	150 kg	200 kg
Độ chảy Marshall ở 60°	2 - 5 mm	2 - 4 mm	2 - 4 mm

Bảng IX.12 - Kiến nghị hỗn hợp và nhiệt độ khi rải lớp cho lớp móng trên sử dụng hỗn hợp gia cường đất-bitum

Nhiệt độ dưới tải - trộn máy; 60 - 100 phun thấm bitum	120 - 150°C
Nhiệt độ khi rải - trộn máy ; 60 - 100 phun thấm bitum	110 - 140°C
Trộn tại chỗ - Điều chỉnh bitum RC,MC hoặc SC: grade 30	15 - 40°C
grade 70	35 - 60°C
grade 250	55 - 80°C
grade 800	75 - 95°C

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Chương X

THUỶ LỰC CÔNG TRÌNH

Thuỷ lực của đất nền liên quan đến vấn đề ổn định trong các điều kiện thi công của các công trinh xây dựng. Những trình bầy sau đây được lựa chọn từ các vấn đề thông dụng nhất của thuỷ lực công trình.

I. TÍNH CHẤT CHUYỂN ĐỘNG NƯỚC TỰ DO

I.1. TRẠNG THÁI NƯỚC DƯỚI ĐẤT

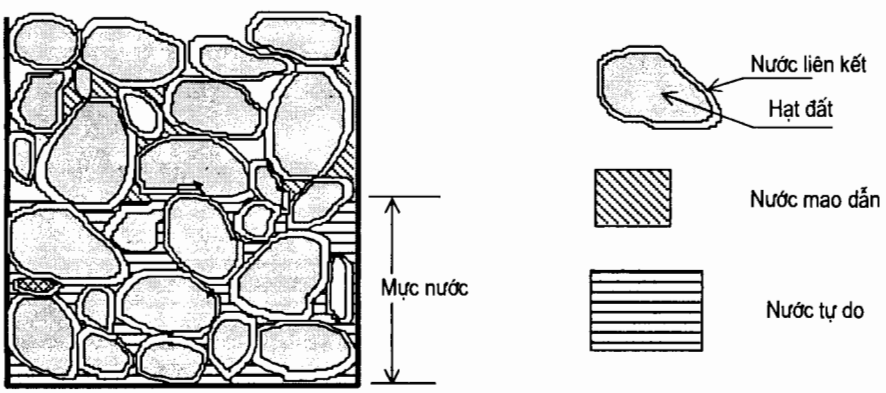
Theo hình X.1 ta có thể phân biệt:

a) Nước thành tạo : là nước chứa trong thành phần hoá học của các phơi đất.

b) Nước liên kết : là nước hấp thụ như đã mô tả ở chương trước.

c) Nước lỗ rỗng : nước này bao gồm hại loại:

- Nước mao dẫn
- Nước tự do



Hình X.1: *Các trạng thái nước trong đất.*

Nước lỗ rỗng ở trạng thái tự do là khi đất bão hoà ngập dưới mực nước ngầm. Nước này khi chảy sẽ tuân theo định luật thuỷ lực về dòng chảy (định luật Darcy). Nước lỗ rỗng dưới dạng mao dẫn là trạng thái cân bằng giữa một bên là trọng lượng của chúng và một bên là lực hút mao dẫn, phát triển giữa bề mặt của nước và không khí.

Cả hai loại nước tự do và nước mao dẫn trong nước lỗ rỗng đều chứa trong các khe rỗng giữa các hạt đất. Người ta gọi là *áp lực lỗ rỗng* là áp lực trung hoà tồn tại ở một điểm bất kỳ trong *nước lỗ rỗng*. Giá trị này là dương khi vị trí xác định nằm dưới mực nước ngầm, và là âm khi nằm trong nước mao dẫn.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

I.2. NƯỚC CHẢY THẲNG DÒNG. ĐỊNH LUẬT DARCY

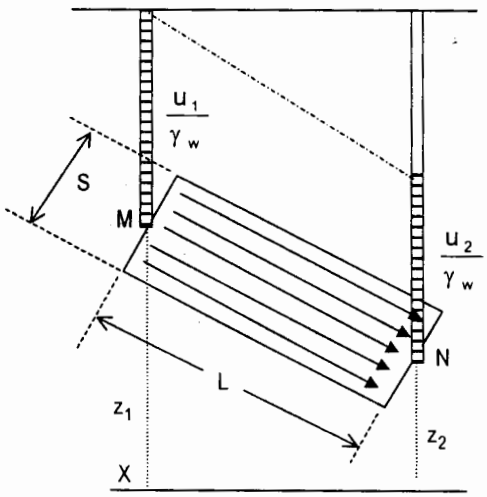
Xem xét một khối đất hình trụ tiết diện S (hình X.2) và giả thiết có dòng chảy, từ M đến N, ta có một loạt các khái niệm sau:

- Q là lưu lượng nước chảy qua tiết diện S.

- Vận tốc dòng chảy được định nghĩa:

$$v = \frac{Q}{S} \qquad (X.1)$$

Vận tốc v này có đặc trưng biểu kiến vì thực chất nước chỉ chảy trong các lỗ rỗng của đất. Do đó, tiết diện thực tế nước chảy qua chỉ là: n.S (n : độ rỗng). Mặt khác đường đi của nước trong lỗ rỗng lại không thẳng mà uốn lượn theo khe rỗng.



Hình X.2

- Cột nước tại điểm M được định nghĩa qua biểu thức:

$$h_1 = z_1 + \frac{u_1}{\gamma_w} \qquad (X.2)$$

Trong đó:

z_1 - cốt cao điểm M so với mặt chuẩn.

u_1 - áp lực lỗ rỗng tại điểm M.

v - vận tốc nước chảy

- Gradient thuỷ lực:

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L} = \frac{\Delta h}{L} \qquad (X.3)$$

Trong đó:

Δh - độ chênh cột nước giữa 2 điểm.

L - khoảng cách giữa 2 điểm.

Định luật Darcy áp dụng cho hiện tượng nước chảy trong đất được thể hiện qua biểu thức:

$$v = k.i \qquad (X.4)$$

Trong đó:

v - vận tốc nước chảy, tính bằng m/s hoặc cm/s.

k - hệ số thấm của đất, tính bằng m/s hoặc cm/s

i - gradient thuỷ lực (không thứ nguyên).

Ghi chú: *Lưu lượng nước chảy (Q) qua một tiết diện đất (S) được thể hiện theo biểu thức:*

$$Q = v.\ S = k.i.S \qquad (X\text{-}5)$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

I.3. HỆ SỐ THẤM CỦA ĐẤT VÀ CÁC PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH

Hệ số thấm của đất, là một thông số liên quan đến tính chất thuỷ lực của đất nền, phụ thuộc thành phần hạt, bản chất vật liệu và cấu trúc đất.

Đất có hạt càng mịn hệ số thấm càng nhỏ và ngược lại. Đất sét thường được xem là không thấm (cách nước) vì chúng có hệ số thấm rất nhỏ. Đất có trạng thái độ chặt càng cao thì độ rỗng càng nhỏ, khoảng khe nước chảy qua càng bé nên hệ số thấm càng nhỏ. Do vậy, khi xác định hệ số thấm của một loại đất chỉ có ý nghĩa cho một mật độ (dung trọng) nhất định của đất.

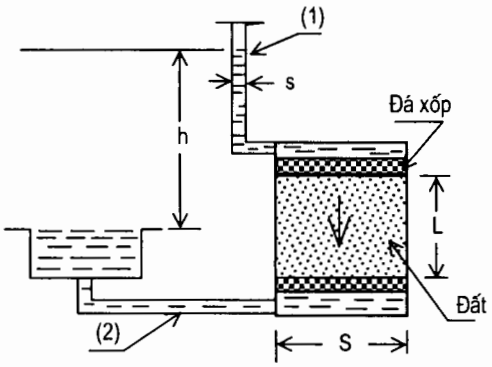
I.3.1. Xác định hệ số thấm theo thí nghiệm trong phòng

Xác định hệ số thấm của đất chính là áp dụng trực tiếp định luật Darcy. Trong trường hợp trong phòng thí nghiệm có các phương pháp sau:

- Xác định theo phương pháp cột nước không đổi, thường áp dụng cho đất thấm tốt.
- Xác định theo phương pháp cột nước biến đổi, thường áp dụng cho đất thấm yếu.

1. Phương pháp cột nước không đổi

Một thỏi đất có tiết diện S, chiều dài L, được lắp vào thiết bị đo thấm trong phòng. Hai đầu thỏi đất đó được gắn với đá xốp, thấm nước, trước khi thông ra ngoài theo các ống phục vụ thí nghiệm (hình X.3).



Hình X.3: *Sơ đồ thí nghiệm thấm trong phòng thí nghiệm*

Thí nghiệm *cột nước không đổi* là để cho độ chênh cột nước (h) giữa hai mặt lõi đất không đổi trong suốt quá trình đo và tiến hành đo lượng nước (Q*) chảy qua lõi đất, trong một khoảng thời gian (t).

Theo định luật Darcy, trong biểu thức X.4, ta có thể xác định:

$$k = \frac{Q^*.L}{h.S.t} \qquad (X.6)$$

Trong đó: S là tiết diện mẫu đất mà nước chảy qua.

2. Phương pháp cột nước thay đổi.

Trường hợp xác định hệ số thấm với cột nước biến đổi là mực nước ở ống (1), trên hình X.3, ban đầu được đổ đầy nước và cột nước đó từ từ hạ xuống theo thời gian.

Với tiết diện s của ống, sau 1 khoảng thời gian dt, thì lượng nước chảy qua thỏi đất được thể hiện theo biểu thức:

$$Q^* = - s.dt \text{ mà } Q^* = k.i.S.dt.$$

Do vậy, gradient thuỷ lực (i) ở thời điểm (t) được xác định bằng h/L, nên:

$$Q^* = k.h/L.S.dt$$

Cân bằng hai biểu thức Q* nêu trên ta được biểu thức cuối cùng xác định hệ số thấm như sau:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

$$k = \frac{s.L}{S} \cdot \frac{Ln\frac{h_0}{h_1}}{t_1 - t_0}, \text{ hoặc là} \qquad (X.7)$$

$$k = 2.3.\frac{s.L}{S} \cdot \frac{\log\frac{h_0}{h_1}}{t_1 - t_0} \qquad (X.7bis)$$

Trong đó:

h_0 : chênh cột nước ở thời gian t_0

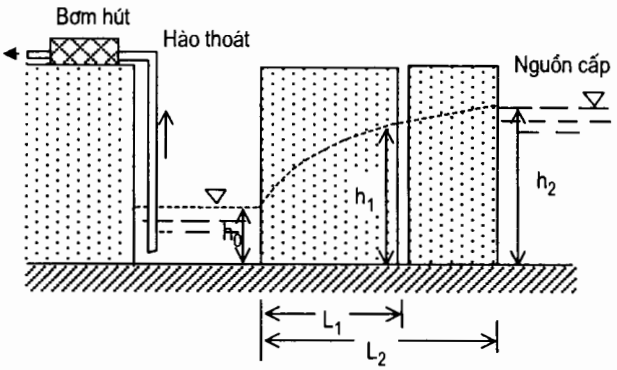
h_1 : chênh cột nước ở thời gian t_1

I.3.2. Thí nghiệm bơm hút nước trong hào đào

Phương pháp bơm hút nước trong hố đào thuộc loại thí nghiệm hiện trường, theo phương pháp *cột nước không đổi* (hình V.4) để xác định hệ số thấm của đất và được thể hiện theo biểu thức:

$$k = \frac{2QL_1}{h_1^2 - h_0^2} = \frac{2QL_2}{h_2^2 - h_0^2} \qquad (X.8)$$

Trong đó: Q là lưu lượng ổn định trong quá trình bơm khi độ cao hạ thấp h_0 là không đổi.



Hình X.4

I.3.3. Thí nghiệm đổ nước trong hố khoan

Hố khoan được tạo trong môi trường thí nghiệm theo các điều kiện sau (theo M.E Harr, McGraw-Hill (1962):

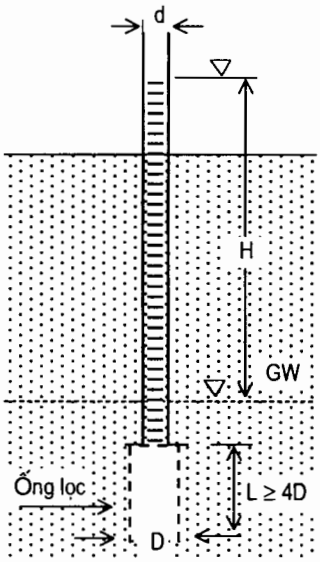
1. Trường hợp 1: Môi trường đồng nhất (hình X.5) hệ số thấm k được xác định theo các phương pháp sau:

- Phương pháp *cột nước không đổi*: Là quan trắc một lưu lượng Q không đổi, cần thiết đổ vào trong hố khoan, để cột nước H là không đổi.

Hệ số thấm k được xác định theo biểu thức:

$$k = \frac{Q.Ln\left(\frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{L}{D}\right)^2}\right)}{2\pi L.H} \qquad (X.9)$$

- Phương pháp *cột nước hạ thấp*. Là quan trắc tiến trình hạ thấp cột nước theo thời gian sau khi đổ nước vào trong hố khoan đến chiều cao H.



Hình X.5

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

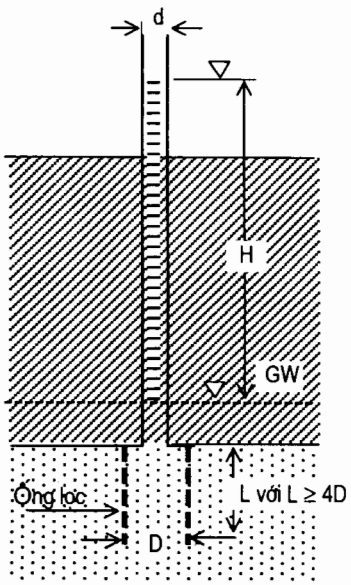
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Hệ số thấm k được xác định theo biểu thức:

$$k = \frac{d^2 Ln(\frac{2L}{D})}{8LT} \qquad (X.10)$$

Trong đó các thông số trong công thức lấy theo hình X.5 và T xác định theo giản đồ hình X.8. Thời gian quan trắc có thể lấy theo sơ đồ sau:

0, 5, 10, 15, 30, 45, 60 (phút), 2 giờ, 4, 6, 8, 10, 12, 18, 24, 36, 48, 60, 72, 84, 96 (giờ) v.v... Thí nghiệm dừng khi độ hạ thấp cột nước đạt đến bằng (0.1-0.2)H.



Hình X.6

2. Trường hợp 2: Điều kiện tầng chứa nước cần thí nghiệm nằm dưới lớp cách nước (hình X.6) thì hệ số thấm k được xác định như sau:

- Phương pháp *cột nước không đổi*:

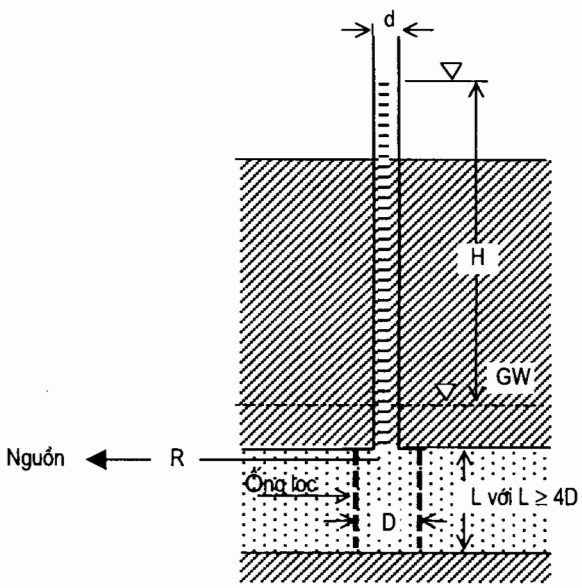
$$k = \frac{Q Ln(\frac{2L}{D} + \sqrt{1+\left(\frac{2L}{D}\right)^2})}{2\pi LHc} \qquad (X.11)$$

- Phương pháp *cột nước hạ thấp:*

$$k = \frac{d^2 Ln(\frac{4L}{D})}{8LT} \qquad (X.12)$$

Trong đó các thông số trong công thức lấy theo hình X.6 và T xác định theo giản đồ hình X.8. Thời gian quan trắc có thể lấy như trên.

3. Trường hợp 3: Điều kiện là tầng chứa nước cần thí nghiệm nằm xen kẹp giữa hai lớp cách nước (hình X.7). Hệ số thấm k được xác định như sau:



Hình X.7

- Phương pháp *cột nước không đổi*:

$$k = \frac{Q.Ln(\frac{2R}{D})}{2\pi.L.H} \qquad (X.13)$$

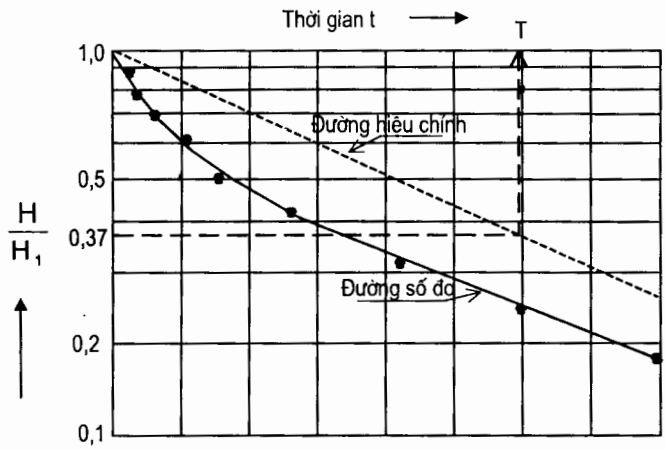
- Phương pháp *cột nước hạ thấp:*

$$k = \frac{d^2 Ln(\frac{2R}{D})}{2\pi.L.T} \qquad (X.14)$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Thí nghiệm theo phương pháp *cột nước biến đổi* cần xác định *hệ số thời gian* T. Cách xác định T theo toán đồ hình X.8, thể hiện mối quan hệ giữa tỷ biến đổi cột nước (H/H_1) - theo thang log với thời gian quan trắc (t) - theo thang trực tiếp. H là cột nước biến đổi theo thời gian quan trắc nước hạ thấp và H_1 là cột nước ở thời điểm bắt đầu thí nghiệm. Từ gốc toạ độ kẻ đường song song với *đường số đo* gọi là *đường hiệu chỉnh*. T được xác định trên trục thời gian tương ứng $H/H_1 = 0,37$, gióng cắt qua lên đường hiệu chỉnh.



Hình X.8: *Toán đồ quan hệ log(H/H_1) và thời gian (t) theo phương pháp cột nước biến đổi (có hiệu chỉnh số đo ban đầu).*

Có thể áp dụng phương pháp *múc nước thí nghiệm* trong trường hợp này. Thí nghiệm phương pháp *cột nước không đổi* được kiến nghị áp dụng cho đất có hệ số thấm $k > 10^{-4}$ m/s và cột nước biến đổi áp dụng cho đất với $k < 10^{-4}$ m/s.

I.3.4. Phương pháp thí nghiệm Lefranc

Phương pháp bơm nước thí nghiệm trong hố khoan để xác định hệ số thấm k thường chịu một chi phí lớn.

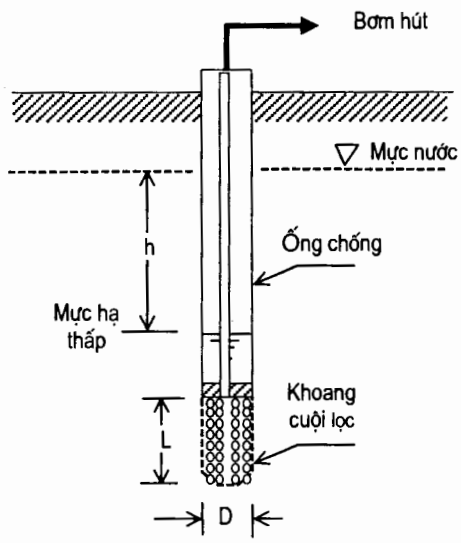
Một phương pháp khá đơn giản để xác định hệ số thấm trong đất mềm rời - đó là phương pháp Lefranc (hình X.9)

Một khoảng trống hình trụ có chiều cao L, đường kính D, dưới đáy hố khoan. Phía trên được cách ly bằng ống chống.

Trong chế độ dòng chảy thường xuyên ta có biểu thức:

$$Q = C.h.k \qquad (X.15)$$

Trong đó: $$C = \frac{2\pi L}{Ln\frac{2L}{D}} \text{ nếu } L > 2D \qquad (X.16)$$



Hình X.9

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Nếu L < 2D, biểu thức IX.16 sẽ không có giá trị và khi đó cần mô hình hoá khoang trống thành hình cầu, thể hiện qua biểu thức gần đúng sau:

$$C = 2\pi D\sqrt{\frac{L}{D}+\frac{1}{4}}$$

Với L = D thì công thức trên cho : C = 2,24 πD.

Với hình cầu : C = 2πD

Ta cũng có thể tiến hành thí nghiệm trên theo phương pháp *cột nước biến đổi* và thường áp dụng cho đất thấm nước kém. Khi đó, hệ số thấm có thể xác định qua biểu thức:

$$k = \frac{S}{C}\cdot\frac{Ln\frac{h_0}{h_1}}{t_1 - t_0} \qquad (X.17)$$

Trong đó:

S - tiết diện hố khoan

h_1, h_0 - mực nước trong hố khoan (so với mực nước tĩnh) giữa khoảng thời gian t_1 và t_0.

I.3.5. Phương pháp thí nghiệm Lugeon

1. Nguyên lý

Thí nghiệm Lugeon được sử dụng để *xác định hệ số thấm và mức độ nứt nẻ của khối đá*. Thí nghiệm theo nguyên lý bơm nước dưới áp lực, vào từng đoạn hố khoan cách ly, trong một hố khoan. Biến thiên lưu lượng nước bơm phụ thuộc vào áp lực bơm để xác định *hệ số thấm của cả khối đá* đồng thời đánh giá được *chỉ số về mức độ nứt nẻ* của khối đá đó.

Thí nghiệm được tiến hành theo từng đoạn riêng biệt trong hố khoan. Kết quả không chỉ xác định mức độ thẩm thấu của cả khối đá mà đánh giá mức độ thẩm thấu tương đối cho từng đoạn, và qua đó, đánh giá mức độ mức độ nứt nẻ hay phong hoá của khối đá.

Thí nghiệm Lugeon đặc biệt hữu dụng cho việc xác định sự cần thiết *phải phun trám vữa xi-măng* trong đá khối nứt nẻ.

2. Phương pháp tiến hành

Người ta thường sử dụng một dãy *5 khoảng nút cách ly* (packer) *cho thí nghiệm* được sử dụng để thí nghiệm cho từng đoạn. Mỗi đoạn thí nghiệm kéo dài 10 phút với phương thức sau:

- Thí nghiệm đầu tiên tiến hành ở áp lực thấp P_1.
- Thí nghiệm thứ 2 ở áp lực trung bình P_2.
- Thí nghiệm thứ 3 ở cấp áp lực cao P_3.
- Thí nghiệm tứ 4 ở cấp áp lực tương tự P_2.
- Và thí nghiệm thứ 5 ở cấp thấp, tương tự P_1.

Tỷ lệ giữa các cấp áp lực P_1, P_2, P_3 là 1 : 1,75 : 2,5 hoặc 1 : 2 : 3. Giới hạn của cấp P_3 tuỳ thuộc thiết bị sử dụng và áp lực cột đất ở vị trí thí nghiệm. Tối đa áp lực P_3 có thể sử dụng bằng 1 đến 1,5 lần áp lực cột đất. Thiết bị thí nghiệm và cách thức bố trí xem hình X.10a.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

3. Diễn dịch kết quả

Lugeon (1933) đã chuẩn hoá *một áp lực thí nghiệm* là sử dụng áp lực nước ở 10 bars (100 kN/m^2) và lưu lượng (đo bằng lít/phút) cho mét chiều dài hố khoan. Giá trị *lưu tốc* (flow rate) dòng chảy ở các áp lực khác nhau, được gọi là *chuẩn thí nghiệm Lugeon*, được xác định như sau:

$$1 \text{ đơn vị Lugeon} = \frac{\text{Lưu tốc (lit/phút)} \times 10\text{bars}}{\text{áp lực thí nghiệm } p_e \text{ (bar)}}$$

$$p_e = p_m + \frac{H}{10} - \frac{p_c}{10} \qquad (X.18)$$

Trong đó:

p_e - áp lực hữu hiệu của đoạn thí nghiệm.

p_m - áp lực đọc trên áp kế.

H - độ chênh từ áp kế đến mặt nước ngầm.

p_c - tổn thất cột áp - dùng giản đồ hoặc chuẩn khi lắp đặt ở không khí.

Giả thiết cho rằng mối quan hệ giữa lưu tốc và áp lực là tuyến tính. Tuy nhiên không phải mọi trường hợp đều đúng và bảng X.1 sau đây cung cấp cơ sở để xác định giá trị chỉ số lugeon của đá ở các trường hợp khác nhau.

Bảng X.1 - Diễn dịch kết quả thí nghiệm Lugeon

Áp lực thí nghiệm	Giá trị Lugeon (thí nghiệm)	Kiểu dòng chảy và Diễn dịch kết quả
P_1 P_2 P_3 P_2 P_1		*Dòng chảy tầng* Tất cả giá trị Lugeon gần bằng nhau. Sử dụng giá trị Lugeon trung bình của cả 5 thí nghiệm.
P_1 P_2 P_3 P_2 P_1		*Dòng chảy rối* Giá trị Lugeon giảm khi áp lực tăng. Sử dụng giá trị Lugeon ở áp lực cao nhất. Dòng chảy hiếm khi dạng rối hoàn chỉnh.
P_1 P_2 P_3 P_2 P_1		*Giãn nở* - Nguyên nhân do các nứt nẻ bị mở rộng dưới áp lực cao. Đây được xem là đặc điểm tạm thời không phải tính chất thường xuyên của nước áp lực. Do vậy cần sử dụng giá trị trung bình của lugeon ở hai áp lực thấp.
P_1 P_2 P_3 P_2 P_1		*Rửa trôi* - Các chất lấp nhét trong các nứt nẻ bị rửa trôi khi có dòng nước chảy. Giả thiết rằng sự rửa trôi xảy ra là đặc điểm thường xuyên của đá. Sử dụng giá trị Lugeon cao nhất, ở áp lực sau cùng. Đây cũng là dấu hiệu cho thấy áp lực quá cao.
P_1 P_2 P_3 P_2 P_1		*Tràn khe rỗng* - Nguyên nhân là do nước được lấp đầy khe rỗng trong loại đá bán bão hoà. Giá trị Lugeon cuối cùng được sử dụng hoặc, tốt nhất, thí nghiệm kéo dài thêm để bảo đảm đá bão hoà.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

4. Xác định hệ số thấm k

- Lập các biểu đồ áp lực P (bar) - Lưu lượng Q (lit/phút). Các dạng biểu đồ xem hình X.10b.

- Xác định hệ số thấm thực tế, trong điều kiện nước chảy dạng chảy tầng và chế độ thường xuyên. Trên đường cong của đồ thị (Q - p_e) có dạng đường thẳng chạy qua gốc:

$$k = \frac{1}{10.C} \cdot \frac{Q}{p_e} \qquad (X.19)$$

Trong đó: C là hệ số hình dạng, lấy theo công thức X.16 trên. Cứ 1 Lugeon. 10^{-5} cm/s là kết quả công thức trên, với ± 40% là chấp nhận được.

5. Xác định trạng thái nứt nẻ của đá

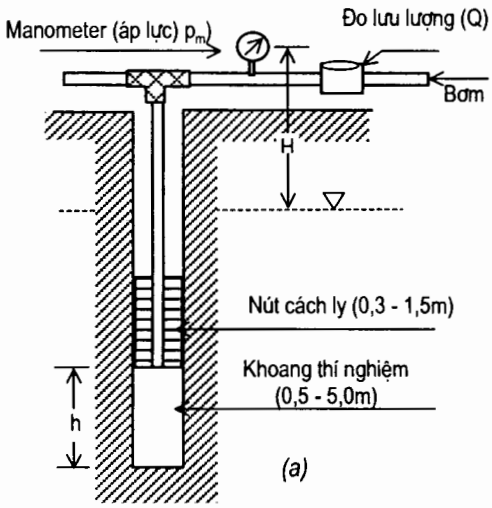
Với hàm số Q : f(e^3),

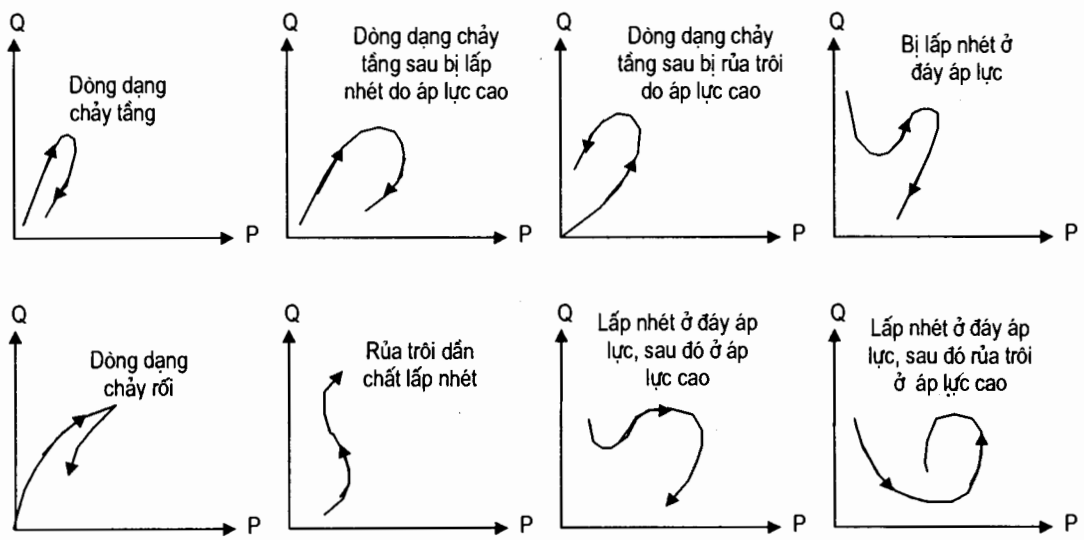
Trong đó e là chiều dày nứt nẻ:

- Chế độ chảy tầng : mật độ đá cao, nứt nẻ ít.

- Chế độ chảy rối: mật độ đá thấp, nứt nẻ mạnh.

Lưu ý: Trong nứt nẻ có thể bị chất lấp nhét do mùn khoan gây ra nên cần thận trọng khi diễn dịch kết quả.





(b)

Hình X.10

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

I.3.6. Xác định hệ số thấm theo thành phần hạt

Với đất loại cát, hạt khá đồng đều, có thể xác định hệ số thấm theo công thức Hazen như sau:

$$k = 125.(D_{10})^2 \text{ (cm/s)} \qquad (X.20)$$

Trong đó: D_{10} là đường kính hiệu dụng của các hạt (tính bằng cm) nghĩa là đường kính của hạt mà đại diện cho 10 % đất nhỏ hơn giá trị đó.

Các giá trị của hệ số thấm k, đại diện cho từng loại đất, thể hiện trong bảng X.2.

Bảng X.2 - Giá trị hệ số thấm của các loại đất khác nhau

Loại đất	Hệ số thấm k (cm/s)	Đánh giá mức độ thấm
Sạn sỏi thô trung	10^{-1} đến 10	Rất cao
Sạn nhỏ, cát sạn	10^{-1} đến 10^{-3}	Cao
Cát nhỏ, cát bụi, loess	10^{-3} đến 10^{-5}	Nhỏ
Bụi chặt, sét bụi	10^{-5} đến 10^{-7}	Rất nhỏ
Sét	10^{-7} đến 10^{-10}	Thực tế không thấm

II. NƯỚC CHẢY HAI CHIỀU TRONG MÔI TRƯỜNG ĐỒNG NHẤT ĐẲNG HƯỚNG

II.1. MẠNG DÒNG CHẢY

Để giải quyết bài toán cần chấp nhận một số giả thiết sau:

1) Môi trường đồng nhất, hệ số thấm k không đổi theo mọi hướng.

2) Nước chảy theo chế độ chảy tầng, vận tốc nhỏ.

3) Nước chảy tuân theo định luật Darcy.

$$\overline{v} = -k.i\frac{dh}{ds}$$

4) Nước chảy theo chế độ thường xuyên:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0, \quad \Delta h = 0 \qquad (X.21)$$

Trong đó h là cột nước ở điểm bất kỳ trong môi trường.

Giải bài toán trên ta thiết lập được một *mạng chế độ dòng chảy* với nhiều dạng khác nhau (xem hình X.11).

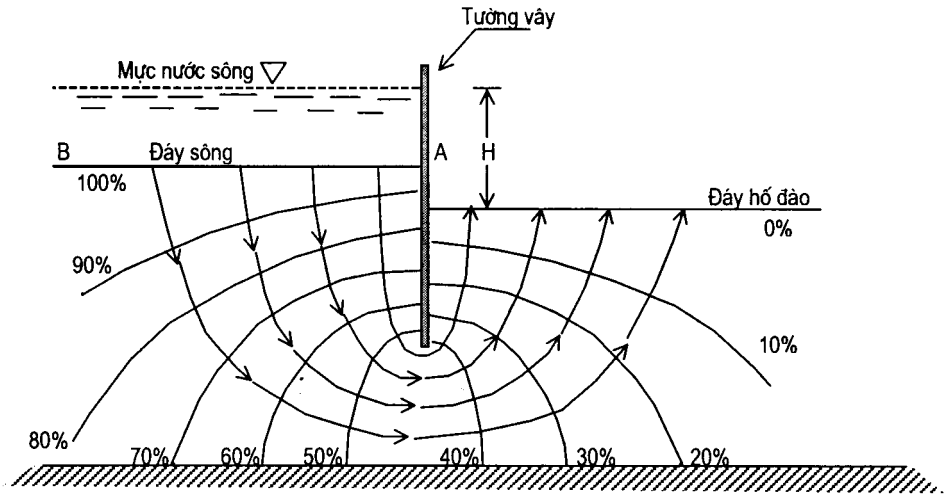
Có 2 dạng đường trong *mạng dòng chảy* là:

- *Đường dòng:* là đường nước chảy dạng hình cong với vectơ vận tốc ở từng điểm trên đường là tiếp tuyến với đường đó.

- *Đường thế:* với biểu thức tổng quát thì h không đổi, các đường này là vuông góc với đường nước chảy.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình X.11: *Nước chảy dưới tường chắn hố đào.*

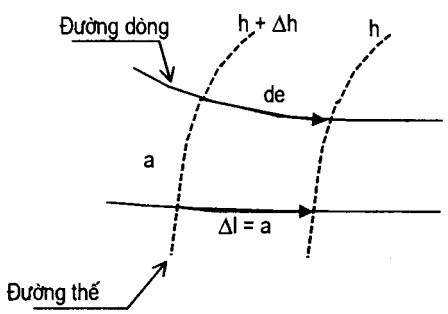
Để vẽ được mạng dòng chảy, cần lựa chọn một số lượng đẳng thế nhất định. Ví dụ trong hình X.11, là nước chảy dưới tường vây, ta chọn là 11 đường. Sau đó vẽ các đường nước chảy vuông góc với đường đẳng áp và ta được các dạng tứ giác. Tổn thất áp lực giữa các đường liền nhau là không đổi. Gọi là *ống dòng*, là khoảng trống giữa 2 đường dòng chảy.

II.2. LƯU LƯỢNG NƯỚC CHẢY QUA KHỐI ĐẤT

Quan sát hình X.11, ta nối khoảng không giữa 2 đường đẳng áp ta có tổn thất áp lực tương ứng là 10 % so với toàn bộ cột nước H.

Xét một *ống dòng* đơn vị có chiều dài Δl, nằm giữa hai đường đẳng áp h và h+ Δh, gọi a là khoảng cách giữa hai *đường dòng* (hình X.12), ta có :

$$v = k \left|\frac{\Delta h}{\Delta l}\right| \text{ (theo định luật Darcy)}$$



Hình X.12

Đặt $\Delta l = a$, khi đó ta có lưu lượng nước chảy qua một *ống dòng chảy* trong một đơn vị thời gian là:

$$\Delta Q = a.k\left|\frac{\Delta h}{\Delta l}\right| = k.|\Delta h|$$

Nếu ta gọi N_h là số lượng các khoảng các đường đẳng áp, ta có:

$$|\Delta h| = \frac{H}{N_h} \text{ từ đó ta có: } \Delta Q = k.\frac{H}{N_h}$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Ta đã biết lưu lượng nước không phụ thuộc vào *ống dòng chảy* đang xét nghĩa là chúng giống nhau cho tất cả các *ống dòng chảy* đơn vị. Với N_c là số các *ống dòng chảy* thì lưu lượng tổng thể của mặt cắt đất sẽ là:

$$Q = \frac{N_c}{N_h} \cdot k.H \qquad (X.22)$$

Biểu thức X.22 thể hiện lưu lượng nước chảy qua một đơn vị chiều rộng công trình. Công thức lưu lượng tổng quát là biểu thức:

$$Q = C.k.H$$

Trong đó: C là hằng số

II.3. LỰC ĐẨY CỦA DÒNG CHẢY NƯỚC DƯỚI ĐẤT

Ta đã biết nếu có một vật cản trên đường chảy của dòng nước thì dòng chảy sẽ tác dụng một lực vào vật cản đó. Tương tự, nước dưới đất khi chảy cũng tác động một lực, gọi là *lực dòng chảy,* lên vật cản trên đường đi của chúng chính là các hạt đất.

Lực dòng chảy đóng vai trò quan trọng trong việc ổn định khối đất đá khi có dòng nước chảy qua. Người ta đã chứng minh được rằng:

1. Lực dòng chảy là một lực mang tính chất *trọng lực*, nghĩa là lực tỷ lệ thuận với trọng lượng.

2. Lực dòng chảy và lực đẩy Acsimet tạo nên hợp lực là áp lực lỗ rỗng, tác động lên toàn bộ khối đất đá.

3. Lực dòng chảy điều khiển ở từng điểm theo chiều dòng chảy.

4. Cường độ *lực dòng chảy* được xác định theo biểu thức:

$$dP = \gamma_w.dV.i \qquad (X.23)$$

Trong đó:

i - gradient thuỷ lực

dV - thể tích phân tố đất mà *lực dòng chảy* d*P* tác động vào.

5. Tổng quát lai, mỗi phân tố đất nằm dưới mực nước ngầm đang chảy phải chịu tác động ba lực, thuộc loại trọng lực sau đây (hình X.13b):

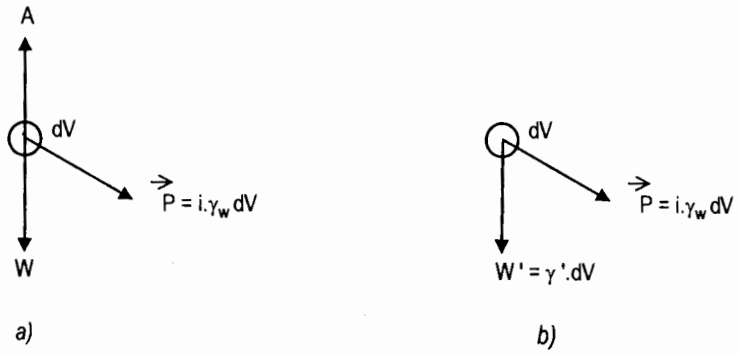
- Tự trọng bản thân: $W = \gamma_{sat}.dV$
- Lực đẩy Acsimede: $A = \gamma_w.dV$
- Lực đẩy do dòng chảy: $P = i.\gamma_w\, dV$

Ba lực nêu trên có thể rút gọn còn 2, khi tính đến dung trọng đẩy nổi đất:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w.$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình X.13:

Áp dụng thực tiễn 1: Hiện tượng sói bùng (renard) qua chân tường vây.

Ta thấy ngay sát dưới chân tường vây các đường dòng chảy có phương thẳng đứng.

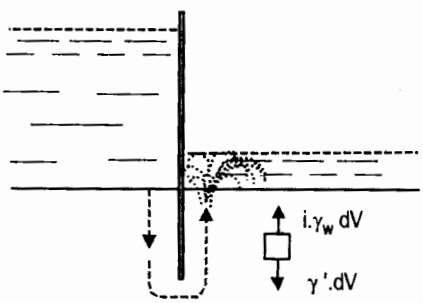
Phía hạ lưu đất phải chịu các lực sau (hình X.14):

- Một lực theo phương thẳng đứng, chiều ấn xuống : $\gamma'.dV$
- Một lực theo phương thẳng đứng, chiều đẩy lên : $i.\gamma_w.dV$

Nếu $i \geq \frac{\gamma'}{\gamma_W}$ thì đất có hiện tượng sói bùng do dòng chảy tạo ra.

Vì $\gamma' = \gamma_w = 10\ kN/m^3$, tương ứng với: $i \cong 1$

Đất loại cát là điển hình hay bị hiện tượng này do chịu tác dụng hiệu ứng đúp của dụng trọng đẩy nổi và lực đẩy dòng nước theo phương đứng.



***Hình X.14**: Hiên tượng sói bùng (renard)*

Áp dụng thực tiễn 2: Lớp lọc.

Nhiều trường hợp người ta phải tiến hành hút nước tháo khô qua các đường thoát nước bằng hào, rãnh. Đường thoát nước thường được làm bằng vật liệu có khả năng thấm nước tốt như cuội sỏi, ống nhựa sẻ rãnh, đục lỗ.

Nếu các đường thoát nước này lại đặt trực tiếp vào đất có nhiều hạt mịn thì các hạt mịn này có thể bị kéo đi do *lực dòng chảy* chảy qua các khe hổng của vật liệu thoát nước. Kết quả hoặc là tạo ra các lỗ hổng ngày càng lớn lên (theo dạng bào mòn do rửa trôi), hoặc là lấp đầy làm tắc lỗ hổng của vật liệu thoát nước. Cả hai trường hợp đều gây hậu quả không tốt.

Vì lý do trên nên cần thiết phải lựa chọn một cấp phối vật liệu sao cho khi dòng nước chảy sẽ không kéo theo các hạt mịn đi. Vấn đề được thực hiện bằng cách thay một hoặc nhiều lớp vật liệu trung gian tuân theo một số nguyên lý. Lớp vật liệu như vậy được gọi là *lớp thấm*.

Dựa theo kết quả thử nghiệm ban đầu của Terxaghi và sau đó là của Hiệp hội các Công trình sư của Mỹ, một qui tắc đơn giản sau đã được thiết lập:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

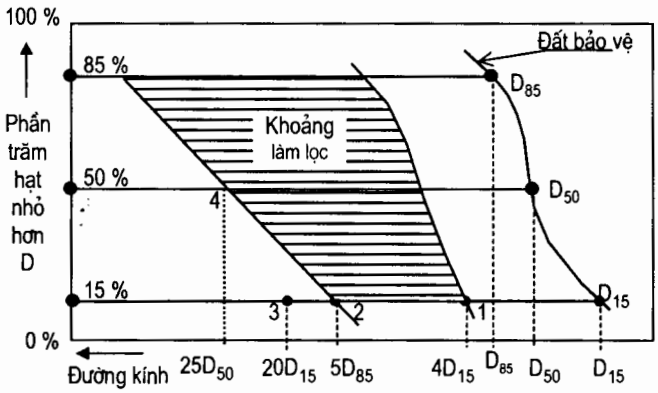
(1) D_{15} của *lớp lọc* < 5.D_{85} của *đất bảo vệ*.

(2) $4 < \frac{D_{15}(\text{lọc})}{D_{15}(\text{đất})} > 4 < 20$

(3) D_{50} của *lớp lọc* < 25.D_{85} của *đất bảo vệ*.

Trên cơ sở biểu đồ phân tích hạt của *đất bảo vệ*, có một khoảng kích thước hạt có thể chọn làm lớp lọc, như thể hiện ở hình X.15.

Liên quan đến điểm số 2 và 3, trong hình, cho thấy đã vượt ra ngoài khoảng hạt có đường kính nhỏ hơn như cần thiết .



Hình X.15: *Quy tắc làm lớp lọc*

Với các *đập đất,* ở đó việc thiết kế *dải thoát nước* đóng vai trò quan trọng, người ta phải thành lập qui tắc riêng chặt chẽ hơn.

Tuy nhiên, đối với công trình thông thường qui tắc đơn giản nêu trên có thể loại trừ được các sai lầm khi thi công thoát nước. Gần đây người ta thường thay thế các *lớp lọc* kiểu cổ điển nêu trên (vừa khó thi công vừa tốn kém) bằng các chất liệu tổng hợp tiện lợi cho thi công là *màng tổng hợp hoặc vải địa kỹ thuật.*

Nguyên tắc thiết kế lớp lọc

Khi nước dưới đất chảy từ một lớp đất hạt mịn hơn qua một lớp đất có hạt thô hơn sẽ xảy ra hiện tượng rửa trôi kéo theo các hạt mịn đi và lấp vào khe rỗng lớp hạt thô. Để khắc phục hiện tượng này cần thiết kế một lớp đặc biệt gọi là *lớp lọc* nằm xen kẹp giữa hai lớp nêu trên.

Một lớp lọc hiệu quả thì *vật liệu lớp lọc* cần thoả mãn các điều kiện sau:

- Phải có khả năng thấm cao hơn lớp cần thoát nước.
- Phải ngăn cản được các hạt mịn có khả năng rửa trôi đi từ lớp cần thoát nước

Để thoả mãn các điều kiện nêu trên *lớp lọc và lớp thoát nước* cần được thiết kế theo nguyên tắc:

1) Để loại trừ khả năng mất cột áp giữa mặt tiếp xúc *lớp lọc-lớp đất*, cần thoả mãn điều kiện:

$$\frac{D_{15}(\text{lọc})}{D_{15}(\text{đất})} > 4$$

2) Để loại trừ khả năng mất cột áp giữa lớp cần thoát nước thì hệ số thấm cần phải thích hợp: Việc kiểm tra theo định luật Darcy Q = k.i.A. Hệ số thấm k có thể xác định theo công thức Hazen (X.20).

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

3) Để loại trừ khả năng rửa trôi các hạt mịn, cần thoả mãn điều kiện:

$$\frac{D_{15}(\text{lọc})}{D_{85}(\text{đất})} < 5 \quad \& \quad \frac{D_{50}(\text{lọc})}{D_{50}(\text{đất})} < 25 \quad \& \quad \frac{D_{15}(\text{lọc})}{D_{15}(\text{đất})} < 20$$

4) Để loại trừ khả năng lọt hạt của *lớp lọc* qua *lỗ đục ống lọc* hoặc khe nối, cần thoả mãn điều kiện:

$$\frac{D_{85}(\text{lọc})}{D(\text{khe})} > 1,4 \quad \& \quad \frac{D_{85}(\text{lọc})}{D(\text{lo})} < 1,2$$

5) Để loại trừ khả năng bịt phân lớp, *lớp lọc* không nên chứa hạt có kích thước lớn hơn 75mm.

6) Để loại trừ khả năng chuyển động các hạt mịn, *lớp lọc* không được quá 5% hạt có kích cỡ 60 μm.

II.4. TƯỜNG NGĂN ĐỨNG TRONG TẦNG THẤM NƯỚC

II.4.1. Dải tường ngăn đứng, trong lớp thấm nước có chiều dày vô hạn

Xét trường hợp như thể hiện trong hình X.16, với dữ kiện :

H là độ chênh cột nước.

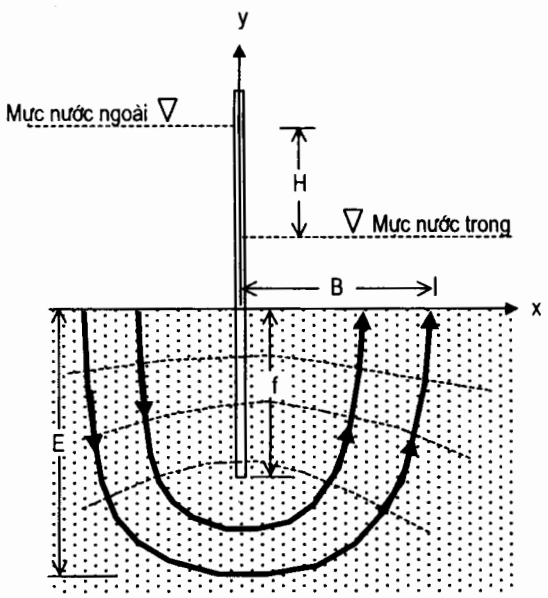
f là chiều sâu ngàm của tường vây.

Người ta đã chứng minh được rằng, *đường dòng* có dạng elip với phương trình:

$$\frac{y^2}{(f.ch\psi)^2} + \frac{x^2}{(f.sh\psi)^2} = 1$$

Với E = f.chψ, B = f. shψ

và $\psi = Ln\left[\frac{E}{f} + \sqrt{\left(\frac{E}{f}\right)^2 - 1}\right]$



Hình X.16: *Nước chảy dưới tường vây*

Còn *đường thế* có dạng hyperbol. Nếu lớp đất thấm nước là vô hạn theo hai chiều thì lưu lượng cũng là vô hạn. Ngược lại, nước chảy qua tường vây chắn ngang và một đường dòng chảy có bán kính theo hai chiều đó là E và B, và lưu lượng sẽ được viết dưới dạng:

$$Q = \frac{kH}{\pi}\psi \qquad (X.24)$$

Lưu lượng dưới một số công trình bằng đất cũng được xác định qua biểu thức này.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

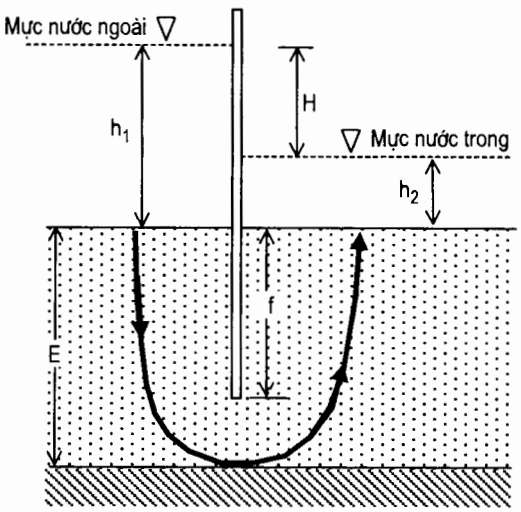
www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

II.4.2. Dải tường ngăn đứng, trong lớp thấm nước, chiều dày hữu hạn

Xét trường hợp có các điều kiện, như thể hiện trên hình X.17, và khi đó E sẽ là bề dày lớp thấm nước.

Lưu lượng nước chảy qua một đơn vị chiều dài tường ngăn được xác định theo biểu thức:

$$Q = \frac{kH}{\pi} Ln\left[\frac{E}{f} + \sqrt{\left(\frac{E}{f}\right)^2 - 1}\right] \qquad (X.25)$$



Hình X.17

II.4.3. Dải tường vây chiều dài vô hạn

Dải tường vây nước có kích thước như thể hiện trong hình X.18.

Cần phân biệt hai trường hợp mà ở đó các đường dòng chảy lý thuyết có được thể hiện hay không?

Trường hợp giới hạn với bề dày tầng thấm nước E, sao cho :

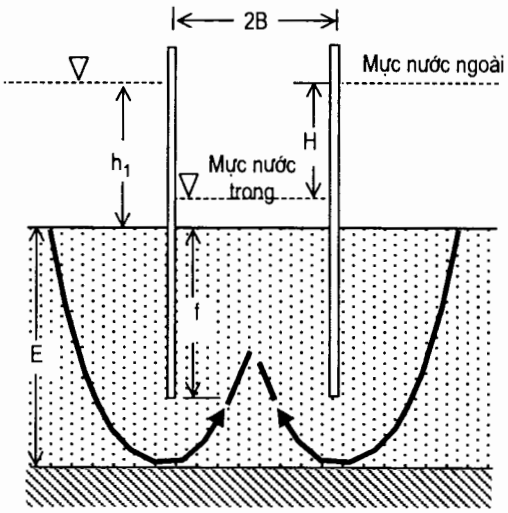
- Nếu $E > \sqrt{f^2 - B^2}$ (tường vây hẹp):

$$Q = \frac{2k.H}{\pi} Ln\left[\frac{B}{f} + \sqrt{\frac{B^2}{f} + 1}\right] \qquad (X.26)$$

- Nếu $E < \sqrt{f^2 - B^2}$ (tường vây rộng):

$$Q = \frac{2k.H}{\pi} Ln\left[\frac{E}{f} + \sqrt{\left(\frac{E}{f}\right)^2 - 1}\right] \qquad (X.27)$$

Trường hợp sau có lưu lượng bằng 2 lần lưu lượng của tường ngăn đơn theo công thức (X.25).



Hình X.18

II.5. TƯỜNG NGĂN HỐ ĐÀO

II.5.1. Tường chắn bờ hố đào

Tường chắn ngăn nước một hố đào cắm trong lớp thấm nước, bờ hố đào như thể hiện trong hình X.19a. Cần phân biệt hai trường hợp:

1. Điều kiện: $f/d \geq 1$ và $E/d \geq 1$, ta được công thức lưu lượng tương tự như công thức X.25:

$$Q = \frac{kH}{\pi} Ln\left[\frac{E}{f} + \sqrt{\left(\frac{E}{f}\right)^2 - 1}\right] \qquad (X.28)$$

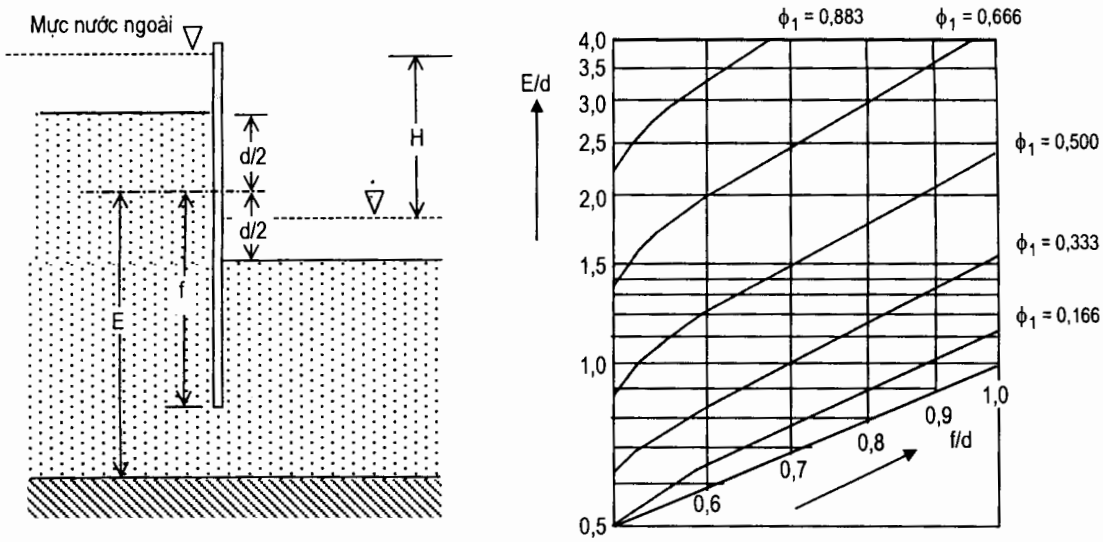
www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

2. Điều kiện: 0.5 < f/d < 1, và 0.5 < E/d < 1, thì công thức lưu lượng:

$$Q = \phi_1.k.H \qquad (X.29)$$

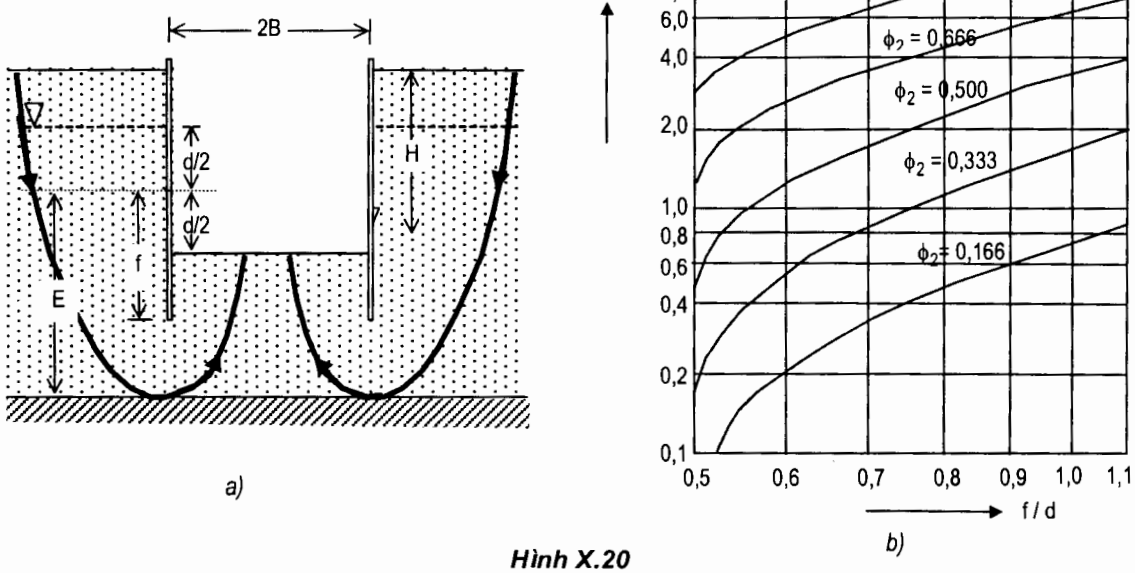
Trong đó: ϕ_1 là một biến số có giá trị từ 0 đến 1 và được tra theo toán đồ hình X.19b.



Hình X.19

II.5.2. Dải tường vây dài vô hạn chắn hố đào

Về nguyên tắc vấn đề được phân tích như tường vây nước (hình X.18). Các đặc trưng được định nghĩa như thể hiện trong hình X.20a, trong đó d là độ sâu hố đào, E là chiều dày lớp đất thấm nước và 2B là chiều rộng tường vây.



Hình X.20

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

1. Với tường vây hẹp

Điều kiện này tương ứng 0.5 < f/d < 1.1 và 2B/d < 10, ta có:

$$Q = \phi_2.2k.H, \text{ với } 0 < \phi_2 < 1 \qquad (X.30)$$

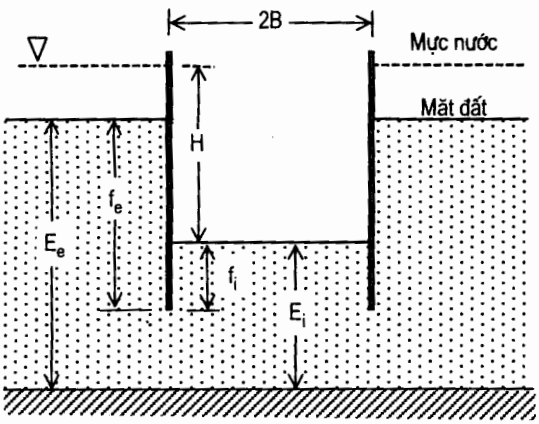
ϕ_2 là hệ số biến đổi lấy theo hình X.20b.

2. Tường vây rộng

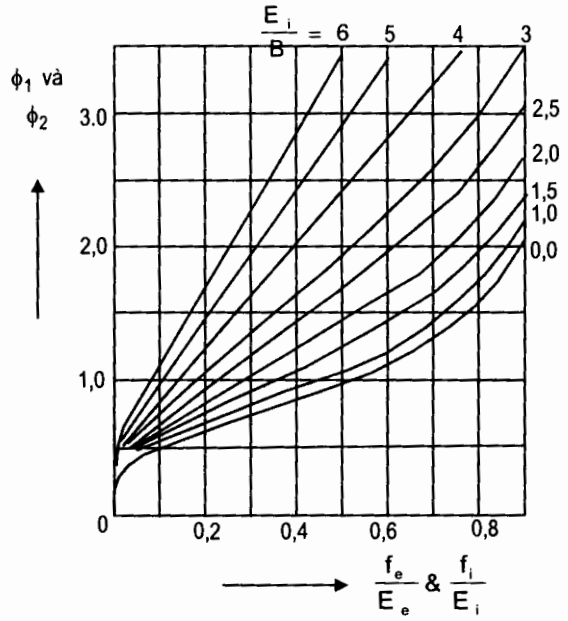
Như ta thấy trong hình X.20a lượng nước sẽ được tăng thêm ở phía dưới chân mỗi tường và được giải thích trong các công thức X.28, X.29. Lưu lượng khi đó được nhân với 2.

II.5.3. Dải tường vây dài hữu hạn chắn hố đào - An toàn chống bùng nền

Kết quả nghiên cứu của Davidenkoff, trên cơ sở thử nghiệm theo mô hình điện tương tự với tường chắn vây hình tròn hoặc hình vuông, thể hiện ở hình X.21a.



a)



b) Giá trị ϕ_1, ϕ_2

Hình X.21

1. Tường vây chạy song song, chiều rộng 2B:

- Lưu lượng:

$$Q = 0{,}8\frac{kH}{\phi_1 + \phi_2} \text{ (tính cho đơn vị chiều dài)} \qquad (X.31)$$

- Gradient đầu ra (exit gradient):

$$I_{exit} = \frac{H}{f_i} \cdot \frac{\phi_2}{\phi_1 + \phi_2} \qquad (X.32)$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

2. Tường vây hình tròn đường kính 2B

- Lưu lượng:

$$Q = 0,8.\frac{kH}{\phi_1 + \phi_2}.2\pi B \qquad (X.33)$$

- Gradient đầu ra (exit gradient):

$$I_{exit} = 1,3 \cdot \frac{H}{f_i} \cdot \frac{\phi_2}{\phi_1 + \phi_2} \qquad (X.34)$$

3. Tường vây hình vuông cạnh 2B:

- Lưu lượng:

$$Q = 0,7\frac{kH}{\phi_1 + \phi_2}.8.B \qquad (X.35)$$

- Gradient đầu ra (exit gradient):

$$I_{exit} = 1,3.\frac{H}{f_i} \cdot \frac{\phi_2}{\phi_1 + \phi_2} \text{ (tại khoảng giữa của cạnh hố)} \qquad (X.36)$$

$$I_{exit} = 1,7.\frac{H}{f_i} \cdot \frac{\phi_2}{\phi_1 + \phi_2} \text{ (tại các góc hố)} \qquad (X.37)$$

Trong đó:

ϕ_1 - hàm số phụ thuộc f_e/E_e và E_i/B

ϕ_2 - hàm số phụ thuộc f_i/E_i và E_i/B (hình X.21b)

I_{exit} - gradient đầu ra, để đánh giá an toàn bùng nền.

4. Điều kiện an toàn chống bùng nền

An toàn chống bùng nền cho chênh cột áp cần thoả mãn điều kiện:

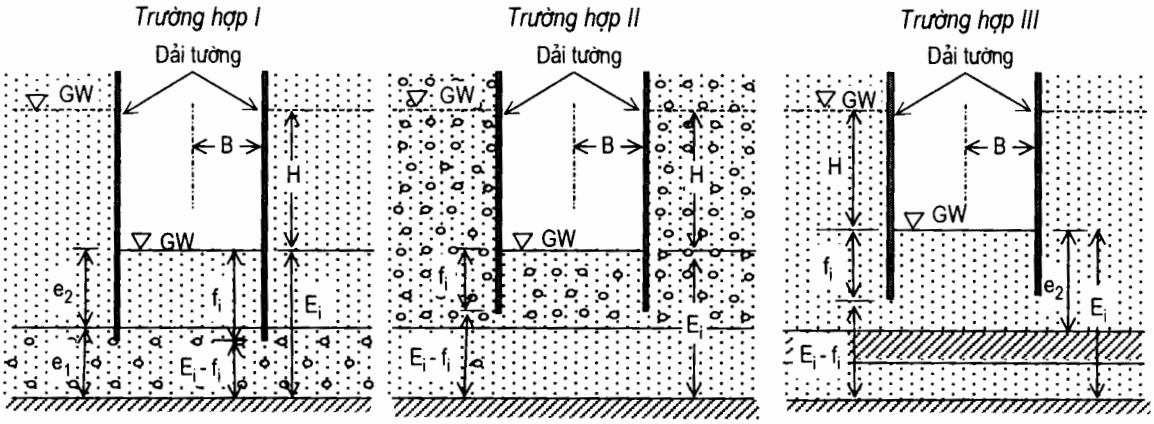
$$F_{bn} = \frac{1}{I_{exit}} > 1,5 - 2 \qquad (X.38)$$

Tuy nhiên, khi đào trong cát sạch thì I_{exit} nằm trong khoảng 0,5 và 0,75 đã có thể tạo ra bất ổn định (do bùng nền) nguy hiểm cho người và thiết bị thi công.

Để bảo đảm an toàn tường chắn phải cắm sâu thêm một lượng cần thiết để có một hệ số an toàn thích hợp. Độ sâu dải tường cần thiết ngàm sâu vào đất nền tham khảo hình X.22. và được kiểm tra theo công thức X.38.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



- Có lớp sạn sỏi làm nước chảy trong cát gần thẳng đứng, làm tăng gradient thuỷ lực so với 1 lớp cát.
- Nếu đỉnh lớp sạn sỏi nằm sâu dưới chân tường > 2B, sử dụng I_{exit} cho lớp cách sâu vô hạn.
- Nếu đỉnh lớp sạn sỏi nằm sâu dưới chân tường < 2B. Lực bùng nền lớn hơn so với đất đồng nhất. Nếu k(sạn sỏi) > 10 lần k(cát), cột nước phá hỏng nền (H) = chiều dày lớp cát (e_2).

I_{exit} được tính cho lớp cách nước, nằm sâu vô hạn.

- Có lớp cát mịn làm hạn chế nước chảy dưới chân tường, nhìn chung làm giảm gradient thuỷ lực ở lớp sạn sỏi.
- Nếu đỉnh lớp cát mịn nằm dưới dưới chân tường, I_{exit} là trung bình giữa hai giá trị tính cho cho lớp cách nước nằm ở đỉnh và đáy lớp cát mịn.
- Nếu đỉnh lớp cát mịn nằm trên mức chân tường, giá trị I_{exit} ít nhiều là hơi nhỏ so với chiều sâu cắm tường cần thiết.

- Nếu đỉnh lớp mịn ở độ sâu > 2B dưới chân tường, I_{exit} tính theo giả thiết lớp cách nước ở đỉnh lớp mịn.
- Nếu đỉnh lớp mịn ở độ sâu < 2B dưới chân tường, áp lực giảm nhẹ cần thiết sao cho độ chênh cột nước dưới lớp mịn không vượt quá chiều cao của đất trên mức đáy của lớp đó.
- Nếu lớp mịn nằm trên mức đáy hố đào, điều kiện cuối cùng an toàn hơn trường hợp đất đồng nhất. Tuy nhiên, nguy hiểm có thể xảy ra trong quá trình đào phần trên lớp mịn. áp lực giảm nhẹ cần thiết như điều kiện nêu trên.

Hình X.22: *Chiều sâu cắm cần thiết của dải tường chắn để tránh bùng nền đáy hố đào.*

II.5.4. Công tác hạ thấp mực nước trong hố đào

Hạ thấp mực nước trong hố đào phục vụ cho công tác đào và thi công trong hố đào đồng thời cũng là biện pháp bảo đảm an toàn chống bùng nền.

Thiết kế hệ thống các lỗ khoan xung quanh một hố đào, để hạ thấp mực nước xuống dưới bề mặt công tác, đảm bảo cho hố đào ổn định, chống bùng đáy trong suốt thời gian thi công.

Có một số phương pháp bơm hạ thấp (cần phải tiến hành bơm thử nghiệm trước khi lựa chọn phương pháp).

1) Giếng đào hoặc hố thu nước với các bơm độc lập.

2) Hệ thống giếng thu nhỏ.

3) Các giếng khoan có ống lọc và các bơm chìm cho từng giếng khoan.

4) Thiết lập theo giai đoạn đào, kết hợp giữa phương pháp 2) và 3).

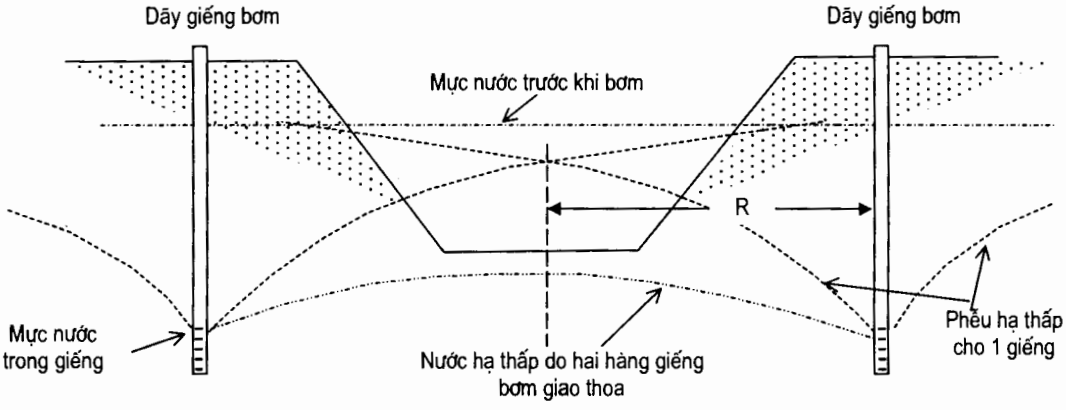
5) Phương pháp bơm hút.

Sử dụng phương pháp nào cũng cần tránh để làm xáo động và rửa trôi các hạt đất bằng cách sử dụng lưới lọc.

d.vn w.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Các phương pháp thiết kế cụ thể được đề cập trong nhiều tài liệu (xem Texaghi & Peck 1967). Trình bầy sau đây là một trong các phương pháp là hệ thống giếng nhỏ .



Hình X.23: *Hạ thấp mực nước dưới một hố đào sử dụng hệ thống giếng bơm hạ thấp*

Hệ thống giếng bơm nhỏ

Phương pháp đơn giản nhất để hạ thấp mực nước trong hố đào bằng cách bơm hút chúng từ một hố thu nằm trong lòng hố đào. Phương pháp này, thường sử dụng cho hố đào trong đá hoặc trong sạn sỏi, mà ở đó vận tốc nước chảy không làm ảnh hưởng sự ổn định đáy hố đào.

Tuy nhiên, trong loại đất cát và bụi thì vận tốc nước chảy thường tác dụng làm bào mòn thành hố đào và sói bùng đáy hố đào. Trong trường hợp đó cần sử dụng hệ thống giếng nhỏ hoặc giếng khoan bố trí xung quanh hố đào (hình X.24). Phương pháp hạ thấp nước trong hố đào này phụ thuộc cường độ bơm để tạo thành phễu hạ thấp thích hợp.

Lưu lượng nước bơm (Q) cần thiết, làm hạ thấp mực nước đến một độ sâu yêu cầu, được xác định theo công thức Depuit, như sau:

$$Q = \frac{k \cdot (H^2 - h^2)}{Ln(R/r)} \qquad (X.39)$$

Trong đó:

H - độ cao mực nước ban đầu, nằm trên tầng cách nước.

h - độ cao mực nước thực hiện bơm của giếng bơm nằm trên tầng đó.

R - bán kính vùng ảnh hưởng hạ thấp do bơm.

r - bán kính giếng bơm.

k - hệ số thấm (hình X.25a)

Với nước phun có áp (artesian) sử dụng công thức:

$$Q = \frac{2\pi kb \cdot (H - h)}{Ln(R/r)} \qquad (X.40)$$

Trong đó: b là chiều dày tầng nước có áp (hình X.25b).

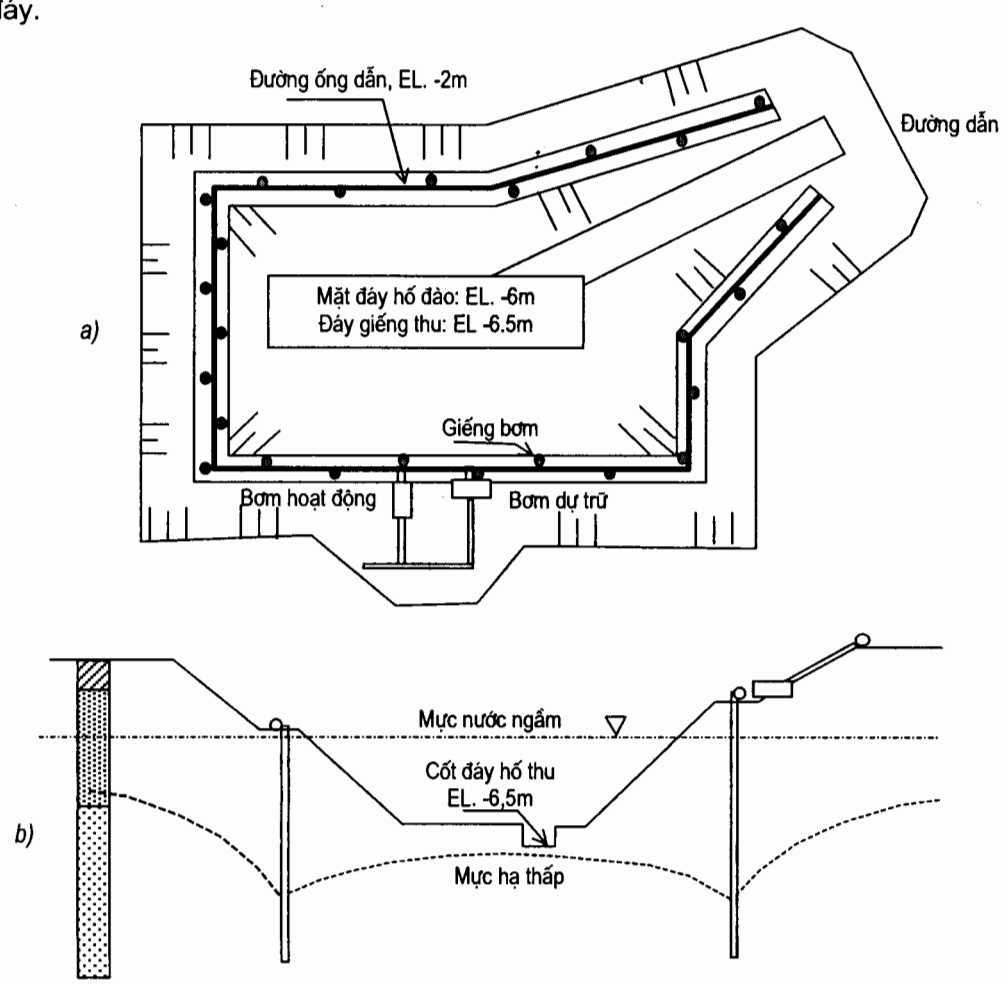
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

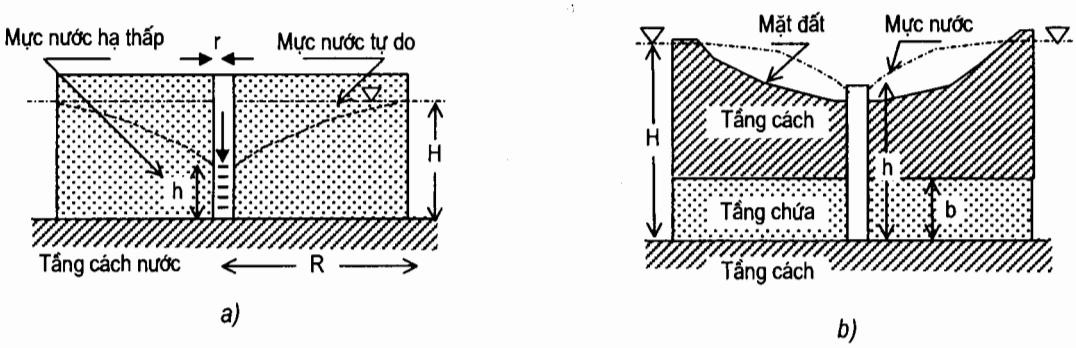
Lắp đặt giếng bơm nhỏ

- Việc lắp đặt các giếng nhỏ này rất dễ và nhanh. Trong một số loại đất thì lắp đặt giếng nhỏ này chỉ mất vài phút. Đấy là điều kiện dễ dàng cho phép thay đổi dễ dàng khoảng cách giếng để phù hợp yêu cầu hạ thấp.

- Thông thường người ta hạ các giếng nhỏ này bằng cách sử dụng bơm áp lực cao để sói đáy.



Hình X.24: *a) Bố trí điển hình hệ thống giếng nhỏ; b) Mặt cắt ngang*

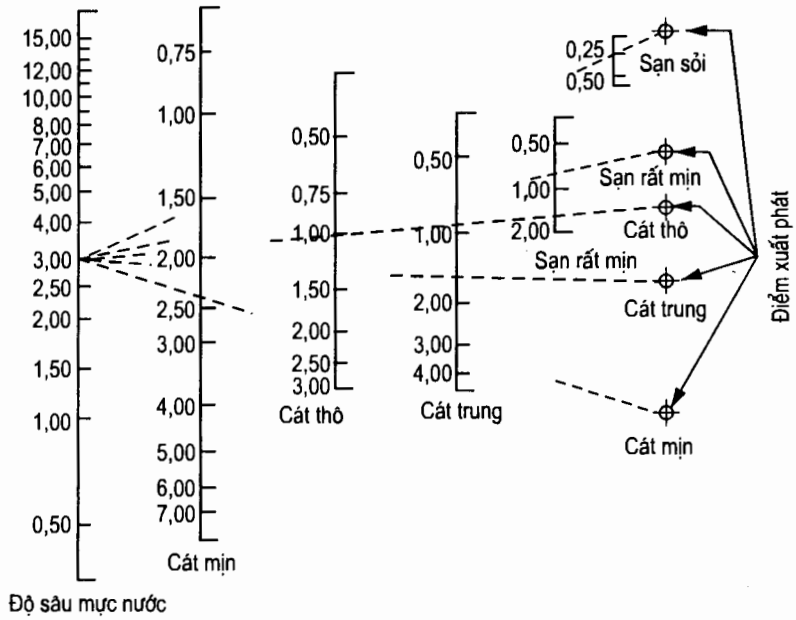


Hình X.25: *a) Nước tự do; b) Nước có áp*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Bán kính ảnh hưởng của hạ thấp nước ngầm giữa các giếng sao cho mực nước hạ thấp nằm dưới đáy hố đào ít nhất 1m. Một số kiến nghị về khoảng cách giữa các giếng nhỏ bơm hạ thấp có thể tham khảo toán đồ xác định khoảng cách các giếng thu lắp đặt trong đất loại cát và loại sạn (hình X.26).



Hình X.26: *Toán đồ xác định khoảng cách giếng (m) cần lắp đặt trong cát - sạn.*

Cashman đề xuất một kỹ thuật mới, bằng cách làm các ống giếng đục lỗ, đặt nằm ngang dưới hào đào sâu 6m xung quanh quanh hố đào. Ưu điểm của phương pháp này là lắp đặt nhanh, không có các đầu nhô lên và ống thu nên hiện trường gọn sạch.

Hệ thống giếng khoan

Với các hố đào sâu có kích thước mặt nhỏ hơn chiều sâu tốt hơn nên dùng giếng khoan. Giếng khoan thường có đường kính 600mm, khoan đến độ sâu cần hạ thấp (tầng nước mỏng) thường khoan sâu 1 - 2 m vào tầng cách nước dưới tầng chứa nước. Phía dưới có lưới lọc bọc ngoài ống lọc đục lỗ. Người ta sử dụng bơm chìm, đặt trong hố khoan dưới độ sâu hạ thấp nhất có thể, để hút nước lên.

II.6. VỚI ĐÊ VÀ ĐẬP ĐẤT CHẮN NƯỚC

II.6.1. Sơ đồ nước ngấm qua thân đập đất

1. Đập đất đặt trên nền thông thường

Bề mặt dòng chảy cắt qua một đập đất có thể được xác định theo phương pháp gần đúng của Casagrande và Cozeney, gọi là phương pháp *Parabol Casagrande*.

a) Đập có thảm lọc thoát nước

Một đập đất như thể hiện trên hình X.27, phương pháp xác định như sau:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

(1) Xác định khoảng cách AB = 0,3 AC.

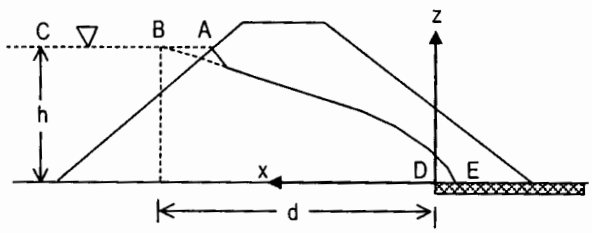
(2) Vẽ đường parabol thông qua điểm B với tâm điểm ở D theo công thức:

$$x = \frac{z^2 - p^2}{2p} \text{ trong đó: } p = \sqrt{(d^2 + h^2)} - d \qquad (X.41)$$

Xác định điểm E, sao cho z = 0. (ví dụ: x = -1/2.p). Xác định các giá trị z tương ứng với các giá trị khác nhau của x và lập đường parabol .

(3) Kẻ đường từ điểm A, bắt đầu từ góc bên phải về phía mặt đập vẽ uốn lượn theo đường parabol (hình X.27).

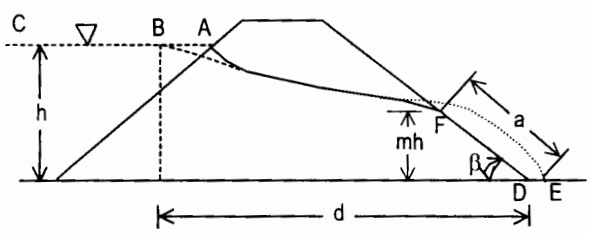
Kẻ được mạng dòng chảy (theo cách thông thường) là các đường đẳng thế cắt qua đường mực nước tự do AE (tại các điểm có khoảng thẳng đứng) xác định được vận tốc và áp lực thấm thấu (ngấm).



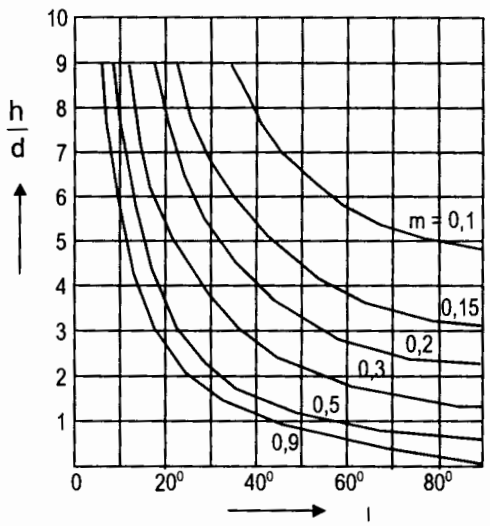
Hình X.27: *Cấu trúc mặt nước tự do qua đập đất sử dụng parabol Casagrande*

b) Đập không có thảm lọc thoát nước

Khi không sử dụng *thảm lọc thoát hạ lưu* thì đường thế ở hạ lưu là ở điểm D (trên hình X.28b). Khi đó, đường parabol chìm xuống dưới nước mặt ở phía hạ lưu. Kiểm tra điểm ngập nước F (được xác định theo toán đồ) khi mặt nước kẻ cắt qua và tiếp tuyến trên mặt nghiêng của đập ở phía hạ lưu.



(a)



(b)

Hình X.28: *Cấu trúc cho hạ lưu khi đập không có thảm thoát.*

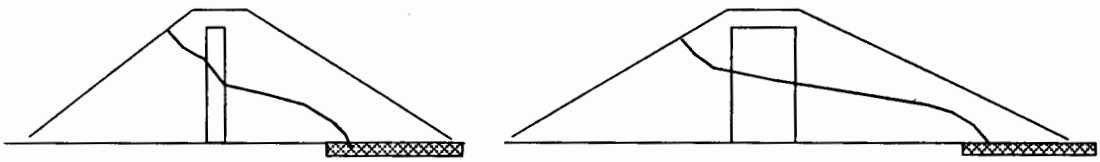
c) Đập có lõi ngăn nước

Nhiều đập đất người ta thiết kế *lõi ngăn nước* bằng vật liệu thấm ít. Khi mà hệ số thấm của vật liệu *lõi cách nước* k_c và của *vật liệu đập* k_d có tỷ lệ không lớn hơn 1/10

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

thì cấu trúc mô tả trên có thể được sử dụng để mô phỏng hệ số thấm theo chiều dày của đập (hình X.29).



a) b)

Hình X.29: *Sử dụng* tỷ lệ ngang tương thích *khi lõi đập ít tấm hơn vai đập. a) Tỷ lệ thực. b) Tỷ lệ tương thích.*

2. Đập đất đặt trên tầng cách nước.

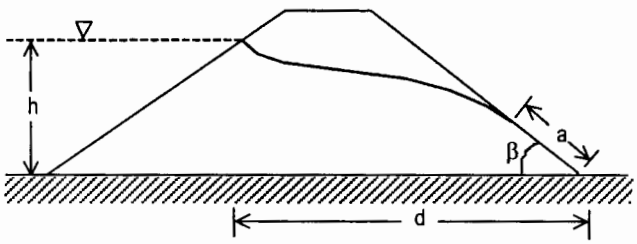
Hai lời giải, để xác định lưu lượng thẩm thấu qua thân đập với hệ số thấm k, cho các trường hợp sau:

a) Lời giải của Schaffernak & Iterson (hình X.30):

$$Q = k.a.\sin\beta.\cos\beta \qquad (X.42)$$

Trong đó:

$$a = \frac{d}{\cos\beta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2\beta} - \frac{h^2}{\sin^2\beta}}$$



Hình X.30: *Dòng chảy trong đập theo lời giải của Schaffernak & Herson & Casagrande.*

b) Lời giải của Casagrande (hình X.30)

$$Q = k.a.\sin^2\beta \qquad (X.43)$$

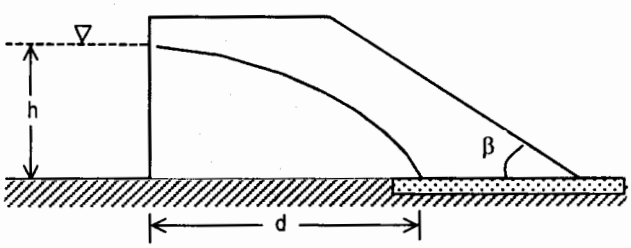
Trong đó: $a = \sqrt{d^2 + h^2} - \sqrt{d^2 - h^2.\mathrm{cotg}^2\beta}$

c) Lời giải của Numerov (hình X.31)

Đây là trường hợp có đệm thoát hạ lưu, vai đập thượng lưu thẳng đứng.

Lưu lượng nước chảy qua thân đập, với hệ số thấm k, được xác định theo biểu thức:

$$Q = \frac{k.h^2}{d + \sqrt{d^2 + 0.33.h^2}} \qquad (X.44)$$



Hình X.31: *Nước chảy qua thân đập - Lời giải Numerov*

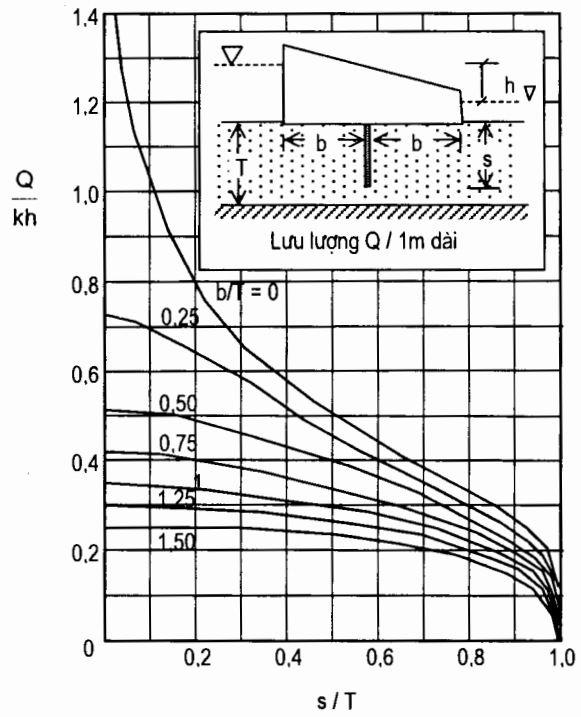
II.6.2. Thẩm thấu (ngấm nước) dưới thân đập

Lưu tốc thấm thấu (seepage rate) dưới một đập đất, có dải tường chắn nước ở đáy, được mô phỏng trong hình X.32.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

Vị trí dải tường chắn nước thực tế ít ảnh hưởng đến vận tốc dòng chảy. Với mục đích thiết kế có thể sử dụng giản đồ (hình X.32) để xác định lượng nước chảy dưới đập, mà không ảnh hưởng do vị trí tường chắn, kể cả trường hợp không sử dụng tường chắn (s = 0).



Hình X.32: *Xác định lưu lượng nước ngấm dưới thân đập có dải tường chắn.*

II.6.3. Khả năng phá hỏng do sói bùng dưới chân đập

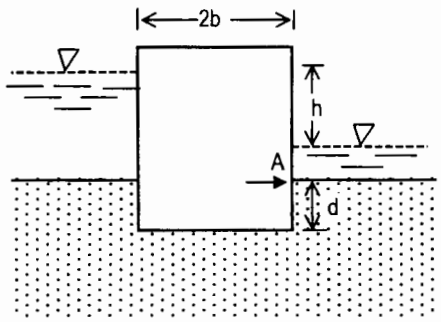
Gradient thuỷ lực I_E ở phía chân hạ lưu của đập (cấu trúc như thể hiện trong hình X.33) ngàm trong môi trường thấm nước, vô hạn, có thể xác định được theo toán đồ hình X.33. *Gradient thuỷ lực tới hạn* là xấp xỉ bằng 1. Do đó, hệ số an toàn F_{sb}, chống lại khả năng sói bùng chân đập (boiling) được xác định:

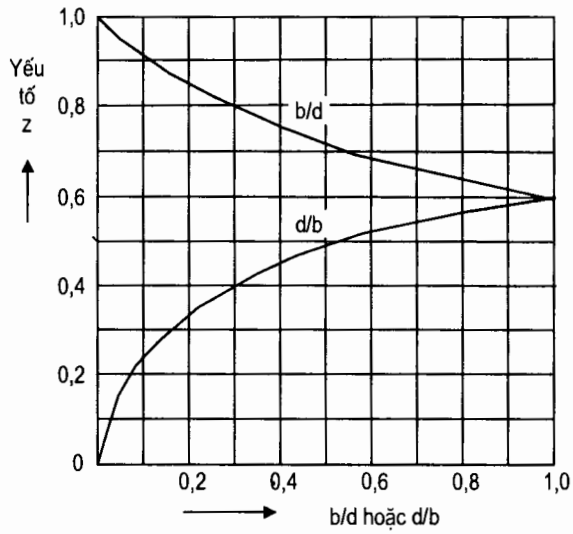
$$F_{sb} = \frac{1}{I_E}$$

Trong đó: I_E là gradient thuỷ lực đầu ra ở điểm A, được tính theo biểu thức:

$$I_E = z \cdot \frac{h}{\pi d} \qquad (X.45)$$

Và xác định I_E theo toán đồ trong hình X.33. Khi d = 0 thì $I_E = \infty$.





Hình X.33: *Gradient thuỷ lực ở chân đập hạ lưu.*

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Chương XI

ĐỘNG ĐẤT VỚI CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG

I. KHÁI QUÁT VỀ ĐỘNG ĐẤT

I.1. ĐỊNH NGHĨA, KHÁI NIỆM

Động đất kiến tạo phát sinh như là hậu quả của biến dạng từ trong lớp vỏ Quả đất. Năng lượng tích tụ trong quá trình hình thành biến dạng cho đến khi tại một điểm nào đó có sức kháng yếu nhất, ứng suất vượt qua giới hạn cân bằng sẽ tạo ra quá trình phá huỷ truyền từng bước và rất nhanh ra khu vực xung quanh. Giả thuyết được chấp nhận rộng rãi nhất là sự phá huỷ trạng thái cân bằng thường xảy ra dọc theo bề mặt của các đứt gãy (đứt gẫy đang hoạt động), ở điểm sức kháng được xem là yếu nhất, tạo ra các chuyển động phương ngang hoặc phương đứng.

Vị trí khởi nguồn động đất gọi là *chấn tiêu* (Focus). Vị trí chiếu thẳng từ *chấn tiêu động đất* lên mặt đất gọi là *chấn tâm* (Epicenter). Các giả thuyết đều cho rằng nguyên nhân động đất gắn liền với chuyển động của vỏ Quả đất, đặc biệt liên quan đến các *đứt gẫy kiến tạo,* là nơi tích tụ *sức căng* của chuyển động dọc theo chúng.

Động đất còn liên quan đến hoạt động núi lửa, tuy nhiên, hậu quả của dạng động đất này mang tính địa phương hẹp. Ngoài ra, động đất cũng còn liên quan đến sập đổ hang động hay hầm lò do khai thác khoáng sản cứng hoặc lỏng.

Vỏ Quả đất, trong thời gian địa chất hàng triệu năm, đã tạo ra một hệ thống các đứt gẫy. Tuy nhiên, động đất chỉ xảy ra ở các *đứt gẫy hoạt động*. Khái niệm về *đứt gẫy hoạt động*, tuy chưa có một định nghĩa chung nhưng ta có thể tham khảo định nghĩa của U.S. Atomic Energie Commission, được biểu hiện qua các đặc trưng sau:

- Đã từng có chuyển động trên mặt đất (hoặc gần mặt đất) ít nhất 1 lần trong 35000 năm.

Đã ghi nhận được *động đất mạnh* (Macroseismicity), thông qua khảo sát thực địa hoặc qua các Trạm địa chấn có độ chính xác cao, để chứng minh rằng có mối quan hệ trực tiếp động đất và với đứt gẫy đó.

- Có một mối quan hệ về cấu trúc giữa *đứt gẫy hoạt động* với hai đặc trưng trên, cho thấy sự *chuyển dịch đất* chính là nguyên nhân dẫn đến rung động địa chấn.

Một trận động đất mạnh tạo ra rung động có thể truyền trên toàn cầu dưới dạng sóng địa chấn. Ngay cạnh *chấn tâm* thì chấn động chỉ xảy ra trong khoảng thời gian tính bằng giây hoặc bằng phút. Còn ở khoảng cách xa *chấn tâm* thì chấn động xảy ra với thời gian muộn hơn. Cường độ chấn động trong *động đất nông* tăng lên rất nhanh bắt đầu ở ngay

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

từ *chấn tâm*. Còn chấn động trong *động đất sâu*, cho dù có cảm nhận rất nhỏ khi truyền đến mặt đất, chúng vẫn có khả năng truyền đi rất xa. Trước kích động chính của một trận động đất thường xảy ra hoạt động *tiền chấn* và tiếp theo đó có hàng loạt *dư chấn*.

Khi trạng thái cân bằng bị phá vỡ sẽ dẫn đến giải phóng năng lượng của thế năng đã được tích tụ trong quá trình biến dạng và chúng được truyền đi xa dưới dạng *sóng địa chấn*.

Sóng địa chấn sinh ra từ động đất được phân biệt thành ba loại:

- *Sóng dọc* (còn gọi là *sóng nén hoặc sóng thể tích*), được ký hiệu là P.
- *Sóng ngang* (*sóng cắt*), được ký hiệu S.
- *Sóng mặt (sóng R),* được ký hiệu là R. .

Vị trí *chấn tâm* được xác định trên cơ sở thời gian truyền các sóng hoặc hiệu của chúng. Nếu gọi Δt là khoảng thời gian S và P đọc được trên *chấn đồ*, phân biệt thời gian đến của các sóng (P, S), thì khoảng cách (từ *chấn tâm* đến *trạm đo*) được xác định theo biểu thức:

$$d = \frac{\Delta t}{(1/v_s) - (1/v_p)} \qquad (XI.1)$$

Trong đó:

d - khoảng cách từ *chấn tâm* đến *trạm địa chấn*.

Δt - khoảng thời gian,

v_p - vận tốc sóng dọc P (sóng nén),

v_s - vận tốc sóng ngang S (sóng cắt).

I.2. KHÁI QUÁT PHÂN BỐ ĐỘNG ĐẤT TRÊN ĐỊA CẦU

I.2.1. Phân bố địa lý về động đất

Tác động của động đất xảy ra rất khác nhau trên bề mặt Địa cầu. Quan sát cho ta thấy rằng *chấn tâm* được phân bố chủ yếu dọc các *vành đai hoạt động động đất*. Vành đai động đất chiếm một diện tích khá hẹp so với khu vực rộng lớn nói chung của vỏ Quả đất xem là ổn định. Có 3 *vành đai động đất* chính phân bố trên Quả đất của chúng ta như thể hiện trên hình XI.1, đó là:

a) Vành đai Thái Bình Dương (Circum Pacific)

Ở đây giải phóng một năng lượng địa chấn chiếm tới 80% tổng năng lượng do động đất hoạt động trên hành tinh. Vành đai động đất này bao quanh gần như toàn bộ Đại Dương này và được chia thành nhiều vòng cung:

- *Nhánh thứ nhất, các vòng cung đảo Tây Thái Bình Dương*: New-Zeland, Fidji, New-Hebride, đảo Solomon, New-Guine. Từ đây chia thành hai nhánh, một chạy qua Philippine và Formose và một chạy qua đảo Caroline, đảo Mariane hợp lại phía Nam vòng cung Nhật Bản rồi cắt lên bán đảo Kourilles, Kamtchatka và các đảo Alleoutiennes. Các vòng cung đảo có đường biên giáp với các *lõm sâu đáy biển* (fosse) liên quan chặt

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

chẽ với các tâm động đất trung bình và sâu. Các tâm động đất này phân bố trên *bề mặt Beniof*. Tại các đảo New-Hebrides độ nghiêng tổng quát của bề mặt Beniof khoảng 40° (có chỗ 65°).

- *Nhánh thứ hai, Đông Thái Bình Dương:* xuất phát từ Nam Shetland chạy dọc theo bờ phía Tây của lục địa Châu Mỹ kéo lên tận Alaska chạy qua vòng cung Caraibes. Ở đây một lần nữa lại gặp các *lõm sâu (fosse) đáy Đại Dương* và các loại động đất trung bình và sâu có liên quan với động đất nông, được phân bố trên bề mặt Beniof. Lưu ý một ngoại lệ là dọc theo vịnh California không gặp *lõm sâu đáy biển* nên động đất trung bình hiếm khi xảy ra.

b) Vành đai xuyên Á (Transasiatic).

Khu vực này giải phóng khoảng 15% tổng năng lượng địa chấn. Nó được trải dài trên vành đai Châu Á. Trong vùng này phải kể đến vòng cung các đảo Sonde, Miến-Điện và gần toàn bộ bờ phía Nam của Lục địa Âu-Á, từ dãy Hymalya đến dãy Alpin kéo tiếp theo đến Tây Ban Nha và kết thúc ở Ma-Rốc. Các động đất trung bình và sâu ít khi gặp ở khu này.

c) Hệ thống Dorsal Đại Dương (Sống Đại Dương):

Hệ thống này giải phóng khoảng 5 % tổng năng lượng động đất.

*(**Ghi chú:** Sống Đại Dương (Dorsal Oceanique) là thuật ngữ Địa chất học chỉ các dải trồi lên dạng sống lưng ở dưới đáy Đai Dương, do hiện tượng nứt lớp vỏ Quả đất làm cho các dung nham magma từ trong lòng Quả đất phun lên và trầm tích lại).*

Tại California người ta phát hiện một khu vực có một hệ thống *Dorsal Đại Dương* phân nhánh cho vành đai Thái Bình Dương. *Nhánh chính* (khối nâng Đại Dương) đâm xuyên vào vịnh California, từ đó rẽ thành hai nhánh lục địa. Một nhánh chạy dọc theo bờ, tạo ra *đứt gẫy* lớn San Andreas, và đó là nguyên nhân gây ra nhiều động đất cho vùng California.

Chạy theo hướng Nam có một hệ thống *Dorsal Đại Dương* được đánh dấu từ Galapagos, đảo Paques và sau đó phân thành các nhánh khác nhau chạy về hướng lục địa Châu Mỹ, và trong số đó có Dorsal Chi-Lê kéo đến đảo Balleny gần Châu Nam Cực và được nối tiếp qua Ấn Độ Dương đến Vĩ tuyến Mascareignes.

I.2.2. Phân loại động đất theo chiều sâu

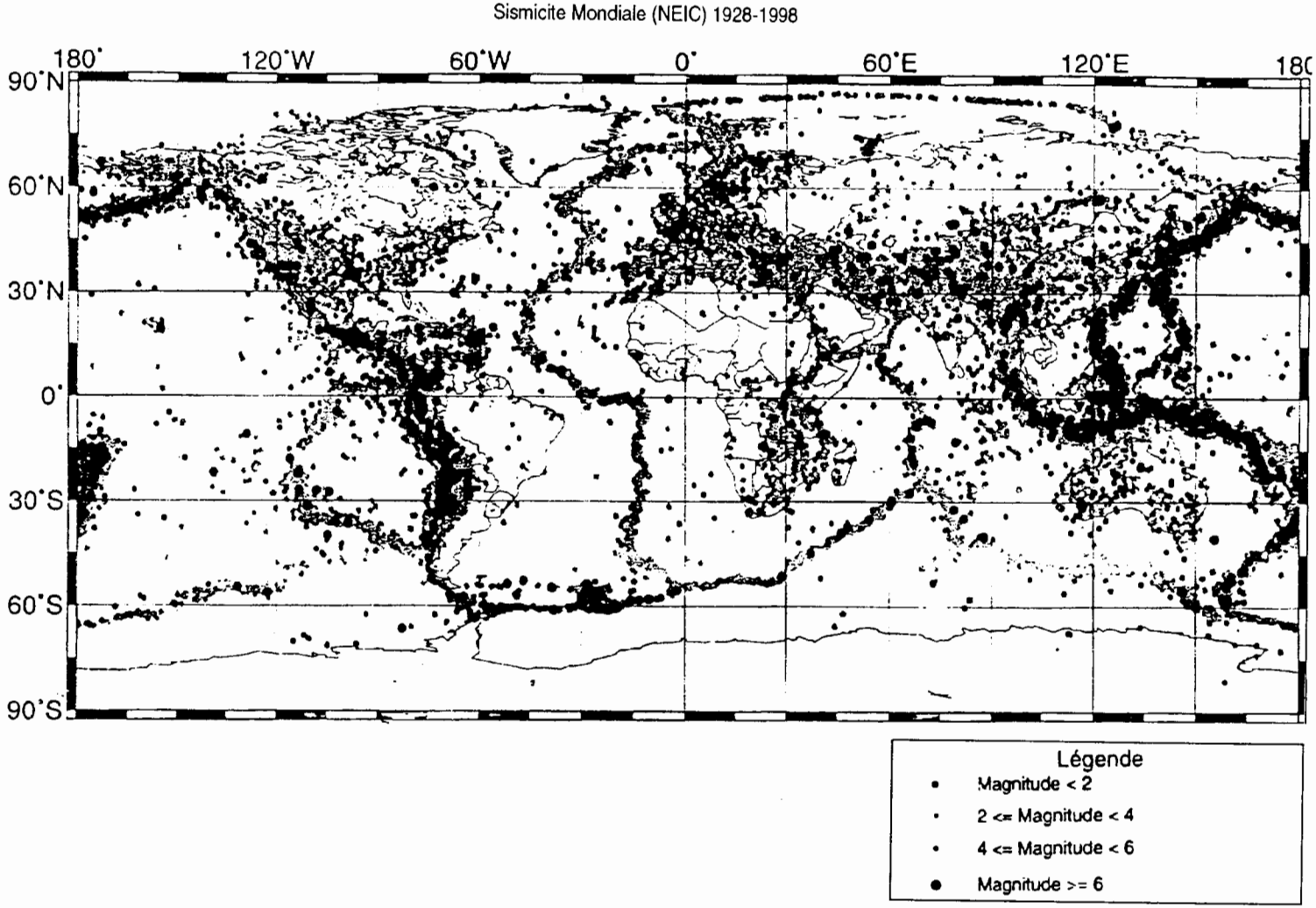
Theo độ sâu của *chấn tiêu* ta có thể phân loại:

a) Động đất thông thường (nông): Phần lớn động đất đã xảy ra (khoảng 90%) có chấn tiêu nằm trong khoảng độ sâu từ 0 đến 70km. Động đất thông thường giải phóng khoảng 75% tổng năng lượng động đất và tạo ra phần lớn chấn rung phá huỷ.

b) Động đất trung gian: Là các động đất có chấn tiêu ở độ sâu từ 70 đến khoảng 300km.

c) Động đất sâu: Động đất sâu có chấn tiêu nằm trong khoảng từ 300km đến 700km. Động đất sâu rất hiếm khi gặp và trong thực tế không gặp tâm động đất sâu trên 700km.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình XI.1: *Bản đồ phân bố địa lý động đất toàn cầu*

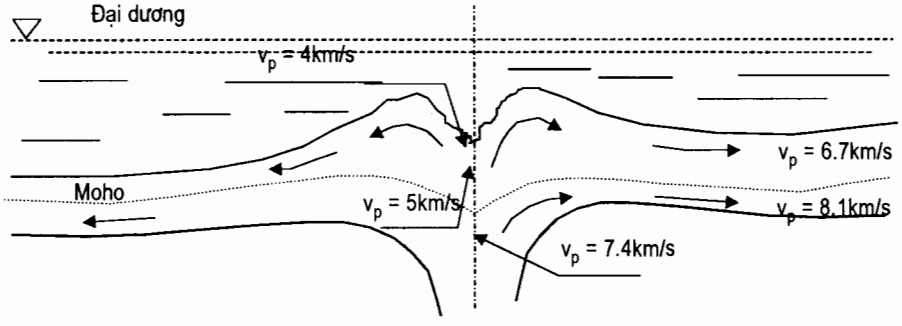
www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

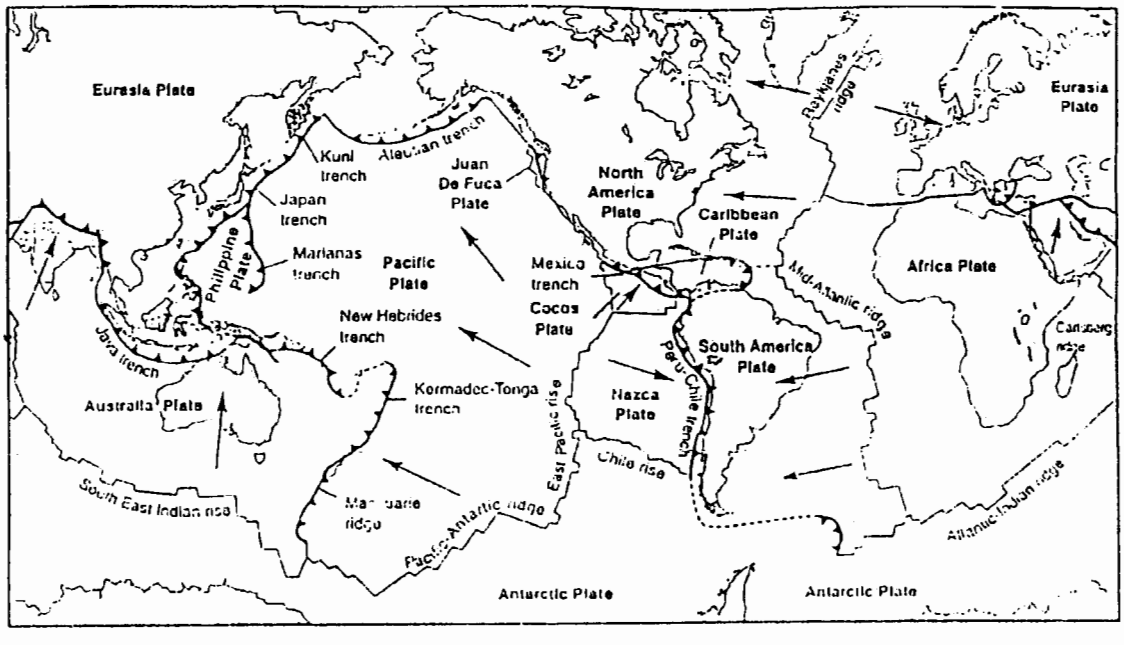
I.3. NGUYÊN NHÂN HÌNH THÀNH ĐỘNG ĐẤT

Sự giãn nở đáy Đại Dương và lý thuyết kiến tạo mảng (Plate Theory)

Nghiên cứu thành phần cấu tạo vật chất dưới đáy Đại Dương cho thấy có các khu vực cạnh nhau mà có tuổi địa chất khác nhau khá xa. Vật chất tạo nên Dorsal được thành tạo từ vật chất có nguồn gốc magma mới nhất. Trong khi đó phía hai bên của Dorsal ta thấy ngay trên mặt có một loại trầm tích mà tuổi già hơn tuổi của bản thân Dorsal rất nhiều. Từ kết quả nghiên cứu này Hess (1962) cho rằng ngay tại Dorsal có sự thành tạo kế tiếp hình thành đáy Đại Dương mới từ vật chất manti. Tại đây thường gặp thành tạo già hơn ở phía hai bên của Dorsal (hình XI.2).



Hình XI.2: *Sự hình thành đáy Đại Dương mới từ Dorsal Đại Dương (theo Hess, 1962)*



Hình XI.3: *Các mảng kiến tạo chính*
Mũi tên chỉ hướng chuyển động các mảng. Sống Đại Dương (mid-ocean ridges), trenches (hõm, rãnh), đứt gãy chuyển dịch (transfor m faults)

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

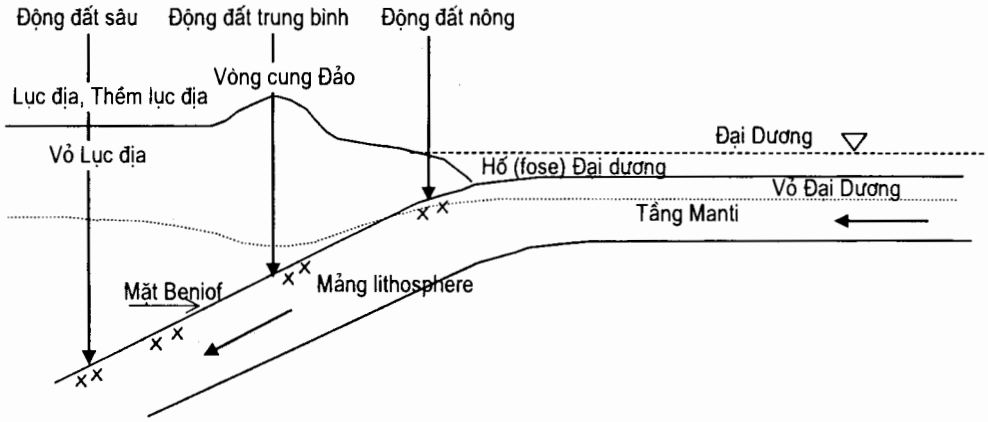
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Lần đầu tiên Morgan và McKenzie đưa ra lý thuyết cho rằng: *Lớp vỏ địa cầu gọi là Thạch quyển(Lithosphere) hình thành như hiện tại là kết quả lắp ghép theo kiểu môzaic của các mảng (plaques) tương đối cứng nổi trên mặt Asthenosphere và có sự trôi dạt dịch chuyển tự do giữa các mảng với nhau.*

Trong tổng hợp của mình Le Pichon (1973) đã chia lớp vỏ địa cầu (Lithosphere) thành 6 *mảng chính,* đó là: Thái Bình Dương, Châu Mỹ, Châu Phi, Châu Âu, Châu Á, Ấn Độ và Châu Nam cực. Bên cạnh các *mảng chính* còn có 6 *mảng phụ* để lắp ghép kín theo bề mặt Địa cầu theo mẫu hình Pichon về lý thuyết kiến tạo mảng (hình XI.3).

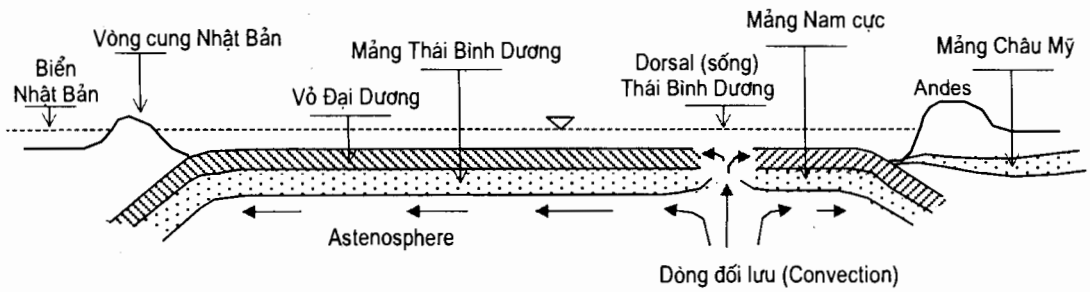
Lý thuyết kiến tạo mảng là cơ sở để có thể giải thích một cách khoa học về sự phân bố chấn tiêu động đất (focus) cho cả động đất nông và động đất sâu.

Ta đã biết, diện bề mặt Quả đất là không đổi nên việc dãn nở ở đáy Đại Dương sẽ dẫn đến sự mất đi phần khác của lớp vỏ Lithosphere. Sự mất đi này diễn ra ở các khu vực mà các *mảng* va chạm nhau. Kết quả mảng cứng hơn sẽ cưỡi chồng lên mảng ít cứng và mảng ít cứng sẽ chìm vào tầng Asthenosphere bề mặt tiếp xúc giữa hai mảng có tên mặt Beniof (hình XI.4).



Hình XI.4: *Một mảng Đại Dương bị trượt chìm dưới một mảng Lục địa và sự phân bố đông đất (theo Isaaks 1968, Dewey & Dickinson 1971)*

Như vậy, với một *mảng Đại Dương* ta gặp một *mảng Lục địa* thì hoạt động kiến tạo được hình dung như sau: mảng Đại Dương, với độ cứng cao, phải uốn vòng chui xuống dưới mảng bên cạnh và lập tức tạo thành các hõm sâu (fose). Đồng thời nó sẽ đẩy mảng bên cạnh trồi lên (dọc theo đường tiếp súc hai mảng) tạo thành dãy vòng cung đảo hoặc núi ven bờ (hình XI.5).



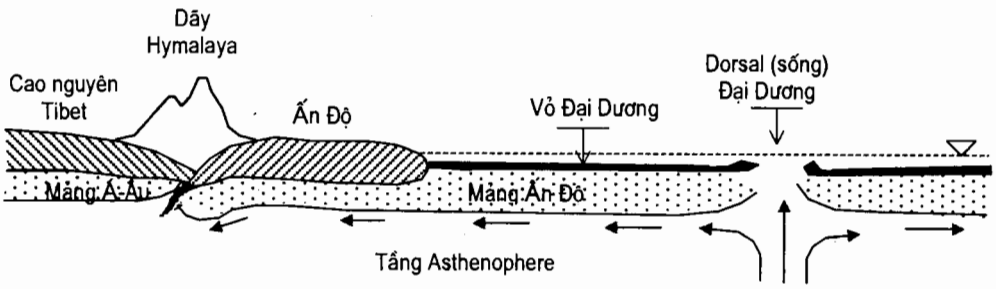
Hình XI.5: *Mặt cắt ngang Thái Bình Dương, từ Nhật Bản đến núi Andes (theo Dewey & Bird, 1970)*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Động đất là sự biểu thị của quá trình chuyển dịch giữa các *mảng* và sự cọ sát giữa phần này với phần khác. Giải thích sự xuất hiện tâm động đất *trung bình* hoặc *sâu* chính là động đất xảy ra trên bề mặt Beniof (hình XI.4).

Trong trường hợp hai *mảng lục địa*, với mật độ tương đối yếu, không cho phép hai mảng này chuyển dịch tương đối vào nhau tạo ra ứng suất đủ để xuyên một cách dễ dàng vào tầng *Asthenosphere*. Tình trạng này xảy ra với *mảng Ấn Độ* khi dịch chuyển vì quá nhẹ nên chỉ có thể đâm xuyên như một mũi xuyên cắm giữa Manti và *mảng lục địa Á-Âu* (hình XI.6).



Hình XI.6: *Chuyển dịch đối đầu giữa hai mảng lục địa: mảng Ấn Độ và mảng Á-Âu (theo Dewey & Bird, 1970)*

II. KHÁI QUÁT MỘT SỐ ĐẶC TRƯNG CỦA ĐỘNG ĐẤT

II.1. NGUỒN NĂNG LƯỢNG ĐỘNG ĐẤT

Người ta dự tính khoảng 10^{12} MJ (mega Jun) là năng lượng tổng thể, được giải phóng do động đất gây ra, tính trung bình cho 1 năm và giá trị này tương đương khoảng 30000 MW. 80% năng lượng này tạo ra do các động đất quan trọng gây ra, giải phóng khoảng 10^{10} MJ hoặc lớn hơn. Riêng động đất ở Chi Lê 1960 đã giải phóng năng lượng khoảng 5.10^{11} MJ.

Năng lượng giải phóng do động đất gây ra hàng năm không giống nhau và hoạt động của động đất trên hành tinh thường xảy ra đột ngột. Trong năm 1906 động đất tạo ra năng lượng gấp 5 lần so với trung bình năm trong thế kỷ 20; còn năm 1920 thì lượng này gấp 2 lần. Ngược lại, năm 1925 và 1930 năng lượng động đất chỉ chiếm tỷ lệ 1/8 và 1/5 tương ứng so với trung bình năm.

Với trình độ hiểu biết của chúng ta hiện nay thật khó mà hình dung năng lượng do động đất tạo ra.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

II.2. ĐỘ LỚN ĐỘNG ĐẤT - CHẤN CẤP M (MAGNITUDE)

II.2.1. Định nghĩa chấn cấp (Magnitude)

Chấn cấp là một thông số đo đạc của một trận động đất và nó đặc trưng cho độ lớn của động đất xét về mặt năng lượng.

Khái niệm *chấn cấp* được Richter đưa ra từ 1935 và xác định theo phương pháp như cách sau: nếu bố trí một mạng lưới các *trạm quan sát* động đất, trong đó lắp đặt các máy địa chấn (seismograph) tương tự nhau thì với mỗi một động đất, các trạm sẽ ghi lại các sóng địa chấn và được gọi là *chấn đồ.* Trên *chấn đồ* thể hiện sự biến thiên của *biên độ cực đại* tuỳ thuộc vào khoảng cách từ *trạm đo* đến *chấn tâm.*

Chấn cấp được định nghĩa là $\log_{10}$ của biên độ cực đại A (thể hiện bằng micrông) xác định trên một chấn đồ chuẩn được ghi ở Trạm địa chấn giả thiết đặt cách xa chấn tâm 100km.

- *Chấn đồ chuẩn* là một *chấn đồ* ghi bằng máy địa chấn Wook-Anderson, với *chu kỳ riêng* là 0,8 giây, hệ số tắt dần *(amortissement)* bằng 0,8 *hệ số tắt dần tới hạn* và độ *khuyếch đại danh định* là 2800.

- *Chấn cấp zero*, theo định nghĩa nêu trên, tương ứng với với biên độ A = 1μm.

II.2.2. Quan hệ giữa chấn cấp và năng lượng

Có một mối quan hệ giữa chấn cấp với năng lượng phát ra từ chấn tiêu động đất. Nhiều công thức (kinh nghiệm) được sử dụng để thể hiện mối quan hệ này, tuỳ theo loại động đất (sâu, trung bình và nông) và khoảng cách trạm đo. Công thức do Richter kiến nghị 1958 sử dụng cho động đất nông, với khoảng cách thông thường có thể đo được của trạm đo:

$$\log_{10}(E) = 1,5M - 1,6M \qquad (XI.2)$$

Trong đó:

E - năng lượng (MJ)

M - chấn cấp

Các động đất có chấn cấp M dưới 5 thường hiếm khi gây ra hậu quả phá huỷ. Động đất có M = 9 được xem là động đất mạnh nhất mà loài người biết được.

Bảng XI.1 - Một số động đất gần đây với chấn cấp (M) và năng lượng (E)

Đông đất	M	E (MJ)
Agadir 1960	5,9	$1,8.10^7$
Skoje 1963	6,0	$2,5.10^7$
Caracas, 1967	6,5	$1,4.10^8$
San Fernando, 1971	6,6	$2,0.10^8$
Orleansville, 1954	6,7	$2,8.10^8$
Nigata	7,4	$3,2.10^9$
Mexico. 1957	7,9	$1,8.10^{10}$
Alaska, 1964	8,3	$7,1.10^{10}$
Altai, 1957 & Haut-Assam, 60	8,6	$2,0.10^{11}$
Chilê, 1960	7,75	$3,4.10^{11}$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

II.3. CƯỜNG ĐỘ ĐỘNG ĐẤT (INTENSITY)

II.3.1. Định nghĩa

Cường độ động đất là thể hiện *mức độ tàn phá* mà động đất có thể gây ra ở một khu vực nào đó. Giá trị thông số này phụ thuộc vào điểm quan sát, đạt đến giá trị cực đại ở *chấn tâm* rồi giảm dần theo khoảng cách *chấn tâm*.

Cường độ động đất được đánh giá bằng cách so sánh hậu quả tàn phá quan sát được, đặc biệt là hậu quả phá huỷ các công trình xây dựng, được mô tả theo các *cấp độ* chuẩn gọi là *Thang cường độ*. Hậu quả tàn phá là kết quả của tác động động đất quan sát được ở hiện trường không thông qua phương tiện máy móc.

II.3.2. Thang cường độ động đất (cấp động đất)

Thang cường độ động đất (mà ta thường gọi là cấp động đất) phụ thuộc vào khả năng nhận thức của con người về mức độ phá hoại của động đất. Trong khi mức độ tàn phá có thể được thể hiện một cách chính xác và khách quan thì khả năng nhận thức của con người về một động đất lại phụ thuộc vào vị trí của người quan sát và mức độ nhạy cảm của đối tượng.

Thang cường độ động đất đầu tiên được Rossi thành lập năm 1878. Mười năm sau được Mercalli soát xét lại và đến năm 1904 Cancani đã đưa ra một thang độ có định lượng cụ thể trên cơ sở gia tốc nền đất (acceleration) do chấn động gây ra. Thang cường độ, do Mercalli thành lập, được Sieberg công bố năm 1923 và là cơ sở để xây dựng Thang Mercally hiệu chỉnh (Modified Mercalli Scale) công bố năm 1931. Thang cường độ lại được Richter hiệu chỉnh chút ít (1956) thành thang cường độ chính thức áp dụng rộng rãi ngày nay (bảng XI.2) với khoảng gia tốc cực đại được hiệu chỉnh. Bảng thang cường độ động đất này không phân biệt hậu quả ngắn hạn và dài hạn.

Các nước Châu Âu thường sử dụng thang cường độ MSK (Medveidev, Sponhauer và Karnix), là thang cường độ được UNESCO kiến nghị. Thang cường độ MSK. có đưa vào tiêu chí định lượng để đánh giá mức độ phá hỏng công trình. Ngoài ra còn tính đến chất lượng công trình và tình trạng dự báo xảy ra cần chờ đợi. Việt Nam cũng sử thang MSK (bảng XI.3). Ở Nhật Bản người ta sử dụng thang JMA chỉ phân chia chấn động thành 7 cấp.

Ta đã biết *cường độ* động đất (Intensity) là thông số đánh giá hậu quả và mang tính chất định tính. Còn *độ lớn động đất* thường gọi là chấn cấp (magnitude) là một thông số đo đạc, thể hiện tính định lượng và có liên hệ đến tổng năng lượng giải phóng trong quá trình động đất.

Trong khi mỗi trận động đất chỉ có một giá trị chấn cấp (M) thì chấn động do nó gây ra trên mặt đất lại nhận được nhiều giá trị, phụ thuộc vào khoảng cách từ điểm quan sát đến chấn tiêu và vào nền đất tại điểm đó.

Ta cũng biết, với các công trình xây dựng người ta chỉ quan tâm đến các động đất trong khoảng cấp VII đến IX. Động đất cấp X rất khó xử lý trong thiết kế để giữ ổn định công trình. Cấp XI và XII là cấp tàn phá thảm hoạ, song trong thực tế cũng hiếm khi xảy ra. Riêng các động đất có cường độ từ cấp VIII đến X đã gây ra khoảng 80% sự phá huỷ.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng XI.2 - Thang cường độ Mercalli hiệu chỉnh (MM) với gia tốc tương đương

Cấp	Mô tả tình trạng động đất và hậu quả	Gia tốc a_{max} (% g)
I	- ***Không cảm nhận được***	
II	- ***Nhỏ.*** Cảm nhận được với người đang nghỉ, trên tầng cao hoặc vị trí thuận lợi	
III	- ***Cảm nhận nhẹ:*** Khi ở trong cửa. Cầm đồ vật bị đung đưa. Rung động như trên xe kéo. Thời gian xác định được. Có thể không nhận ra là động đất	
IV	- ***Trung bình.*** Cầm đồ vật đung đưa. Rung động như xe kéo hạng nặng, hoặc cảm giác sốc như quả bóng to đá vào tường. Rung rinh như xe ca đang nổ máy. Cửa sổ, bát đĩa, cửa phát tiếng kêu lách cách. Cốc chén, kính kêu leng keng, bình lọ sành va đập lạch cạch. Khi trên độ IV thì tường, khung gỗ bị nứt gẫy.	0,015-0,02
V	- ***Khá mạnh.*** Ở ngoài nhận biết. Xác định được phương hướng. Người ngủ bừng dậy. Nước gợn sóng. Một số vật không vững bị đổ hoặc di chuyển. Cửa đung đưa đóng mở. Cửa chớp và tranh treo chuyển động. Đồng hồ quả lắc dừng rồi chạy không đều.	0,03 - 0,04
VI	- ***Mạnh.*** Tất cả đều cảm nhận được. Nhiều người lo sợ chạy ra ngoài. Người đi không vững. Cửa sổ, cửa chớp vỡ kính. Sách trên giá rơi xuống. Tranh treo tường bị rơi. Đồ đạc trong nhà lộn tung. Tường gạch yếu, vữa bị nứt vỡ. Chuông nhỏ tự rung kêu do lắc. Cây cối, bụi rậm rung chuyển trông thấy.	0,06 - 0,07
VII	- ***Rất mạnh*** . Người đứng khó vững. Cầm lái xe không vững. Vật cầm tay lúc lắc rung lên. Đồ đạc trong nhà sô hỏng. Gạch D bị bở, nứt. Ống khói yếu bị đổ trên nóc nhà. Bong tách ra: vữa trát, gạch, đá, phào v.v.. Một số gạch C bị nứt. Ao hồ gợn sóng. Nước trộn lẫn bùn. Dải cát, sạn bị trượt hoặc hõm hố. Chuông to bị rung do lắc. Phá hỏng mương bê-tông.	0,10 - 0,15
VIII	- ***Phá hỏng.*** Tác động đến tay lái xe . Hư hỏng gạch loại C, một phần sụp đổ. Một số gạch B bị hỏng (gạch A không). Vữa trát trần và tường gạch bị bong, rơi. Vặn xoắn và đổ: ống khói, nhà máy, tượng đài, toà tháp. Nhà kết cấu khung tách khỏi nền móng nếu không liên kết tốt. Tường panen yếu sập. Cọc yếu bị gẫy vỡ. Cành cây bị gẫy. Thay đổi dòng chảy hoặc nhiệt độ giếng hoặc dòng suối. Nứt trượt đất ẩm và mái dốc lớn.	0,25 - 0,30
IX	- ***Phá huỷ.*** Gây hoảng loạn. Gạch D phá huỷ, Gạch C hư hỏng nặng. Đôi khi sụp đổ. Gạch B hỏng nhiều. Hư hỏng tổng thể nền móng. Kết cấu khung, nếu không ghìm tốt bị tách khỏi nền móng. Khung nhà bị nứt. Bồn chứa hỏng nặng. Ống ngầm đứt gẫy. Nhận rõ nứt đất. Khu vực sông: cát, bùn bị trồi ra. Phòi nước do chấn rung. Mặt cát sụt tạo hố.	0,50 - 0,55
X	- ***Huỷ hoại.*** Hầu hết công trình xây gạch và kết cấu khung bị phá huỷ kể cả nền móng. Một số nhà và cầu bàng gỗ bị phá hỏng. Đê, đập đất đắp bị hư hỏng nặng. Đất bị trượt lớn. Nước ở kênh. mương. sông. hồ bị bật lên bờ. Cát và bùn trượt dịch chuyển ngang ở bãi biển và dải cát . Đường ray bị uốn cong nhẹ.	> 0,60
XI	- ***Huỷ hoại nặng.*** Đường ray biến dạng mạnh. Đường ống ngầm bật khỏi vị trí.	
XII	- ***Thảm hoạ.*** Phá hỏng gần như toàn bộ. Cả khối đá to bị chuyển rời. Mọi đồ vật bật tung vào không trung. Nhìn thấy chao đảo, lộn ngược	

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng XI.3 - Thang cường độ động đất MSK

Cấp	Mô tả tình trạng động đất và hậu quả	a_{max} (cm/s^2)
1	2	3
I	- ***Không cảm nhận*** được động đất, chỉ có máy móc mới phát hiện và ghi nhận.	
II	- ***Cảm thấy rất nhẹ***. Chỉ cảm thấy bởi những người yên tĩnh trong nhà một mình	
III	- ***Động đất yếu***: Cảm thấy trong nhà ít người; ngoài trời thì ở điều kiện thuận lợi. Rung động như ô tô tải chạy qua. Chú ý thấy vật treo đung đưa nhẹ. Tầng trên cùng đung đưa mạnh hơn	
IV	- ***Động đất nhận rõ***: Trong nhà nhiều người vẫn cảm thấy hoặc ngoài trời ít người. Người ngủ tỉnh giấc nhưng chưa sợ hãi. Rung động như xe tải nặng chạy qua. Cửa kính, cửa ra vào và bát đĩa kêu lạch cạch. Tường nhà cọt kẹt. Bàn ghế, đồ đạc trong nhà rung chuyển. Đồ vật đung đưa. Nước trong vại gợn sóng. Trong ô tô đỗ nhận thấy.	
V	- ***Thức tỉnh***: Mọi người trong nhà đều nhận thấy. Ngoái trời nhiều người nhận ra. Nhiều người ngủ bị thức giấc, ít người chạy ra ngoài. Súc vật nhốn nháo. Nhà rung toàn bộ. Đồ vật treo đung đưa mạnh. Khung treo nhích khỏi chỗ. Đồng hồ quả lắc dừng (nhưng hiếm). Một vài đồ vật bị xê dịch, đổ. Cửa không cài bị mở ra đóng vào. Nước đầy trong bình hở bị rớt ra chút ít. Chấn động như vật nặng bị rơi.	12 - 25 (v = 1 - 2 cm/s; α_0 = 0,5 - 1,0 mm)
VI	- ***Sợ hãi***: a) Đa số người cảm thấy động đất. Nhiều người trong nhà sợ hãi chạy ra ngoài. Một số người mất thăng bằng. Gia súc chạy khỏi chuồng. Một số bát đĩa, đồ thuỷ tinh bị vỡ. Sách trên giá bị rơi. Bàn ghế đồ đạc có thể di chuyển. Có thể chuông nhỏ trên tháp rung lên. b) Một số nhà kiểu B và nhiều nhà kiểu A bị hư hại bậc 2. c) Một số ít trường hợp đất ẩm có thể nứt 1 cm; miền núi có trượt đất. Thay đổi lưu lượng nguồn nước và mức nước giếng.	25 - 50 (v = 2,1 - 4 cm/s; α_0 = 1,1 - 2,0 mm)
VII	- ***Hư hại nhà cửa***: a) Đa số người sợ hãi chạy ra khỏi nhà. Nhiều người đứng không vững. Người đang lái ô tô cũng nhận biết động đất. Chuông lớn kêu vang. b) Nhiều nhà kiểu C hư hại bậc 1; nhiều nhà kiểu B hư hại bậc 2; nhiều nhà kiểu A bị hư hại bậc 3, một ít bậc 4. Đôi khi có trượt đất ở sườn dốc đứng và có vết nứt ở đường đi. Có hư hại chỗ nối ống dẫn c) Nổi sóng mặt nước; nước bị vẩn đục do bùn khuấy. Thay đổi mực nước giếng và lưu lượng nguồn nước. Đôi khi xuất hiện nguồn nước mới hoặc biến mất nguồn nước cũ. Hiếm khi có trượt đất cục bộ ở bờ sông cát - cuội sỏi.	50 - 100 (v = 4,1 - 8 cm/s; α_0 = 2,1 - 4,0 mm)

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

1	2	3
VIII	*- Phá hỏng nhà cửa:* a) Sợ hãi khủng khiếp, ngay cả khi đang lái xe cũng lo ngại. Đó đây cành cây bị gẫy. Đồ đạc bàn ghế bị xô dịch và đôi khi bị lật đổ. Một số đèn treo bị hỏng. b) Nhiều nhà kiểu C hư hại bậc 2, một ít bậc 3; nhiều nhà kiểu B hư hại bậc 3, một ít bậc 4; nhiều nhà kiểu A bị hư hại bậc 4, một ít bậc 5. Có khi gãy chỗ nối ống dẫn. Đài, tượng bị di chuyển. Bia bị đổ. Hàng rào đá bị phá hoại. c) Trượt đất nhỏ ở sườn dốc đứng, ở hõm sâu và ụ đường đi; nền đất bị nứt vài cm. Xuất hiện bể nước mới. Đôi khi giếng cạn thì đầy, giếng đầy bị khô. Nhiều khi thay đổi lưu lượng nước ngầm và mực nước giếng.	100 - 200 (v = 8,1 - 16 cm/s α_0 = 4,1 - 8,0 mm)
IX	*- Hư hỏng hoàn toàn nhà cửa:* a) Bàn ghế đồ đạc hư hỏng nặng. Súc vật chạy nhốn nháo kêu rống lên. b) Nhiều nhà kiểu C hư hại bậc 3, một ít bậc 4; nhiều nhà kiểu B hư hại bậc 4, một ít bậc 5; nhiều nhà kiểu A bị hư hại bậc 5. Tượng đài lật đổ; hư hại nặng nề bể nước nhân tạo; đứt gẫy từng phần đường ống ngầm. Có thể đường sắt bị uốn cong, đường bộ bị hư hỏng. c) Đồng bằng ngập nước thường thấy rõ bùn cát bị trồi lên. Nền đất nứt rộng đến 10 cm, ở sườn và ven sông nứt quá 10 cm, nhiều vết rạn nứt nền đất khác. Đá tảng bị sụt lở, nhiều chỗ đất bị trượt lở. Sóng to trên mặt nước.	200 - 400 (v=16,1 - 32cm/s α_0 = 8,1 - 8,0mm)
X	*- Phá hoại hoàn toàn nhà cửa:* a) Nhiều nhà kiểu C hư hại bậc 4, một ít bậc 5; nhiều nhà kiểu B hư hại bậc 5; đa số nhà kiểu A bị hư hại bậc 5. Hư hại nguy hiểm cho đê và đập; hư hại nặng cho cầu. Đường sắt bị uốn cong. Đường ống ngầm bị cong gẫy. Tầng phủ đường và lớp áo asphan tạo thành mặt lượn sóng. b) Nền đất bị nứt rộng vài dm, có khi hàng mét. Xuất hiện đứt gẫy rộng song song với lòng nước chảy. Đá bị lở trên sườn dốc đứng. Có thể có trượt đất lớn bờ sông, bờ biển dốc đứng. Sánh nước ra ngoài kênh, hồ, sông. Xuất hiện hồ nước mới.	400 - 800 (v=32,1 - 64,0 cm/s α_0=16,1 - 32 mm)
XI	*- Thảm hoạ:* a) Hư hại nặng cả nhà xây tốt., cầu, đập nước và đường sắt. Đường rải đá bị hỏng không dùng được. Đường ống ngầm bị phá hoại. b) Mặt đất bị biến dạng to thành vết nứt rộng, đứt gãy và di động theo phương đứng, ngang. Núi sụt lở ở nhiều nơi. Muốn định cấp độ cần khảo sát đặc biệt.	
XII	*- Thay đổi địa hình:* a) Hư hại nặng hoặc phá hoại thực sự mọi công trình trên và dưới mặt đất. b) Thay đổi hẳn mặt đất. Đất nứt lớn, bị di động đứng và ngang. Núi sông sụt lở diện rộng. Xuất hiện hồ, hình thành thác, thay đổi dòng sông. Muốn định cấp độ cần khảo sát đặc biệt.	

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Ghi chú: Phân hạng trong thang MSK

I) Kiểu công trình

Kiểu A: Nhà bằng đá lở, kiến trúc nông thôn, nhà đất phiến sét, đất sét

Kiểu B: Nhà gạch thông thường: nhà kiểu khối lớn và bằng vật liệu đúc sẵn; kiến trúc cửa gỗ; nhà bằng đá đẽo.

Kiểu C: Nhà bằng bê tông cố thép, nhà bằng gỗ tốt.

II) Đặc trưng số lượng:

ít là khoảng 5 %, nhiều là khoảng 50 %, đa số khoảng 75%

III) Phân cấp bậc hư hại

Bậc 1: Hư hại nhẹ: rạn nứt vữa và rơi vỡ những mảnh vữa nhỏ.

Bậc 2: Hư hại vừa: vết nứt nhỏ ở tường, rơi mảnh vữa khá lớn, rơi ngói. Vết nứt ống khói, rơi những bộ phận ống khói.

Bậc 3: Hư hại nặng: vết nứt khá lớn sâu ở tường. Rơi ống khói.

Bậc 4: Phá hoại vết nứt xuyên qua tường. Đổ sập những bộ phận của nhà, cửa. Phá hoại chỗ liên kết giữa các bộ phân riêng rẽ nhà cửa. Đổ sập tường bên trong và tường khung.

Bậc 5: Sụp đổ, phá hoại hoàn toàn nhà cửa.

IV) Tập hợp dấu hiệu của thang

a) Người và ngoại cảnh, b) Công trình các loại, c) Hiện tượng tự nhiên.

II.3.3. Quan hệ giữa cường độ (I) và gia tốc (a)

Ta đã biết cường độ động đất (I), với thang cấp độ của nó, được sử dụng rất rộng rãi để đánh giá mức độ tàn phá của một trận động đất trong khi thực tế nó không đưa ra được thông số đo đạc để có thể đưa vào tính toán thiết kế. Người ta đã tìm mối liên hệ giữa thông số cường độ động đất với các thông số đo đạc khác, đặc biệt là *gia tốc dao động cực đại* (a_{max}) của nền đất.

Khi không thể đo đạc trực tiếp gia tốc (a) người ta bắt buộc tìm cách xác định thông qua cường độ (I). Tuy tương quan giữa (I) và (a_{max}) rất phân tán, song các biểu thức sau cho các mối tương quan xem ra là chấp thuận được (Ambraseys, 1973):

a) Với gia tốc chấn rung cực đại (cm/s), cho cấp động đất IV ≤ I ≤ X:

(H = thành phần ngang và V = thành phần đứng)

$$\log (a_H) = 0{,}3\ I + 0{,}014 \qquad (XI.3)$$

$$\log (a_V) = 0{,}3\ I - 0{,}18 \qquad (XI.4)$$

b) Với vận tốc chấn rung cực đại (cm/s), cho cấp động đất IV ≤ I ≤ X:

$$\log (v_H) = 0{,}25\ I - 0{,}63 \qquad (XI.5)$$

$$\log (v_V) = 0{,}28\ I - 1{,}10 \qquad (XI.6)$$

c) Độ chuyển vị cực đại (cm), cho cấp động đất V ≤ I ≤ X:

$$\log (d_H) = 0{,}19\ I - 0{,}53 \qquad (XI.7)$$

$$\log (d_V) = 0{,}24\ I - 1{,}13 \qquad (XI.8)$$

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

Việc xác định cường độ (I) mang tính quy ước và định tính, đôi khi ngay thông số gia tốc (a_{max}) lại không phải là chỉ số quyết định để đánh giá hậu quả một trận động đất. Ví dụ như động đất ở Parkfield (1966) ở đó a_{max} = 0,50g gây hư hỏng công trình xây dựng nhỏ hơn nhiều so với động đất ở El Centro (1940), có a_{max} < 0,33g.

- Do vậy, *thời gian chấn động* (duration) là một trong các thông số chính đánh giá ảnh hưởng đến cường độ động đất. Các tần số của chấn động kéo dài với nhiều chu kỳ tạo ra hậu quả của nó và số chu kỳ càng nhiều thì thời gian động đất càng dài. Nói cách khác là *sức kháng của kết cấu tỷ lệ nghịch với số chu kỳ tạo ra biến dạng mà chúng phải chịu đựng*.

- Đặc trưng thứ ba quan trọng ảnh hưởng đến cường độ là sự *duy trì tần số* .

II.3.4. Ảnh hưởng điều kiện nền đất đến cường độ

Quan sát cho thấy cường độ của một động đất diễn ra ở một khu vực phụ thuộc nhiều vào điều kiện đất nền, mà các sóng địa chấn truyền qua, ở khu vực đó. Thực tiễn cho thấy các công trình mà xây dựng trên nền đất mềm yếu chịu sự phá hoại nặng nề hơn so với công trình đặt trên nền đất, đá cứng chắc. Nhận xét trên chỉ giải thích trạng thái làm việc của đất nền, mang ý nghĩa thuần tuý địa kỹ thuật, khi chịu các *lực động* tác dụng vào công trình.

Nếu khu vực có tầng đất mềm yếu khá dày lại nằm trên một tầng đá gốc cứng thì chấn rung động đất, trước tiên, truyền từ đá cứng, nằm dưới sâu với vận tốc nhanh và *độ tắt dần* (amortissement) thấp, lên đáy lớp mềm rồi truyền lên mặt đất. Với một độ tắt dần nhất định tầng đất yếu phía trên sẽ hoạt đông như thùng lắc và chuyển động của bề mặt là kết quả của chuyển động con lắc được lắc từ phía đáy là mặt đá cứng. Giá trị *gia tốc* (a) ở mặt tiếp giáp đất, đá vốn dĩ khá nhỏ sẽ tăng lên gấp 2 đến 3 lần so với gia tốc trong khối đá.

Ví dụ: Động đất ở Mexico 1985 cho thấy các công trình xây dựng nằm ở ngoại biên thành phố, gần chấn tâm và được xây dựng trên đất nền cứng chắc, thì bị hư hỏng rất nhỏ trong khi các công trình nằm trong thành phố được xây trên lòng chảo của trầm tích đầm hồ, thì bị tàn phá ghê gớm, cho dù nằm xa chấn tâm hơn nhiều.

II.4. ĐẶC TRƯNG RUNG ĐỘNG ĐỊA CHẤN

II.4.1. Chấn đồ (gia tốc, vận tốc, dịch chuyển)

Sự chuyển động của đất nền, cơ sở để kiến nghị cho giải pháp kết cấu xây dựng, là giá trị biểu hiện tại khu vực bị động đất phá hỏng. Giá trị này chỉ có thể suy diễn từ địa điểm cách xa chấn tâm và có liên quan đến *biên độ* và *tần số* của chúng. Do vậy, cần bố trí thu thập các số liệu trực tiếp từ hiện trường trong quá trình có rung động gây phá huỷ.

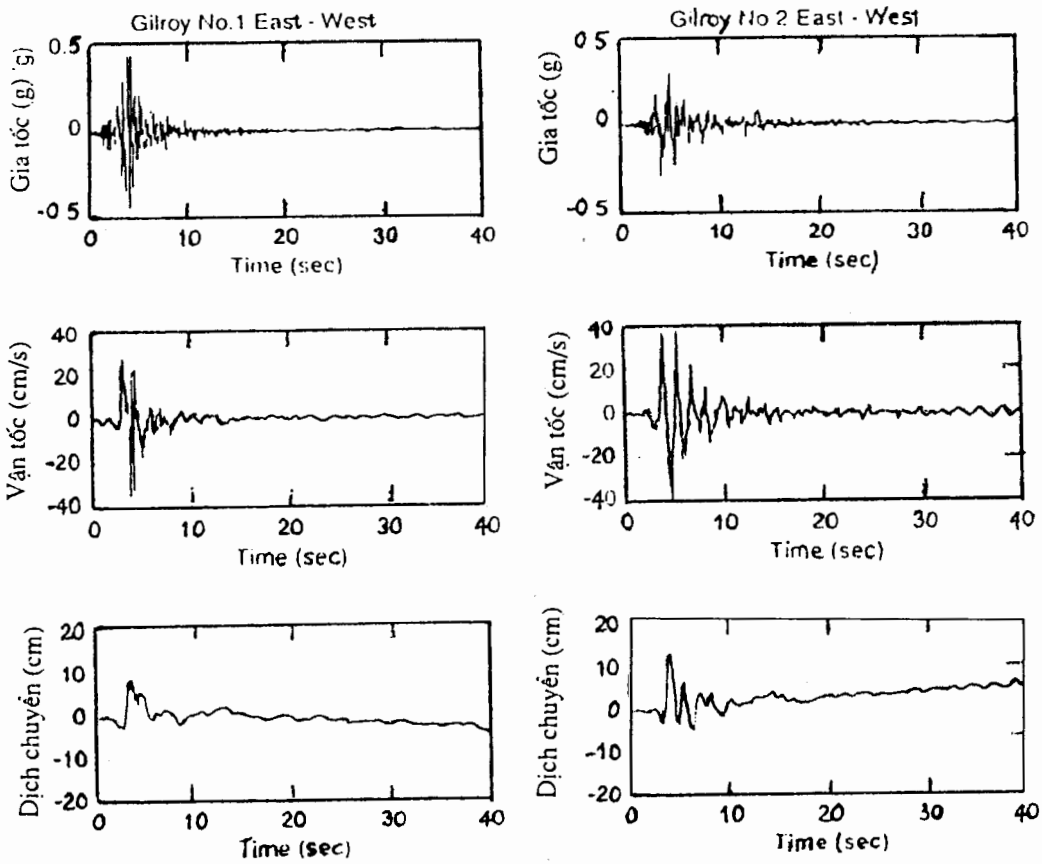
Người ta đã bố trí một mạng các *Trạm địa chấn*, được lắp đặt các máy ghi gia tốc động, có độ chính xác cao và có thể ghi được cường độ mạnh, để ghi lại ba thành phần chính của chấn động (2 cho phương ngang vuông góc nhau và 1 phương đứng). Kết quả

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ghi chấn động thể hiện dưới dạng biểu đồ gọi là *chấn đồ gia tốc* (accelerogram) theo thời gian. Một mạng lưới các *Trạm địa chấn* đã được bố trí trên nhiều vùng của Quả đất, đặc biệt là trên lãnh thổ Hoa Kỳ, Nhật Bản, Nga cũng như các nước Châu Âu.

Chấn đồ là phản ứng của thiết bị với chấn động. Để chuyển đổi thành *chấn đồ gia tốc* (hoặc *vận tốc* và độ *chuyển dịch*) của đất cần *chu kỳ riêng* của thiết bị phải nhỏ hơn *chu kỳ của sóng ngắn nhất* (khoảng 0,05 giây) và độ *tắt dần* ở 60 - 70% của *độ tắt dần cực hạn*. Ngoài ra một loạt các hiệu chỉnh, mang tính chất kỹ thuật chuyên môn, cũng cần được áp dụng để có thể đưa ra một *chấn đồ gia tốc* dùng cho tính toán thiết kế (hình XI.7).



Hình XI.7: *Chấn đồ gia tốc, vận tốc, dịch chuyển đất theo thời gian, phương E-W, của Gilroy No.1 (đá) và Gilroy No.2 (đất).*

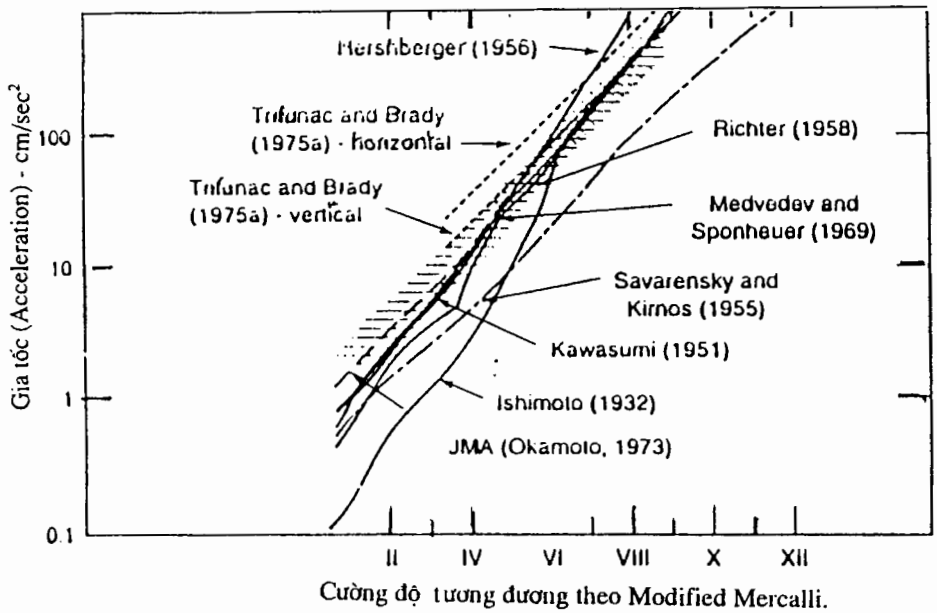
Gia tốc đỉnh:

Số liệu thường sử dụng đo biên độ của rung động là gia tốc đỉnh phương ngang (PHA). Đơn giản đây là giá trị cực đại phương ngang của gia tốc xác định được trên chấn đồ.

Giá trị gia tốc đỉnh (PHA) cũng có thể xác định thông qua mối quan hệ với cường độ động đất theo Modified Mercalli (MM), như thể hiện trên hình XI.8.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

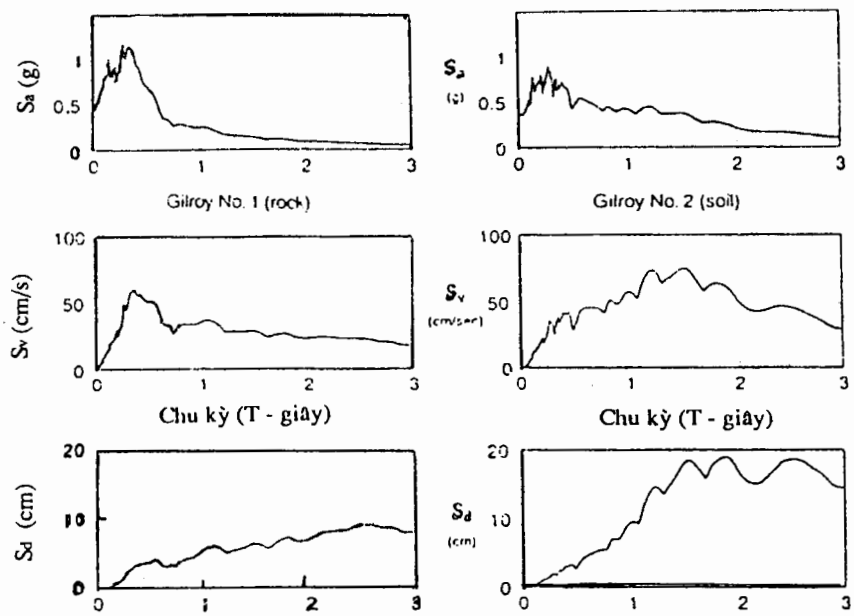


Hình XI.8: *Tương quan giữa PHA và MMI (theo Trifunac và Bradly, 1975)*

II.4.2. Chấn phổ đáp ứng

Rung động địa chấn tạo ra một quá trình ngẫu nhiên, không ổn định và ở các đoạn khác nhau của chấn đồ gia tốc không biến đổi liên tục và không theo quy luật cho các chấn đồ khác nhau. Do đó, chấn phổ mà người ta thường dùng là chấn phổ đáp ứng (response spectra).

Trình bầy chấn phổ: Người ta trình bầy chấn phổ trên hệ trục mà trục tung thể hiện gia tốc, vận tốc và dịch chuyển; còn trục hoành thể hiện chu kỳ (hình XI.9).



Hình XI.9: *Chấn phổ (5% suy giảm) ở Gilroy No.1 (đá) và Gilroy No.2 (đất)*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Gia tốc dao động nền đất là đặc trưng cơ bản quyết định tác động của động đất đến nhà và công trình xây dựng (kết hợp với các đặc trưng khác như vận tốc, và dịch chuyển nền). Thông thường, thiết kế kháng chấn trong xây dựng người ta sử dụng gia tốc dao động nền để tính toán tải trọng động đất tác dụng lên nhà và công trình theo biểu thức tổng quát sau:

$$Q_S = K_C.\beta.\ Q \qquad (XI.9)$$

Trong đó:

$K_C = \frac{a_{max}}{g}$ - là hệ số địa chấn, a_{max} là gia tốc dao động nền cực đại.

g - Gia tốc trọng trường = 980 cm/s^2

β - Hệ số động.

$K_C\beta$ - gia tốc dao động cực đại của công trình khi mà đất nền công trình dao động với gia tốc a_{max}.

II.5. ĐỊNH LUẬT TẮT DẦN CỦA CHẤN ĐỘNG ĐỘNG ĐẤT

Các thông số thường sử dụng trong thiết kế cho động đất; bao gồm cường độ (I), gia tốc, vận tốc và dịch chuyển (a_{max}, , v_{max}, , d_{max},); là các thông số có thể đo đạc được ở hiện trường. Về giá trị thông số, người ta thường quan tâm giá trị cực đại của thành phần ngang. Chấn rung động đất một môi trường tuân theo quy luật gọi là Luật tắt dần . Nó thể hiện mối liên hệ giữa cường độ động đất (I), a_{max} , v_{max} , d_{max} đến chấn cấp (M) và chu kỳ thời gian trong điều kiện tổng quát truyền và nhận sóng.

Mối liên hệ được kiến nghị dưới dạng công thức tổng quát sau:

$$I \textit{ hoặc } \log(a_{max}) = \alpha_1 + \alpha_2 M - \alpha_3 \log(R + C) \qquad (XI.10)$$

Trong đó:

R - khoảng cách thường lấy từ hiện trường đến chấn tiêu động đất (focus).

C - hệ số kiến nghị của một số tác giả, được loại bỏ khi chấn tiêu hoặc chấn tâm không xác định

α_1 , α_2 - hệ số, được kiến nghị giá trị tuỳ theo các tác giả.

Định luật tắt dần trên được nhiều tác giả nghiên cứu. Nghiên cứu mới đây nhất của McGuire trên cơ sở 70 số đo, do California Institude of Technology công bố, thể hiện qua biểu thức sau:

$$\log x = \alpha_1 + \alpha_2 M - \alpha_3 \log(R) + \alpha_4.\gamma_s \qquad (XI.11)$$

Trong đó:

x - được tính cho hoặc a_{max} , hoặc v_{max} , hoặc d_{max} ,(bảng XI.3)

γ_s - hệ số hiện trường lấy = 0 cho đá và = 1 cho đất mềm yếu.

R - được tính cho khoảng cách đến chấn tiêu.

Các giá trị α lấy theo bảng XI.43 với δ là sai số quân phương.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

Bảng XI.4 - Các giá trị hệ số α theo thông số rung động

x	α_1	α_2	α_3	α_4	δ
a_{max}	1.48	0,39	-1.17	-0,09	0,27
v_{max}	-0,43	0,47	-0,96	0,03	0,28
d_{max}	-1.18	0,43	-0,63	0,05	0,30

II.6. HẬU QUẢ CỦA ĐỘNG ĐẤT

II.6.1. Hệ quả nguyên sinh

Các loại chuyển động tạo ra lực cắt, nén và kéo đi kèm theo động đất và quá trình tiếp tục *trượt dọc theo mặt đứt gẫy* có thể được xem là *hậu quả nguyên sinh* (ban đầu) của một động đất.

Một số vùng trên Quả đất ta không thể tránh được việc xây dựng các công trình ở gần hoặc thậm chí cắt qua khu vực có khả năng là đứt gẫy đang hoạt động. Do đó, việc xác định mức độ và bản chất của các chuyển động động đất, có thể xảy ra trong *khoảng thời gian tồn tại* của một công trình xây dựng, là việc cần làm.

Tuy chưa có một phương pháp chính xác để dự báo động đất, song phần lớn sự cố gắng của con người trong mục đích dự báo là: trước tiên, đo đạc được sự tích tụ sức căng của vỏ Quả đất, sau đó, xác định thời điểm có thể xảy ra chuyển động trượt trên các đứt gẫy đó. Theo Albee và Smith thì việc đánh giá *xác suất* của một đứt gẫy và sự xuất hiện động đất với chấn cấp M khác nhau ở một đứt gãy phía Nam Caliornia, có thể thực hiện bằng cách đo ghi liên tục dọc theo chiều dài, những đoạn đứt gẫy có khả năng hoạt động và mức độ hoạt động của nó.

Việc xác định quá trình chuyển dịch và trượt đất ở một đứt gẫy là chủ đề tiếp theo của quá trình nghiên cứu, đặc biệt là khi thị sát tại hiện trường. Số liệu quan trắc cho phép kiểm tra và khẳng định các kết quả của nghiên cứu lý thuyết. Xác định quá trình *trượt tiếp diễn* được tiến hành, bằng cách đo đạc thực tế cắt qua một đứt gẫy.

II.6.2. Hệ quả thứ sinh

Hình ảnh quan trọng nhất của một động đất chính là một sự rung lắc ở bất kỳ nơi nào trên mặt đất trong phạm vi ảnh hưởng, và bất hạnh hơn, là một khu vực lớn trên Quả đất bị rung lắc dữ dội. Rung lắc và hệ quả thứ sinh của nó là nguyên nhân dẫn đến sự phá hỏng tất cả những gì liên quan. Hệ quả thứ sinh của động đất bao gồm:

1. *Hậu quả trượt đất,* diễn ra nơi có mái dốc, nếu hệ số an toàn không đủ.
2. *Hậu quả nứt đất*, thường ở vùng đất yếu, trầm tích sông, trầm tích núi lửa.
3. *Hậu quả rung lắc*, làm nứt tách đất trên hoặc trong sườn dốc của núi đồi.
4. *Hậu quả của hiện tượng hoá lỏng nền đất*: sụt chìm, sụt trượt

Cần tránh xây dựng trên khu vực nhậy cảm với các hậu quả nêu trên bằng cách điều tra khảo sát chi tiết hiện trường. Việc phân biệt những vị trí, mà ở đó nước dưới đất và vấn đề ép thoát nước có thể xảy ra, đặc biệt nơi có mực nước cao.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Những vấn đề các kỹ sư cần quan tâm liên quan đến động đất, như sau:

1. Sự chuyển dịch tiếp theo thế nào ở một đứt gẫy đang hoạt động là nơi khởi nguồn gây ra động đất.

2. Động đất sẽ gây ra các lực cắt, lực đẩy là lực kéo và ở nơi nào trên mặt đất có thể xuất hiện hậu quả trên.

3. Các chuyển động do kết quả động đất dưới dạng sóng địa chấn và hệ quả thứ sinh (hoặc hậu quả địa kỹ thuật) như: trượt, nứt, lật đất và cũng tác động đến nước dưới đất và khả năng ép thoát mất nước.

III. PHÂN VÙNG ĐỊA CHẤN - BẢN ĐỒ ĐỘNG ĐẤT

III.1. KHÁI QUÁT CHUNG

Vấn đề liên quan đến phương pháp phân vùng động đất là cần thành lập một bản đồ tầm cỡ quốc gia phân chia thành các vùng thể hiện các nguy cơ hoặc mức độ tàn phá do hậu quả động đất. Cơ sở của sự phân vùng này phụ thuộc vào các yếu tố:

- Dữ liệu sẵn có và mục đích mà bản đồ dự kiến thể hiện;

- Độ chính xác mà bản đồ cần thể hiện liên quan đến đồ án thiết kế xây dựng khu vực hoặc chỉ thần tuý như là hướng dẫn thiết kế chống động đất.

Một *bản đồ phân vùng động đất,* nhìn chung, không tính đến ảnh hưởng điều kiện đất nền cũng như các vấn đề tương tác nền-móng của công trình. Chưa có một quy định chung về nội dung cần thể hiện trong *bản đồ phân vùng động đất*. Một số thì tổng hợp hậu quả động đất đã qua, số khác thì dự kiến khả năng nguồn động đất và hệ quả của nó. Một số thì chia lãnh thổ thành các vùng theo động đất cường độ mạnh, số khác lại chia khu liên quan đến Quy phạm áp dụng cho thiết kế .

Bản đồ phân vùng động đất của Medvedev, làm trên lãnh thổ Liên Xô (cũ), dựa trên các cơ sở sau:

- Nghiên cứu động đất đã xảy ra trong khu vực; nghiên cứu khảo sát các quy luật chế định sự xuất hiện động đất với các cường độ khác nhau.

- Phân tích các điều kiện địa chất mà ở đó động đất đã diễn ra và nghiên cứu khảo sát các đặc trưng đi kèm với sự xuất hiện của động đất đó.

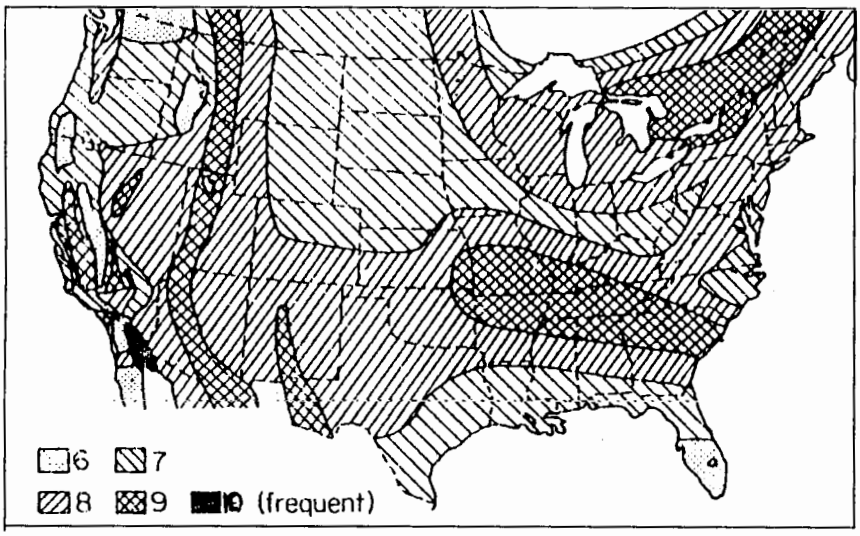
Những điều kiện riêng cho từng phân khu động đất như tính chất đặc thù của chế độ động đất, quy luật tắt dần chấn động để xác đinh diện tích cần nghiên cứu v.v... nghĩa là không nhất thiết phải sử dụng một phương pháp chuẩn trong việc khai thác các dữ liệu ở tất cả các khu khác nhau.

Nghiên cứu về lịch sử động đất và địa chất, sử dụng ở Hoa Kỳ, để phân chia lãnh thổ thành các khu vực có mức độ nguy hiểm động đất khác nhau. Một bản đồ phân khu động đất toàn lãnh thổ Hoa Kỳ. Với 4 cấp độ do US. Coast & Geodetic Survey kết hợp với các

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

chuyên gia địa chấn (seismologist). Bản đồ này được kết hợp với Uniform Building Code để hợp pháp hoá quy định. Năm 1959 Richter công bố *bản đồ phân vùng cường độ động đất* cho toàn lãnh thổ Hoa Kỳ trên cơ sở số liệu thống kê địa chấn (seismo-statistical) và địa chất khu vực. Bản đồ phân vùng này đã sử dụng thang cường độ (MM), phân biệt các vùng có *cường độ* 6,7,8 và 9. Quy ước rằng động đất với cường độ trên cấp 9 có khả năng xảy ra ở khu miền Tây (hình XI.10).



Hình XI.10: *Bản đồ phân vùng động đất trên lãnh thổ Hoa Kỳ (theo Richter).*

III.2. ĐỘNG ĐẤT Ở VIỆT NAM

Nghiên cứu động đất ở Việt nam được Viện Vật lý Địa cầu thuộc Trung tâm Khoa học Tự nhiên và Công nghệ Quốc gia đã tiến hành từ lâu, nhất là mười năm gần đây đã có bước phát triển vượt bậc. Một hệ thống các phương pháp xác định các thông số cơ bản của động đất đã bước đầu được hoàn thiện, xây dựng được mục lục động đất Việt Nam, nghiên cứu các quy luật cơ bản về tính động đất, xác định các đặc trưng của chế độ động đất và đánh giá mức độ nguy hiểm động đất trên toàn lãnh thổ nước nhà. Kết quả đã được hệ thống hoá thành một bộ cơ sở dữ liệu dùng cho quy hoạch và thiết kế xây dựng kháng chấn trong những năm qua; làm cơ sở để định ra các giải pháp làm giảm nhẹ hậu quả động đất ở Việt Nam.

III.2.1. Mạng lưới các trạm địa chấn

Trạm địa chấn đầu tiên ở Việt Nam do Pháp xây dựng tại Phủ Liễn (Hải Phòng) năm 1924, bị gián đoạn hoạt động trong những năm chiến tranh và được khôi phục từ 1957, dưới sự giúp đỡ của Ba Lan. Trước 1975 nhiều trạm địa chấn được xây dựng thêm và đến năm 1976 trên miền Bắc đã có 5 trạm hoạt động liên tục và đồng bộ. Sau 1976 một số

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

trạm được xây dựng ở miền Nam, nhất là sau 1990 được sự tài trợ nên nhiều trạm địa chấn Việt Nam được bổ sung và tăng cường.

Đến năm 1996 mạng lưới các trạm địa chấn Việt Nam bao gồm 14 trạm, phân bố như hình XI.11. Với mạng lưới này cho phép ghi khá đầy đủ các động đất có chấn cấp $M \geq 3,0$ trên toàn miền Bắc và $M \geq 4,0$ trên toàn lãnh thổ Việt Nam.

Tuy nhiên, đối chiếu với tính động đất khá phức tạp trên lãnh thổ Việt Nam và theo các chuyên gia địa chấn đầu ngành, thì mật độ các trạm địa chấn như hiện tại còn khá thưa để có thể ghi nhận đầy đủ và chính xác các vi địa chấn và động đất mạnh; làm cơ sở nghiên cứu phục vụ dự báo trước khả năng xảy ra động đất. Thủ đô Hà Nội nằm ngay trên đứt gãy Sông Hồng và Sông Chảy là nguồn phát sinh động đất và nơi đã từng xảy ra các trận động đất có cường độ cấp VII-VIII, nên chăng cũng cần có một trạm địa chấn. Ngoài ra, nhiều công trình đập thuỷ điện, thuỷ lợi; có tầm quan trọng Quốc gia mà khi có thiên tai xảy ra khó mà lường hết hậu quả; cũng nên lắp đặt các trạm địa chấn, không chỉ phục vụ công tác thiết kế kháng chấn mà còn theo dõi lâu dài mọi diễn biến của ***vi địa chấn*** làm cơ sở dự báo khả năng phát sinh động đất.

III.2.2. Khái quát về động đất và các quy luật biểu hiện động đất ở Việt Nam

Tính động đất và quy luật biểu hiện động đất trên lãnh thổ Việt Nam đã được nghiên cứu từ những năm 1960 và được khái quát trong các công trình nghiên cứu như *Động đất trên lãnh thổ Việt Nam* (Nguyễn Đình Xuyên - 1985). Tập hợp đầy đủ nhất các kết quả nghiên cứu đến 1996 là công trình nghiên cứu mới đây *Cơ sở dữ liệu cho các giải pháp giảm nhẹ hậu quả động đất ở Việt Nam* (Nguyễn Đình Xuyên et al.); và ở đây có thể tìm thấy các thông tin về các trận động đất mạnh đến động đất cảm nhận đã xảy ra và phát hiện trên lãnh thổ Việt Nam.

Danh mục đầy đủ các trận động đất đã quan sát thấy trên lãnh thổ gồm 970 trận có $M \leq 6,8$ với các đặc trưng cơ bản của chế độ địa chấn là tính động đất tương đối cao

Trước năm 1900

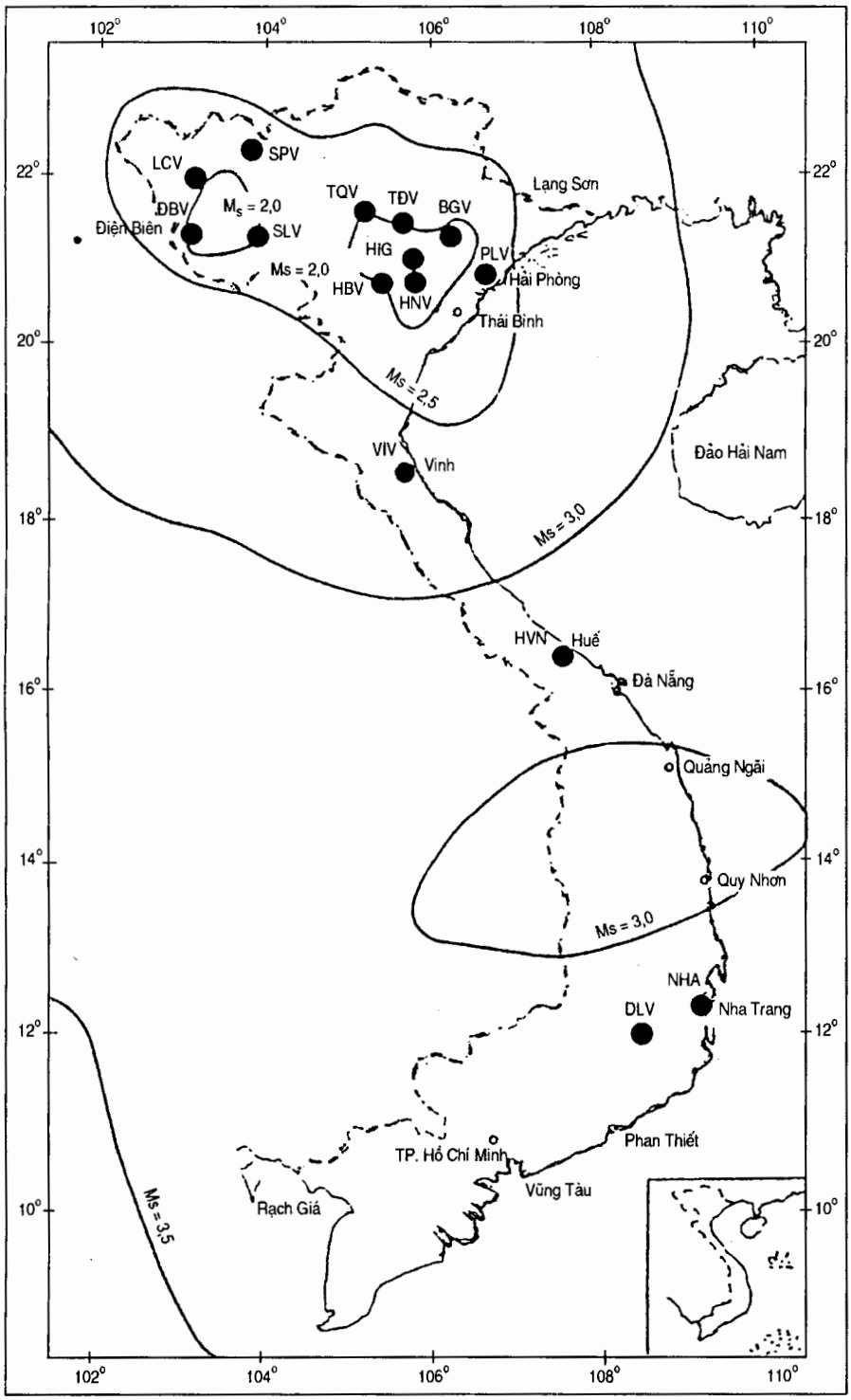
Có rất ít tài liệu lịch sử để lại, nhưng sơ bộ có thể xác định một số động đất mạnh sau: Động đất cấp VIII ở quận Nhật Nam (có thể là Đồng Hới). Các trận động đất cấp VII - VIII xảy ra ở Hà Nội vào các năm 1276, 1278, 1285; động đất cấp VIII ở Nho Quan năm 1635; ở Nghệ An động đất cấp VIII vào năm 1821 và ở Phan Thiết có động đất Cấp VII vào các năm 1882, 1887.

Sau năm 1900

Từ năm 1900 đến nay (1997) hoạt động động đất ở Việt Nam biểu hiện rõ nét và đầy đủ hơn. Trong thời gian này ta đã thấy 2 trận động đất cấp VIII với chấn cấp M = 6,7 - 6,8 độ Richter ở Điện Biên (1935) và Tuần Giáo (1983); 15 trận động đất cấp VII với chấn cấp M = 5,0 - 5,9 và 114 trận động đất cấp VI-VII với M = 4,5 - 4,9 và xảy ra trên khắp lãnh thổ.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn



Hình XI.11: *Sơ đồ mạng lưới các trạm địa chấn trên lãnh thổ Việt Nam*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

III.2.3. Mối liên quan giữa tính động đất và bình đồ kiến tạo và tính đới

Các vùng phát sinh động đất mạnh trên lãnh thổ Việt Nam

Trên lãnh thổ Việt Nam đã được nghiên cứu tỷ mỉ và chi tiết mối liên hệ giữa động đất và đứt gẫy và là cơ sở quan trọng để xác định vùng phát sinh động đất mạnh (Nguyễn Đình Xuyên 1979, 1987). Khái quát mối liên quan giữa đứt gẫy kiến tạo hoạt động và động đất trên lãnh thổ Việt Nam được thể hiện trên hình XI.12.

Các hệ thống đứt gẫy đang hoạt động và có khả năng phát sinh động đất đã được xác định và chia thành 5 loại, theo thứ tự mức độ quan trọng:

Loại 1: Bao gồm các đứt gẫy sông Mã, Lai Châu - Điện Biên, Sơn La, Pu May Tun.

Những trận động đất mạnh nhất cũng đã xảy ra ở đây, đó là các trận động đất ở Điện Biên 1/11/1935 (M = 6,75, I = VIII - IX), ở Tuần Giáo 26/4/1983 (M = 6,7 độ Richter, I = VIII - IX), Điện Biên 19/2/2001 (M = 5,3 độ Richter)

Loại 2: Bao gồm các đứt gẫy sông Hồng, sông Chảy, sông Cả - Rào Nậy và đứt gãy Tây Biển Đông.

Nhiều động đất mạnh đã xảy ra trong các đới này như: Động đất ở Hà Nội 1278, 1285 cường độ cấp VII - VIII và chấn cấp M = 5,5 độ Richter, động đất Lục Yên 1954, chấn cấp 5,4 và cường độ I = VII, động đất ở Nghệ An 1821 có cường độ I = VIII, và *M có thể từ* 5,5 - 6,0. Đặc biệt động đất vào năm 114 ở Đồng Hới có cường độ I = VIII và chấn cấp $M \geq 6,0$

Loại 3: Hệ đứt gẫy sâu ngăn cách vùng trũng Hà Nội với vùng Caledonit Duyên Hải (Hệ đứt gãy Đông Triều). Đứt gẫy này thuộc kiểu trượt bằng, chớm nghịch, bề dày tầng hoạt động lớn, tới 35 - 40 km, nhưng chiều dài của đới bị hạn chế.

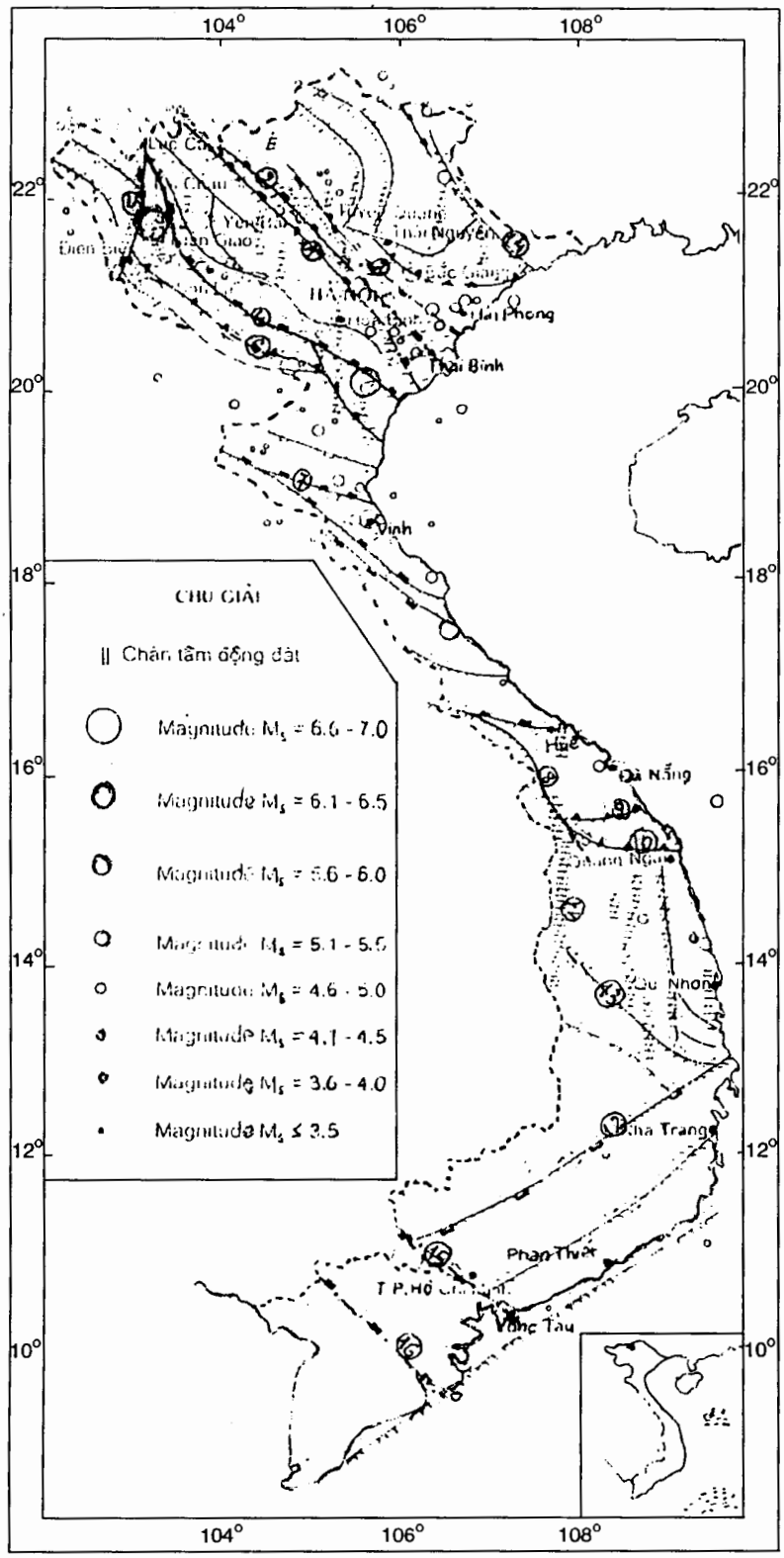
Loại 4: Bao gồm các đứt gẫy Cao Bằng - Tiên Yên, sông Đà, Mường Tè; hệ các đứt gãy Huế - Sêpôn, Trà Bồng, Ba Tơ - Củng Sơn, sông Ba; các đứt gẫy Duyên hải Trung Bộ và Nam Bộ (Thuận Hải - Minh Hải); đứt gẫy sông Hậu, đứt gẫy Tuy Hoà - Rạch Giá và có thể đứt gẫy Vũng Tàu - Tông Lê Sáp, Lộc Ninh - Bà Rịa và đứt gẫy Sơn Trà.

Bề dày tầng hoạt động khoảng 15 - 20km cũng như biểu hiện động đất. Về khả năng phát sinh động đất thì chúng kém hơn hơn hẳn 3 loại nêu trên.

Loại 5: Bao gồm các đứt gẫy bậc cao, giới hạn các kiến trúc cục bộ phát triển trong từng đới kiến trúc giới hạn bởi các đứt gãy lớn đã nêu.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn



Hình XI.12: *Đứt gẫy kiến tạo hoạt động và động đất trên lãnh thổ Việt Nam (theo Trần Văn Thắng và Nguyễn Đình Xuyên, 1997)*

www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

III.2.4. Bản đồ phân vùng động đất

Bản đồ phân vùng chấn động cực đại (I_{max}) được trình bầy trên bản đồ phân bố chấn động mạnh nhất mà động đất từ các *vùng phát sinh* có thể gây ra trên lãnh thổ Việt Nam và các vùng phát sinh đó (xem hình XI.13 theo Nguyễn Đình Xuyên). Cường độ chấn động cực đại (I_{max}), xác định theo thang MSK-64, được tính trên cơ sở vùng nguồn phát sinh theo phương trình trường chấn động Blake, như sau:

$$I = bM_i - S \log \sqrt{\Delta^2 + h^2} + c \qquad (XI.12)$$

Trong đó:

b, S, c - các hệ số kinh nghiệm (các nhà địa chấn xác định theo vùng.

Trên lãnh thổ Việt Nam các nhà địa chấn đã xác định b = 1,45, S = 3,2, c = 2,8).

Δ - khoảng cách từ điểm quan sát đến chấn tâm.

h - độ sâu chấn tiêu

III.2.5. Bản đồ phân vùng động đất với tần suất khác nhau

Các phương pháp đo rung địa chấn và phân tích xác suất Cornell được sử dụng để lập bản đồ phân vùng cấp động đất (I theo thang MSK) và gia tốc a (cm/s^2). Với các xác suất $P \geq 10$ % trong khoảng thời gian t = 20, 50, 100 năm; tương ứng với tần suất địa chấn BI = 0,005, 0,002, 0,001 (chu kỳ lắp lại T = 200, 500, 1000 năm) trên lãnh thổ Việt Nam (hình XI.14, XI.15, XI.16).

III.2.6. Bản đồ phân vùng động đất thiết kế

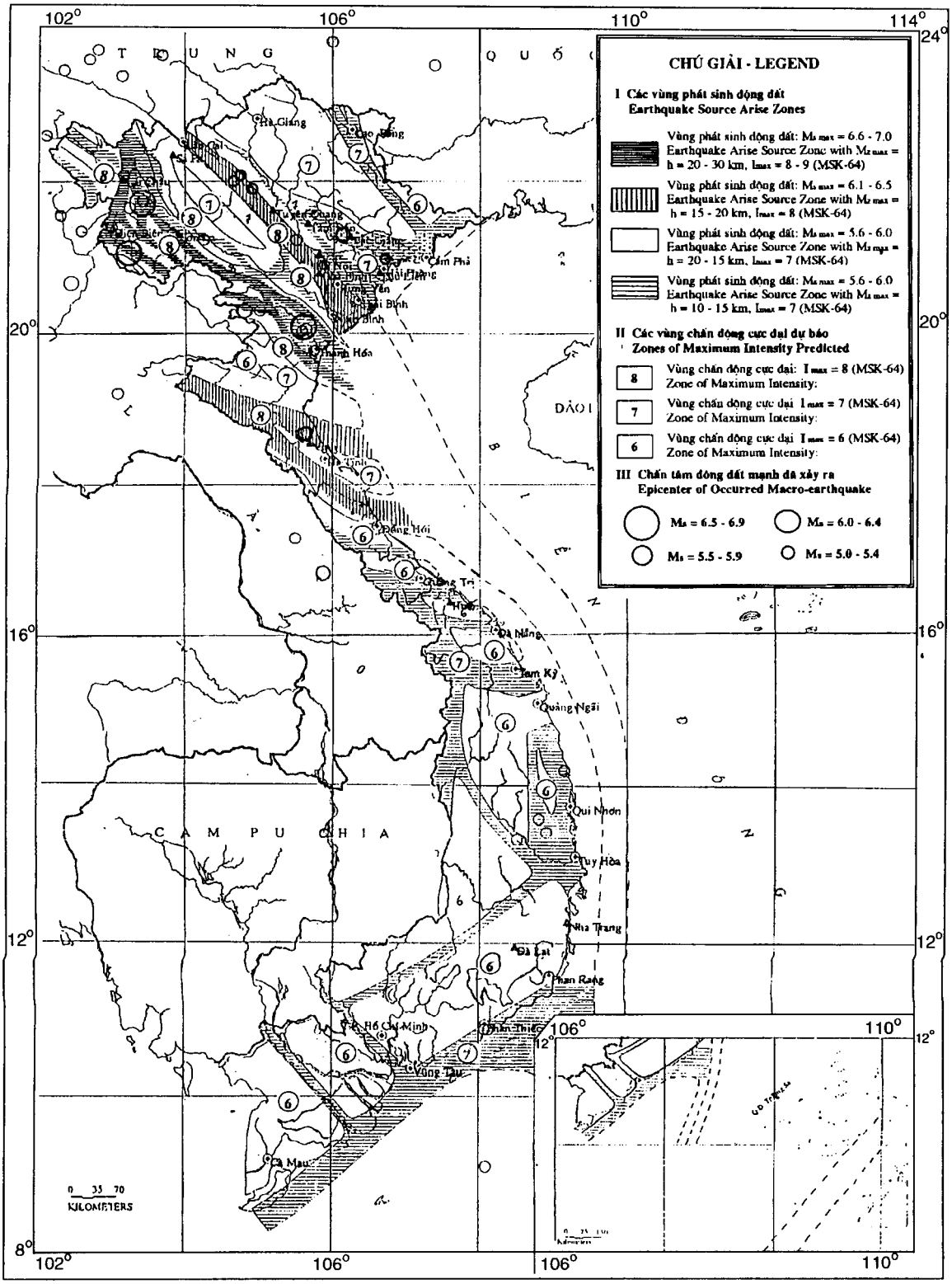
Các bản đồ phân vùng động đất nêu trên, về cơ bản là phân ra vùng theo cường độ động đất (I_{max} theo thang MSK hoặc MM), trên đó thể hiện chấn cấp (M) và khoảng gia tốc rung động nền đất dự báo. Các thông số rung động địa chấn phục vụ thiết kế kháng chấn (như gia tốc, vận tốc, độ dịch chuyển rung động v.v...) được tính toán quy ước được xem như như đồng đều trong toàn vùng. Điều đó cho thấy chưa sát với thực tế vì các đặc trưng rung động sẽ biến đổi khác đi tuỳ thuộc khoảng cách với chấn tâm và chấn tiêu.

Trên nền tảng bản đồ phân vùng động đất theo cường độ nêu trên, người ta còn lập các loại bản đồ phân vùng động đất phục vụ trực tiếp cho thiết kế. Đó là loại bản đồ thể hiện các đường đẳng gia tốc *a* và đẳng vận tốc *v* và bản đồ phân khu động đất trong hình XI.22 là ví dụ bản đồ phân vùng động đất thiết kế của UBC trên lãnh thổ Hoa Kỳ.

Ở Việt Nam, Viện Vật lý Địa cầu hiện đang trong thời gian thành lập bản đồ phân bố gia tốc nền, với gia tốc cực đại xác suất vượt quá 50% trong thời gian 50 năm và xác suất vượt 10% trong các khoảng thời gian 20, 50, 100, 150 năm; tương ứng với chu kỳ lặp lại 72, 190, 475, 970, 1425 năm. Việc thành lập bản đồ phân vùng động đất thiết kế là cơ sở thành lập *Quy phạm thiết kế và xây dựng kháng chấn*.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

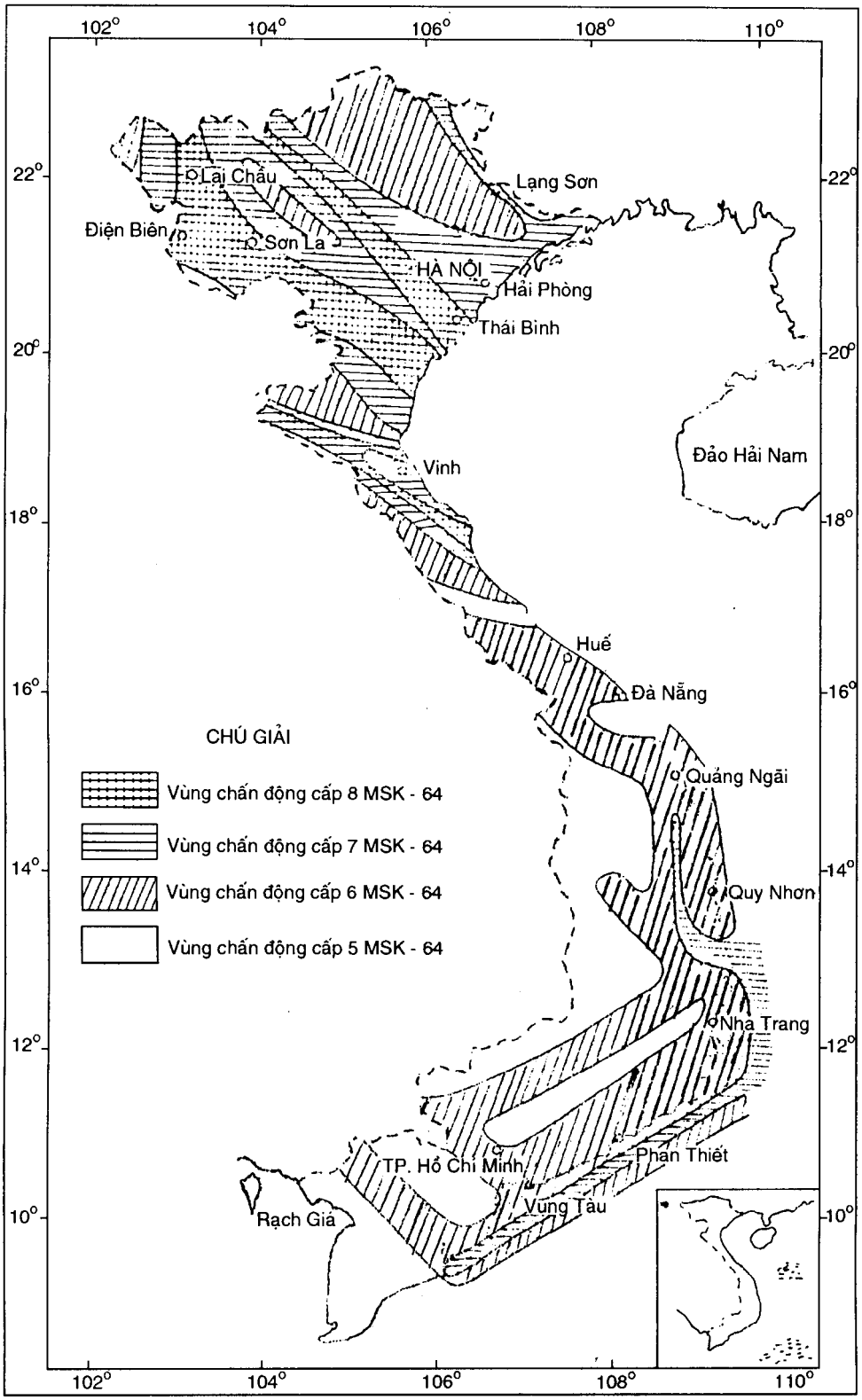
www.vncold.vn



Hình XI.13: *Bản đồ phân vùng phát sinh động đất và cấp động đất cực đại (I_{max}) trên lãnh thổ Việt Nam*

www.vncold.vn

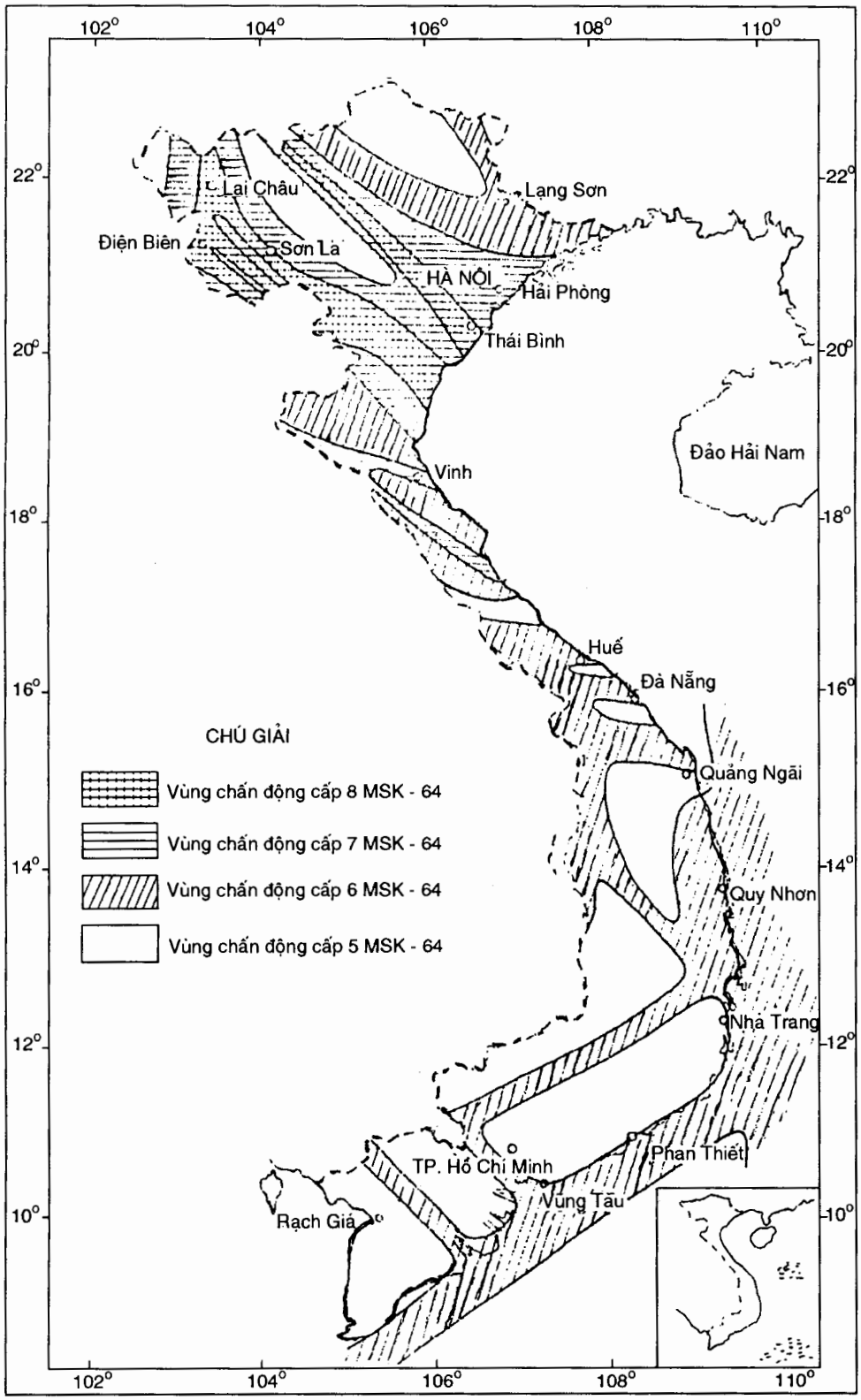
www.vncold.vn



Hình XI.14: *Bản đồ phân vùng chấn động với tần suất lặp lại $B_1 \geq 0{,}005$ ($T_1 \leq 200$ năm) (hoặc xác suất chấn động $P \geq 0{,}1$ trong khoảng thời gian 20 năm).*

www.vncold.vn

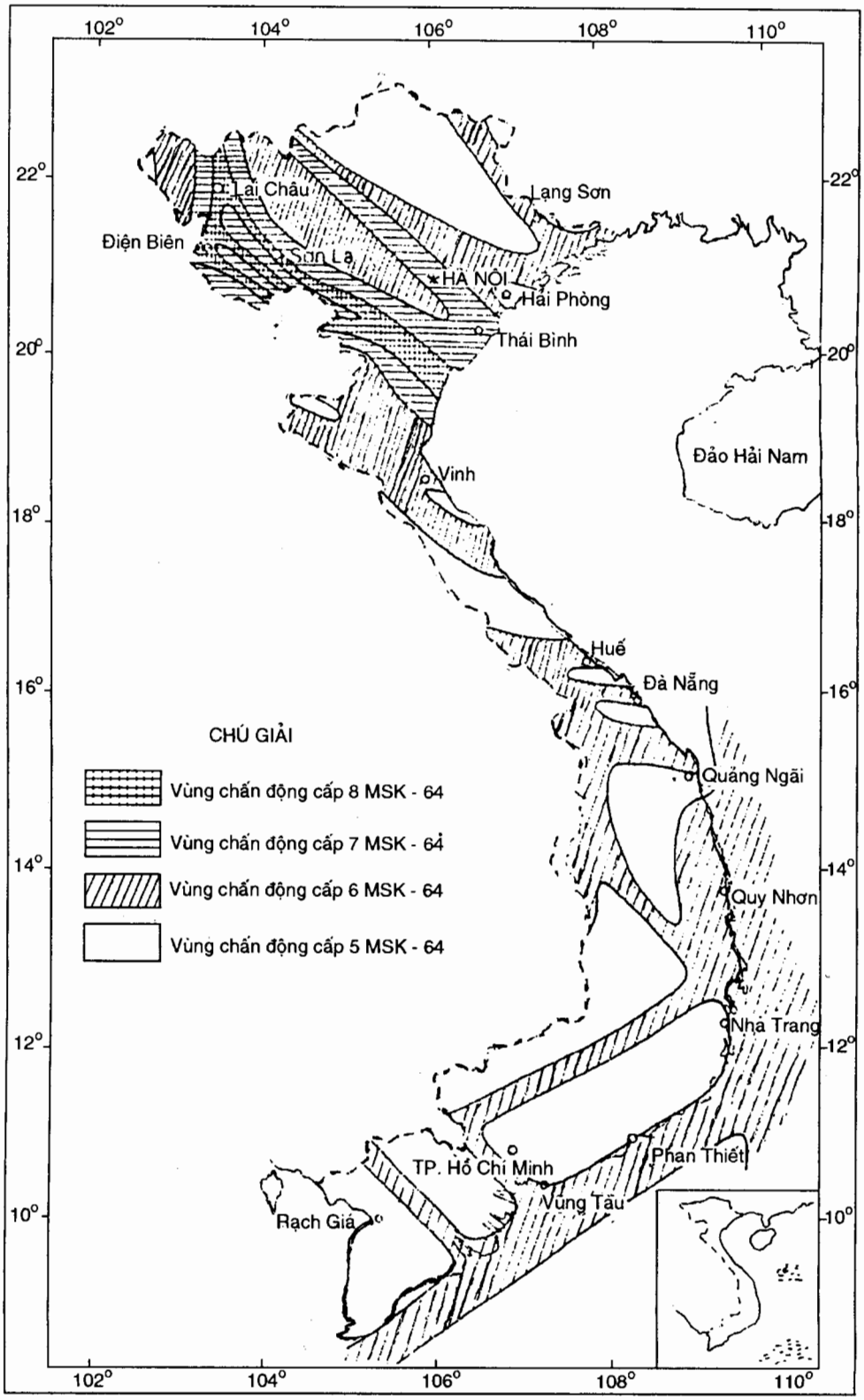
www.vncold.vn



Hình XI.15: *Bản đồ phân vùng chấn động với tần suất lặp lại $B_1 \geq 0{,}002$ ($T_1 \leq 500$ năm) (hoặc xác suất chấn động $P \geq 0{,}1$ trong khoảng thời gian 50 năm).*

www.vncold.vn

www.vncold.vn



Hình XI.16: *Bản đồ phân vùng chấn động với tần suất lặp lại $B_1 \geq 0{,}001$ ($T_1 \leq 1000$ năm) (hoặc xác suất chấn động $P \geq 0{,}1$ trong khoảng thời gian 100 năm).*

www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

III.3. KHẢO SÁT ĐỘNG ĐẤT PHỤC VỤ THIẾT KẾ KHÁNG CHẤN

Dù thiết kế chống động đất theo phương pháp nào thì việc đầu tiên là công bố các *thông số động đất* phục vụ cho thiết kế ở khu vực đó. Khi chấp thuận phương pháp xác suất, để phục vụ cho thiết kế kết cấu, có thể sử dụng hai khuynh hướng sau:

- Thiết kế chống động đất ở ngưỡng đổ sập, được xác định ở *xác suất* rất thấp, chỉ khoảng 10% có khả năng vượt qua trong khoảng *thời gian tồn tại* của kết cấu, ở đó kết cấu nên được thiết kế không bị đổ sập.

- Thiết kế chống động đất ở *ngưỡng hư hỏng*, được xác định ở xác suất trung bình (khoảng 50%) có khả năng vượt qua trong thời gian tồn tại, mà ở đó kết cấu nên được thiết kế không xảy ra hư hỏng đáng kể.

Cần biết *thời gian tồn tại* của một kết cấu được ấn định tuỳ theo quy phạm và kết cấu, thường khoảng từ 50 đến 70 năm.

Việc đánh giá mức độ động đất của một hiện trường là công việc chuyên môn của các *nhà địa chấn*. Công tác khảo sát về địa chấn trước khi công tác thiết kế sẽ cung cấp cho nhà thiết kế những ý niệm về:

Tần suất và diện phân bố của động đất có thể xảy ra trong tương lai,

Phổ *(spectra) của chấn động* dự kiến. *Chấn phổ* là đường bao của chấn động cực đại cho từng chu kỳ và tần suất xảy ra ở từng vị trí. Chấn phổ biểu diễn dưới hai dạng: *phổ gia tốc* và *phổ vận tốc*.

Công tác khảo sát động đất bao gồm cả công tác khảo sát về địa chất và địa kiến tạo khu vực, đặc biệt lưu ý đến các đứt gẫy trên một diện rộng của hiện trường nghiên cứu.

Việc xác định tính chất vật lý của đất đá ở hiện trường cũng cần được tiến hành, đặc biệt các thông số: mật độ, mối quan hệ ứng suất biến dạng, khả năng hấp phụ năng lượng. Tất cả giúp cho hình dung lên bức tranh về chuyển động của đất đá do động đất.

Việc nghiên cứu lịch sử các sự kiện chỉ ra rằng tiếp theo các chu kỳ yên tĩnh là chuyển sang các chu kỳ hoạt động. Về lý thuyết, sự chuyển dịch do trượt của một đứt gẫy xảy ra theo kiểu tịnh tiến chạy dọc theo chiều dài đứt gẫy. Ở cùng một thời gian có thể phần này của đứt gẫy sẽ bị dịch trượt còn phần khác thì không.

Khi mà *trường ứng suất tổng* vượt quá *của sức kháng ma sát* thì xảy ra sự phá huỷ mạnh mẽ do trượt và dẫn đến hiện tượng động đất.

Do đó, công tác *khảo sát động đất chi tiết* phục vụ cho thiết kế kháng chấn là rất cần thiết khi tầm quan trọng của công trình đòi hỏi mức độ an toàn cần thiết và vị trí của công trình đặt trên vùng lãnh thổ có mức độ nguy hiểm động đất cao. Bản đồ phân vùng động đất là cơ sở để xác định vùng nguy hiểm động đất, là cơ sở để *thiết kế kháng chấn* ở giai đoạn sơ bộ (hoặc cơ sở) đối với các công trình xây dựng nằm trong khu nguy hiểm động đất cao.

Với các công trình xây dựng nằm trong vùng có nguy cơ động đất cao, mức độ mạnh mà yêu cầu bắt buộc phải thiết kế kháng chấn thì cần thiết tiến hành *khảo sát động đất*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

chi tiết, để đánh giá sát thực tế nguy cơ động đất và lựa chọn hợp lý các thông số chấn động phục vụ thiết kế an toàn và kinh tế nhất.

Ví dụ mới đây cho thấy tầm quan trọng của công tác phòng chống: Động đất xảy ra ngày 25/5/2003 làm rung chuyển vùng To-ho-cư (Đông Bắc Nhật Bản) có chấn cấp 7 độ Richter chỉ làm 1 người chết và hơn 30 người bị thường' vì công tác chuẩn bị và các công trình xây dựng kháng chấn ở Nhật đến nay là rất tốt. Trong khi đó, động đất xảy ra trước đó 5 ngày (20/5/2002) gần thủ đô Angie (Angieri), có chấn cấp 6.8 độ Richter, đã làm chết trên 2000 người và làm bị thương trên 9 000 người chỉ vì công tác phòng bị kém với các ngôi nhà xây dựng chất lượng kém và lâu ngày.

IV. KHÁI QUÁT VỀ THIẾT KẾ CHỐNG ĐỘNG ĐẤT

IV.1. CÁC THÔNG SỐ THIẾT KẾ

Thiết kế kháng chấn cho kết cấu mới hoặc đánh giá mức độ an toàn cho một kết cấu hiện tồn tại chính là cần phân tích khả năng *đáp ứng* của nó với rung động của động đất. Đánh giá về các nguy hiểm địa kỹ thuật (geotechnical hazards) như hoá lỏng, trượt mái dốc, cũng cần tiến hành phân tích tương ứng với mức độ rung động. Mức độ rung động, mà ở đó thiết kế thoả mãn yêu cầu, thường được xem là *mức độ thiết kế* của rung động và được gọi là *chuyển động đất nền thiết kế*. Nhiều phương pháp phân tích *đáp ứng đất nền và kết cấu* cần đến toàn bộ lịch sử của chuyển động. Các thông số thiết kế thường dùng là: *Đỉnh ngang gia tốc, đỉnh ngang vận tốc, chu kỳ khống chế, tung độ phổ đáp ứng* và *thời gian*

IV.1.1. Động đất thiết kế

Các *thông số thiết kế* thường được xác định ở một *động đất thiết kế* và khi thiết kế kháng chấn là tiến hành tương ứng với một chuyển động do một động đất thiết kế tạo ra.

Có nhiều thuật ngữ được sử dụng mô tả mức độ khốc liệt liên quan động đất thiết kế:

- Động đất tin là cực đại (maximum credible earthquake) MCE.
- Động đất xáo trộn an toàn (safe shutdown earthquake) SSE.
- Động đất có khả năng là cực đại (maximum capable earthquake) MCaE.
- Động đất thiết kế cực đại (maximum design earthquake) MDE.
- Động đất thiết kế tin cậy (credible design earthquake) CDE.
- Động đất có mức độ ngẫu nhiên (contigency level earthquake) CLE.

IV.1.2. Chấn phổ thiết kế

Chấn phổ đáp ứng thường được sử dụng để thể hiện *tải trọng động đất* để phân tích động cho kết cấu. Kết quả là, chuyển động đất nền thiết kế thường được biểu hiện theo đặc trưng *chấn phổ thiết kế*. *Chấn phổ thiết kế* và *chấn phổ đáp ứng* của một động đất hiện tại không giống nhau mà chấn phổ đáp ứng có dạng không đồng đều trong khi đó chấn phổ thiết kế thì đồng đều hơn.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Newmark & Hall (1973) kiến nghị một phổ đáp ứng thiết kế được triển khai từ một dãy các đường theo ba loại là gia tốc, vận tốc dịch chuyển. Phổ đáp ứng Newmark & Hall thu được các giá trị gia tốc đất nền đỉnh, vận tốc đất nền đỉnh và dịch chuyển, nhân với yếu tố hiệu chỉnh ở bảng XI-5 sau:

Bảng XI-5. Yếu tố hiệu chỉnh cho chấn phổ thiết kế Newmark & Hall

Tỷ suy giảm kết cấu	Yếu tố hiệu chỉnh với		
	Dịch chuyển	Vận tốc	Gia tốc
0	2,5	4,0	6,4
2	1,8	2,8	4,3
5	1,4	1,9	2,6
10	1,1	1,3	1,5
20	1,0	1,1	1,2

IV.2. NHỮNG VẤN ĐỀ CƠ HỌC ĐẤT TRONG THIẾT KẾ CHỐNG ĐỘNG ĐẤT

IV.2.1. Phương pháp tính toán

Một chấn rung động đất, đã gây hư hỏng nặng công trình xây dựng là tương ứng với độ biến dạng đã xảy ở ra pha hậu đàn hồi. Chấn rung này thường tương ứng với một cường độ từ cấp VIII trở lên và nó có khả năng làm thay đổi trạng thái bình thường của kết cấu.

Để giải quyết vấn đề nêu trên nhà thiết kế thường có hai phương pháp lựa chọn:

- Phương pháp đơn giản (phân tích tĩnh).
- Phương pháp phức tạp (phân tích động).

Xu hướng chung là sử dụng phương pháp đơn giản, với sự thận trọng, phân tích cho các nhà và công trình thông thường, nơi ít nguy cơ hơn. Còn các nhà và công trình quan trọng, ở nơi nhiều nguy cơ động đất, thì nên dùng phương pháp phức tạp.

1. Thiết kế theo phương pháp giả tĩnh

Phương pháp đơn giản trong thiết kế nền móng chống động đất là xác định một *hệ số động đất đồng đều* cho môi trường và liên hệ nó qua tính toán cân bằng, ở trạng thái giới hạn như cơ đất lý thuyết đã nêu, trong trạng thái xem như là tĩnh. Phương pháp này thường được gọi là phương pháp giả tĩnh thiết kế chống động đất (pseudo-static).

Ta đã biết sự tàn phá mạnh mẽ nhất của một động đất thường xảy ra trong khoảng thời gian 10 giây đầu của *tiền dao động*, cho dù đôi khi dao động còn tiếp diễn đến sau đó 70 giây. Ngoại trừ phá huỷ do cháy, còn hơn phần lớn tổn thất các công trình xây dựng là kết quả của sự phá hỏng các kết cấu quá yếu (hình XI.9).

Một số sự phá hỏng các ngôi nhà cổ cũ, do các động đất mới đây, được phân tích là hậu quả của sự gia tăng quá trình yếu dần kết cấu do các chấn động phụ diễn ra sau đó. Các ngôi nhà kết cấu khung thường bị phá hỏng do thiếu joăng giãn nở.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Đối với nhà xây gạch sự phá hỏng thường do chất lượng vữa kém hoặc kết nối yếu. Các hậu quả thông thường bao gồm: nứt xé các tường cũng như vữa trát, ống khói thường bị gẫy. Đôi khi các ngôi nhà bị hất tung ra khỏi nền móng.

Việc phòng ngừa các kiểu hư hỏng nêu trên không phải là khó, song rất tiếc nó luôn nằm trong việc sử dụng các vật liệu và phương pháp truyền thống. Trên cơ sở thống kê rộng rãi và kinh nghiệm thực tế, trong các quy phạm thiết kế nhà và công trình, đã và vẫn đang kiến nghị các quy định và phương pháp thiết kế khắc phục vấn đề này. Tuy nhiên, chừng mực nào đó vẫn bị sức ép kinh tế chi phối hoặc trình độ am hiểu kỹ thuật.

Từ đó có thể rút ra kết luận: *Bài học khách quan nhất học được từ các ngôi nhà bị hư hỏng và tàn phá sau động đất là, nếu có thể, không bao giờ được thiết kế và xây dựng những ngôi nhà như vậy trong tương lai.*

Nền tảng để dự báo động đất, trong phần lớn các quy phạm xây dựng, đều dựa trên các nghiên cứu chi tiết đã được tiến hành ở Nhật Bản vào nửa đầu của thế kỷ XX. Ý nghĩa của nghiên cứu đó là các ngôi nhà cần được thiết kế và xây dựng vững chắc để đủ sức chống lại các *lực phương ngang*. *Lực ngang* được xác định bằng một phần nào đó của trọng lượng ngôi nhà.

Trong khi ở Nhật Bản người ta đã xác định rằng các toà nhà cao đến 30m, được thiết kế với hệ số động đất ở xác suất 1/10, có thể an toàn ngay cả khi xây dựng trên đất yếu. Điều này cũng đồng nghĩa với việc tăng chi phí công trình lên khoảng 10 đến 15%.

Tuy nhiên, cho dù kinh nghiệm cho thấy phương pháp nêu trên là phương pháp thực tiễn, song Neumann vẫn cho rằng có một số kiểu kết cấu đã thiết kế vẫn chưa phải là giải pháp thoả đáng. Với nhiều loại kết cấu, đặc biệt cho nhà cao tầng, thì phương pháp càng khoa học cho kết quả với hiệu quả kinh tế càng cao và độ bền vững của công trình càng lớn. Qua phương pháp *phân tích động* (dynamic analysis) mới chứng minh được rằng *phương pháp giả-tĩnh* (pseudo-static analysis) để thiết kế chống động đất là chưa thực chính xác và rằng các lực phương ngang thực tế có thể còn cao hơn nhiều so với suy diễn tĩnh.

Trong một số quy phạm thiết kế đôi khi người ta còn gia tăng hệ số động đất để thiết kế nhà cao tầng. Giá trị của hệ số đưa ra trong quy phạm trước tiên phụ thuộc địa chấn khu vực (thể hiện ở bản đồ phân vùng) sau đó là phụ thuộc vào giá trị kinh tế và hậu quả nguy cơ liên quan đến ngôi nhà. Quy phạm thường cho phép nội suy tuyến tính các hệ số với chiều cao ngôi nhà, tính từ trên mặt đất, và khối lượng của từng tầng được tính đến ở tầng đó.

2. Thiết kế theo phương pháp động

***Phương pháp phức tạp**:* Cần sử dụng phần mềm vi tính, là tự động hoá phân tích trên cơ sở mô hình hoá môi trường dưới các dạng phân tử hữu hạn. Nhìn chung, phương pháp này không những cho ta lời giải cho các vấn đề về tương tác đất kết cấu, mà còn có thể sử dụng để nghiên cứu cả cho ổn định mái dốc, ổn định tường chắn cũng như các công trình bằng đất khác. Phương pháp này còn được gọi là *phân tích động* (dynamic analysis) thiết kế chống động đất.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Ưu điểm nổi bật của phương pháp là sử dụng phần mềm tính toán, phân tích ở trạng thái hoàn toàn động như là mô hình trạng thái thực tế. Theo lý thuyết, bất kỳ một sự rung động nào của đất nền đều truyền lên kết cấu theo tiến trình từng bước, trong đó sự rung động được số hoá để đưa ra dãy liên tục các cặp gia tốc - thời gian. Tuy nhiên, tất cả được giả định rằng một lịch trình thời gian của rung động đất nền có thể xác định được. Các biểu đồ chấn động (gia tốc, vận tốc) của các trận động đất đều chỉ ra rằng chậm nhất các chấn rung cũng xảy ra trong khoảng 2 đến 70 giây. Kinh nghiệm thực tiễn cho thấy, nên chọn bước thời gian liên tiếp sử dụng trong tính toán ở các khoảng 0,01 giây là thích hợp.

Nghiên cứu được tiến hành trong Viện nghiên cứu nhà và công trình Tokyo đã tiến hành phân tích và điều tra một cách hệ thống các đáp ứng chấn động (seismic response) cho các cao ốc trong khoảng trạng thái đàn hồi và đàn dẻo. Mục đích cuối cùng của điều tra này nhằm phát triển kỹ năng thiết kế chống động đất, có thể đánh giá cho một trận động đất mạnh nhất có thể xảy ra trong khoảng 50 đến 100 năm.

IV.2.2. Vấn đề sức chịu tải móng nông

Với móng nông kinh điển, sức chịu giới hạn được thể hiện qua biểu thức tổng quát sau:

$$q = B\,(c.N_c + \gamma D.N_q + 0{,}5.B.\gamma.N_\gamma) \qquad (XI.13)$$

Trong đó:

B - chiều rộng móng.

c - lực dính kết.

γ - dung trọng đất.

N_c, N_q , N_γ - yếu tố mang tải phụ thuộc φ.

Ta có thể thấy rằng, rung động động đất chỉ có thể nhạy cảm, ảnh hưởng đến sức kháng giới hạn nền móng, thông qua gia tốc (acceleration) mà ở đó các phân tử đất sẽ bị tác dụng. Trong phạm vi vùng ảnh hưởng đất nền dưới móng nông, nếu gia tốc này được xem là đồng đều thì đến một thời điểm nào đó của rung động, mặt đất không được xem là nằm ngang mà có độ nghiêng nhất định so với trọng lượng (phương đứng). Khi đó, các thành phần lực đứng tác dụng sẽ bị giảm xuống tạo ra trọng lượng ảo hoặc là nhỏ hơn (g) (nghĩa là ở đó (γ) biểu kiến là nhỏ hơn). Ngoài ra, khi đó hoạt động của móng tác dụng lên đất nền còn thêm các thành phần phương ngang, biến đổi theo quán tính, bởi các *ứng suất tiếp tuyến* hoặc bởi các *áp lực bị động* .

Tuy nhiên, quan sát tại hiện trường cho thấy hiệu ứng nêu trên không ở trạng thái tới hạn của nền móng vì không phát hiện một dấu hiệu đứt gẫy nào nếu móng đặt trên đất nền khá chặt cứng.

Ta có thể giải thích tình trạng khá ổn định của sức chịu tải là gia tốc (nguyên nhân chủ yếu) đã không đạt đến giá trị đủ lớn; rằng không bị một kết hợp bất lợi nào xảy ra trong thời điểm tức thời và mức độ biến dạng tương ứng có giá trị nhỏ. Việc tương tự hoá các lực quán tính (diễn ra theo kiểu lặp đi lặp lại) với các lực tĩnh (có thời gian tác dụng lâu dài) cũng khó xác định.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Vấn đề cơ bản của sức chịu tải móng nông, trong điều kiện rung động do động đất là hiện tượng sắp xếp lại các hạt đất. Do vậy, cách đặt vấn đề cần giải quyết lại là *độ lún* và *độ hoá lỏng* (liquefaction) của đất nền dưới móng.

IV.2.3. Vấn đề độ lún. Biến dạng phục hồi và không phục hồi

1. Độ lún (settlement)

Độ lún thường xảy ra mạnh mẽ ở môi trường bão hoà nước, trong đó áp lực nước lỗ rỗng đóng vai trò chính yếu nếu như không có lớp đất nền dễ bị hoá lỏng (liquefaction). Những thí nghiệm trong loại cát bão hoà nước, có các kích cỡ hạt từ mịn đến trung và thô (D_{50} = 3mm) đã chứng tỏ rằng độ lún càng tăng khi độ chặt tương đối ban đầu càng nhỏ và rằng tốc độ lún diễn ra càng nhanh, khi giá trị áp lực lỗ rỗng càng gần giới hạn *hoá lỏng*. Điều đó còn chứng minh rằng áp lực cố kết càng cao khi kích cỡ hạt càng lớn.

Liên quan đến ảnh hưởng của kích cỡ hạt cho thấy độ lún có thể tăng gấp đôi khi kích cỡ hạt nằm trong khoảng từ 0,3 đến 3,0mm. Hình dạng hạt cũng có thể đóng vai trò đáng kể như là kích cỡ hạt, song đáng tiếc là chưa được nghiên cứu một cách hệ thống.

Quan trắc thực tế ở hiện trường chứng minh với tầng đất được xếp vào loại tốt (đánh giá theo tiêu chuẩn phân loại hiện hành) thì thường cho độ lún nhỏ. Tuy nhiên, với đất nền thuộc loại yếu thì hậu quả phá hỏng do lún là khó tránh khỏi, nhất là khi móng đặt quá nông. Sự biến đổi tính chất của đất nền cộng với hoạt động cộng hưởng độ lún là nguyên nhân gây ra các hư hỏng các công trình xây dựng do động đất.

Độ lún lớn đã quan sát được sau động đất cũng thường xảy ra với các công trình đất đắp (đường dẫn của công trình cầu, đất đắp đường ô-tô hoặc đường xe lửa). Độ lún này phụ thuộc chủ yếu vào trạng thái ban đầu, ngoài ra còn bị ảnh hưởng bởi điều kiện môi trường xung quanh.

Độ lún tăng mạnh của đất đắp, do động đất, còn có thể dẫn đến hậu quả tăng ma sát âm cho móng cọc trong phạm vi ảnh hưởng (mố cầu có đất đắp cao của đường dẫn).

2. Biến dạng không phục hồi (ireversible)

Đất nền dưới tác động của động đất còn bị loại biến dạng thứ hai là biến dạng không thể phục hồi. Đó là các loại biến dạng phương ngang, nối tiếp nhau thông qua sóng địa chấn, gây hậu quả làm nứt rạn hoặc bị nén ép. Biểu hiện của biến dạng này thường làm sô lệch tấm đan, hư hỏng lớp bảo vệ đường giao thông, làm đứt gẫy hoặc trồi trượt các đường mương. Biến dạng loại này thường xẩy ra dưới dạng lệch pha của các chuyển động ở các điểm khác nhau trong môi trường, làm mất dần mối liên hệ giữa chúng do kết quả tác dụng của sóng bề mặt.

Độ biến dạng càng lớn khi tính chất của môi trường càng yếu kém và càng sát bề mặt độ biến dạng càng cao. Sự xuất hiện các vết nứt do đứt gẫy chiều dọc và ngang thường xảy ra với đất đắp đường giao thông và đường sắt.

3. Biến dạng phục hồi (reversible)

Ta đã biết, *biến dạng phương ngang* và *độ lún* chỉ là hậu quả còn giữ lại cũng như những gì quan sát được của biến dạng tổng thể đất nền dưới tác động của động đất. Như

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

thế, ngoài độ lún và biến dạng *không phục hồi nêu trên*, biến dạng tổng thể của môi trường còn hàm chứa cả phần *biến dạng phục hồi* (reversible), nghĩa là nó đã xảy ra và đã phục hồi trở lại tình trạng ban đầu. Do vậy, mức độ biến dạng tổng thể cũng tuỳ thuộc vào tính chất môi trường.

Hậu quả tiếp theo của các loại biến dạng phục hồi tác động lên kết cấu phản ảnh khả năng có thể tồn tại tiếp theo của công trình xây dựng.

Đấy cũng là lý do mà *một nguyên lý cơ bản để thiết kế và xây dựng chống động đất là cần thiết phải đặt công trình trên một đất nền cứng chắc và cần được ngàm ở độ sâu đủ lớn.* Hai điều kiện nêu trên là không thể tách rời. Và đó cũng là lý do các quy phạm thiết kế chống động đất đã quy định là cần bố trí tại chỗ ở cốt cao đáy móng một hệ giằm gân dọc-ngang có thể chống lại biến dạng lệch pha.

IV.2.4. Vấn đề tường chắn đất

a) Khi có nguy cơ đặc biệt đến ổn định tường chắn, do động đất, thì trong phân tích tường chắn cần tính toán theo *phương pháp động* sử dụng phần mềm chuyên dụng như đề cập trong mục III.2.1b.

b) Với các công trình ít quan trọng hoặc nguy cơ không cao thì các quy phạm thiết kế thường cho phép tính đến hiệu ứng động năng thông qua việc sử dụng một *hệ số động đất* phương ngang đồng đều. Ở Hoa Kỳ người ta thường lấy *gia tốc rung động* của đất khoảng g/3, các hệ số phương ngang từ 10 đến 15 %. Ở Pháp thì hệ số này chỉ lấy ở 10% nhưng lại được kết hợp với hệ số phương đứng với cùng giá trị. Ở Nhật người ta thường sử dụng các hệ số phương ngang ở 12 - 25 %, kết hợp cặp đôi cùng hệ số phương đứng bằng nửa giá trị trên.

Phương pháp của Mononobe có nhiều thuận lợi cho nhà thiết kế. Hệ số động đất, k_n và k_v, được ấn định theo phương pháp kinh nghiệm. Phương pháp này không áp dụng cho đất dính.

c) Một phương pháp trung gian giữa hai phương pháp nêu trên, do Scott thành lập, là dựa trên cơ sở một mô hình động học đơn giản và nó được chuẩn hoá theo phân tử hữu hạn.

IV.2.5. Vấn đề ổn định các công trình bằng đất

a) Ổn định mái dốc thường được đánh giá bằng phương pháp kinh điển, với mặt trượt được giả thiết rằng khối đất được coi như khối cứng không biến dạng. Nghĩa là ở từng phân tử trong môi trường thì gia tốc phương ngang và phương đứng bằng với giá trị dưới đáy. Trường hợp này chỉ cần tính đến sự gia tăng áp lực lỗ rỗng.

Phương pháp nêu trên được xem là rất đơn giản, nhưng điều bất cập là việc quan trắc kết quả phải qua hàng thế kỷ để có chuyển động mạnh nhất nằm phía sau khối đất đá.

b) Một phương pháp khác gọi là phương pháp phân tích dựa theo nguyên lý chia mặt cắt mái dốc thành các phân lớp mỏng nằm ngang và ở trong mỗi phân lớp môđun cắt G hoặc tích của b.G là thể hiện một ứng lực tác dụng trên một đơn vị chiều dài của công

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

trình (trong đó b là chiều rộng mặt cắt ở cốt tính toán). Mô hình còn nghiên cứu hiệu ứng rung động thẳng đứng.

Kết luận đầu tiên rút ra, tương tự như các kết cấu cứng khác, là *hệ số động đất* biến đổi theo chiều cao của công trình, khởi đầu từ trị bằng không (0) ở chân dốc và giá trị cực đại ở đỉnh theo phân bố lực tam giác. Kết luận dựa theo quan điểm toán học với mô hình thu được trong kết cấu cứng cũng tương tự như ở công trình bằng đất.

IV.3. HIỆN TƯỢNG HOÁ LỎNG ĐẤT NỀN (LIQUEFACTION)

IV.3.1. Quan sát hiện tượng

Hoá lỏng đất nền (liquefaction) là một trong các hiện tượng quan trọng nhất, thú vị nhất và cũng là phức tạp còn nhiều tranh cãi nhất trong các vấn đề địa kỹ thuật động đất công trình.

Hiện tượng *sụt chìm* (subsidence) có thể xảy ra với đất nền có trạng thái xốp, bão hoà nước và là kết quả của hiện tượng gọi là *hoá lỏng đất nền* (liquefaction).

Bản chất hiện tượng là khi có chấn rung đến một mực nào đó thì nước lỗ rỗng thoát ra rất nhanh, áp lực thuỷ động lớn đẩy lên làm tiêu giảm (thậm chí là mất) trọng lượng các hạt đất và đất ở trạng thái gần như một dịch thể .

Do tác động chấn rung làm các hạt đất xít lại, nước đột ngột bị đẩy lên trên mặt đất thành tạo nên như kiểu các miệng núi lửa nhỏ dạng hình côn. Nếu nước dưới đất nằm càng nông và nếu độ *lún sụt* càng lớn, khi đó, toàn bộ mặt đất tự nhiên sẽ bị *chìm lún xuống* và bị ngập dưới nước (hình XI.17a).

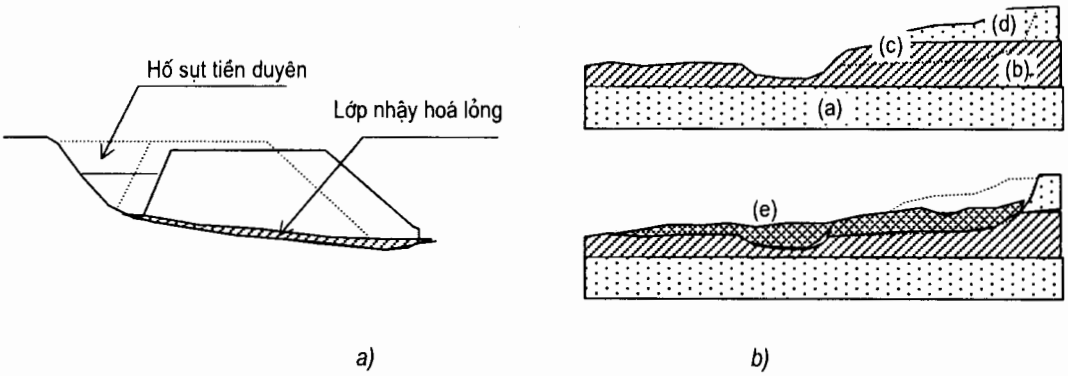
Sụt trượt là dạng khác của hậu quả *hoá lỏng*, với cơ chế hoạt động khác với sự hình thành *sụt chìm*. Khi một lớp đất *nhậy cảm với khả năng hoá lỏng* nằm trên bờ dốc của một lớp đất rất cứng thì hiện tượng hoá lỏng làm cho dịch chuyển ngang của lớp đất trên, tạo ra một hõm sâu (fose) như thể hiện ở hình XI.17b.

a) *b)*

Hình XI.17: *a)* Sụt chìm *do* hoá lỏng *đất nền (động đất ở Perou 1970).*
b) Sụt trượt *tạo hõm do* hoá lỏng *đất nền (động đất Anchorage, 1974)*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình XI.18: *a) Trượt chuyển dịch do hậu quả hoá lỏng đất nền.*
b) Trượt đất ở Rio San Pedro (động đất Chilê 1960),
(a) Cát sạn xi măng hóa, (b) Sét , (c) Sét lẫn cát bụi, (d) Cát sạn, (e) Đất trượt

IV.3.2. Nghiên cứu hiện tượng hoá lỏng ở thực địa

Đi đôi với nghiên cứu thực nghiệm, trong phòng thí nghiệm, việc nghiên cứu cơ chế hoạt động của *hiện tượng hoá lỏng tại hiện trường* và việc đề ra biện pháp thực tiễn khắc phục là rất cần thiết.

Thực nghiệm chứng minh rằng: số chu kỳ hoặc biên độ *cắt* có thể xác định được một loại đất có thể có hiện tượng *hoá lỏng* hay không. Ở một môi trường đồng nhất hiện tượng *hoá lỏng* liên quan, trước tiên là lớp đất nằm gần mặt nước, rồi từ đó nó truyền sâu xuống phía đáy. Hiện tượng *hoá lỏng* sẽ dừng ở một độ sâu nhất định, mà ở đó áp lực đất đủ lớn để không cho hiện tượng tiếp diễn. Ví dụ như động đất ở Nigata (1964) cho thấy với các nhà có tầng hầm không bị hiện tượng *lún sụt* phá hỏng như các nhà, nằm ngay bên cạnh nó, mà có móng đặt nông.

Cũng như các thực nghiệm trong phòng, hiện tượng *hoá lỏng* ở hiện trường xảy ra hoàn toàn với cát xốp, hạt mịn, bão hoà nước. Trong khi đó, cát khô khó xảy ra hiện tượng *hoá lỏng* và độ lún cũng nhỏ.

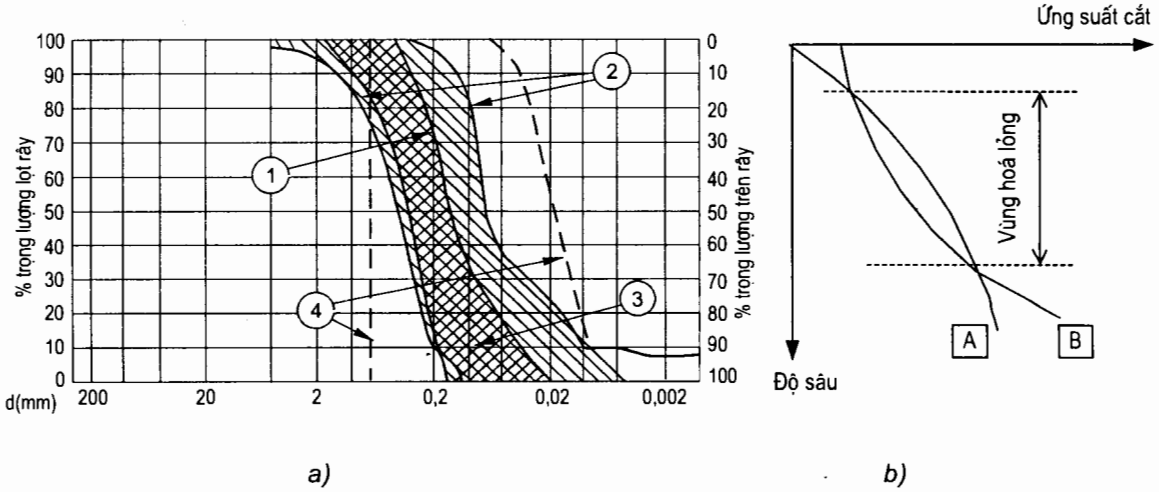
Cát hạt thô không bị hiện tượng *hoá lỏng* tác động, đồng thời với khả năng thấm lớn của cát thô làm cho áp lực nước lỗ rỗng hồi phục nhanh trở lại ở trạng thái áp lực thuỷ tĩnh ban đầu. Cát chứa hàm lượng sạn nhiều cũng không gây ra hiện tượng *hoá lỏng*.

Phân bố thành phần hạt có ảnh hưởng lớn đến nguy cơ *hoá lỏng đất nền*. Tập hợp kết quả nghiên cứu công bố bởi nhiều tác giả, Shannon & Wilson đã phân chia các khoảng thành phần hạt nằm trong phạm vi nguy hiểm, như đã chỉ ra qua thực nghiệm trong phòng và nghiên cứu hiện trường, thể hiện trong sơ đồ trong hình X.19a.

Ta dễ dàng nhận thấy nguy cơ *hoá lỏng* càng lớn, đối với cát có phân bố hạt đồng đều, hơn là so với cát có dạng cấp phối tốt.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn



a) *b)*

Hình XI.19: *a) Ảnh hưởng của phân bố hạt với nguy cơ hoá lỏng (Shannon, 1972). b) Nguyên lý xác định khu vực có khả năng hoá lỏng. (1) Khoảng hạt cát bị hoá lỏng ở Nigata - 1964; (2) Đường bao thành phần hạt của 19 loại cát bị hoá lỏng ở Nhật; 3) Khoảng hạt hoá lỏng ở Alaska - 1964; (4) Khoảng đất bị hoá lỏng theo thí nghiệm trong phòng.*

IV.3.3. Phương pháp tổng quát đánh giá khả năng hoá lỏng đất nền.

Việc khẳng định khả năng *hoá lỏng* của một loại đất bao gồm ba bước công việc:

- Đánh giá *ứng suất cắt biến đổi* do động đất gây ra ở các độ sâu khác nhau.
- Xác định *sức kháng* của môi trường với quá trình *hoá lỏng* ở các điểm khác nhau.
- So sánh giữa *hai kết quả nêu trên.*

Với điều kiện trong phòng thí nghiệm, dưới một áp lực cột đất đã cho, thì sức kháng chống lại hiện tượng *hoá lỏng* được thể hiện bằng giá trị *ứng suất cắt chu kỳ* τ_H, nghĩa là ở một số chu kỳ ấn định trước môi trường dễ gây ra hiện tượng hoá lỏng.

Các *giá trị tương đương* khi đó được xác định sẽ là: *biên độ ứng suất cắt tương đương chu kỳ* τ_{eq} và *số lần chu kỳ tương đương* n_{eq} .

Kết quả các bước xác định được thể hiện trên cùng một đồ thị, theo chiều sâu, thể hiện *biên độ ứng suất chu kỳ tương đương* và *biên độ ứng suất chu kỳ gây hoá lỏng (xác định được ở trong phòng thí nghiệm), với chính số chu kỳ tương đương* n_{eq} *đó*. Phạm vi hai đường cong cắt nhau giúp ta xác định được khu vực hoá lỏng (hình X.19b).

Phương pháp đơn giản xác định chu kỳ tương đương.

Trên cơ sở một số trường hợp cụ thể, Seed và Idriss, đã kiến nghị một phương pháp đơn giản để xác định *biên độ* và *số chu kỳ tương đương* như sau:

Với đất nền không sâu quá 10 đến 15m thì *ứng suất cắt cực đại* τ_{max}, đạt được trong quá trình động đất ở một độ sâu h, có thể được xem như hàm số của h và gia tốc cực đại trên bề mặt a_{max}, và thể hiện qua biểu thức:

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

$$\tau_{max} = (\gamma h/g).a_{max}.r_d \quad (XI.14)$$

Trong đó:

γ - trọng lượng riêng của đất.

h - độ sâu.

g - gia tốc trọng trường.

r_d - hàm số phụ thuộc (h) và biến dạng môi trường, có thể xác định theo bảng XI.6.

Bảng XI.6 - Giá trị trung bình của hàm r_d (theo Seed, 1974)

h (m)	2	4	6	8	10	12	14	16
r_d	0,98	0,96	0,93	0,89	0,86	0,84	0,82	0,79

Mặt khác, để khắc phục mức độ không đồng đều của độ phản hồi, người ta có thể chấp nhận các chu kỳ tương đương có biên độ hiệu dụng bằng khoảng 65% của τ_{max}. Theo đó, ứng suất cắt tương đương τ_{eq} sẽ là:

$$\tau_{eq} = 0,65.(\gamma h / g).a_{max}.r_d \quad (X.15)$$

Về số chu kỳ tương đương n_{eq} có liên hệ đến chấn cấp (mà bản thân chấn cấp có liên quan đến thời gian rung động). Ta có thể xác định n_{eq} theo bảng XI.7 sau.

Bảng XI.7 - Giá trị trung bình n_{eq} theo chấn cấp M (theo Seed 1975)

M	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5
n_{eq}	4	5	6,3	8,0	11,4	15,0	19,6	27

IV.3.4. Phương pháp kinh nghiệm đánh giá khả năng hoá lỏng.

Phương pháp này được rút ra từ kết quả nghiên cứu ở Nigata, Nhật Bản năm 1964. Nguyên lý phương pháp là thành lập tương quan giữa *sức kháng,* chống lại khả năng *hoá lỏng* của một loại đất, với một *thông số đất nền*, có thể xác định dễ dàng là sức kháng SPT (số búa đập N để ống mẫu chuẩn cắm xuống 30 cm).

Ta đã biết giá trị N của thí nghiệm SPT thể hiện độ chặt tương đối đất nền D_r và áp lực cột đất hữu hiệu σ'_v. Nghĩa là, dưới một áp lực cột đất đã cho σ'_v thì giá trị N có thể thay thế độ chặt tương đối D_r để đưa vào tương quan. Cũng chính σ'_v và D_r lại là thông số ảnh hưởng cùng chiều đến sức kháng chống *hoá lỏng* của đất và *sức kháng xuyên* của SPT.

Giá trị *chuẩn hoá* của σ'_v được lựa chọn bằng 0,1 MPa (1 kg/cm^2). Chỉ số sức kháng N dưới áp lực σ'_v nào đó (tính bằng MPa) sẽ được xác định:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

$N_{0,1} = 0,15.N / (\sigma'_v + 0,05)$ (XI.16)

Ứng suất cắt tương đương, τ_{eq} , phát triển ở hiện trường do ảnh hưởng một động đất, cũng được *chuẩn hoá* dưới dạng tỷ số: (τ_{eq} / σ'_v) với $\sigma'_v = 0,1$ MPa. Khi đó có thể nghiên cứu mối tương quan giữa $N_{0,1}$ và các giá trị $(\tau_{eq}/0,1)$ tương ứng ở trạng thái có khả năng hoá lỏng hoặc không (hình XI.20).

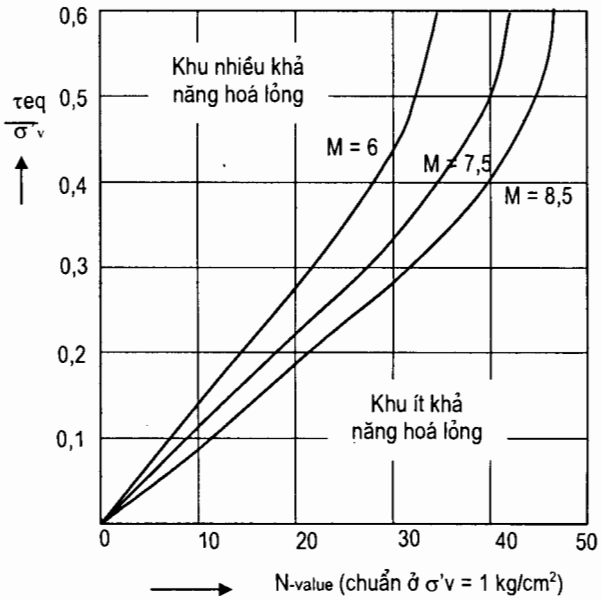
Theo hình bên ta có:

- M (Magnitude) độ lớn động đất dự báo.

- τ_{eq} tính theo phương pháp đơn giản.

Ta xác định được $(\tau_{eq}/1kg/cm^2)$

- $N_{0,1}$ tính theo công thức XI.14



Hình XI.20: *Đánh giá nguy cơ hoá lỏng đất nền theo SPT (theo Seed 1976)*

IV.3.5. Phương pháp đánh giá khả năng hoá lỏng theo quy phạm Nhật

Trong quy phạm thiết kế Nhật "*Standard Specification for Hightway Bridge, Vol. 1, Earthquake Proof Design - 1966 - Japan Highway Asociation*" trình bầy một phương pháp thực tiễn đánh giá khả năng hoá lỏng đất nền; nó hội tụ đủ các yếu tố về đất nền, chấn rung và kinh nghiệm của một nước xảy ra động đất thường xuyên nhất. Phương pháp được khái quát như sau:

1. Điều kiện cần thiết xảy ra hoá lỏng:

Đất loại cát bão hoà nước luôn có khả năng xảy ra hiện tượng hoá lỏng, làm cho đất biến thành trạng thái chảy khi có sự gia tăng đột ngột áp lực nước lỗ rỗng do chấn rung động đất gây ra. Hiện tượng hoá lỏng chỉ xảy ra khi đồng thời cả ba điều kiện sau được thực hiện:

a) Độ sâu mực nước nằm trong khoảng 10 đến 20m tính từ mặt đất.

b) Hàm lượng hạt mịn (F_c < 0,075mm) nhỏ hơn 35 %, hoặc là chỉ số dẻo (Ip) nhỏ hơn 15 trong trường hợp F_c lớn hơn 35 %.

c) Kích cỡ hạt trung bình của 50% lọt rây (D_{50}) nhỏ hơn 10,0mm và kích cỡ hạt 10% lọt rây nhỏ hơn 1,0mm.

2. Phương pháp tính toán

Khi đã hội tụ đủ điều kiện nêu trên và giá trị của thông số (F_L) nhỏ hơn 1, thì đất được xem như là bị *hoá lỏng*, trong đó:

$$F_L = \frac{R}{L} \qquad \text{(XI.17)}$$

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Trong đó:

F_L - sức kháng hoá lỏng.

L - tỷ ứng suất cắt trong quá trình động đất

R - tỷ sức kháng cắt động

- Tỷ ứng suất cắt đất do hậu quả chấn rung động đất: (L)

$$L = r_d.K_h.\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \qquad (XI.18)$$

Trong đó:

r_d - hệ số tăng theo độ sâu, r_d = 1,0 - 0,15 z, z là độ sâu.

K_h - hệ số động đất phương ngang.

với cấp động đất I = 8 có thể lấy K_h = 0,17

σ_v - áp lực cột đất tổng (kg/cm^2).

σ'_v - áp lực cột đất hữu hiệu (đẩy nổi, kg/cm^2).

- Tỷ sức kháng cắt động của đất chống lại chấn rung: R

Nếu $N_a < 14$ $R = 0{,}0882\sqrt{\frac{N_a}{1{,}7}}$ (XI.19)

Nếu $N_a \geq 14$ $R = 0{,}0882\sqrt{\frac{N_a}{1{,}7}} + 1{,}6.10^{-6}.(N_a - 14)^{4{,}5}$ (XI.20)

Trong đó:

Với đất loại cát: $N_a = c_1.N_1 + c_2$ và $N_1 = \frac{1{,}7.N}{\sigma'_v + 0{,}7}$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq F_c < 10\%) \\ (F_c + 40)/50 & (10\% \leq F_c < 60\%) \\ (F_c/20) - 1 & (60\% \leq F_c) \end{cases}$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq F_c < 10\%) \\ (F_c - 10)/18 & (10\% \leq F_c) \end{cases}$$

Với đất loại sạn sỏi:

$$Na = N_1.(1 - 0{,}36 \log_{10}\frac{D_{50}}{2}) \qquad (XI.21)$$

$$N_1 = \frac{1{,}7.N}{\sigma'_v + 0{,}7} \qquad (XI.22)$$

N - $N_{\text{-value}}$ lấy từ thí nghiệm SPT.

N_1- $N_{\text{-value}}$ hiệu chỉnh, tương ứng áp lực cột đất hữu hiệu 1,0 kg/cm^2

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

N_a - N_{-value} hiệu chỉnh, xem xét cho đất hạt mịn.

F_c - hàm lượng hạt mịn (% < 0,075mm).

3. Hiệu chỉnh trong tính toán thiết kế

Kết quả tính toán theo phương pháp cho thấy đất nền có khả năng *hoá lỏng*, do hậu quả động đất, thì khi tính toán trong thiết kế các thông đất nền (như hệ số phản lực nền, ma sát thành cọc, môđun đàn hồi đất v.v...) cần được nhân với hệ số hiệu chỉnh (D_E) lấy theo bảng XI.8, tuỳ theo giá trị F_L.

Bảng XI.8 - Hệ số hiệu chỉnh D_E theo Japan Highway Bridge Design Standard

Giá trị F_L	Độ sâu (m)	Hệ số hiệu chỉnh D_E
$F_L < 0,6$	$0 < Z < 10$	0
	$10 < Z < 20$	1/3
$0,6 < F_L < 0,8$	$0 < Z < 10$	1/3
	$10 < Z < 20$	2/3
$0,8 < F_L < 1,0$	$0 < Z < 10$	2/3
	$10 < Z < 20$	1

IV.3.6. Hậu quả tác động của hoá lỏng nền đất

Hiện tượng hoá lỏng đất nền có thể tác động đến nhà, cầu cống, đường ống ngầm và các công trình xây dựng khác theo nhiều cách. Hoá lỏng đất nền cũng còn ảnh hưởng đến bản chất quá trình chuyển động mặt đất.

Tác động của hoá lỏng đất nền cần nghiên cứu các tài liệu theo tiến trình lịch sử. Có thể khái quát một số hiệu ứng của hiện tượng như sau:

1. Biến đổi rung động đất nền (Alteration of Ground Motion)

Ảnh hưởng môđun cắt và đặc trưng suy giảm của đất nền trong đáp ứng đất đã được xác lập. Việc phát triển áp lực nước lỗ rỗng dương làm cho độ chặt cứng đất bị suy giảm trong quá trình động đất. Một đới trầm tích có khả năng hoá lỏng thì trước khi bị động đất vẫn khá chặt cứng và sẽ trở nên mềm yếu sau khi bị chuyển động do động đất. Còn rất nhiều hậu quả làm biến đổi tính chất, trạng thái sau khi đất bị rung động của động đất.

2. Phát triển hiện tượng cát sủi (Developing of Sand Boil)

Hiện tượng hoá lỏng thường kéo theo hiện tượng cát sủi. Trong quá trình rung động động đất làm cho áp lực nước lỗ rỗng tăng cao vượt trội (excess pore presure) và nước lỗ rỗng bị đẩy lên phía mặt đất giảm áp lực về trạng thái cân bằng. Dòng chảy nước lỗ rỗng này tạo ra lực tác động đẩy theo hạt đất lên phía trên. Lực nước lỗ rỗng đó còn làm xáo trộn và yếu đi của lớp phủ phía trên lớp bị hoá lỏng và có thể làm cho lớp trên cũng bị hoá lỏng tác động khi có rung động xảy ra sau đó. Nếu độ chênh áp lực cột nước lỗ rỗng

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

(gradient) đạt đến giá trị *tới hạn* thì áp lực đứng hữu hiệu cột đất đạt đến trị số bằng không (0), và khi đó đất phía trên sẽ ở điều kiện *nhậy nhão* (quick condition). Trong trường hợp này, vận tốc nước đạt đến mức có thể đẩy các hạt đất trồi lên trên mặt. Trong thực tế, đất nền thường không đồng nhất nên sự giải phóng áp lực nước lỗ rỗng tạo dòng chảy tốc độ cao xảy ra ở những nơi bị nứt nẻ, nơi có đất yếu hoặc có kênh rãnh ngầm. Các hạt cát bị đẩy theo khe nứt, kênh rãnh ngầm này lên phía mặt đất tạo thành *bãi cát sủi* (sand boil).

Hiện tượng cát sủi là phức tạp, thường là ngẫu nhiên, nó phụ thuộc vào độ lớn của áp lực nước lỗ rỗng vượt trội, vào bề dày, hệ số thấm và trạng thái nguyên trạng của bất kỳ lớp đất nào nằm trên lớp đất sẽ bị áp lực nước lỗ rỗng vượt trội đó. Hiện tượng ***cát sủi*** có liên hệ chặt chẽ với hiện tượng *hoá lỏng*.

Cát sủi, bản thân nó có ý nghĩa không lớn với công trình, nhưng nó là dấu hiệu hữu ích chứng tỏ áp lực nước lỗ rỗng vượt trội xảy ra.

3. Tạo ra độ lún nền móng (Settlement)

Ta đã biết, cát thường được làm chặt khi bị rung động động đất. Mức độ làm chặt đất nền do chấn rung động đất được biểu hiện trên mặt đất thông qua độ lún. Động đất tạo ra độ lún mặt đất chủ yếu làm xáo trộn kết cấu đặt trên móng nông, làm hỏng các cấu kiện phụ trợ của kết cấu trên móng cọc và làm hư hỏng các đường ống ngầm phục vụ dân sinh khác.

Cát khô bị làm chặt rất nhanh. Độ lún công trình trên cát khô thường kết thúc ngay sau khi hết động đất. Độ lún công trình nằm trên cát bão hoà diễn ra thời gian lâu hơn và độ lún chỉ diễn ra khi động đất tạo ra áp lực nước lỗ rỗng vượt trội bị tiêu giảm.

Việc xác định độ lún do động đất của cát là khó khăn, sai số từ 25 đến 50 % so với dự báo tĩnh độ lún.

4. Tạo ra bất ổn định nền móng (Instability)

Hoá lỏng tạo ra các dạng mất ổn định là một trong các dạng hư hỏng của các rủi ro động đất. Hậu quả của nó có thể dễ dàng quan sát dưới dạng trượt chảy, giãn căng phương ngang, trượt lở mái dốc, hư hỏng nền móng được ghi nhận ở hầu hết các trận động đất đã xảy ra trên trái đất.

Các dạng phá hỏng có thể do các hiện tượng hoá lỏng khác nhau gây ra và thật khó quy kết chính xác cho một dạng hoá lỏng nào. Tuy nhiên, tất cả đều có thể bị ảnh hưởng bởi sức kháng cắt đất nền suy yếu do hoá lỏng.

IV.4. KHÁI QUÁT TÁC ĐỘNG ĐỘNG ĐẤT TRONG THIẾT KẾ CẦU

Phương pháp *Đánh giá tác động chấn rung động đất trong thiết kế các công trình cầu* trình bầy sau đây là phương pháp tĩnh soạn theo: *Section 3 - Loads and Load Factors (SI) - AASHTO, Specifications of Provisions Recommended for Road & Bridge Design - 1998.*

Những quy định được áp dụng cho các cầu có tấm bản quy ước, cho các giầm thanh và giầm hộp có khẩu độ không vượt quá 150 000mm, và không áp dụng cho công trình

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

hoàn toàn chôn sâu (ngầm). Hiệu ứng của động đất với các cống hộp và các kết cấu ngầm khác không nhất thiết phải tính đến, ngoại trừ ở khu vực có đứt gẫy đang hoạt động cắt qua.

Thiết kế kháng chấn theo chỉ dẫn này nhằm hạn chế tối thiểu khả năng nhậy cảm với hư hỏng các công trình cầu do động đất gây ra. Những chuyển động động đất sử dụng trong thiết kế là dựa theo mức độ *xác suất thấp* và nó vượt qua trong thời gian tồn tại của công trình cầu thiết kế. Công trình cầu thiết kế theo chỉ dẫn có thể chống được hư hại nhưng có xác suất thấp ở khả năng đổ sập do rung lắc của động đất tác động.

Chỉ dẫn thiết kế chống động đất dựa theo các nguyên lý sau:

Với các động đất nhỏ và vừa cần kháng lại được mà không gây ra hư hỏng đáng kể trong phạm vi pha đàn hồi cho các thành phần kết cấu.

Cường độ chấn rung đất của một động đất gây ra với các lực cần sử dụng trong quá trình thiết kế.

Sự biểu lộ của rung lắc do động đất lớn không nên gây ra đổ sập toàn bộ cầu. Nơi có thể, cần thiết kế sao cho những hư hỏng có thể xảy ra cần được phát hiện kịp thời và kiểm tra được mức độ hư hỏng để sửa chữa.

IV.4.1. Khái niệm về hệ số gia tốc

Hệ số gia tốc (Acceleration Coefficient), *A*, sử dụng trong thiết kế được xác định theo bản đồ phân vùng gia tốc động đất. Đây là dạng bản đồ đường đẳng trị về hệ số gia tốc và vận tốc trên toàn lãnh thổ quốc gia. Bất kỳ vị trí nào trên lãnh thổ có thể xác định được hệ số gia tốc do chấn rung động đất gây ra theo các đường đẳng gia tốc và các giá trị nội suy. Những giá trị thể hiện trên bản đồ là thể hiện bằng %, còn trị số của hệ số *A* là lấy giá trị trên đường đẳng gia tốc ở vị trí đang xét trên bản đồ chia cho 100.

Thông thường, ở Mỹ người ta lập nên bản đồ đẳng gia tốc dựa trên một *mức độ nguy cơ đồng đều* của nguy hiểm do rung động. Xác suất cho thấy hệ số không vượt quá là khoảng 90% và vượt quá là khoảng 10%, trong thời gian 50 năm tồn tại, ở một khu vực nhất định. Sử dụng khoảng thời gian 50 năm trong xác suất là con số quy ước và không nên cho rằng tất cả các cầu đều có thể kéo dài thời gian sử dụng 50 năm. Khi một sự kiện xảy ra ở một *xác suất không vượt quá* như trên sẽ quay trở lại trong khoảng 475 năm và nó được gọi là *động đất thiết kế*

Trường hợp chưa thành lập được các loại bản đồ động đất thiết kế thì hệ số gia tốc rung động có thể được lấy thông qua bản đồ phân khu cường độ động đất (nêu ở mục II.4 và bảng XI.2,3) và tra theo bảng XI.9:

Bảng XI.9 - Hệ số gia tốc chấn rung theo cấp cường độ động đất

Thang cường độ (I)	Cấp VI	Cấp VII	Cấp VIII	Cấp IX
Hệ số gia tốc A (% g) theo thang MM	0,04	0,07	0,17	0,25
Hệ số gia tốc A (%g) theo thang MSK	0,05	0,10	0,20	0,40

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

IV.4.2. Tải động đất - Phân loại cầu

Tải trọng do động đất gây ra gọi là tải động đất (earthquake load) và nó là tích của một *hệ số đáp ứng chấn rung đàn hồi* với *trọng lượng tương đương* của kết cấu thượng tầng.

Trọng lượng tương đương phụ thuộc vào trọng lượng thực tế của cầu có tính đến cả hai phương pháp phân tích: *đơn kiểu* và *đa kiểu*.

Khi phân tích thiết kế cầu, có tính đến hiệu ứng chấn rung động đất, cần phân chia thành ba loại cầu sau:

- Cầu tới hạn: Đó là một số cầu bắt buộc phải duy trì để sử dụng cho tất cả các phương tiện giao thông sau khi đã thiết kế chống động đất. Cầu cũng được sử dụng cho các phương tiện cấp cứu, cho công tác an ninh và quốc phòng ngay sau khi có động đất mạnh (ví dụ: sự kiện có chu kỳ 2500 năm đã trở lại).

- Cầu cơ bản: Là các cầu với khả năng thấp nhất sử dụng cho phương tiện vận tải cấp cứu và cho mục đích an ninh và quốc phòng ngay sau khi cầu được thiết kế chống động đất (ví dụ sự kiện có chu kỳ 475 năm đã trở lại).

- Các loại cầu khác (không nằm trong hại loại trên)

Cơ sở phân chia loại cầu nêu trên có tính cho cả các yếu tố xã hội, sự tồn tại, mức độ an toàn và các yêu cầu bảo vệ khác. Khi phân loại cầu còn cần tính đến khả năng thay đổi các điều kiện và yêu cầu trong tương lai.

IV.4.3. Vùng động đất

Vùng động đất phản ánh tình trạng rung động khi một nguy cơ động đất cắt qua khu vực nào đó của lãnh thổ. Nó được sử dụng cho nhiều yêu cầu khác nhau trong các phương pháp phân tích, cho một chiều dài đỡ tải nhỏ nhất, cho thiết kế các chi tiết của cột trụ, nền móng và cho quy trình thiết kế mố cầu. Mỗi một cầu cần phân chia vào một trong bốn *vùng động đất* như sau:

Bảng XI.10 - Bảng phân vùng động đất

Hệ số gia tốc A (% g)		Vùng động đất theo AASHTO	Cấp động đất theo thang MSK
Theo thang MM	Theo thang MSK		
$A \le 0,09$	$A \le 0,05$	1	VI
$0,09 \le A \le 0,19$	$0,05 \le A \le 0,12$	2	VII
$0,19 \le A \le 0,29$	$0,12 \le A \le 0,24$	3	VIII
$0,29 \le A$	$0,24 \le A \le 0,48$	4	IX

Giá trị gia tốc A (là giá trị a_{max}) được lấy trên bản đồ phân vùng động đất thiết kế.

IV.4.4. Hiệu ứng nền đất

Hiệu ứng nền đất (Site Effect) được đưa vào để xác định *tải trọng động đất* sử dụng thiết kế cầu. Hiệu ứng hiện trường tác động lên *đáp ứng kết cấu* (structural response)

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

chính là do các điều kiện đất nền tạo ra. Người ta sử dụng 4 nhóm đất để định nghĩa *hệ số hiện trường* và được sử dụng tuỳ theo sự thay đổi của hệ số gia tốc chấn rung nền.

Phân nhóm đất là phân thành loại đất, đại diện cho các điều kiện đất nền khác nhau, được lựa chọn trên cơ sở nghiên cứu thống kê các *dạng chấn phổ* hiện diện trong từng *nhóm đất* đó và nó liên hệ chặt chẽ với các vùng có nguồn chấn rung sau một trận động đất.

Khái niệm *hệ số đất nền* (S) được sử dụng để tính toán các hiệu ứng của điều kiện đất nền lên *hệ số đáp ứng chấn rung đàn hồi*. Hệ số đất nền (S) được xác định tuỳ theo *nhóm đất*, như thể hiện ở bảng XI.11 sau:.

Bảng XI.11 - Bảng *hệ số đất nền*

Hệ số nền đất	Nhóm đất			
	I	II	III	IV
S	1,0	1,2	1,5	2,0

Tại các địa điểm mà tính chất đất nền chưa biết hoặc không xác định được đầy đủ để phân thành nhóm (hoặc là ở đó đất không có thể xếp vào nhóm nào trong 4 nhóm nêu trên) thì có thể dùng hệ số hiện trường *S* của nhóm II.

a) Đất nhóm I

Đất đá nền xếp vào nhóm I bao gồm:

- Đá các loại, kể từ phiến sét đến đá kết tinh, hoặc:

- Đất cứng, mà ở đó độ sâu tầng đất nhỏ hơn 60m. Các loại *đất nằm trên nền đá*, mà chúng có mức độ trầm tích ổn định của các loại: cát, sạn sỏi hoặc sét từ dẻo cứng trở lên.

Các loại đất đá ở điều kiện nêu trên có đặc trưng là *vận tốc sóng cắt* thường lớn hơn 765 m/s.

b) Đất nhóm II

Đất nhóm II bao gồm: loại đất dính có trạng thái dẻo cứng trở lên, hoặc đất rời mà độ sâu tầng không vượt quá 60m, hoặc là các loại đất nằm trên nền đá có mức độ trầm tích ổn định như cát, sạn sỏi, và sét dẻo cứng trở lên.

c) Đất nhóm III

Đất nhóm III bao gồm các loại đất sét và cát có trạng thái từ dẻo mềm đến dẻo chảy, và đất loại sét, có trạng thái từ dẻo mềm đến dẻo chảy, có hoặc không, xen kẹp các lớp cát hoặc đất rời khác, và được đặc trưng bởi độ sâu đáy lớp (bề dày) ≤ 9m.

e) Đất nhóm IV

Đất nhóm IV bao gồm các đất loại sét có trạng thái từ dẻo chảy trở xuống, hoặc là đất loại bụi có độ sâu đáy lớp ≥ 12m.

Loại đất này có đặc trưng là vận tốc sóng cắt thường nhỏ hơn 550 km/giờ và có thể tính cả cho đất lấp tự do (không theo đầm chặt tiêu chuẩn cho xây dựng).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

IV.4.5. Hệ số đáp ứng địa chấn đàn hồi

Hệ số đáp ứng địa chấn đàn hồi (Elastic seismic response coefficient), C_{sm} tương ứng kiểu chấn rung m^{th} (vibration mode m^{th}) được lấy như sau:

$$C_{sm} = \frac{1,2.A.S}{T_m^{2/3}} \leq 2,5.A \qquad (XI.23)$$

Trong đó:

T_m- chu kỳ chấn rung theo mode chấn rung nào đó m^{th} (s, giây)

A - hệ số gia tốc, như đề cập ở mục III.4.1

S - hệ số hiện trường, như đề cập mục III.4.4.

Mỗi trận động đất có thể gây ra một số kiểu rung động (vibration mode) trong nội tại kết cấu của một cây cầu. Do đó, *hệ số đáp ứng đàn hồi* được xác định theo từng *kiểu chấn rung* tương ứng đó.

Phương pháp đơn mode (single mode method) là thể hiện mối quan hệ giữa chu kỳ, C_{sm}, và lực rung động giả tĩnh $P_e(x)$. Kết cấu được phân tích cho các lực chấn rung động đất này qua *phương pháp đơn mode*. Với *phương pháp đa mode* (muli-mode method), kết cấu được phân tích cho một số loại lực động đất mà mỗi loại tương ứng với chu kỳ và định dạng mode (mod shape) của một trong các mode chấn rung cơ bản.

Những trường hợp ngoại lệ:

Đối với các cầu nằm trên khu đất nhóm III hoặc IV và ở khu vực có hệ số gia tốc *A* không nhỏ hơn 0,30, thì C_{sm} không thể vượt quá 2,0 A.

Đối với đất nhóm III và IV, và với mode chấn rung không nằm trong các mode cơ bản, có chu kỳ (period) nhỏ hơn 0,3 giây, khi đó C_{sm} được tính như sau:

$$C_{sm} = A\ (0,8 + 4,0\ T_m) \qquad (XI.24)$$

Nếu chu kỳ chấn rung, cho bất kỳ mode chấn rung nào đó, mà vượt quá 4,0 s (giây) thì giá trị C_{sm} của mode chấn rung đó được tính như sau:

$$C_{sm} = 6\ A.S.\ T_m^{0,75} \qquad (XI.25)$$

IV.4.6. Yếu tố chuyển đổi đáp ứng

Hiệu ứng lực địa chấn thiết kế (Q_{sd}) với các kết cấu ngầm và các khớp nối giữa các phần khác nhau của kết cấu thượng tầng (như trình bầy ở bảng XI.9) được xác định bằng cách chia *hiệu ứng lực* - Q_e - (theo kết quả của phân tích đàn hồi) cho *yếu tố chuyển đổi đáp ứng (modification response factor)* tương ứng, R theo thứ tự trình bầy trong bảng XI.9.

$$Q_{sd} = \frac{Q_e}{R} \qquad (XI.26)$$

Trong đó:

Q_{sd} - hiệu ứng lực địa chấn thiết kế.

Q_e - hiệu ứng lực theo kết quả phân tích đàn hồi.

R - yếu tố chuyển đổi đáp ứng (R-factor).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng XI.12 - Yếu tố chuyển đổi (R) xác định theo loại kết cấu

Yếu tố chuyển đổi (R) cho các kết cấu ngầm				Yếu tố chuyển đổi (R) nối liên kết	
Loại kết cấu ngầm (Substructure)	Chủng loại			Loại khớp nối, - Liên kết (Connection)	R
	Tới hạn	Cơ bản	Loại khác		
Trụ kiểu tường	1,5	1,5	2,0	Thượng tầng đến mố cầu	0,8
Cọc chịu uốn bê tông cốt thép: Cọc đứng: Cọc xiên	 1,5 1,5	 2,0 1,5	 3,0 2,0	Joăng dãn nở trong một khẩu độ của kết cấu thượng tầng	0,8
Trụ riêng rẽ	1,5	2,0	3,0	Các trụ, cột hoặc cọc chịu uốn đến đầu giằm hoặc kết cấu thượng tầng	1,0
Cọc chịu uốn bê tông, thép hoặc thép composite: Cọc đứng: Cọc xiên:	 1,5 1,5	 3,5 2,0	 5,0 3,0	Các cột hoặc trụ cho đến móng	1,0
Nhiều trụ chịu uốn	1,5	3,5	5,0	-	-

Cần chấp nhận rằng, sẽ là không kinh tế khi thiết kế một cầu chống lại một trận động đất lớn trong pha đàn hồi. Các cột được giả thiết sẽ biến dạng không đàn hồi khi ở đó lực động đất vượt quá giới hạn thiết kế. Chúng được xác định bằng cách chia lực tính toán đàn hồi cho yếu tố biến đổi tương ứng (R).

Có thể xem là phương pháp dự phòng khi sử dụng bảng XI.9 cho các khớp nối, các liên kết và joăng giữa các kết cấu thành phần và (hoặc) các kết cấu đó (ví như liên kết cọc với đế đài) sẽ được thiết kế để truyền hiệu ứng lực tối đa mà chúng có thể phát triển do khớp nối không đàn hồi của cột (hoặc nhóm cột) chịu uốn được kết nối với nhau.

R-factor cho các liên kết khớp nối nhỏ hơn so với các kết cấu ngầm thành phần là để bảo đảm an toàn cho cầu dưới các tải trọng giới hạn. Với joăng dãn nở, trong phạm vi kết cấu thượng tầng và liên kết giữa thượng tầng với các mố cầu, việc áp dụng R-factor sẽ xác định được *hiệu ứng lực khuyếch đại*. Những kết nối (connection) có thể truyền các lực từ bộ phận này sang bộ phận khác của kết cấu, kể cả các lực chịu tải cố định và lực cắt. Với sức chịu tải một chiều, R-factor được sử dụng chỉ dành cho phương kiềm hãm (restrained direction). Nhìn chung, các lực được xác định trên cơ *sở khớp nối dẻo* (plastic hinging) sẽ cho giá trị nhỏ hơn các giá trị xác định theo bảng XI.9, và do đó, kết quả thiết kế sẽ kinh tế hơn.

*** Áp dụng**

Lực động đất được xem là tác động cho bất kỳ phương nằm ngang nào. Một yếu tố chuyển đổi (R-factor) tương ứng sẽ được sử dụng cho cả hai trục cắt nhau của kết cấu

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

ngầm. Một *trụ bê tông dạng tường* (wall-type) có thể được phân tích như là một *cột riêng rẽ* (single column) theo phương kiềm chế nếu tất cả các dữ liệu cho cột đó đã được xác định đầy đủ.

Hệ trục vuông góc, thông thường được lấy, là trục dọc (longitudinal) và trục ngang (tranversal) của cây cầu. Trường hợp cầu chạy lượn cong thì trục dọc sẽ là đường thẳng nối giữa hai mố cầu. Trụ kiểu tường (wall-type pier) có thể được xử lý như một cột lớn theo phương đứng, cho R-factor tương ứng ở phương này khi sử dụng.

IV.4.7. Sự kết hợp giữa các lực động đất

Các *lực động đất* đàn hồi, tác động lên từng phương của hệ trục chính của một bộ phận kết cấu, là kết quả phân tích ở hai phương vuông góc và sẽ được kết hợp theo hai trường hợp sau:

- 100% giá trị tuyệt đối hiệu ứng lực ở phương vuông góc thứ nhất kết hợp với 30% của giá trị tuyệt đối hiệu ứng lực của phương vuông góc thứ hai.

- 100% của giá trị tuyệt đối hiệu ứng lực ở phương vuông góc thứ hai kết hợp với 30% của giá trị tuyệt đối của hiệu ứng lực của phương vuông góc thứ nhất.

IV.4.8. Tính toán các lực thiết kế

Với các cầu một nhịp ở bất kỳ vùng động đất nào thì hiệu ứng lực liên kết (connection) tối thiểu thiết kế (theo phương kìm hãm giữa kết cấu thượng tầng và kết cấu ngầm) không nhỏ hơn *tích* của *hệ số gia tốc* và *tải trọng thường xuyên tác dụng* ($A.Q_{pt}$).

1. Với vùng động đất 1

Với các cầu nằm ở hiện trường của *khu động đất 1* ở đó có hệ số gia tốc (A) nhỏ hơn 0,025 (tương ứng vùng cường độ cấp V theo MSK):

Với đất nền *nhóm I* hoặc là *nhóm II* thì *lực liên kết phương ngang thiết kế* (F_{ch}), theo chiều kiềm chế (restrained), thì được lấy giá trị không nhỏ hơn 0,1 lần tải trọng thường xuyên (Q_{pt}):

$$F_{ch} \geq 0,1\ Q_{pt} \qquad (XI.27)$$

Tất cả các loại đất nền khác với đất nhóm 1, thì *lực liên kết phương ngang thiết kế*, theo chiều kiềm chế (restrained), được lấy:

$$F_{ch} \geq 0,2\ Q_{pt} \qquad (XI.28)$$

Lưu ý:

Từng đoạn nối của kết cấu thượng tầng với tải trọng thường xuyên, dọc tuyến đặt các gối đỡ cố định, thường dùng để xác định lực liên kết thiết kế dọc. Đó chính là tổng các tải trọng thường xuyên của đoạn đó.

Nếu như mỗi một gối đỡ cho một đoạn nối của kết cấu hoặc cho cầu một nhịp, được kiềm chế theo phương ngang, thì tải trọng thường xuyên sử dụng để xác định lực thiết kế liên kết sẽ là đối tải thường xuyên ở tại vị trí đó.

Mỗi gối đỡ đàn hồi và liên kết của chúng với gạch xây và đĩa đệm được thiết kế sao cho chịu được các lực động đất phương ngang truyền qua các gối đỡ đó. Với tất cả các cầu nằm trong khu động đất 1 và các cầu có một nhịp giẩm thì các lực cắt địa chấn này không được lớn hơn lực liên kết thiết kế.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

2. Với vùng động đất 2:

Các kết cấu nằm trong *vùng động đất 2* (tương ứng cấp VI-VII theo thang MSK) sẽ được phân tích theo yêu cầu tối thiểu của kết cấu. Ngoại trừ với các loại móng, *lực địa chấn thiết kế* (F_{sd}) sử dụng cho tất cả các hạng mục kết cấu, kể cả với cọc chịu uốn và tường chắn, đều được xác định như sau:

$$F_{sd} = \frac{F_{es}}{R} \qquad (XI.29)$$

Trong đó:

F_{sd} - lực địa chấn thiết kế.

F_{es} - lực địa chấn đàn hồi, lấy theo mục IV.4.8.

R - $R_{-factor}$ lấy theo bảng XI-12.

Lực địa chấn thiết kế cho các loại móng, không phải là cọc chịu uốn và tường chắn, sẽ được xác định như sau:

$$F_{sd} = \frac{F_{es}}{0,5.R} \qquad (XI.30)$$

Trong đó R được lấy tương ứng các hạng mục của công trình ngầm cần tính. Tuy nhiên, giá trị 0,5.R không được lấy nhỏ hơn 1.

3. Với vùng động đất 3 và 4:

Các kết cấu nằm trong *vùng động đất 3 và 4* (tương ứng cấp động đất VIII- IX, thang MSK) được phân tích theo yêu cầu tối thiểu của kết cấu.

a) Lực thiết kế hiệu chỉnh:

Lực thiết kế hiệu chỉnh (modified design forces) được xác định tương tự vùng động đất 2, ngoại trừ đối với tất cả các loại móng thì $R_{-factor}$ được lấy bằng 1. Mức độ hư hỏng cho phép được kiểm soát nghiêm ngặt ở các khớp nối không đàn hồi trong các cột. Do vậy, các loại móng nên duy trì trong phạm vi đàn hồi, và R-factor được lấy bằng 1.

b) Lực khớp nối không đàn hồi:

Lực khớp nối (khớp quay) không đàn hồi (inelastic hinging forces) được khẳng định theo hình dạng, trước bất kỳ kiểu phá hỏng nào khác do sự vượt trội ứng suất hoặc là bất ổn định của kết cấu hoặc nền móng. Khớp nối không đàn hồi chỉ được phép sử dụng ở vị trí có thể dễ dàng kiểm tra, phát hiện và tu sửa.

Các hạng mục kết cấu thượng tầng và kết cấu ngầm cùng với các nối liên kết của chúng đến các cột cũng được thiết kế chịu được lực cắt phương ngang (lateral shear force) từ các cột mà sức kháng uốn không đàn hồi đã được tính. Cách xác định là nhân sức kháng danh định theo tiết diện bê tông với 1,3 và theo tiết diện của cốt thép với 1,25.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Trong phần lớn các trường hợp, hiệu ứng lực cực đại lên các móng sẽ giới hạn bởi lực phương ngang cực hạn có thể phát triển trong cột. Trong bối cảnh này, việc sử dụng các lực thấp hơn (nhỏ hơn giá trị nêu ở lực thiết kế hiệu chỉnh) sẽ là hợp lý và cho kết quả kinh tế hơn khi thiết kế nền móng.

Các *lực cắt ngang* nêu trên, được tính toán trên cơ sở các khớp nối không đàn hồi, được lấy ở giới hạn cực hạn của lực địa chấn phát triển trong một cầu.

V.5. KHÁI QUÁT TÁC ĐỘNG ĐỘNG ĐẤT TRONG THIẾT KẾ NHÀ

Các trận động đất lớn luôn được xem có nguồn gốc từ các đứt gãy kiến tạo lớn và là chuyển động trong lòng đất dọc theo bề mặt đứt gãy đó. Chuyển dịch ở một đứt gãy liên quan đến động đất trước tiên là chuyển động phương ngang (tạo thành đứt gãy trượt nghiêng) hoặc chuyển động phương đứng (tạo thành đứt gãy nâng hạ).

Các công trình nhà và nền móng cần được thiết kế để có thể chịu được những trận động đất mạnh vừa mà không gây ra hư hỏng lớn và chịu được những trận động đất mạnh mà không bị đổ sập. Những kinh nghiệm thực tiễn hiện nay với các ngôi nhà quy ước được gọi là các ngôi nhà kháng lại được một *lực địa chấn tối thiểu*.

Khái quát nguyên lý phương pháp *phân tích tĩnh* cho thiết kế kháng động đất cho các nhà và công trình công cộng được trình bầy sau đây. Tuy nhiên, khi áp dụng tính toán thiết kế cụ thể cần tiến hành từng bước và tuân theo các chỉ dẫn, các hệ số tra cứu nêu trong quy phạm thiết kế.

IV.5.1. Theo quy phạm thiết kế NBC Canada (National Building Code)

1. Xác định vùng động đất

Thiết kế chống động đất cần tính đến cho các kết cấu xây dựng ở khắp vùng trên lãnh thổ, ở đó mức độ nghiêm trọng của chấn rung động đất dự báo khác nhau theo từng vùng. Người ta thành lập các bản đồ phân khu động đất theo vận tốc chấn rung động đất (V) và theo gia tốc chấn rung động đất (A). Trong điều kiện chưa có các bản đồ phân khu chuyên dụng nêu trên chúng ta có thể xác định khu động đất ở các khu vực khác nhau trên lãnh thổ theo bản đồ phân khu cường độ (bảng XI.2) và hình XI.9.

Theo Canadian Foundation Engineering Manual, phân khu động đất được định nghĩa theo ba loại tỷ số:

- Tỷ số của khoảng gia tốc phương ngang đất nền với gia tốc trọng trường.
- Tỷ số của khoảng vận tốc phương ngang đất nền với vận tốc quy ước.
- Tỷ số theo khu vực của gia tốc với vận tốc.

Các tỷ số đó được định nghĩa theo các vùng động đất như bảng XI.13 lấy theo NBCC - 1985.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng XI.13 - Định nghĩa vùng động đất

Vùng động đất Z_A, Z_V	Gia tốc đỉnh phương ngang A (g), hoặc vận tốc đỉnh phương ngang V (m/s) cho xác xuất 10% vượt trội trong 50 năm.	Tỷ gia tốc theo vùng (a) Tỷ vận tốc theo vùng (v)
0	0,00 - 0,04	0,00
1	0,04 - 0,08	0,05
2	0,08 - 0,11	0,10
3	0,11 - 0,16	0,15
4	0,16 - 0,23	0,20
5	0,23 - 0,32	0,30
6	> 0,32	0,40

2. Xác định hướng của lực động đất

Chấn rung đất nền của một trận động đất là đa chiều. Chính các chấn rung phức hợp này đã truyền đến các thanh đỡ (suport) kết cấu và các kết cấu này *đáp ứng* lại theo độ cứng và tính trơ của của chúng. Ở bất kỳ thời điểm nào trong quá trình động đất, trạng thái ứng suất trong kết cấu phụ thuộc lực trơ (inertial force) và độ biến dạng của kết cấu. Trường hợp chung nhất khi phân tích động đất nên tính đến sự đồng thời dịch chuyển và xoắn theo cả ba chiều hệ trục. Với một ngôi nhà bình thường, việc thiết kế độc lập cho các trục ngang cùng với lực xoắn kết hợp, cho một sức kháng thoả đáng chống lại chấn rung động đất tác dụng theo bất kỳ hướng nào.

Cần đặc biệt lưu ý đến hiệu ứng của các ứng suất kết hợp ở ngoại vi quay lại phía các kết cấu ở góc và đến các kết cấu đỡ bao lơn, hoặc là các phần của kết cấu nhạy cảm với gia tốc phương đứng.

3. Đáp ứng kết cấu đến chấn rung nền đất

Đáp ứng đàn hồi của một *hệ đơn tự do* đến chấn rung đất nền, một mặt phụ thuộc vào chu kỳ cơ sở và đặc trưng suy giảm của hệ đó, và mặt khác phụ thuộc vào tần số và biên độ của chấn rung đất nền. Lực cắt đáy, thường được sử dụng như là giải pháp cho *đáp ứng* (response), được biểu hiện là tích giữa trọng lượng hệ và *gia tốc phổ* (spectral acceleration) theo *phổ đáp ứng* (response spectrum).

Phổ đáp ứng gia tốc phản ảnh sự phụ thuộc vào chu kỳ tự nhiên (T), vào sự suy giảm của hệ và đặc trưng của chấn rung.

Theo quan niệm tính toán này thì lực cắt đáy được áp dụng cho nhà nhiều tầng chịu nhiều mode chấn rung. Với các nhà thông thường, loại trung hoặc thấp tầng, thì đáp ứng động đất là do mode chấn rung cơ sở tác động. Các kết cấu cao tầng hơn thì mức độ an toàn nào đó được đưa vào cho các mode chấn rung cao hơn cho việc tính toán lực cắt đáy (CNBC 1985).

Với vật liệu không đàn hồi, lực cắt đáy (kể cả do động đất) được rút giảm so với vật liệu là đàn hồi. Hệ số rút giảm với lực cắt đáy do quy phạm thiết kế quy định. Sức kháng

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

cắt đáy thấp chỉ được chấp thuận nếu như một kết cấu dễ uốn dẻo khi biến dạng vượt quá điểm mỏi mà không phá hỏng kết cấu chính nào.

4. Lực động đất tối thiểu

Theo National Building Code of Canada - 1985 (NBCC-1985), một kết cấu cần được thiết kế cho một *lực cắt đáy tối thiểu V* (minimum base shear) được xem là hàm số của một số yếu tố sau:

$$V = v.S.K.I.F.W \qquad (XI.31)$$

Trong đó:

v - tỷ vận tốc rung động theo vùng.

S - yếu tố đáp ứng địa chấn.

K - hệ số.

I - yếu tố về tầm quan trọng.

F - yếu tố về nền móng.

W - yếu tố về trọng lượng.

** Tỷ vận tốc theo vùng (v):*

Tỷ vận tốc theo vùng (v) được rút ra theo nghiên cứu thống kê các chấn rung trong chu kỳ 1 giây, chuẩn hoá cho một *chấn phổ vận tốc* là 1,0 m/s. Tương tự, tỷ gia tốc theo khu (a) cũng được rút ra theo đánh giá thống kê của chấn rung đất nền ở chu kỳ 0,2 giây, chuẩn hoá cho 1,0 g (g là gia tốc trọng trường). Ở bất kỳ địa điểm nào, hai thông số chấn rung đất nền (a và v) đều tác động đến tình trạng kết cấu ở chu kỳ ngắn và chu kỳ trung bình (tương ứng).

Người ta thành lập các loại bản đồ phân vùng động đất theo các đường đẳng gia tốc đỉnh đất nền (peak) và đẳng vận tốc đỉnh đất nền (peak) trên toàn lãnh thổ phục vụ trực tiếp cho thiết kế kháng chấn.

** Yếu tố đáp ứng địa chấn (S):*

Yếu tố đáp ứng địa chấn được quy phạm thiết kế quy định, Giá trị này phụ thuộc vào chu kỳ (T), vào kết cấu, vào vận tốc liên quan đến khu địa chấn (Z_v), và vào gia tốc liên quan đến khu địa chấn (Z_a).

** Hệ số (K):*

Hệ số K, liên quan đến các kiểu khác nhau của hệ kết cấu, phản ảnh kinh nghiệm trong xây dựng và thiết kế, cũng như sự đánh giá tình trạng kết cấu khi đối mặt với các trận động đất mạnh và vừa. Hệ số có tính đến khả năng hấp thụ năng lượng của hệ kết cấu trong quá trình suy giảm và hoạt động không đàn hồi, và với đặc trưng đáp ứng của một số loại kết cấu nằm trong động đất.

Loại công trình xây dựng được thừa nhận là thực hiện tốt chống động đất thì được kiến nghị hệ số K thấp. Sự lựa chọn hệ số K thích hợp tuỳ thuộc kiểu kết cấu sử dụng, và sức kháng lại lực ngang theo chiều cao kết cấu.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

** Yếu tố nền móng (F):*

Các điều kiện đất nền ở hiện trường có ảnh hưởng lớn đến loại và mức độ hư hỏng kết cấu do động đất gây ra. Chấn rung truyền từ đá gốc lên mặt đất, và chính đất có thể lại khuyếch đại chấn rung ở các khoảng tần số nhất định nào đó trong các tần số tự nhiên của lớp phía trên. Thêm nữa, một kết cấu nằm ở lớp trên cùng cũng có một số khoảng tần số tự nhiên của nó, làm tăng thêm mức độ rung lắc do sự phát triển một trạng thái tương tác giữa kết cấu và đất nền. Theo NBC (Canada) người ta đã gộp các loại đất nền có điều kiện khác nhau thành 3 nhóm chính và tương ứng mỗi nhóm đưa ra một giá trị F tuỳ thuộc loại đất và độ sâu.

Khi nền đất là nhiều lớp thì có thể xác định giá trị trung bình. Tuy nhiên, toàn bộ phía trên là đất yếu thì F nên lấy bằng 1,5.

** Yếu tố tầm quan trọng (I):*

Một số kết cấu được thiết kế cho dịch vụ công cộng nên người ta mong rằng các kết cấu này bảo đảm bình thường sau một trận động đất. Cũng như thế, các công trình như hệ thống phân phối điện, trạm cứu hoả và cảnh sát, bệnh viện, đài phát thanh và truyền hình, viễn thông, các trạm bơm cấp và thoát nước, trường học và các toà nhà quốc phòng v.v... cần sử dụng một yếu tố tầm quan trọng I = 1,3.

** Yếu tố tải trọng (W):* W là tổng tải trọng kết cấu.

5. Phân bố lực cắt đáy

Lực cắt đáy (base shear - V) là tổng các lực quán tính hay lực trơ (inertial force) tác dụng lên khối kết cấu do chấn rung địa chấn gây ra ở đáy. Sự rung động kết cấu là phức tạp, chồng lặp giữa một số mode chấn rung theo một số hướng trục khác nhau. Với rung động dịch chuyển, việc tăng thêm các đáp ứng theo mode chấn phổ dẫn đến sự phân bố lực quán tính phương ngang có dạng tam giác mà đỉnh tam giác nằm ở vị trí đáy cắt.

Gọi lực quán tính cắt (inertie) F_x ở độ cao bất kỳ (x) là tỷ lệ thuận với trọng lượng kết cấu (W_x) ở độ cao đó. Khi đó, sự phân bố các lực địa chấn được xác định tương đối theo biểu thức:

$$F_x = V.\frac{W_x.h_x}{\sum W_i.h_i} \qquad (XI.32)$$

Trong đó:

V - lực cắt đáy tối thiểu do địa chấn, tính theo công thức XI.31.

W_x , H_x - trọng lượng tính theo chiều cao H_x

W_i , H_i - trọng lượng và chiều cao đơn vị tính (chiều cao tầng nhà).

IV.5.2. Theo quy phạm thiết kế UBC - Mỹ (Uniform Building Code)

Quy phạm thiết kế thực ra không hy vọng loại trừ hoàn toàn các hư hỏng do chấn động động đất gây ra. Trong thuyết minh cho cuốn *Sách Xanh SEAOC - 1990* và lấy làm cơ sở cho UBS 1991, nói rằng:

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Các kết cấu được thiết kế (tuân theo những kiến nghị của cuốn Sách Xanh) về tổng quát nên tạo được khả năng:

1) Kháng lại được rung động của động đất loại nhỏ mà không gây ra bất kỳ hư hại gì;

2) Kháng lại được rung động của động đất trung bình mà không làm hư hỏng kết cấu, nhưng có khả năng làm kinh nghiệm cho một số hư hỏng loại phi kết cấu;

3) Kháng lại được rung động của động đất mạnh, có cường độ mạnh nhất đã từng trải qua hoặc dự báo cho một hiện trường xây dựng, mà không bị đổ sập; nhưng vẫn có khả năng làm hỏng một số loại kết cấu hoặc phi kết cấu.

Đây chính là cơ sở tư duy trong công tác thiết kế chống động đất. UBC cho phép sử dụng hai phương pháp thiết kế kháng chấn đối với nhà vàc công trình công cộng:

- Phương pháp *phân tích tĩnh*: Tác động rung động động đất được thể hiện bằng *lực tĩnh ngang* (static lateral force)

- Và phương pháp *phân tích động*: Tác động rung động động đất được đặc trưng bởi *Chấn phổ đáp ứng.*

1. Phương pháp phân tích tĩnh:

Phương pháp tĩnh dựa trên cơ sở là xác định được *lực cắt đáy thiết kế* (design base shear force). Lực này được phân bố theo quy định dọc theo chiều cao của kết cấu và được sử dùng để phân tích kết cấu kháng tải trọng ngang. Lực cắt đáy tổng hợp, theo một phương nhất định (kết cấu bắt buộc phải kháng lại được ở bất kỳ phương nào), thể hiện qua biểu thức:

$$V = \frac{ZIC}{R_W} W \qquad (XI.33)$$

Trong đó:

Z - yếu tố vùng địa chấn, lấy theo hình XI.22 và bảng XI.14.

I - yếu tố tầm quan trọng, lấy theo bảng XI.16.

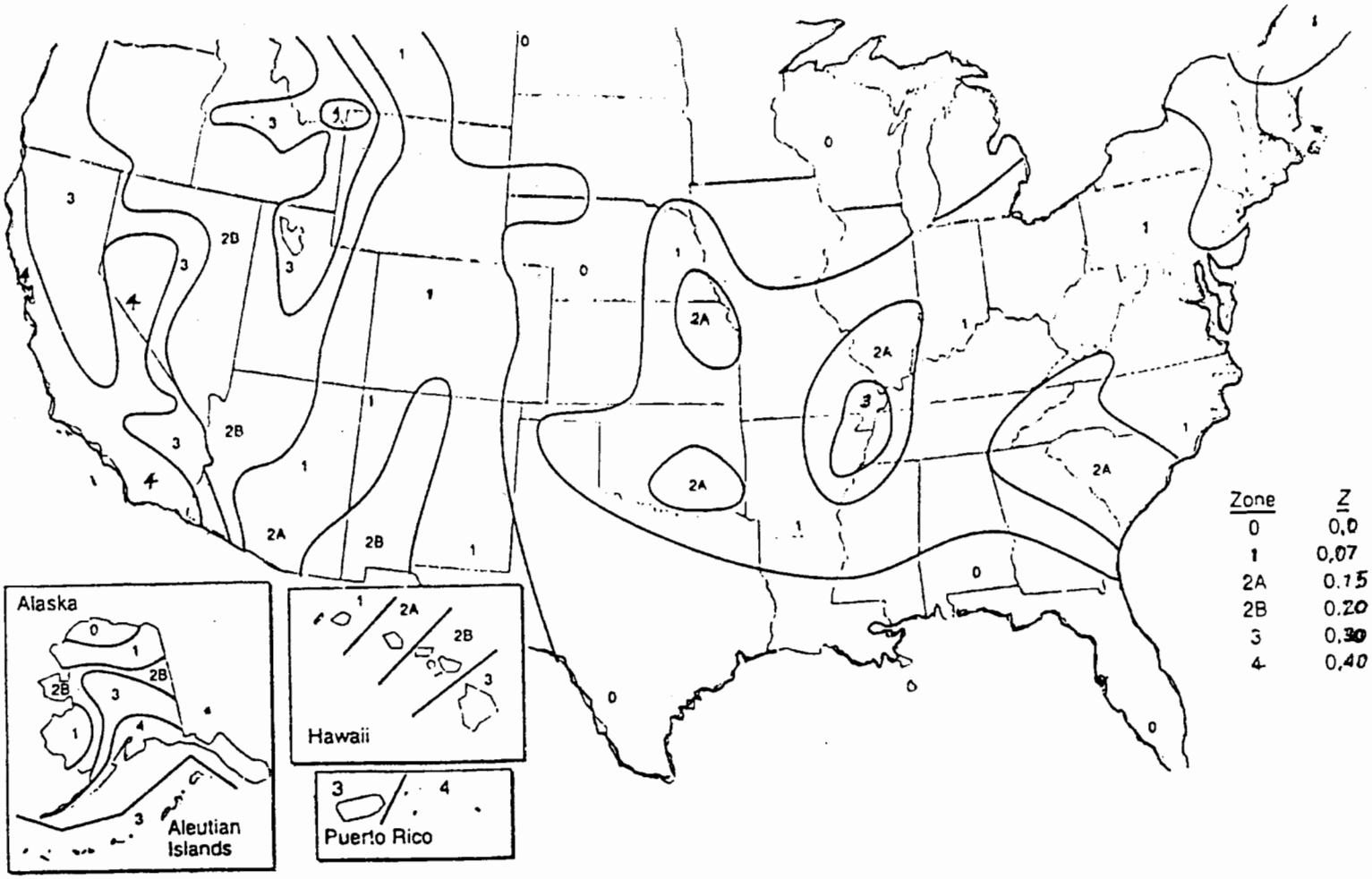
R_W- hệ số, thể hiện tính mềm dẻo của kết cấu, lấy theo bảng XI.15.

W - tĩnh tải (tính cả thiết bị cố định, một phần hoạt tải).

$C = \frac{1,25S}{T^{2/3}} \leq 2,75$. Và S là hệ số đất nền, lấy theo bảng XI.17 và T chu kỳ cơ sở của kết cấu, tính bằng giây (s). Giá trị nhỏ nhất của C/R_W , trong phần lớn các điều kiện, nằm trong khoảng 0,075.

Chu kỳ cơ sở của kết cấu có thể xác định theo phương pháp đơn giản nhất như sau: $T = C_t (h_n)^{3/4}$ *, trong đó* C_t *= 0,035 cho nhà khung thép kháng moment; và 0,030 cho nhà khung bê tông cốt thép kháng moment; và 0,020 cho các kết cấu khác;* h_n *là chiều cao(tính bằng feet) ở cốt cao nhất của phần kết cấu chính nằm trên phần đáy (base) đang xét.*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình XI.21: *Bản đồ và bảng đánh giá* yếu tố vùng động đất *(Z) của UBC (1994)*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Bảng phân vùng trên hình XI.21, có thể tương thích các thông số trong bảng XI.14 sau:

Bảng XI.14 - Hệ số gia tốc theo vùng

Vùng	Z	Gia tốc rung A (% g)	Cấp động đất (thang MSK)
0	0	< 0,025	V
1	0,07	0,025 - 0,075	VI
2a	0,15	0,075 - 0,15	VI - VII
2b	0,20	0,15 - 0,20	VII
3	0,30	0,20 - 0,30	VIII
4	0,40	0,30 - 0,40	IX

Bảng XI.15 - Giá trị các yếu tố hiệu chỉnh R_W theo UBC

Hệ kết cấu	Hệ kháng tải ngang	R_W
1	2	3
Hệ tường	Tường khung nhẹ với tấm panen cắt	
	a. Tường panen kết cấu gỗ cho nhà 3 tầng trở xuống	8
	b. Tất cả các tường khung nhẹ khác	6
	Tường cắt (shear walls)	
	a. Bê tông	6
	b. Gạch	6
	Tường chịu lực khung thép nhẹ, chỉ có giằng kéo.	4
	Khung giằng, với thanh giằng kéo trọng lượng.	
	a. Thép	6
	b. Bê tông	4
	c. Cột gỗ nặng	4
Hệ khung	Khung giằng lệch tâm bằng thép	10
	Tường khung nhẹ có panen cắt	
	a. Tường panen kết cấu gỗ, cho kết cấu từ 3 tầng trở xuống	9
	b. Các loại tường khung nhẹ khác	7
	Tường cắt	
	a. Bê tông	8
	b. Gạch	8
	Các khung giằng thông thường	
	a. Thép	8
	b. Gạch	8
	c. Cọc gỗ cứng	8
	Khung giằng chính tâm đặc biệt	
	a. Thép	9

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

1	2	3
Khung kháng lực	Các khung kháng moment đặc biệt (SMRRF)	
	a. Thép	12
	b. Bê tông	12
	Các khung kháng moment bê tông trung gian (IMRF)	8
	Các khung kháng moment thông thường (OMRF)	
	a. Thép	6
	b. Bê tông	5
	Các khung tường kháng moment bằng gạch	9
Hệ khác	Tường cắt	
	a. Bê tông với SMRF	12
	b. Bê tông với thép OMRF	6
	c. Bê tông với bê tông IMRF	9
	d. Gạch với SMRF	8
	e. Gạch với OMRF	6
	f. Gạch với bê tông IMRF	7
	Khung giằng lệch tâm bằng thép	
	a. Với thép SMRF	12
	b. Với thép OMRF	6
	Khung giằng thông thường	
	a. Thép với thép SMRF	10
	b. Thép với thép OMRF	6
	c. Bê tông với thép SMRF	9
	d. Bê tông với bê tông IMRF	6
	Khung giằng đồng tâm đặc biệt	
	a. Thép với thép SMRF	11
	b. Thép với thép OMRF	6

Bảng XI.16 - Yếu tố tầm quan trọng (I)

Phân loại sử dụng cho công trình	I
1	2
Tiện nghi - trang bị cơ bản *(bệnh viện, cấp cứu, cảnh sát, chữa cháy, bể chứa, nhà thiết bị nguy hiểm, trung tâm thông tin chính phủ, nhà điều hành tình trạng khẩn cấp v.v..)*	1,25
Tiện nghi - trang bị nguy hiểm *(Nhà chứa hoặc bảo vệ chất độc hại, hoá chất, chất nổ, chất cháy v.v...)*	1,25

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

1	2
Kết cấu sử dụng đặc biệt *(Nhà có số người ở trên 300, Nhà dùng trường học đến Trung học hoặc cơ sở điều dưỡng sức chứa trên 250 người, Các trường đại học, cao đẳng sức chứa > 500 người, Cơ sở y tế trên 50 giường bệnh, nhà tù, trại giam có các nhà với sức chứa > 5 000 người. Kết cấu và thiết bị năng lượng v.v...)*	1,00
Kết cấu sử dụng chuẩn *(Các kết cấu và sử dụng không có mục đích nêu trên, và chocác dạng tháp)*	1,00
Kết cấu hỗn hợp *(Nhóm sử dụng U, ngoại trừ tháp)*	

Bảng XI.17 - Giá trị hệ số (S) theo UBC

Loại	Mô tả
S1	Mặt cắt đất nền thuộc loại: Loại đá (vậ liệu tương tự) có đặc trưng vận tốc sóng cắt > 2500 fee/second. Đất loại chặt vừa đên chặt hoặc cứng vừa đến cứng, nằm ở độ sâu nhỏ hơn 200 feet.
S2	Mặt cắt đất nền thuộc loại chủ yếu là chặt vừa đến chặt hoặc cứng vừa đến cứng , nằm ở độ sâu trên 200 feet.
S3	Mặt cắt đất nền chứa trên 20 feet loại Sét mềm đến cứng vừa, nhưng không được quá 40 feet sét mềm yếu.
S4	Mặt cắt đất nền chứa trên 40 feet loại Sét mềm yếu đặc trưng bởi vạn tốc sóng cắt nhỏ hơn 500 feet/second.

2. Phương pháp phân tích động:

Phương pháp phân tích động của UBC cho phép *đáp ứng kết cấu* được xác định theo *phân tích chấn phổ đáp* ứng hoặc phân tích theo tiến trình thời gian. Theo đó, rung động nền đất thiết kế được chỉ dẫn bằng chấn phổ đáp ứng thiết kế hoặc là tiến trình thời gian rung động thiết kế. Trong cả hai trường hợp, UBC yêu cầu rung động nền đất thiết kế tương ứng với 10% xác suất vượt qua trong chu kỳ 50 năm (475 năm lặp lại).

Chấn phổ đáp ứng thiết kế được xác định bằng một trong hai cách sau:

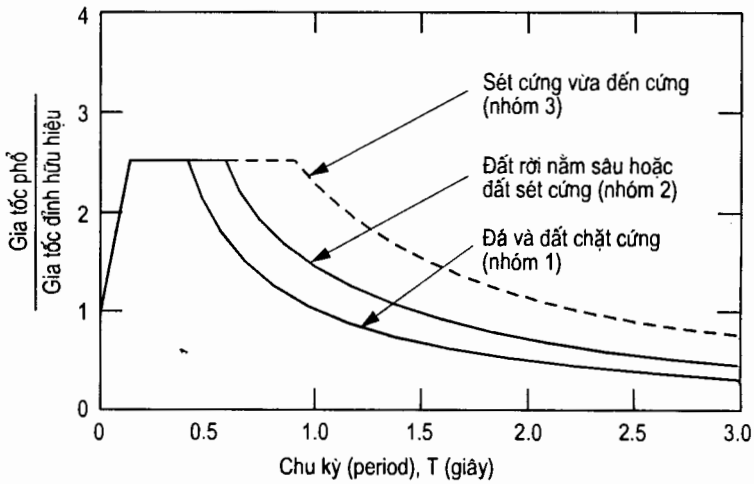
- Phân tích đáp ứng đất nền hiện trường đặc biệt.

- Đồ dạng uốn lượn đồng đều được chuẩn hoá đặc biệt. Đồ dạng chấn phổ chuẩn hoá theo nghiên cứu của Seed al. 1976 và Newmark & Hall (1982) thể hiện trên hình XI.22).

Phổ đáp ứng thiết kế được xác định bằng cách nhân giá trị trên trục tung của phổ thông thường với đỉnh hữu hiệu (effective peak) gia tốc đất nền, mà giá trị này được lấy từ yếu tố (Z) trên phân vùng địa chấn.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold



Hình XI.22: *Phổ đáp ứng chuẩn phụ thuộc hiện trường*

Đối với vùng Hà Nội, đến thời điểm này đã có văn bản *Quy định về việc áp dụng tính kháng chấn cho các công trình xây dựng trên địa bàn Hà Nội*, do Gs.Ts. Nguyễn Đăng Bích giới thiệu. Tài liệu này giới thiệu đặc trưng dao động địa chấn và Bản đồ phân vùng nhỏ Động đất Hà Nội, tỷ lệ 1:25000 do Viện Vật Lý Địa Cầu biên soạn và hệ thống các quy phạm thiết kế kháng chấn ở các nước tiên tiến như: Mỹ, Nhật, Pháp, Đức, Úc, Nga và ISO 3010 : 2001.

Hy vọng, đây là cơ sở ban đầu để tiến tới thành lập *Quy phạm thiết kế kháng chấn* cho các công trình xây dựng trên toàn lãnh thổ Việt Nam.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

Chương XII

CÔNG NGHỆ THÔNG TIN ỨNG DỤNG TRONG ĐỊA KỸ THUẬT (GEO-INFORMATIQUE)

Trong mấy thập kỷ gần đây, công nghệ thông tin phát triển mạnh mẽ và thâm nhập vào mọi lĩnh vực và Địa kỹ thuật cũng không phải là ngoại lệ. Nhưng đất đá là vật liệu rất khác biệt (nhiều pha tác động lẫn nhau, bất đồng nhất, dị hướng). Những vấn đề, những bài toán Địa kỹ thuật, cả trong phần khảo sát (thí nghiệm, thu thập số liệu, đánh giá và lựa chọn các đặc trưng) cũng như trong phân tích công trình và nền móng (tương tác với đất đá) đều không thể thực hiện theo một vài khuôn mẫu định sẵn. Có một số chương trình phân tích (tổng quát) dùng chung, nhưng luôn luôn cần có sự can thiệp của nhà chuyên môn Địa kỹ thuật.

Tiến bộ như vũ bão của công nghệ thông tin làm cho mọi hoạt động xử lý số liệu trong Địa kỹ thuật đã trở nên cực kỳ nhanh chóng, thuận tiện, chính xác và đưa một lúc nhiều dạng kết quả như một *menu* để lựa chọn. Tuy nhiên, cần đặc biệt lưu ý rằng dù thuận tiện đến đâu công nghệ thông tin chỉ là máy móc trợ giúp cho tri thức của con người. Chỉ có kinh nghiệm phong phú và sự tinh thông nghề nghiệp của người làm Địa kỹ thuật mới là yếu tố quyết định sẽ giúp tìm ra giải pháp tốt nhất, lựa chọn được thông số đất đá phù hợp nhất, rồi sau đó công nghệ thông tin giúp hoàn thành nhanh chóng ý tưởng.

Một số kinh nghiệm tích luỹ được trong những năm qua tác giả muốn khái quát bức tranh ứng dụng công nhệ thông tin trong Địa kỹ thuật để độc giả tham khảo. Với cuộc cách mạng thông tin hiện nay, tin chắc rằng việc áp dụng công nghệ thông tin trong các hoạt động Địa kỹ thuật sẽ có các bước tiến ngoạn mục trong tương lai.

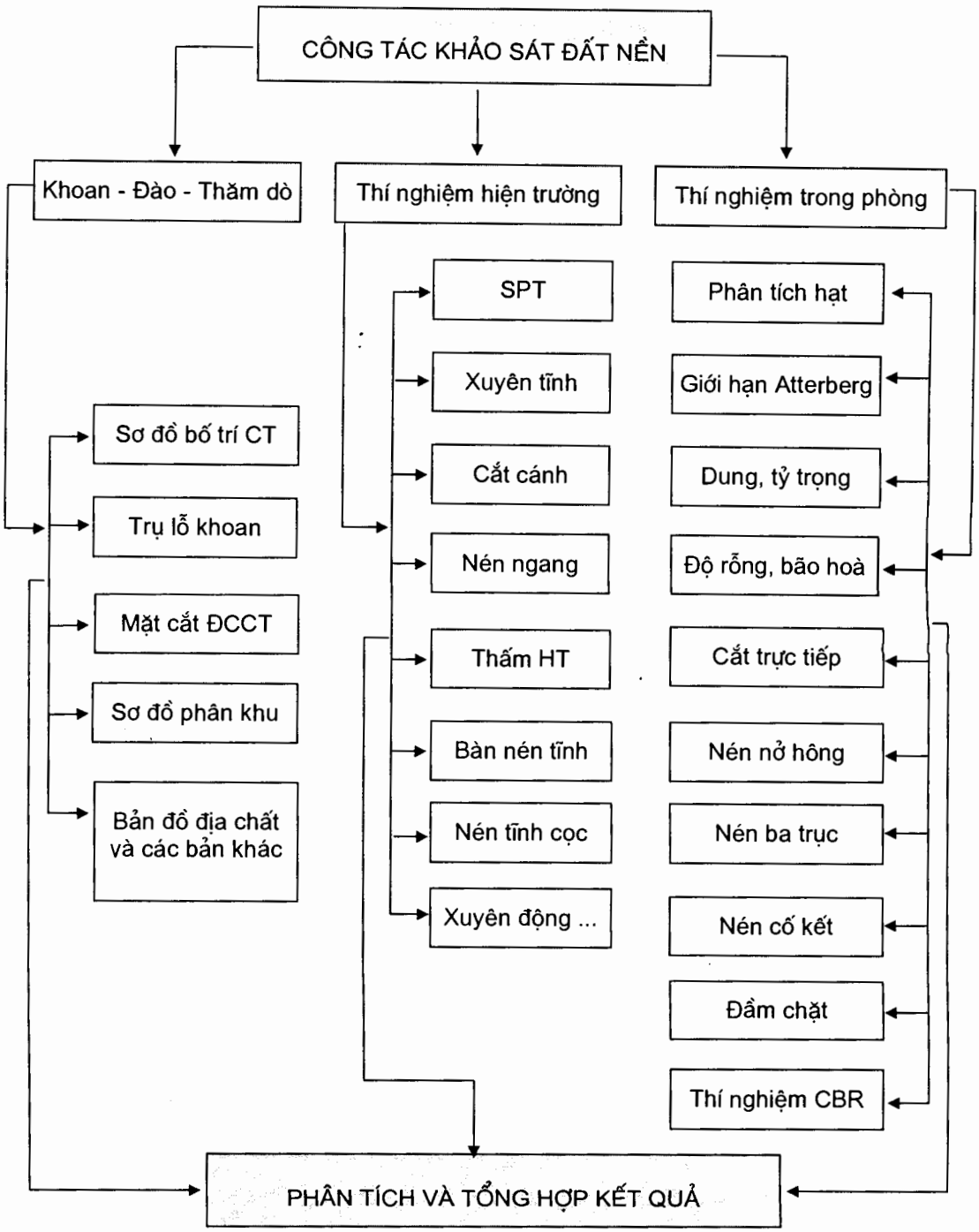
I. ỨNG DỤNG CÔNG NGHỆ THÔNG TIN TRONG KHẢO SÁT ĐẤT NỀN

I.1. KHÁI QUÁT VỀ TIẾN TRÌNH KHẢO SÁT ĐẤT NỀN

Tiến trình của công tác khảo sát đất nền, liên quan đến ứng dụng công nghệ thông tin, có thể đươc khái quát trong sơ đồ sau (hình XII.1):

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn



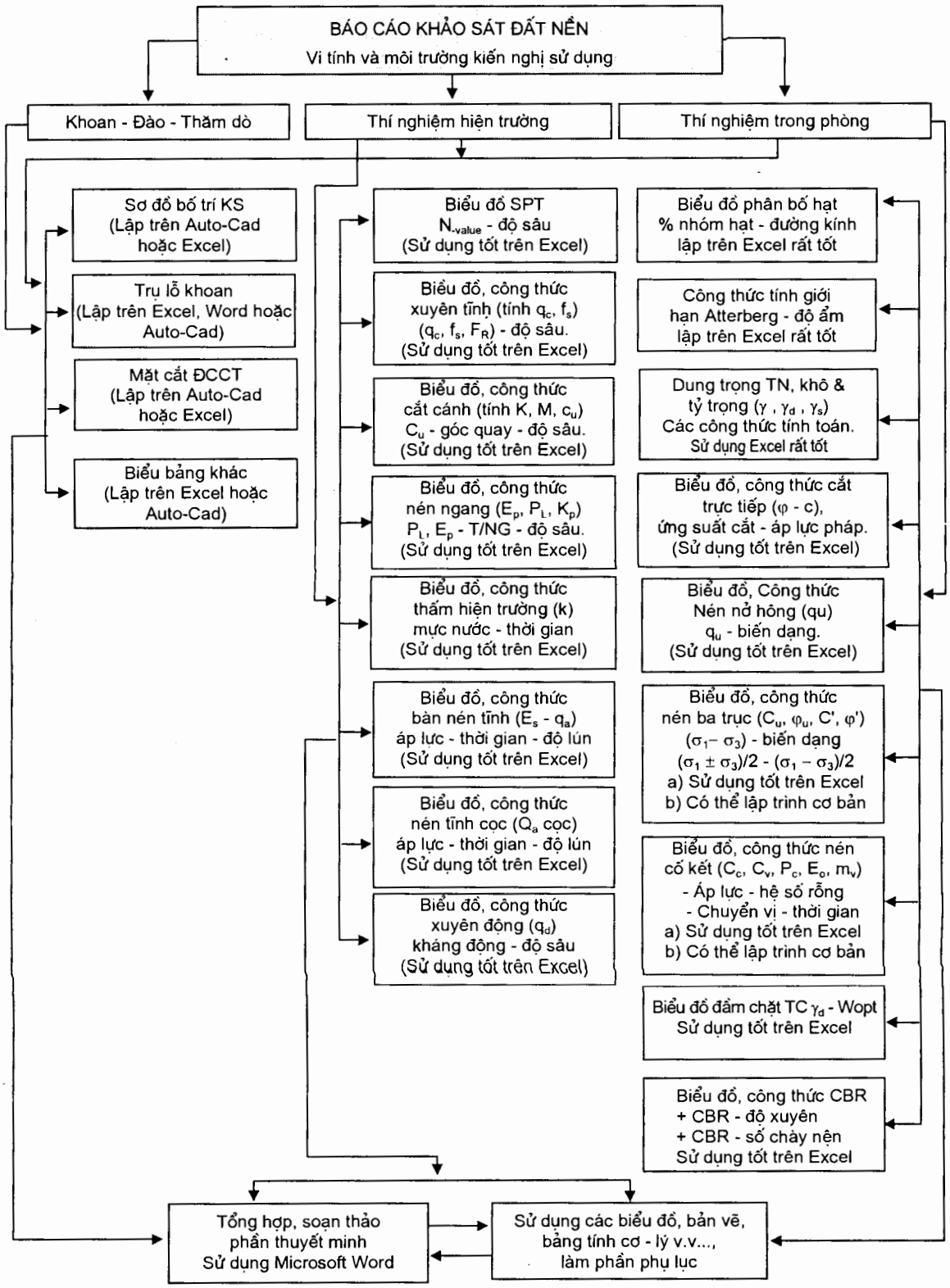
Hình XII.1: *Sơ đồ chu trình công tác khảo sát Địa kỹ thuật*

I.2. CÁC LOẠI CÔNG VIỆC LIÊN QUAN ĐẾN SỬ DỤNG TIN HỌC

Các loại hình công việc trong khảo sát đất nền cần sử dụng công nghệ thông tin và các phần mềm ứng dụng để xử lý kết quả nhanh chóng, chính xác và được kiến nghị theo sơ đồ sau:

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

www.vncold.vn



Hình XII.2: *Sơ đồ khái quát các hạng mục công việc cần sử dụng công nghệ thông tin và kiến nghị môi trường sử dụng.*

www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

I.3. NHỮNG ỨNG DỤNG CỦA CÔNG NGHỆ THÔNG TIN

Có thể nói công nghệ thông tin thực sự là một cuộc cách mạng, làm thay đổi toàn bộ công nghệ lập báo cáo kết quả khảo sát, từ phân tích, tổng hợp, tính toán, lập biểu đồ, vẽ minh hoạ đến soạn thảo. Theo đó, năng suất, chất lượng và hiệu quả của công tác lập kết quả báo cáo đã tăng nhanh một cách kỳ diệu.

Sơ đồ hình XII.2 cho ta thấy hầu hết các công đoạn trong công nghệ lập báo cáo kết qua khảo sát đất nền, từ lập sơ đồ bố trí, trụ địa tầng, mặt cắt địa kỹ thuật, các loại thí nghiệm hiện trường và trong phòng v.v... đều cần được trợ giúp của công nghệ thông tin. Khó có thể hình dung, ở thời điểm hiện nay, rằng có thể hoàn thành đúng thời hạn, hình thức đẹp, chất lượng bảo đảm theo yêu cầu đa dạng của khách hàng, mà không có sự tác động của tin học.

Ta có thể khái quát các khả năng ứng dụng tin học trong công tác khảo sát đất nền như sau:

I.3.1. Với sơ đồ bố trí công trình khảo sát

Sơ đồ bố trí khảo sát là dùng bản đồ địa hình hoặc bản đồ bố trí các hạng mục công trình xây dựng, có tỷ lệ nhất định, để bố trí các công trình khảo sát (khoan, xuyên, nén ngang, cắt cánh và các loại thí nghiệm khác) theo yêu cầu phương án. Với loại bản đồ này, một số phương thức ứng dụng tin học với các sơ đồ bố trí mạng lưới khảo sát như sau:

Sử dụng trực tiếp sơ đồ bố trí các công trình và hạng mục kết cấu của dự án, được các nhà thiết kế vẽ trên Auto-cad, để bố trí các điểm khoan, xuyên, cắt cánh và các công trình khảo sát khác. Cách làm này được thực hiện rất nhanh, hiệu quả, chính xác mà còn có thể xác định ngay được cao toạ độ các điểm thăm dò.

Sử dụng trực tiếp bản đồ địa hình, thông qua phần mềm lập sẵn trên môi trường Auto-cad, để bố trí các công trình khảo sát như khoan xuyên và các thí nghiệm khác.

Sử dụng các bản đồ bố trí công trình, hoặc bản đồ địa hình có sẵn rồi *Scan* tạo thành file bản đồ trên Microsoft Word để bố trí các công trình khảo sát thí nghiệm bằng các công cụ Drawing.

Sử dụng trực tiếp các môi tường tin học văn phòng như Microsof t Word & Excel để vẽ dạng sơ đồ bố trí các điểm khảo sát - thí nghiệm.

I.3.2. Với các mặt cắt Địa kỹ thuật

Mặt cắt Địa kỹ thuật cần thể hiện dọc theo mặt đứng của lát cắt qua các lớp đất đá, với các yêu cầu sau:

- Thường tuân theo tỷ lệ quy định về chiều đứng và chiều ngang. Một số mặt cắt có thể rất dài so với chiều sâu, nhất là công trình dạng tuyến.
- Có đường cốt cao mặt địa hình mà các điểm khảo sát cắt qua.
- Cần thể hiện tất cả các thông tin về độ sâu, cao độ các lớp đất, đá, nước.
- Cần thể hiện một số biểu đồ thí nghiệm hiện trường đặc trưng (SPT, CPT, VST).
- Cần có các ký hiệu đất đá cho từng loại.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

Sử dụng AUTO-CAD

Một số chuyên gia tin học kết hợp cùng chuyên gia khảo sát đã lập phần mềm mặt cắt địa kỹ thuật trên môi trường Auto-cad. Chỉ cần nhập các thông tin cần thiết của mặt cắt có thể cho mặt cắt địa kỹ thuật nhanh, đẹp, chính xác và đáp ứng các yêu cầu trên.

Tuy nhiên, sử dụng môi trường này có một số hạn chế là chỉ có thể hiện các mặt cắt với điều kiện đất nền theo phần mềm đã định dạng. Môi trường địa chất vô cùng phong phú, phức tạp, không đồng nhất, dị hướng ở các địa điểm khác nhau, nên khó đáp ứng cho các đlều kiện biến đổi đó.

Sử dụng EXCEL

Môi trường Excel cũng được một số chuyên gia Địa kỹ thuật sử dụng để thể hiện các mặt cắt Địa kỹ thuật, với các biểu định dạng sẵn. Với đặc điểm rất tiện ích của môi tường Excel nên có thể trình bầy mọi ý định thể hiện, cho dù mức độ biến đổi rất đa dạng của địa chất.

Về cơ bản, sử dụng môi trường này để lập mặt cắt địa kỹ thuật là ứng các yêu cầu nêu trên một cách nhanh, đẹp, chính xác. Tuy nhiên, một hạn chế khi sử dụng môi trường này mức độ chính xác về tỷ lệ đứng và ngang chỉ tương đối, nhưng không ảnh hưởng đến kết quả sử dụng cho thiết kế vì nó luôn thể hiện đầy đủ các con số cần sử dụng.

Một ví dụ mắt cắt địa kỹ thuật lập trên Excel được trình bầy trong hình XII.3.

I.3.3. Với các trụ hố khoan

Các t*rụ hố khoan* cần thể hiện tất cả các thông tin thu thập được trong quá trình khoan thăm dò, từ địa tầng đất đá với cách thức mô tả theo quy định đến các mẫu nguyên dạng, xáo động, nước dưới đất và các loại thí nghiệm trong hố khoan (SPT, VST, PMT).

Có nhiều dạng t*rụ hố khoan* được tham khảo áp dụng ở nước ta những năm qua với hình thức và nội dung trình bày khác nhau, trong quá trình hội nhập.

Một số tổ chức khảo sát đã sử dụng AUTO-CAD, với chương trình định dạng trước, để thể hiện các trụ địa tầng. Tuy nhiên, cách thức này cũng bộc lộ các nhược điểm như phần mặt cắt nêu trên mà không tận dụng được các ưu điểm của nó.

EXCEL là môi trường tin học văn phòng rất hiệu dụng và thoả mãn mọi yêu cầu để lập t*rụ địa tầng* (xem hình IV.16).

I.3.4. Với thí nghiệm hiện trường và thí nghiệm trong phòng

1. Đặc điểm của các loại thí nghiệm đất-đá

Thí nghiệm hiện trường và thí nghiệm trong phòng đều có các yêu cầu và đặc điểm chung, rất thuận tiện khi sử dụng vi tính, đó là:

- Thí nghiệm theo quy trình định sẵn được công bố ở các tiêu chuẩn.
- Thiết bị thí nghiệm thường được chuẩn hoá.
- Số liệu đo đạc chủ yếu bằng các kiểu cân, đo, đong, đếm, quan sát.
- Tính toán kết quả theo các công thức, bảng tra có sẵn.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Thể hiện kết quả thường dưới dạng biểu đồ, có công bố thông số kết quả, theo một cách nhất định.

2. Môi trường kiến nghị sử dụng

Môi trường EXCEL:

Với các đặc điểm và công dụng của môi trường EXCEL là hoàn toàn đáp ứng mọi yêu cầu về tính toán, lập biểu đồ, soạn thảo và thể hiện kết quả của các loại thí nghiệm.

Với đặc điểm thuận lợi nêu trên, mỗi thí nghiệm có thể lập một dạng *phần mềm hay chương ứng dụng định sẵn* để có thể tự động hoá hoàn toàn quá trình thể hiện kết quả. Có thể khái quát cách thức lập các phần mềm ứng dụng như sau:

- Chọn một Sheet trong EXCEL để làm bảng cơ sở dữ liệu (CSDL).

- Chọn một vùng các ô trong sheet CSDL để làm hộp nhập dữ liệu của các quan trắc thí nghiệm (Ví dụ: thí nghiệm nén ba trục là quan trắc chỉ số đồng hồ ở vòng ứng biến dùng cho lực cắt với đồng hồ biến dạng đứng, ở từng cấp áp lực ε_3).

- Chọn một vùng các ô khác để làm bảng xử lý - tính toán các tiến trình trung gian của kết quả thí nghiệm. Trong bảng này có tính đến các điều kiện thí nghiệm, các hệ số hiệu chỉnh máy móc, nhiệt độ v.v....

- Sử dụng các thuật toán trong EXCEL thể hiện dưới các hàm trong Functions để tính toán xử lý. Các hàm số thường sử dụng: Math & Trig, Statistical, Lookup và Logical.

- Sử dụng Chart để thể hiện các loại biểu đồ và hình vẽ.

- Sử dụng Drawing để vẽ mô phỏng các hình cần thiết của thí nghiệm.

Chọn các Sheets để thể hiện kết quả. Từ kết quả trong Sheet (CSDL) ta dẫn ra các Sheets thể hiện kết quả khác nhau.

Mỗi loại thí nghiệm có thể có một hoặc nhiều biểu thể hiện kết quả tuỳ theo mức độ chi tiết cần thể hiện mà thí nghiệm yêu cầu. Biểu kết quả cuối cùng cũng có thể có nhiều cách thức thể hiện tuỳ theo tiêu chuẩn quy định và truyền thống của phòng thí nghiệm.

Lập các bảng tự động tính toán (dạng chương trình) trên EXCEL có nhiều thuận lợi. Đây là phần mềm của vi tính văn phòng nên nhiều kỹ sư có thể tìm hiểu, ứng dụng được.

Các biểu thí nghiệm lấy làm ví dụ nêu trong Chương IV đều là biểu kết quả cuối cùng của các chương trình ứng dụng trên EXCEL..

Lập trình theo ngôn ngữ cơ bản:

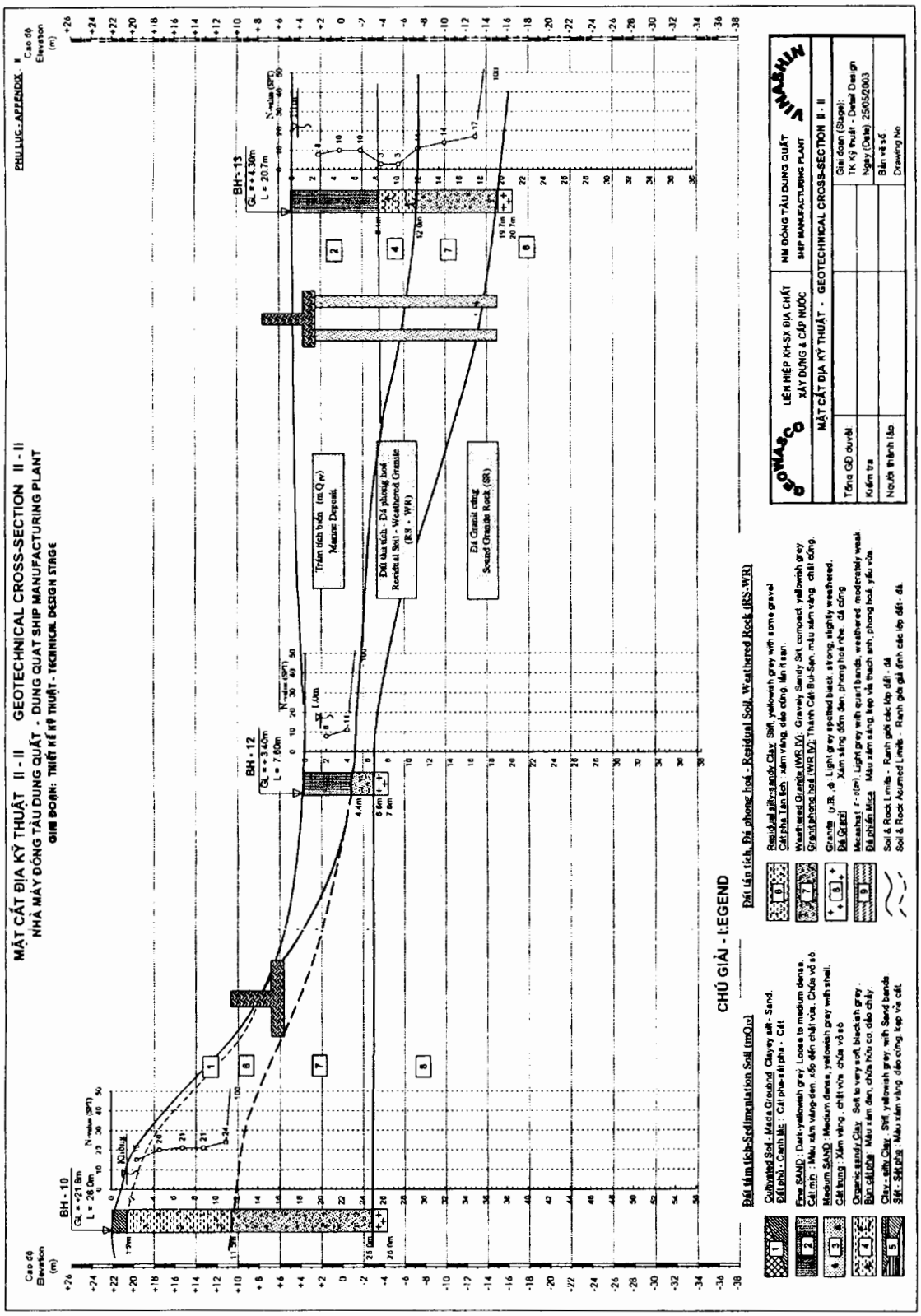
Với các yêu cầu nêu trên ta hoàn toàn có thể lập thành *phần mềm chuẩn* với nguyên lý lập trình theo ngôn ngữ cơ bản (Fortrand, Basic, Pascal v.v...). Tuy nhiên, hai điều kiện cần thiết cho hoạt động này:

- Phải có kỹ năng lập trình tốt.

- Phải am hiểu thấu đáo, mọi điều kiện của quy trình kỹ thuật thí nghiệm, theo các tiêu chuẩn khác nhau. Đây là vấn đề khó khăn, trong điều kiện hiện nay, vì hệ thống tiêu chuẩn, quy phạm Việt Nam thường chưa đầy đủ. Tài liệu nước ngoài vừa thiếu vừa gặp khó khăn về ngoại ngữ. Hơn nữa việc kết hợp của hai kỹ năng vừa am hiểu thấu đáo mọi quy trình kỹ thuật, vừa là chuyên gia phần mềm quả là khó khăn.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn



Hình XII.3: *Ví dụ một mặt cắt Địa kỹ thuật lập trên Excel*

www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

II. ỨNG DỤNG CÔNG NGHỆ THÔNG TIN TRONG PHÂN TÍCH ĐỊA KỸ THUẬT

II.1. MỘT SỐ ĐẶC ĐIỂM TRONG PHÂN TÍCH ĐỊA KỸ THUẬT

Các chủ đề trong p*hân tích Địa kỹ thuật* được mô tả chi tiết trong các Chương V, IV, VII, VIII, IX. Mục đích của công tác này là lựa chọn giải pháp, kích thước nền móng hoặc đề ra các biện pháp gia cố xử lý, bảo đảm công trình an toàn và kinh tế nhất.

Công tác phân tích địa kỹ thuật có các đặc điểm sau:

- Cùng một phương pháp hoặc công thức tính toán nhưng một số *hệ số* sử dụng có thể khác nhau theo từng quy phạm Quốc gia, hoặc theo từng hãng lớn, thậm chí theo tác giả nghiên cứu khác nhau.

- Cùng chủ đề tính toán (ví dụ sức chịu tải) có thể sử dụng các *thông số đất nền khác nhau* [φ-c, N_{-value} (SPT), q_c (CPT) hoặc E_p-P_L (PMT)].

- Cùng một loại thông số đất nền (như N_{-value} hoặc q_c) có thể có các phương pháp tính toán khác nhau, áp dụng các hệ số khác nhau theo Quốc gia, Hãng hoặc Tác giả.

- Các phương pháp tính toán khác nhau hoặc sử dụng thông số thí nghiệm khác nhau luôn cho cho kết quả khác nhau, đôi khi cách biệt khá lớn.

- Quy phạm thiết kế thường không bắt buộc phải tuân theo phương pháp ấn định mà chỉ kiến nghị nên sử dụng, nếu không có yêu cầu nào khác của *Chủ hàng*.

- Do đặc trưng bất đồng nhất và dị hướng của môi trường mà các công thức tính to*án* thường có tham gia của yếu tố kinh nghiệm hoặc bán kinh nghiệm. Các yếu tố này thường khác nhau theo các nhà nghiên cứu, các Hãng và các Quốc gia.

- Do đó, trình độ, kinh nghiệm và kỹ năng phân tích của các chuyên gia Địa kỹ thuật đóng vai trò quyết định trong việc lựa chọn thông số đất nền và phương pháp tính toán thích hợp, theo đó, cùng sự trợ giúp tin học mới có thể cung cấp kết quả hợp lý an toàn và kinh tế nhất.

II.2. NHẬN XÉT VỀ ỨNG DỤNG CÔNG NGHỆ THÔNG TIN TRONG PHÂN TÍCH ĐỊA KỸ THUẬT

Giai đoạn trước 1990:

Trước những năm 1990, khi máy tính cá nhân (PC) chưa phát triển, việc thực hiện công tác phân tích các giải pháp nền móng là rất khó khăn và khó triệt để. Vì khối lượng tính toán lớn và phức tạp nên trước đây công tác phân tích nền móng có các khuynh hướng sau:

- Với những chủ đề phân tích đơn giản thì sử dụng các công thức để tính toán cho một vài kích thước và chiều sâu của móng hoặc gia cố để lựa chọn.

- Với những chủ đề phân tích phức tạp hơn thường dựa vào các toán đồ thiết kế , hoặc các bảng tra sẵn (công bố trong các tài liệu kỹ thuật chuyên ngành hoặc quy phạm thiết kế được các nhà nghiên cứu lập thành).

- Với các công trình quan trọng, phải giải quyết những vấn đề phức tạp về kiến trúc-kết cấu và đất nền, thì có thể tiến hành lập chương trình theo phương thức cổ điển, dùng card đục lỗ, để phân tích.

- Do tính toán phức tạp nên các nhà thiết kế thường sử dụng yếu tố *kinh nghiệm* trong thiết kế nền móng.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Ở Việt Nam đến nay nhiều nhà phân tích nền-móng vẫn yêu cầu thông số R_o (Quy phạm Liên-xô cũ) trong báo cáo khảo sát để tính toán cho các loại móng. Việc phân tích trạng thái làm ngắn hạn và dài hạn ít khi được đề cập trong phân tích.

Giai đoạn sau 1990.

Sau những năm 1990, công nghệ thông tin gần như đã phổ cập thì công tác phân tích địa kỹ thuật chuyển sang bước ngoặt mới. Khái quát bức tranh phân tích nền móng phục vụ thiết kế như sau:

Ở nước ngoài:

Thông qua công tác k*hảo sát đất nền* và p*hân tích nền móng* của các dự án đầu tư nước ngoài hoặc do tư vấn nước ngoài thiết kế, diễn ra hơn mười năm qua có thể rút ra một số nhận xét sau:

- Các tổ chức-cơ quan, có liên quan đến Địa kỹ thuật, thường đầu tư để lập một hệ thống các *phần mềm phân tích chuyên dụng*, có sự kết hợp của các *chuyên gia Địa kỹ thuật* và *chuyên gia lập trình.* Tuy nhiên, do yếu tố cạnh tranh nghề nghiệp nên các *phần mềm phân tích nền móng* thường rất hạn chế phổ biến.

- Phương pháp phân tích Địa kỹ thuật it nhiều khác nhau theo truyền thống và trường phái, điển hình là hai trường phái Anglo-Saxon vàTrung Âu.

- Chỉ có một số phương pháp theo cơ đất kinh điển (như phân tích ổn định mái dốc theo Bishop-Fellenius hoặc phân tích ổn đinh tường chắn) là có thể lập các *phần mềm chuẩn hoá* và có thể được sử dụng rộng rãi.

- Tính toán nền móng là rất đa dạng và phong phú, nên thường các chuyên gia Địa kỹ thuật đã tự lập cho mình các phần mềm dạng *bảng tính tự động phân tích*, lập trên môi trường Excel, để giải quyết mọi vấn đề xảy ra thường nhật.

Ở trong nước:

Tình trạng cũng xảy ra tương tự như ở nước ngoài, song có một số đặc thù riêng như sau:

- Một số *phần mềm du nhập từ nước ngoài* , khó phát huy tác dụng vì người sử dụng không hiểu hết những yếu tố ẩn tàng về phương pháp tính toán trong quá trình lập trình.

- Còn việc lập trình cho các phần mềm ở Việt Nam thường gặp khó đồng nhất về phương pháp tính toán, nên không những khó thuyết phục tư vấn nước ngoài khi tính toán kết quả mà ngay ứng dụng trong nước cũng khó phổ biến rộng rãi.

- Một số nhà chuyên môn có trách nhiệm phân tích Địa kỹ thuật thường lập các phần mềm ứng dụng riêng theo nhiều phương pháp khác nhau để thích ứng yêu cầu đa dạng của khách hàng. Phần lớn các phần mềm ứng dụng này được lập trên bảng tính Excel.

II.3. TRAO ĐỔI VỀ Ý TƯỞNG ĐỊA KỸ THUẬT CHO PHÂN TÍCH

Xuất phát từ một số kinh nghiệm thực tiễn hoạt động trong lĩnh vực Địa kỹ thuật tác giả muốn trao đổi một số ý tưởng địa kỹ thuật để định hướng cho công tác lập trình trong phân tích địa kỹ thuật.

Những trao đổi đề cập đến các nội dung sau:

- Xác lập các chủ đề trong phân tích địa kỹ thuật. Mỗi chủ đề này bao hàm toàn bộ nội dung của một *chương trình* làm cơ sở xây dựng ý tưởng địa kỹ thuật.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

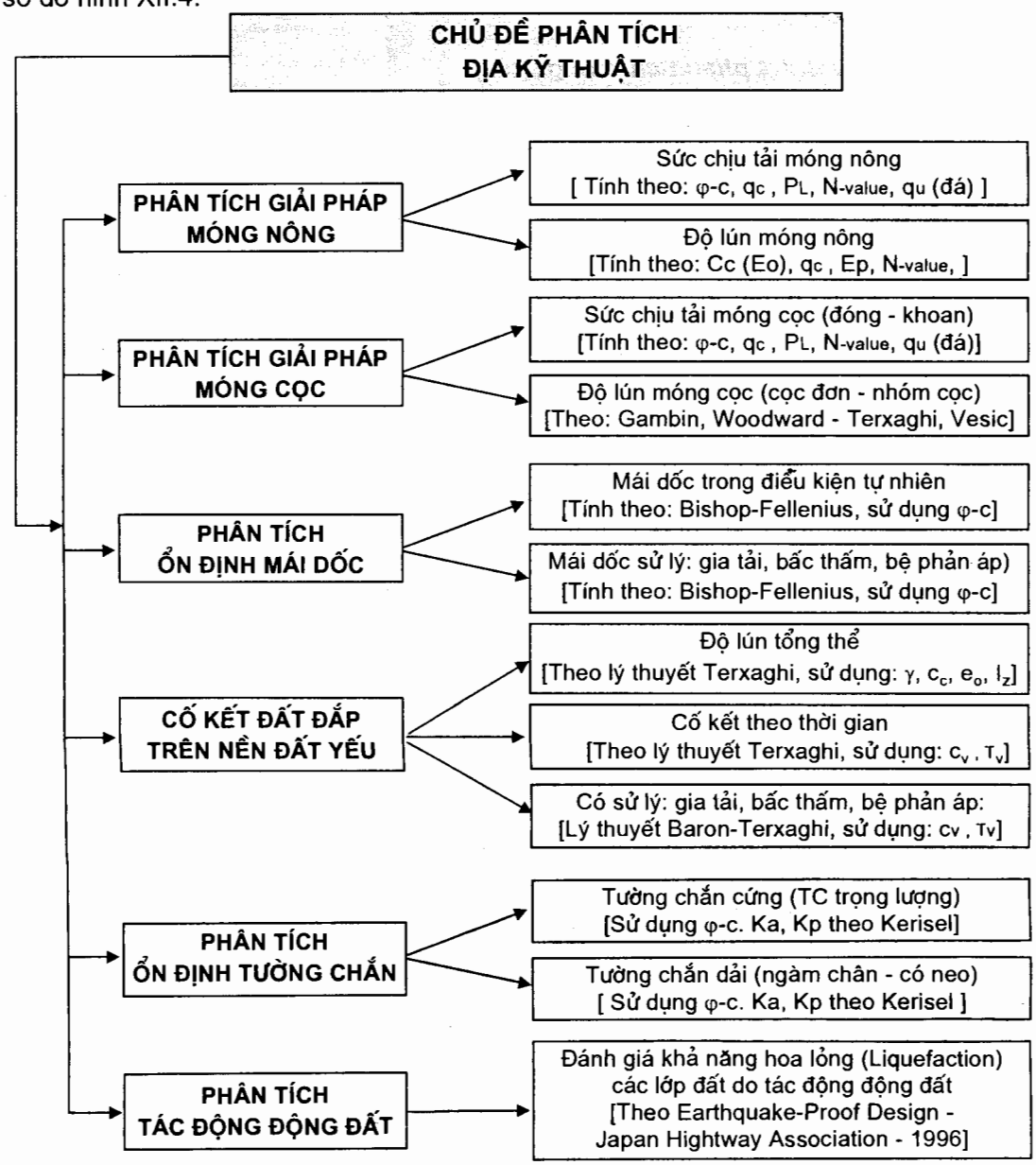
- Thành lập các ý tưởng phân tích địa kỹ thuật ; sao cho tính đến các yếu tố, các điều kiện, các yêu cầu về chuyên môn; để cuối cùng tạo ra một mô hình tổng quát và nó là cơ sở cho công tác lập trình sau này.

- Từ các ý tưởng phân tích địa kỹ thuật , làm cơ sở cho việc thành lập các phần mềm phân tích. Môi trường lựa chọn tuỳ theo trình độ về công nghệ thông tin.

- Giới thiệu một số *chương trình ứng dụng*, được lập trên EXCEL, dựa theo các ý tưởng địa kỹ thuật đã xây dựng.

II.3.1. Xác lập một số chủ đề cho p*hân tích Địa kỹ thuật Excel*

Có thể khái quát các chủ đề cần phân tích theo các hạng mục tính toán thể hiện trên sơ đồ hình XII.4.



Hình XII.4: *Một số chủ đề chính trong phân tích Địa kỹ thuật*

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

II.3.2. Thành lập ý tưởng địa kỹ thuật phục vụ lập trình

Một ý tưởng địa kỹ thuật , phục vụ lập trình tin học, cho phân tích giải pháp nền móng cần thoả mãn các yêu cầu sau:

- Đề cập tối đa đến các yếu tố và điều kiện của *nền và móng* phục vụ phân tích.

- Sử dụng phương pháp tính toán thông dụng, trong quy phạm có tiếng (DTU, AASHTO, BSI, JIS v.v..), tài liệu Địa kỹ thuật kinh điển, được công nhận rộng rãi.

- Lập thành sơ đồ logic đơn giản, dễ hiểu cho công tác lập trình và khai thác.

- Kết quả thể hiện đầy đủ, rõ ràng nhưng phải đơn giản và trực tiếp những thông tin cần thiết phục vụ thiết kế.

1. Ý tưởng địa kỹ thuật phân tích móng nông

Các ý tưởng Địa kỹ thuật, để lập một chương trình phân tích móng nông, có thể khái quát trong một sơ đồ logic, như thể hiện trong hình XII.5. Ý tưởng để lập chương trình này gần như đề cập đến hầu hết các vấn đề được phân tích cho móng nông, ở Chương VI.

2. Ý tưởng địa kỹ thuật phân tích móng cọc

Các ý tưởng Địa kỹ thuật, để lập một chương trình phân tích móng cọc, có thể khái quát trong một sơ đồ logic, như thể hiện trong hình XII.6. Ý tưởng để lập chương trình này gần như đề cập đến hầu hết các vấn đề được phân tích cho móng cọc, ở Chương VI.

3. Ý tưởng địa kỹ thuật phân tích ổn định mái dốc

Ý tưởng địa kỹ thuật làm cơ sở cho phân tích *Ổn định mái dốc*, thể hiện trong hình IX.1 (Chương IX). Với mái dốc của đất đắp trên nền đất yếu còn tính đến cả các yếu tố xử lý-gia cố:

- Vấn đề *gia tải trước* để tăng nhanh vận tốc cố kết.
- Vấn đề gia tăng vận tốc cố kết bằng *bấc thấm* - hiệu ứng cải thiện sức kháng cắt.
- Vấn đề *đắp đất theo giai đoạn* để bảo đảm an toàn chống trượt.
- Vấn đề xử lý bằng *bệ phản áp* để tăng độ an toàn chống trượt.

Sơ đồ logic thể hiện các ý tưởng trên thể hiện trong hình XII.7

4. Ý tưởng địa kỹ thuật phân tích lún cố kết đất đắp trên nền đất yếu

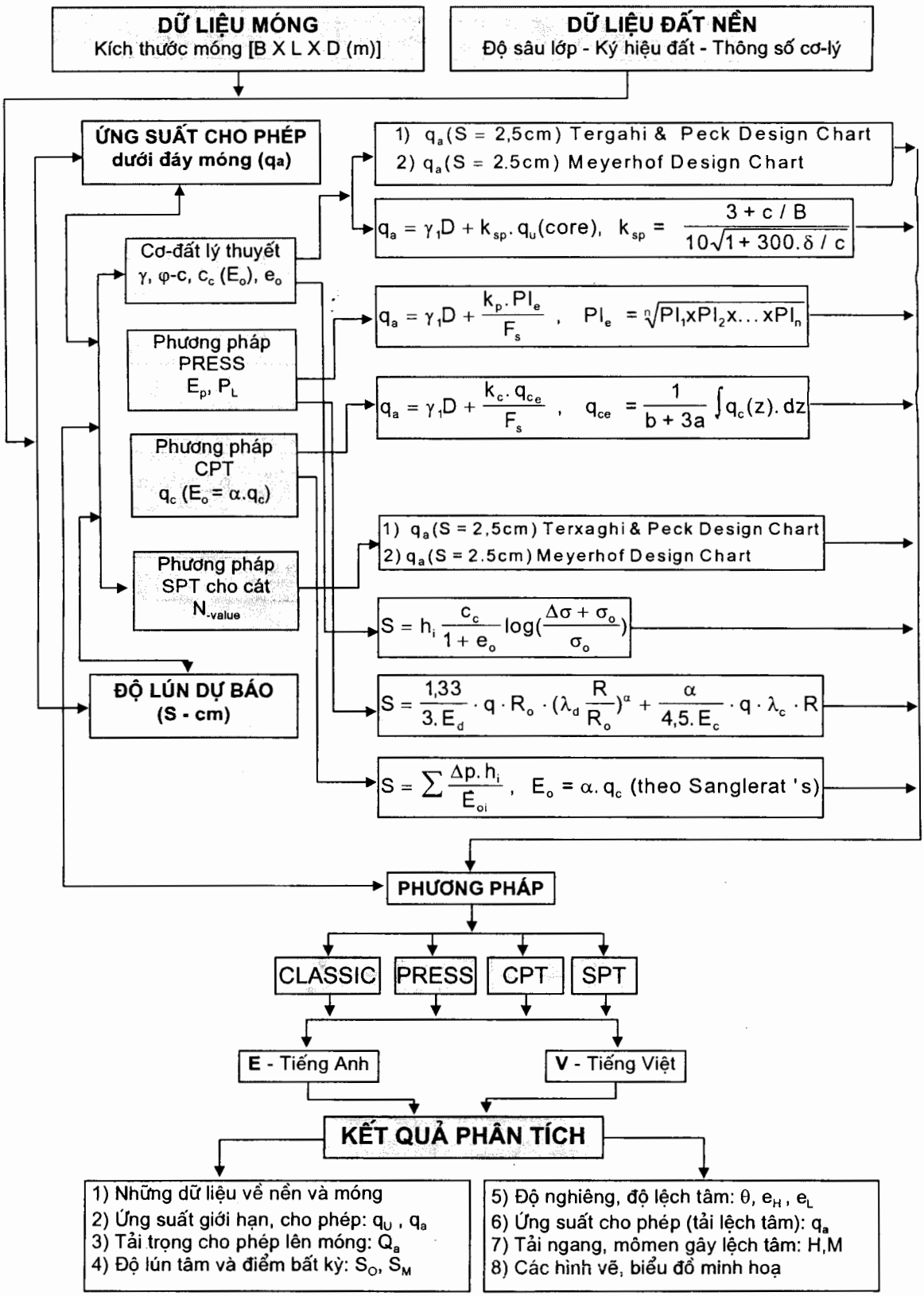
Phân tích *độ lún cố kết của đất đắp trên Nền đất yếu*, đề cập cho toàn bộ quá trình tính toán xác định đến các giải pháp xử lý - gia cố phục vụ cho thiết kế và thi công đường giao thông. Ý tưởng phân tích phản ảnh gần như toàn bộ Mục III, Chương IX, và tổng quát ở sơ đồ logic hình XII.8.

5. Ý tưởng địa kỹ thuật phân tích tường chắn

Phân tích *tường chắn* bao gồm hai loại: Tường chắn cứng (trọng lượng) và dải tường chắn hố đào. Ý tưởng phân tích tường chắn ảnh hưởng gần như toàn bộ Chương VII, và tổng quát ở sơ đồ logic hình XII.9.

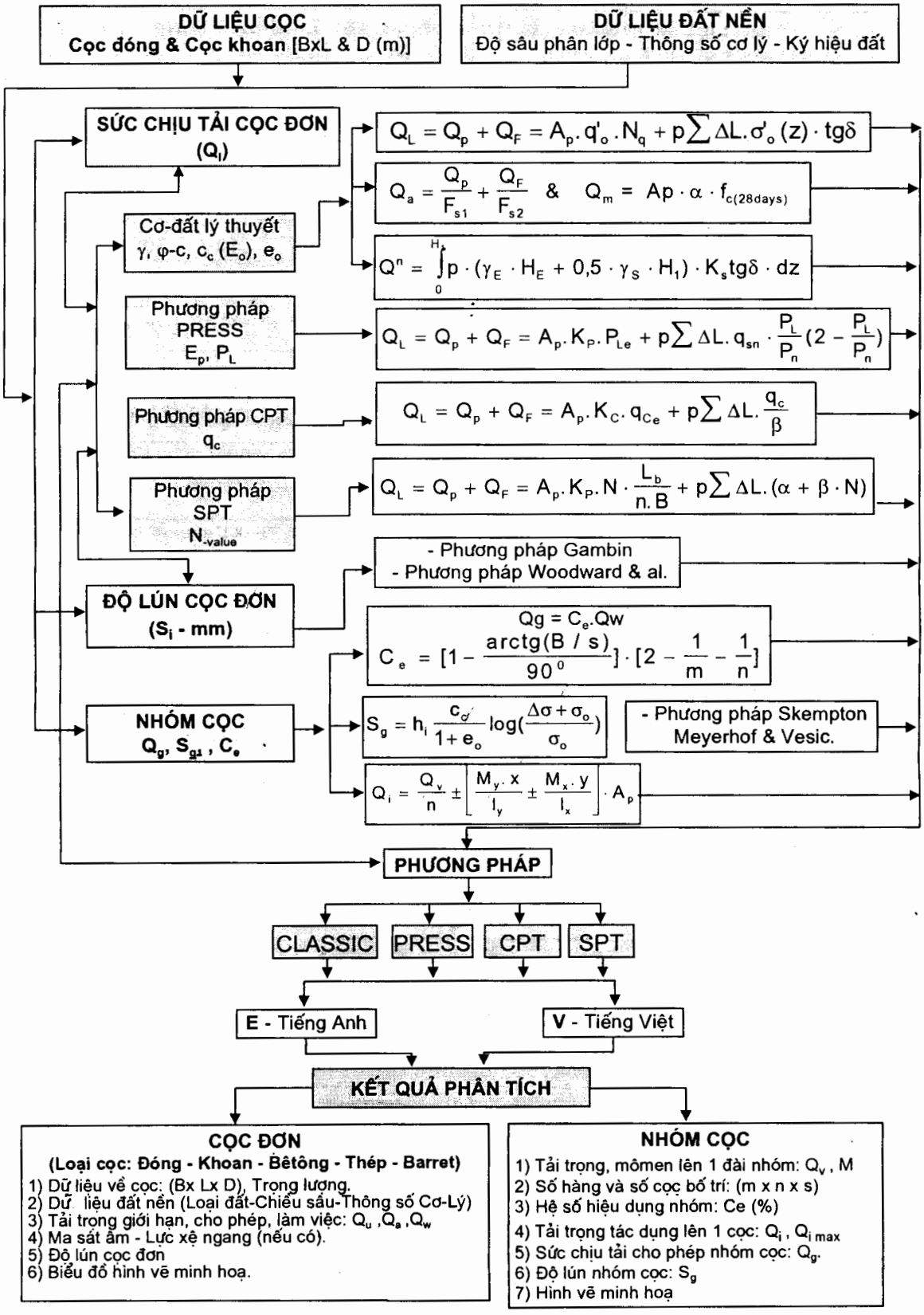
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn



Hình XII.5: *Sơ đồ logic cho phân tích móng nông*

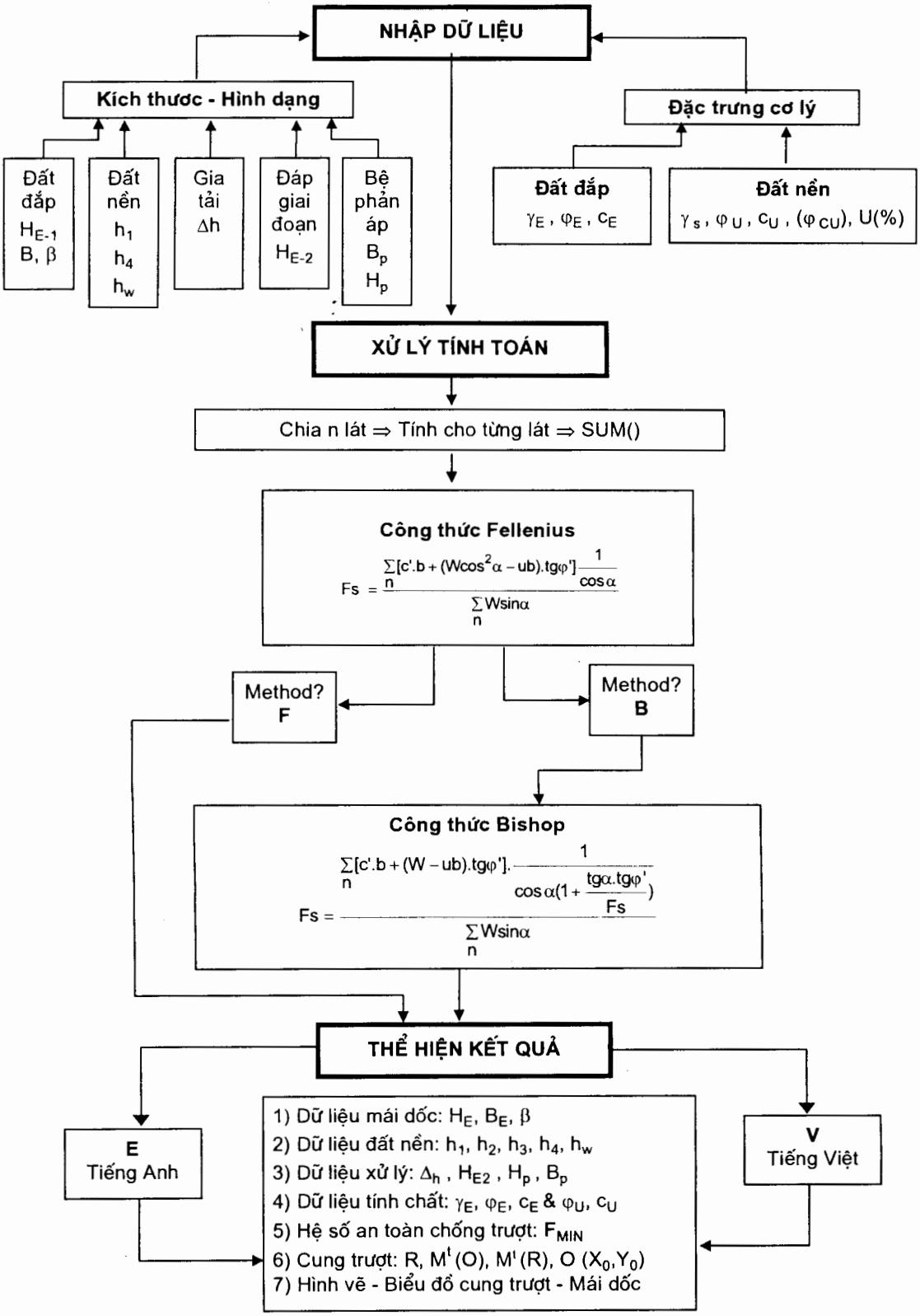
www.vncold.vn



***Hình XII.6**: Sơ đồ logic cho phân tích móng cọc*

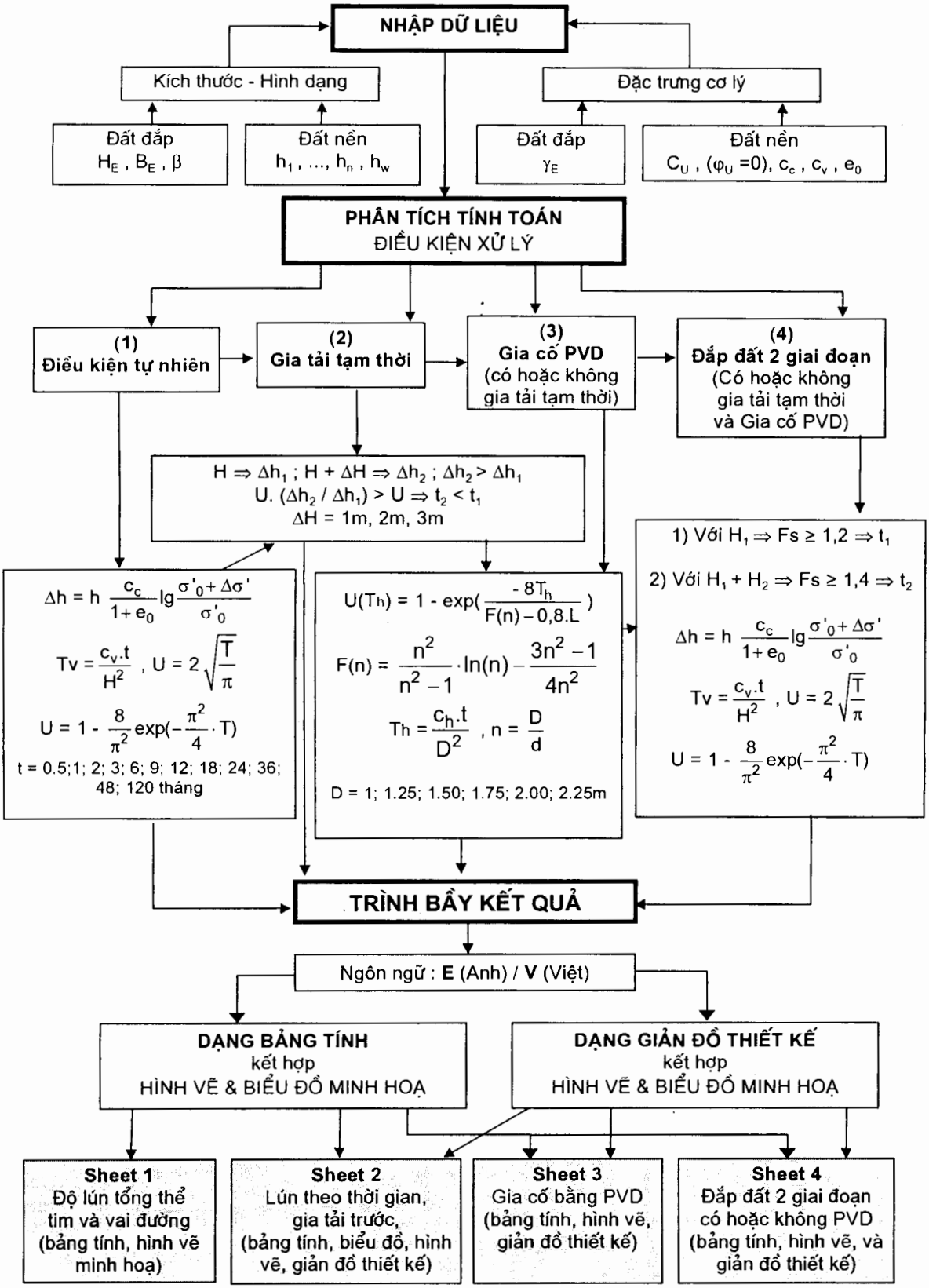
www.vncold.vn

www.vncold.vn



Hình XII.7: *Sơ đồ logic để lập chương trình phân tích ổn định mái dốc*

www.vncold.vn



Hình XII.8: *Sơ đồ logic phân tích lún cố kết của đất đắp trên nền đất yếu.*

www.vncold.vn

www.vncold.vn

NHẬP DỮ LIỆU

Đặc trưng tường

Tường Cứng / Mềm ?

Tường cứng
- Loại: Xây đá / Bê tông CT
- Bề rộng: tường, móng
- Bề cao: đất, móng.
- Các góc dốc, gia tải.

Tường mềm
- Loại: Thép / Bê tông CT
- Chiều cao: tường, đào
- Neo.
- Các góc dốc, gia tải.

Đặc trưng đất

- Chiều sâu các lớp, và nước ngầm
- Thông số cơ lý: γ, φ, c c_c, e_o, N (nếu có)

XỬ LÝ TÍNH TOÁN

Tính toán hệ số K_a, K_p

$$K_a = \left[\frac{\cos ec(\beta)\sin(\beta+\varphi')}{\sqrt{\sin(\beta+\delta)}+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\varphi')\sin(\varphi'-i)}{\sin(\beta-i)}}}\right]^2$$

$$K_p = \left[\frac{\cos ec(\beta)\sin(\beta+\varphi')}{\sqrt{\sin(\beta-\delta)}-\sqrt{\frac{\sin(\delta+\varphi')\sin(\varphi'+i)}{\sin(\beta-i)}}}\right]^2$$

Tính toán áp lực và lực đất

$\sigma_a = K_a.\sigma'_z - 2c\sqrt{K_a}$

$\sigma_p = K_p.\sigma'_z + 2c\sqrt{K_p}$

$\sigma_w = \gamma_w.h_w$

$Q_a = 1/2H.\sigma_a$

$Q_p = 1/2H.\sigma_p$

$Q_w = 1/2\ \gamma_w h_w^2$

Tường chắn mềm

1 - Độ sâu ngàm d:

$$1/3\ Q_p.d = 1/3\ (h+d)\ \&\ d = y + \sqrt{\frac{6.R_D}{\gamma(K_p - K_a)}}$$

2 - Mômen cực đại M_{max}

3 - Lực lên dây neo Rt (qua cân bằng mômen)

Tường chắn cứng

1 - Ổn định chống lật:

$$F_s = \frac{\sum M^t/o\ (W_1, W_2)}{\sum M^t/o\ (Q_{ah}, Q_W)}$$

2 - Ổn định chống trượt:

$$F_s = \frac{Q_{ph} + T}{Q_{ah} + Q_w}$$

3 - Ổn định nền móng (chương V).

4 - Ổn định mái dốc (chương VII).

THỂ HIỆN KẾT QUẢ
E/V ?

Tường chắn Cứng

1) Dạng bảng: các hệ số, áp lực, lực.
- An toàn chống lật: Fs > 1,5
- An toàn chống trượt: Fs > 2,0
- An toàn nền móng: R < σ_v, S < S_{gh}
- An toàn mái dốc : Fs > 1,5

2) Dạng biểu đồ, hình về tường, đất, lực

Tường chắn Mềm

1) Dạng bảng: các hệ số, áp lực, lực.
- Độ sâu ngàm chân tường d
- Lực Neo R_t ,
- Mômen cực đại Mmax

2) Dạng biểu đồ, Hình vẽ các đường:
Áp lực, lực, mômen, tường và lớp đất.

Hình XII.9: *Sơ đồ logic tổng quát để lập chương trình phân tích tường chắn*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

II.4. MỘT SỐ CHƯƠNG TRÌNH ỨNG DỤNG LẬP TRÊN EXCEL

Những ý tưởng trên có thể tham khảo làm cơ sở để lập một phần mềm phân tích Địa kỹ thuật theo ngôn ngữ cơ bản. Tuy nhiên, tác giả cũng như đồng nghiệp không được đào tạo về công nghệ thông tin, thì môi trường Excel là phương tiện duy nhất để thể hiện ý tưởng. Một số kết quả thể hiện ý tưởng nêu trên được trình bày sau để tham khảo.

1. Chương trình SHALLOW

Chương trình Shallow là chương trình phân tích móng nông, triển khai toàn bộ ý tưởng trình bầy trong Mục III.3.2 (1), lập trên môi trường Excel. Về nguyên tắc thành lập được khái quát trong Mục II.3.4 (2).

Kết quả phân tích móng nông được thể hiện ở 3 Sheets đặc trưng cho 3 trường hợp phân tích riêng biệt, như sau:

a) Sheet 1 là Hình XII.10, thể hiện kết quả chương trình đặc trưng cho phân tích móng nông tác dụng tải thẳng đứng, chính tâm, sử dụng các phương pháp tính toán theo loại hình thí nghiệm như: Cơ-đất lý thuyết, theo CPT, theo SPT và cho móng nằm trên đá (ROCK).

Ta chỉ cần nhập dữ liệu về nền-móng và phương pháp vào các bảng theo chỉ dẫn trên hình là các kết quả được thể hiện ngay lập tức. Ta có đủ các thông số cần thiết cho phân tích thiết kế như các loại áp lực và tải trọng cho phép lên một móng, độ lún tương ứng với tải trọng đó gây ra ở tâm móng.

Đặc biệt bảng này còn tính toán độ lún ở điểm (M) bất kỳ nào nằm trong và ngoài phạm vi móng. Bên cạnh đó biểu đồ và hình vẽ được tự động thể hiện để minh hoạ. Để lựa chọn kích thước móng cần thiết cho thiết kế chỉ cần gõ kích thước lựa chọn của B, L và D vào vị trí tương ứng là có kết quả ngay.

b) Sheet 2 là hình XII.11, thể hiện kết quả chương trình đặc trưng cho phân tích móng nông có tải trọng ngang và mômen, móng chịu tải trọng lệch tâm hoặc móng đặt trên sườn dốc.

Chỉ cần nhập các số liệu về móng, tải và đặc trưng đất nền vào các ô như chỉ dẫn là có ngay kết quả về sức chịu tải và độ lún. Khi móng có chịu tác dụng tải ngang hoặc mômen thì chương trình tự động tính toán góc nghiêng tải (θ), độ lệch tâm (e_B, e_L) và ứng suất phân bố ở hai mép móng (q_1, q_2).

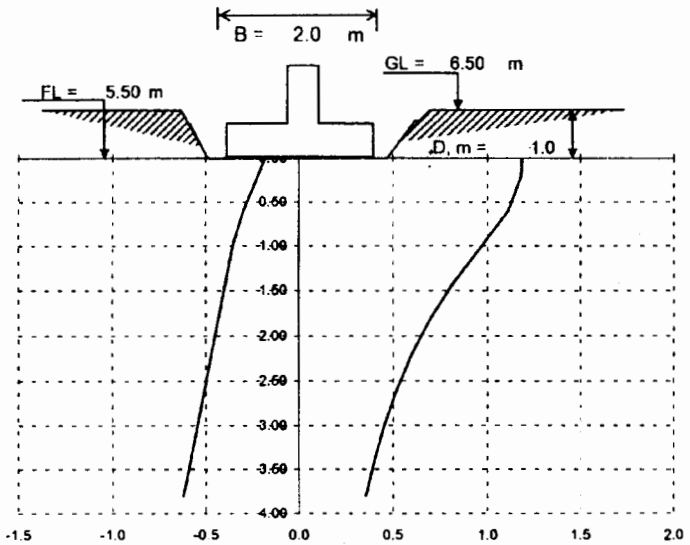
c) Sheet 3 là hình XII.12, thể hiện kết quả chương trình đặc trưng cho phân móng nông theo phương pháp nén ngang. Nhập các dữ liệu về móng và đặc trưng nén ngang của đất đá (E_p, P_L) là ta có ngay kết quả như thể hiện trong hình.

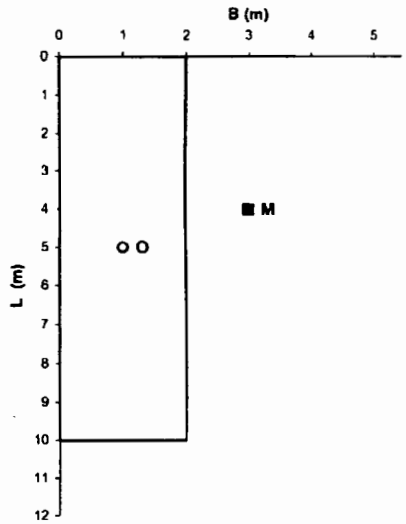
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

PHÂN TÍCH MÓNG NÔNG
PHƯƠNG PHÁP CƠ ĐẤT LÝ THUYẾT

Công trình: HOANG MAI CEMENT PLANT — Khu vực tính:
Địa điểm: NGHE-AN PROVINCE — Cốt mặt đất , m: 6.50





Chiều rộng móng	B, m	2.0	Chiều sâu đặt móng	D, m	1.0
Chiều dài móng	L, m	10.0	Chiều sâu nước ngầm	GWL, m	2.0

1 - ÁP LỰC GIỚI HẠN DƯỚI ĐÁY MÓNG

qu = **4.1** kg/cm^2

2 - ÁP LỰC CHO PHÉP DƯỚI ĐÁY MÓNG - qa

Trạng thái an toàn - qa(SLS) = **1.37** kg/cm^2
Trạng thái tới hạn - qa(ULS) = **2.05** kg/cm^2

3 - TẢI TRỌNG CHO PHÉP LÊN MỘT MÓNG - Qa

Trạng thái an toàn - Qa(SLS) = **273** tấn/móng
Trạng thái tới hạn - Qa(ULS) = **410** tấn/móng

4 - HỆ SỐ AN TOÀN Fs

Fs (SLS) = **3.0** khi P = **1.37** kg/cm^2
Fs (ULS) = **2.0** khi P = **2.05** kg/cm^2

5 - ĐỘ LÚN TẠI TÂM MÓNG 'O'

Với qa (SLS) Sc = **33** mm
Với qa (ULS) Sc = **50** mm

6 - ĐỘ LÚN TẠI ĐIỂM 'M'

Tọa độ: X_M, m = 3.00; Y_M, m = 4.00

Với qa (SLS) S_M = **9** mm
Với qa (ULS) S_M = **13** mm

7 - CỐ KẾT THEO THỜI GIAN

Thời gian cố kết t = **36** tháng
Với qa (SLS) cho St = **33** mm U = 0.98
Với qa (ULS) cho St = **46** mm U = 0.87

NHẬP THÔNG SỐ VỀ ĐẤT NỀN										NHẬP THÔNG SỐ VỀ MÓNG			
Ký hiệu đất	Độ sâu hi,m	Tính chất Cơ - lý											
		N k/cm2	γ t/m3	φ (o)	C k/cm2	Cc k/cm2	eo	Cv cm2/s	σc k/cm2	Phương pháp	classic	Góc sườn dốc	0
CH	5.3	20	1.95	5.00	0.55	0.09	0.780	0.0030	1.5	Rộng - B,m	2.0	Lệch tâm eL,m	0
CI	11.5	4	1.90	8.00	0.35	0.13	0.910	0.0020	1.2	Dài - L,m	10.0	Lệch tâm eL,m	0
RS	14.5	22	1.95	18.00	0.25	0.02	0.620	0.0020	3.0	Sâu - D,m	1.0	Nước ngầm,m	2.0
										X(M), m	3.0	Y (M), m	4.0
								0.20	0.005	Áp lực P,ksc		TG cố kết (tg)	36

Hình XII.10: *Phân tích móng nông theo Cơ-đất lý thuyết*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

PHÂN TÍCH MÓNG NÔNG

Dự án: Thăng Long Van Tri Urban Infrastructure Development Project

Hạng mục: AERATION TANK ON STIFF CLAY

Tính tại: EWTP- 4
No. 11

(1) Điều kiện tính toán

Thông số đất nền

C (t/m²)	φ (deg.)	γ 1(t/m³)	γ 2(t/m³)	γ 1.D
1.3	0.00	1.70	1.40	6.15

Thông số về móng

B (m)	L (m)	Df (m)
10.00	20.00	4.50

Thông số Tải trọng

V (t)	HB (t)	MB (t/m)	HL (t)	ML (t/m)
1000	100.0	150.0	0.0	0.0

Kích thước và Ap lực thực tế

eB (m)	B' (m)	eL (m)	L' (m)	qmin	q max
0.15	9.70	0.00	20.00	4.6	5.5

(2) Sức chịu tải do AASHTO kiến nghị (theo Caquot & Kerisel):

Yếu tố mang tải

Nc	Nγ	Nq	θ (deg.)	n
5.14	0.00	1.00	5.71	1.33

Yếu tố độ nghiêng

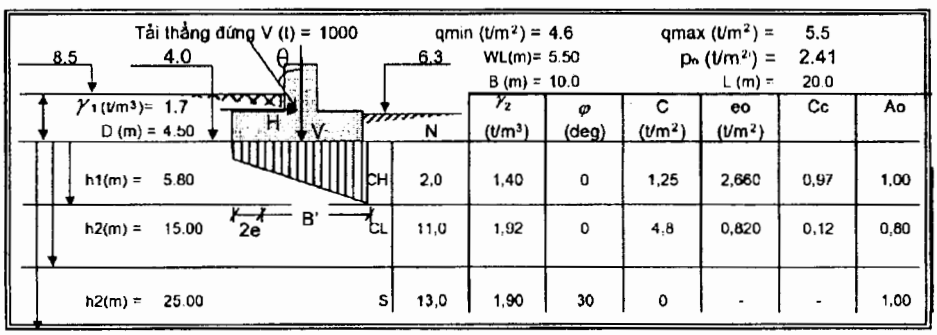
ic	iγ	iq
0.893	1.000	1.000

Yếu tố hình dạng

sc	sγ	sq
1.09	0.81	1.00

$$q_a = \frac{cN_C.s_c.i_c + 0.5\gamma_2.B.N_\gamma.s_\gamma.i_\gamma + \gamma_2 D.N_q.s_q.i_q}{Fs} + \gamma_1 D$$

ỨNG SUẤT CHO PHÉP ĐẤT NỀN
Với kết cấu dài hạn q_a = **10.3** tấn / m²
Với kết cấu ngắn hạn q_a = **12.4** tấn / m²



N	γ2 (t/m³)	φ (deg)	C (t/m²)	eo (t/m²)	Cc	Ao
2,0	1,40	0	1,25	2,660	0,97	1,00
11,0	1,92	0	4,8	0,820	0,12	0,80
13,0	1,90	30	0	-	-	1,00

(3) Độ lún tổng thể tại tâm móng: $St = \sum li \cdot \frac{Cc}{1+e_0} \log\left(\frac{P_0 + \Delta\sigma}{P_0}\right)$ (Cố kết bình thường)

B',m = 10.0 L',m = 20.0 Ap lực Pn(t/m²) = 4.7 Bề rộng B (m): 10.0

Loại đất	hi(m)	γ 2 (t/m³)	li (m)	zi (m)	Poz (t/m²)	Δσ z (t/m²)	eo	Cc	N-value	H.chỉnh μ	Si (cm)
CH	0.50	1.40	0.50	0.25	2.76	4.70	2.66	0.97	2.0	1.00	5.72
CH	2.50	1.40	2.00	1.50	4.51	4.65	2.66	0.97	2.0	1.00	16.31
CH	4.50	1.40	2.00	3.50	7.31	4.25	2.66	0.97	2.0	1.00	10.54
CL	6.50	0.92	2.00	5.50	9.63	3.59	0.82	0.12	11.0	0.90	1.64
CL	8.50	0.92	2.00	7.50	11.47	2.94	0.82	0.12	11.0	0.90	1.18
CL	10.50	0.92	2.00	9.50	13.31	2.38	0.82	0.12	11.0	0.90	0.85
CL	12.50	0.92	2.00	11.50	15.15	1.94	0.82	0.12	11.0	0.90	0.62
CL	14.50	0.92	2.00	13.50	16.99	1.59	0.82	0.12	11.0	0.90	0.46
S	16.50	0.90	2.00	15.50	18.81	1.32	-	-	13.0	1.00	0.34
S	25.00	0.90	8.50	20.75	23.54	0.84	-	-	13.0	1.00	0.94
Tổng	-	-	**25.00**		-	-	-	-	-	-	**38.61**

ĐỘ LÚN DỰ BÁO
Với móng mềm, St = **38.6** cm
Với móng cứng, St = **30.9** cm

CH (cm) = 32.6
CL(cm) = 4.8
S (cm) = 1.3

Hình XII.11: *Phân tích móng nông theo cơ-đất lý thuyết, bị tác động mômen và lực đẩy ngang*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

PHÂN TÍCH MÓNG NÔNG

PHƯƠNG PHÁP NÉN NGANG - QUY PHẠM PHÁP

Công trình: MODIFICATION & MODERNIHCATION OF BIMSON CEMENT PLANT

Địa điểm: THANH HOA PROVINCE — Cốt mặt đất,m: 5.00

Vị trí tính toán: — Cốt đáy móng, m: 3.80

KẾT QUẢ TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI

1 - CHIỀU SÂU TƯƠNG ĐƯƠNG De,m =	1.2	5 - ỨNG SUẤT CHO PHÉP DƯỚI ĐẾ MÓNG	
2 - YẾU TỐ CHỊU TẢI		qa =1/ Fs. (kp.Ple + qo) - kg/cm2	
kp = k1[1+k2(0,6+0,4B/L)De/B] =	0.91	- Trạng thái giới hạn an toàn qa(SLS) =	1.53
3 - ÁP LỰC TƯƠNG ĐƯƠNG		- Trạng thái giới hạn tới hạn qa(ULS) =	2.30
		6 - TẢI TRỌNG CHO PHÉP TRÊN MÓNG	
Ple = $\sqrt[3]{Pl[R]xPl[2R]xPl[3R]}$ kg/cm2 =	4.8	Qa = qa x B x L, (tons)	
4 - ỨNG SUẤT GIỚI HẠN DƯỚI ĐÁY MÓNG		- Trạng thái giới hạn an toàn Qa(SLS) =	230
qu = kp . Ple + qo (kg/cm2) =	4.6	- Trạng thái giới hạn tới hạn Qa(ULS) =	345

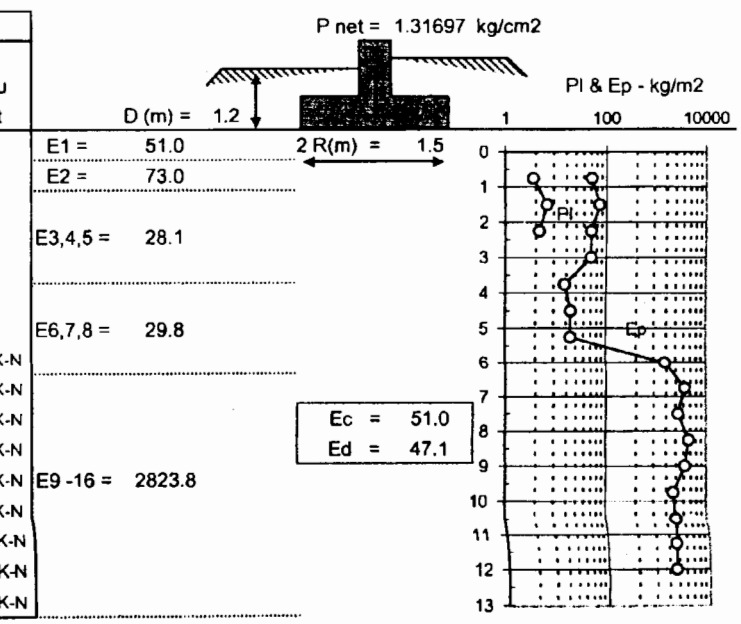
DỰ BÁO ĐỘ LÚN

$$St = Sc + Sd = \frac{\alpha}{9.Ec}(q - \sigma_{v0}).\lambda_c.B + \frac{2}{9.Ed}(q - \sigma_{v0}).Bo.(\lambda_c.\frac{B}{Bo})^{\alpha}$$

Với qa (SLS) cho giá trị St, mm = 10.8 — Với qa (ULS) cho giá trị St, mm = 16.3

NHẬP DỮ LIỆU ĐẶC TRƯNG MÓNG							
Chiều rộng móng	B, m	1.5	Độ lệch tâm	e (B), m	0	Mực nước Hw, m	1.2
Chiều dài móng	L, m	10	Độ lệch tâm	e (L), m	0	Áp lực tác dụng kg/cm2	
Chiều sâu đặt móng	D, m	1.2	Góc đốc		0.00		

NHẬP DỮ LIỆU ĐẤT ĐÁ				
Độ sâu m		PLi kg/m2	Ep kg/m2	Ký hiệu đất
1 R =	0.75	10.0		
1R =	0.75	3.6	51	C
2R =	1.50	6.7	73	C
3R =	2.25	4.7	50	C
4R =	3.00		50	C
5R =	3.75		15	C
6R =	4.50		20	C
7R =	5.25		20	C
8R =	6.00		1515	ROCK-N
9R =	6.75		3782	ROCK-N
10R=	7.50		2805	ROCK-N
11R =	8.25		4625	ROCK-N
12R =	9.00		3772	ROCK-N
13R =	9.75		2255	ROCK-N
14R =	10.50		2497	ROCK-N
15R =	11.25		2255	ROCK-N
16R =	12.00		2255	ROCK-N



Hình XII.12: *Phân tích móng nông theo nén ngang Menard (PMT)*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

2 Chương trình PILE

Pile là một chương trình phân tích gần như toàn bộ các vấn đề của đề cập trong chương VI và được khái quát Ý tưởng Địa kỹ thuật trong Mục III.3.2 - (2).

Kết quả thể hiện được kết cấu thành 2 Sheets:

a) Sheet 1 là Hình XII.13, thể hiện kết quả chương trình đặc trưng cho phân tích *cọc đơn*. Chỉ cần nhập các dữ liệu đầu vào của đất nền về cọc và phương pháp vào các bảng tương ứng ta có ngay kết quả phân tích toàn diện móng cọc các loại như sau:

- Sức chịu tải theo đất nền cung cấp từ ứng suất và tải trọng giới hạn tác dụng lên mũi cọc: q_u , Q_u , đến sức chịu tải cho phép ở các trạng thái làm việc khác nhau: Q_a (SLS) và Q_a (ULS).

- Sức chịu tải vật liệu cọc: Q_m

- Tải trọng thiết kế: Q_w

- Ma sát âm do đất đắp trên đất yếu (nếu có): Q_n

- Lực xệ ngang do đất đắp gây ra (nếu có): P_h

- Độ lún cọc đơn tương ứng từng trạng thái tải trọng: S_i.

Ngoài ra bảng kết quả còn thể hiện biểu đồ tính chất đất đá, biểu đồ biến thiên truyền tải theo chiều sâu, biểu đồ chuyển vị cọc theo chiều sâu.

Cùng trên chương trình này cho phép ta phân tích:

- Loại cọc bao gồm: cọc đóng (chỉ cần gõ ký tự DONG vào mục loại cọc), cọc khoan nhồi (KHOAN), cọc Barrette (BARRET), cọc ống thép và cọc chữ H .

- Về phương pháp tính toán đi liền với thông số thí nghiệm sử dụng có thể phân tích cho: Phương pháp cơ đất lý thuyết (CLASSIC), phương pháp Meyerhof sử dụng N_{-value} từ SPT (SPT-MEY) hoặc theo Quy phạm Nhật (JIS), phương pháp trong Quy phạm Pháp sử dụng q_c từ thí nghiệm Xuyên tĩnh (CPT), phương pháp trong quy phạm sử dụng E_P-P_L từ thí nghiệm nén ngang (PRESS).

Phương pháp tính lún cọc đơn có thể sử dụng hai phương pháp là: phương pháp Gambin (GAMBIN) và phương pháp Woodward et al. (WOOD),

Khi có đất đắp nằm xung quanh đài cọc mà đất nền cọc xuyên qua có đất yếu chịu lún thì nguy cơ ma sát âm có thể xảy ra. Chỉ cần nhập dữ liệu chiều cao và dung trọng đất đắp ta có ngay kết quả ma sát âm và lực đẩy xệ ngang.

- Bảng trình bầy kết quả có thể chuyển toàn bộ sang tiếng Anh hoặc tiếng Việt khi chỉ cần gõ ký tự E hoặc V vào ô tương ứng.

b) Sheet 2 là Hình XII.14, thể hiện kết quả phân tích nhóm cọc trên cơ sở kết quả cọc đơn ở Sheet 1.

- Nhập các dữ liệu tải trọng thẳng đứng (Q_v) và mômen (M), sau đó thử nghiệm các nhóm cần bố trí với số hàng cọc và số cọc trong một hàng (m,n) và khoảng cách tâm cọc (s). Kết quả cung cấp cho ta hệ số hiệu dụng Eff làm cơ sở tính toán sức chịu tải nhóm cọc. Phân bố tải trọng dưới nhóm dưới tổ hợp tải đứng và mômen cũng được xác định để đánh giá tải trọng làm việc nhóm cọc.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

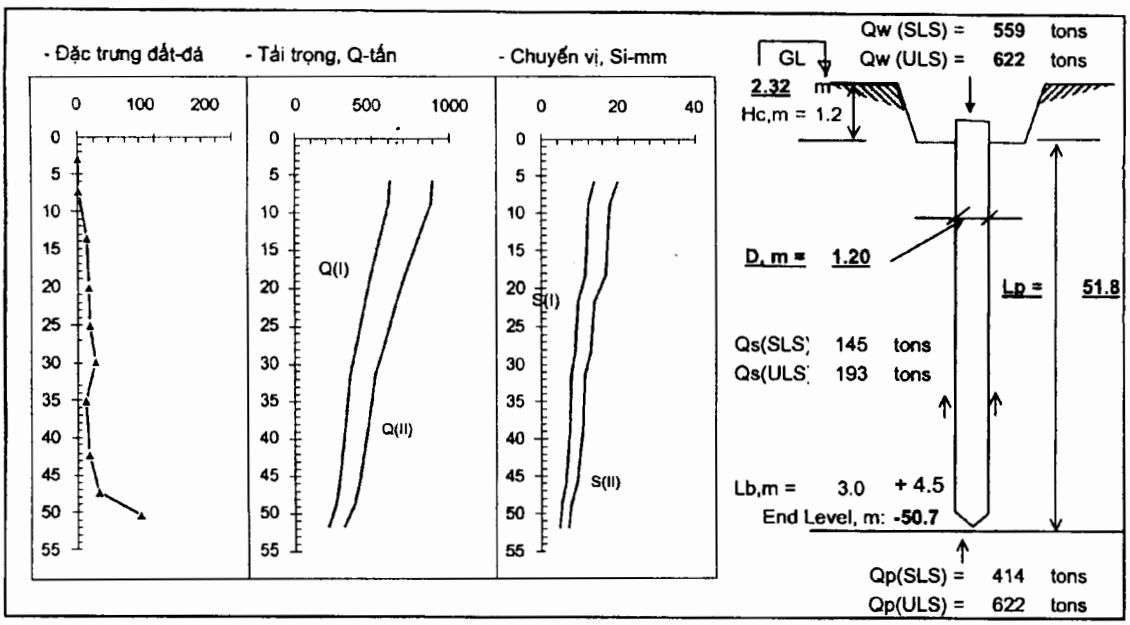
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

PHÂN TÍCH MÓNG CỌC - CỌC ĐƠN
CỌC KHOAN NHỒI

Phương pháp của MEYERHOF & DECOURT

Công trình: KHU KHÁCH SẠN CAO TẦNG, 24 TRẦN PHÚ — Vị trí : **BH - 4**

Địa điểm: THÀNH PHỐ ĐÀ NẴNG — Cốt mũi cọc: **-50.7** m — Cốt mặt đất: **2.32** m



1 - SỨC CHỊU TẢI THEO ĐẤT NỀN

- Ứng suất giới hạn Mũi cọc- qu, kg/cm2 = **110**
- Tải trọng giới hạn - Qu, tấn = **1533**

2 - SỨC CHỊU TẢI CHO PHÉP

Qa = 1/Fs. [Ap. fb + p.L .fs]

- Trạng thái an toàn - Qa (SLS), tấn = **559**
- Trạng thái tới hạn - Qa (SLS), tấn = **815**

2 - SỨC CHỊU TẢI THEO VẬT LIỆU CỌC- Qm

Qm = 0.22 . fcu . Ap = **622** tons

Trọng lượng cọc = 146.4 tons

3 - TẢI TRONG TÍNH TOÁN - Qw = MIN(Qa,Qm)

- Trạng thái an toàn - Qw (SLS), ton = **559** tons
- Trạng thái tới hạn - Qw (SLS), = **622** tons

4 - ĐỘ LÚN CỌC ĐƠN — Woodward-Gardner-Greer 's

Với Qw(SLS) = **559** tons provides Si = **13.6** mm

/(ULS) = **815** tons provides Si = **19.9** mm

5 - MA SÁT ÂM — Regle Technique (French)

Consolidation settlement, Soe, m = 0.485 m

$$Qn = \int_0^{H1} pK\,(\gamma_E H_E + 0.5.\gamma_S H_1)\,tg\delta.d_z = 340 \text{ tons}$$

6 - ÁP LỰC ĐẨY NGANG $P = K.\gamma_E.h_E =$ **340** tons

M (double), tm = 87 t-m — M (simple), tm = 484 t-m

NHẬP DỮ LIỆU ĐẶC TRƯNG ĐẤT NỀN				
Ký hiệu đất	Phân lớp Di, m	Thông Số Thí Nghiệm N blows	qc kg/cm2	Eo kg/cm2
CL	7.00	1		
SM	10.00	2		
S	19.50	15		
CH	23.00	18		
CL	29.50	20		
S	32.50	29		
CH	40.00	14		
CL	47.00	20		
S	50.00	35		
Rock	53.00	100		
F. Spacing & Apperture			0.02	0.0005

NHẬP SỐ LIỆU CỌC & PHƯƠNG PHÁP			V
Loại cọc:	khoan	Phương pháp tính tải:	SPT-MEY
Hình dạng cọc:	tron	Phương pháp tính lún:	W
Đường kính, m:	1.2	Tải trọng mũi cọc, t:	
Đường kính, m:		Chiều cao đất đắp Hd, m:	2
Cap depth, Hc-m:	1.2	Dung trọng đất đắp - T/m3:	2
Nước ngầm Hw,m:	2.3	Chiều dài đất đắp Ld, m:	100

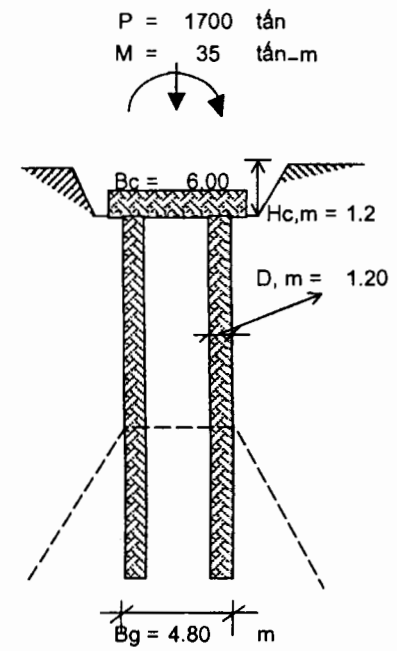
Hình XII.13: *Phân tích móng cọc - cọc đơn (SPT-MEY)*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

PHÂN TÍCH MÓNG CỌC - NHÓM CỌC
CỌC KHOAN NHỒI
NHÓM 4 CỌC

Công trình: KHU KHÁCH SẠN CAO TẦNG, 24 TRẦN PHÚ — Vị trí tính toán: BH - 4
Địa điểm: THÀNH PHỐ ĐÀ NẴNG — Cốt cao mũi -50.68 m — Cốt mặt đất: 2.32
Option:



Total No of Piles required 4 piles

KẾT QUẢ TÍNH TOÁN

1 - TẢI TRỌNG THẲNG ĐỨNG PHÂN BỐ LÊN MỘT CỌC
qo = Qg / N = **425** tấn

2 - TẢI TRỌNG THẲNG ĐỨNG & MOMENT TÁC DỤNG
qmax = qo + M.(n-1) /{m.s.d.[1^2+..+(n-1)^2]} = **430** tấn

3 - HỆ SỐ HIỆU DỤNG CỦA NHÓM 4 CỌC
"Regle Technique - France" Eff = **1.00**

4- SỨC CHỊU TẢI CỌC TRONG NHÓM
Qw =MIN { Qa,Qm } x Eff
Qw(SLS) = **559** tons > qmax = **430** tấn OK

5- SỨC CHỊU TẢI CHO PHÉP CỦA NHÓM 4 CỌC
Qg(SLS) = **2236** tons > Pg = **1700** tấn OK

6 - ĐỘ LÚN CỦA NHÓM CỌC: theo PP kinh nghiệm Vesic
Với Qg(SLS) cho Sg = **27.3** mm

7- KÍCH THƯỚC ĐÀI CỌC TỐI THIỂU CẦN THIẾT
Chiều rộng tối thiểu đài, Bc-m = **6.0** m
Chiều dài tối thiểu đài, Bc-m = **6.0** m

NHẬP SỐ LIỆU ĐẶC TRƯNG NHÓM CỌC

Tải trọng tác dụng trên đài, Pg-tấn:	1700
Moment tác dụng lên đài, M-tấn:	35.00
Số hàng cọc, m:	2
Số cọc trong một hàng, n:	2
Khoảng cách tâm cọc d:	3.0
Phương pháp tính lún nhóm cọc:	vesic
Tiếng Việt:	V

Hình XII.14: *Phân tích móng cọc - Nhóm cọc*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- Tuỳ theo điều kiện đất nền mà độ lún nhóm cọc được tính toán tuỳ theo đất nền mà ta lựa chọn một trong các phương pháp: Terxaghi hoặc Skempton hoặc Vesic và gõ các chữ tương ứng.

3. Chương trình SLOPE

Slope là một chương trình phân tích ổn định mái dốc, đặc biệt cho đất đắp trên nền đất yếu, có mặt trượt cung tròn theo phương pháp Bishop-Fellenius, như mô tả trong Chương VII, Chương IX. Khái quát ý tưởng địa kỹ thuật trong Mục III.3.2 - (3). Ngoài ra chương trình có thể sử dụng cho phân tích ổn định mái dốc hố đào.

Về nguyên tắc, chương trình lập trên cơ sở chia lát của mô hình mái dốc (hình XII.5) thành 150 lát. Kết quả thể hiện được kết cấu trong 1 Sheets (hình XII.15).

Chỉ cần nhập các dữ liệu về mái dốc; đất đắp, đất nền và các loại xử lý-gia cố; như thể hiện hình XII.15 (các ô trắng) là ta có ngay kết quả phân tích.

Chương trình có thể giải quyết các vấn đề sau:

- Về phương pháp tính toán có thể áp dụng tách biệt hoặc kết hợp hai phương pháp: Bishop và Fellenius (gõ ký tự F hoặc B vào ô method).

- Có thể phân tích cho các điều kiện xử lý-gia cố nền đất yếu như: gia tải trước, sử dụng bệ phản áp hoặc gia tăng sức kháng theo mức độ cố kết sau khi xử lý.

- Kết quả chương trình cung cấp ngay các thông số cần thiết để đánh giá mức độ ổn định như: hệ số an toàn chống trượt F_{Smin}, Bán kính cung trượt R, toạ độ tâm cung trượt O (x,y), mômen gây trượt và chống trượt (M_O^1, M_R^1).

- Biểu đồ và hình vẽ mái dốc được tự động thực hiện để minh hoạ.

4. Chương trình EMB-SETT

EMB-SETT là một chương trình tổng hợp phân tích lún cố kết trong nghiên cứu Đất đắp trên nền đất yếu nhằm phục vụ thiết kế, gia cố xử lý thích hợp. Về phương pháp nghiên cứu được mô tả chi tiết trong Chương IX - Mục III và được khái quát trong ý tưởng địa kỹ thuật trong Mục III.3.2 - (3) chương này.

Chương trình này sẽ kết hợp với chương trình Slope để nghiên cứu phục vụ thiết kế và xử lý toàn bộ các vấn đề xảy ra với đất đắp đặt trên nền đất yếu.

Sau khi nhập dữ liệu về đất đắp, đất nền và thông số cơ-lý vào các ô thích hợp trên bảng tính, kết quả được kết cấu dưới hai dạng: *Bảng tính* và dạng *Toán đồ thiết kế*.

a) Kết cấu dạng bảng tính toán : Có hai loại bảng kết quả:

- Bảng *độ lún cố kết tổng thể*, ở hai vị trí *tâm đường* và *vai đường*, (hình XII.16)

- Bảng diễn biến *độ lún cố kết theo thời gian,* ở vị trí *tâm đường,* (Bảng XII.17).

Các bảng tính phản ánh kết quả độ lún tổng thể (ở từng vị trí đất đắp) và diễn biến độ lún theo thời gian, của một công trình đất đắp (cho nền đường hoặc bến, bãi) có kích thước quy định, đặt trên một đất nền được xác định. Hai bảng này, ngoài chức năng thể hiện kết quả, còn là nơi nhập các dữ liệu đầu và kèm theo biểu đồ và hình vẽ minh hoạ.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

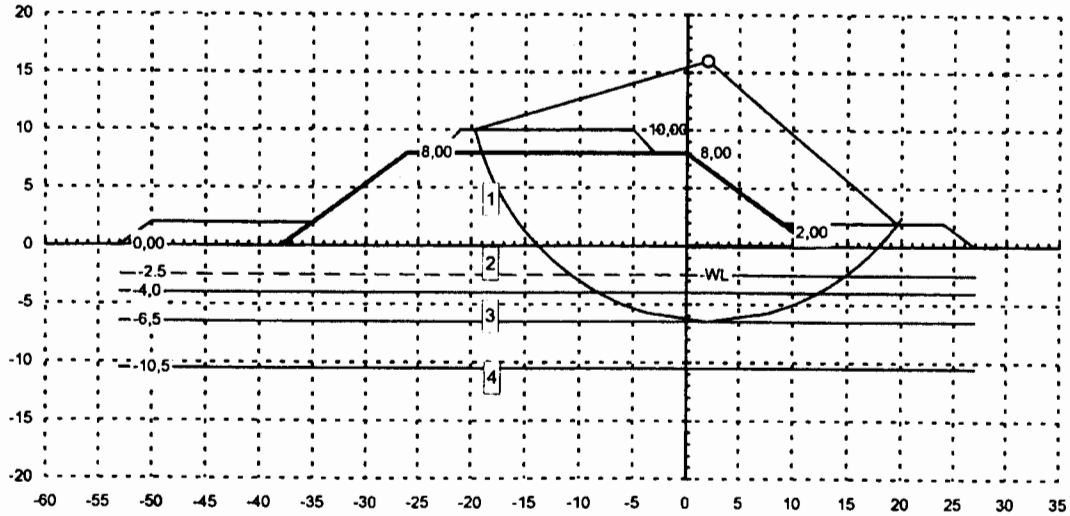
PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH MÁI DỐC

Dự án: HAI PHONG NEW CEMENT PLANT
Hạng mục: DEPARTMENT 151 - LIMESTONE STORAGE
Trường hợp phá 1 Stokage Pile of Material: Height 8m , Slope 1:1, Cu (average) = 2.5 t/m2

Lớp đất		Bề dày (m)	γ t/m3	Cu kg/cm2	φ u deg.	Mái dốc V/H=1/	φ cu deg.	U %	Δ Cu kg/cm2
1(b)	Surch	2,00	2,00	0,00	30,00	1,00			
1(a)	Emb	8,00	2,00	0,00	30,00	1,50			
2	S	4,0	1,80	0,00	30,00		13,00		0,00
3	OH	2,5	1,69	0,25	0,00		12,00	50,00	0,17
4	CL	4,0	1,95	0,30	16,00		12,00		0,17
C/rộng đ/đắp, m		26,00	C/rộng phản áp ,m		15,00	Kh/cách G/tải, m		5,00	Method
Độ sâu trượt, m		6,50	C/cao phản áp ,m		2,00	Cao độ nước, m		-2,50	B

Theo phương pháp Bishop-Fellenius

Y (m)	=	16,00
X (m)	=	2,00
R (m)	=	22,5
Fs (MIN)	=	1,577
MR (tf-m)	=	5511,2
Mo (tf-m)	=	3495,6



Hình XII.15: *Phân tích ổn định mái dốc*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CỐ KẾT

Dự án : TLN-VT Urbain Infrastructure Development Project

Hạng mục: Waste Treatment Plant

Kích thước: Phần mái dốc, b, m: 3,20 Mái dốc: 1/1 Rộng bề mặt, B, m: 40m

Chiều cao đất đắp, He, m: 3,20m Chiều cao gia tải, hs, m:

Dung trọng đất đắp γ : 2.00 t/m^3 Độ sâu nước ngầm, hw, m: 0,50m

1) Tính toán tại "Tâm đường", với chiều cao: 3,20m

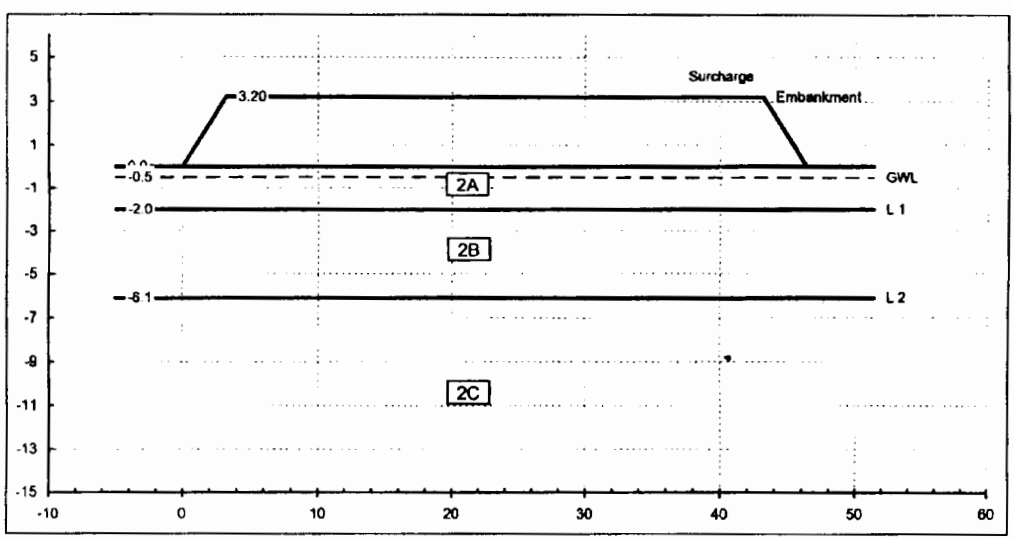
Điểm tính: D_{WTP}-3

Lớp đất	γ (t/m^3)	hi (m)	Po (t/m2)	σ_v (t/m2)	eo	Cc	N-value	Si (cm)	C/sâu (m)	S (lớp) (cm)	Hi (lớp) (m)
Layer-2A: Firm Clay	1.76	1.00	0.88	6.40	1.19	0.18	-	7.7	0.5	12.6	2.00
	1.76	1.00	2.14	6.40	1.19	0.18	-	4.9	1.5		
Layer-2B: Organic Clay	1.50	1.37	2.86	6.39	2.20	0.85	-	18.5	2.7	49.2	4.10
	1.50	1.37	3.55	6.38	2.20	0.85	-	16.2	4.1		
	1.50	1.37	4.23	6.36	2.20	0.85	-	14.5	5.4		
Layer 2C: Stiff Clay	1.93	1.67	5.35	6.32	0.82	0.07	-	2.2	6.9	5.7	5.00
	1.93	1.67	6.90	6.26	0.82	0.07	-	1.8	8.6		
	1.93	1.67	8.45	6.17	0.82	0.07	-	1.6	10.3		
Layer 4: Sand - Cát	1.90	1.50	9.90	6.07	-	-	13.0	0.9	11.9	1.8	3.00
	1.90	1.50	11.25	5.96	-	-	15.0	0.8	13.4		
Total:	-	**14.10**	-	-	-	-	-	**69.3**		**69.3**	**14.10**

2) Tính toán tại "Vai đường", có chiều cao: 3,20m

Điểm tính: DWTP-3

Lớp đất	γ (t/m^3)	hi (m)	Po (t/m2)	σ'_v (t/m2)	eo	Cc	N-value	Si (cm)	C/sâu (m)	Bề dày lớp (Hi, m)
Layer-2A: Firm Clay	1.76	1.00	0.88	6.08	1.19	0.18	-	7.5	0.50	
	1.76	1.00	2.14	5.51	1.19	0.18	-	4.5	1.50	L (1) = 2
Layer-2B: Organic Clay	1.50	1.37	2.86	4.98	2.20	0.85	-	15.9	2.68	L (2) = 4.1
	1.50	1.37	3.55	4.56	2.20	0.85	-	13.0	4.05	L (3) = 5.0
	1.50	1.37	4.23	4.28	2.20	0.85	-	11.0	5.42	L (4) = 3
Layer 2C: Stiff Clay	1.93	1.67	5.35	4.07	0.82	0.07	-	1.6	6.93	
	1.93	1.67	6.90	3.91	0.82	0.07	-	1.3	8.60	
	1.93	1.67	8.45	3.80	0.82	0.07	-	1.1	10.27	
Layer 4: Sand - Cát	1.90	1.50	9.90	3.71	-	-	13.00	0.6	11.85	
	1.90	1.50	11.25	3.64	-	-	15.00	0.5	13.35	
Total:	-	**14.10**	-	-	-	-	-	**57.2**		



Hình XII.16: *Tính toán độ lún cố kết tổng thể*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

TÍNH TOÁN CỐ KẾT THEO THỜI GIAN

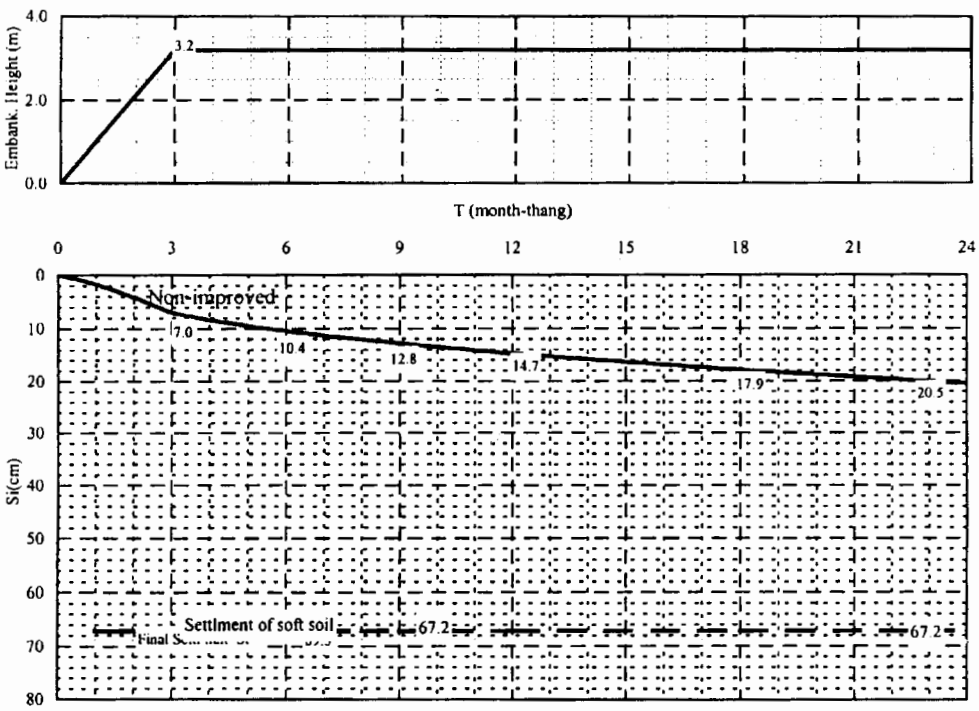
Dự án: TLN - VT URBAIN INFRASTRUCTURE DEVELOPMENT PROJECT
Hạng mục: WASTE WATER TREATMENT PLANT

Điều kiện đất nền: Điểm tính toán: **DWTP-3**

Lớp đất:	2(A,B,C)	4			Tổng
Layer thickness, Hi (m):	16.00	4.00			20.0
Consolid. Coef. Cv (cm2/day):	45.80	-	-	-	45.8
Settlment of soft soil, Ss (cm):	67.2				67.2
Total settlment, Sf (cm):	73.4	2.3			75.7

Emb. Period, t1(month): 3.0 Ch/cao He(m): 3.20 Gia tải hs (m): 0.00

Thời gian		Tv				Độ lún (cm)					U	Sr
tháng	năm	A	B	C	D	A	B	C	D	St (total)	(=Sf / St)	(cm)
0.5	-	0.001	-	-	-	0.3	0.4	0.0	0.0	0.7	0.01	75.00
1.0	-	0.001	-	-	-	0.9	0.8	0.0	0.0	1.7	0.02	74.03
1.5	-	0.002	-	-	-	1.7	1.2	0.0	0.0	2.8	0.04	72.89
2.0	-	0.002	-	-	-	2.6	1.5	0.0	0.0	4.1	0.05	71.61
3.0	**-**	**0.003**	**-**	**-**	**-**	**4.7**	**2.3**	**0.0**	**0.0**	**7.0**	**0.09**	**68.70**
4.0	0.3	0.005	-	-	-	6.1	2.3	0.0	0.0	8.4	0.11	67.33
5.0	0.4	0.008	-	-	-	7.2	2.3	0.0	0.0	9.5	0.13	66.22
6.0	**0.5**	**0.010**	**-**	**-**	**-**	**8.1**	**2.3**	**0.0**	**0.0**	**10.4**	**0.14**	**65.26**
7.0	0.6	0.012	-	-	-	9.0	2.3	0.0	0.0	11.3	0.15	64.40
8.0	0.7	0.014	-	-	-	9.8	2.3	0.0	0.0	12.1	0.16	63.62
9.0	**0.8**	**0.016**	**-**	**-**	**-**	**10.5**	**2.3**	**0.0**	**0.0**	**12.8**	**0.17**	**62.89**
12.0	1.00	0.023	-	-	-	12.4	2.3	0.0	0.0	14.7	0.19	60.96
18.0	1.5	0.035	-	-	-	15.6	2.3	0.0	0.0	17.9	0.24	57.81
24.0	2.0	0.048	-	-	-	18.2	2.3	0.0	0.0	20.5	0.27	55.20
36.0	3.0	0.074	-	-	-	22.5	2.3	0.0	0.0	24.8	0.33	50.86
120.0	**10.0**	**0.254**	**-**	**-**	**-**	**41.6**	**2.3**	**0.0**	**0.0**	**43.9**	**0.58**	**31.76**



Đường cong độ lún (Si -cm) theo thời gian (T-tháng)

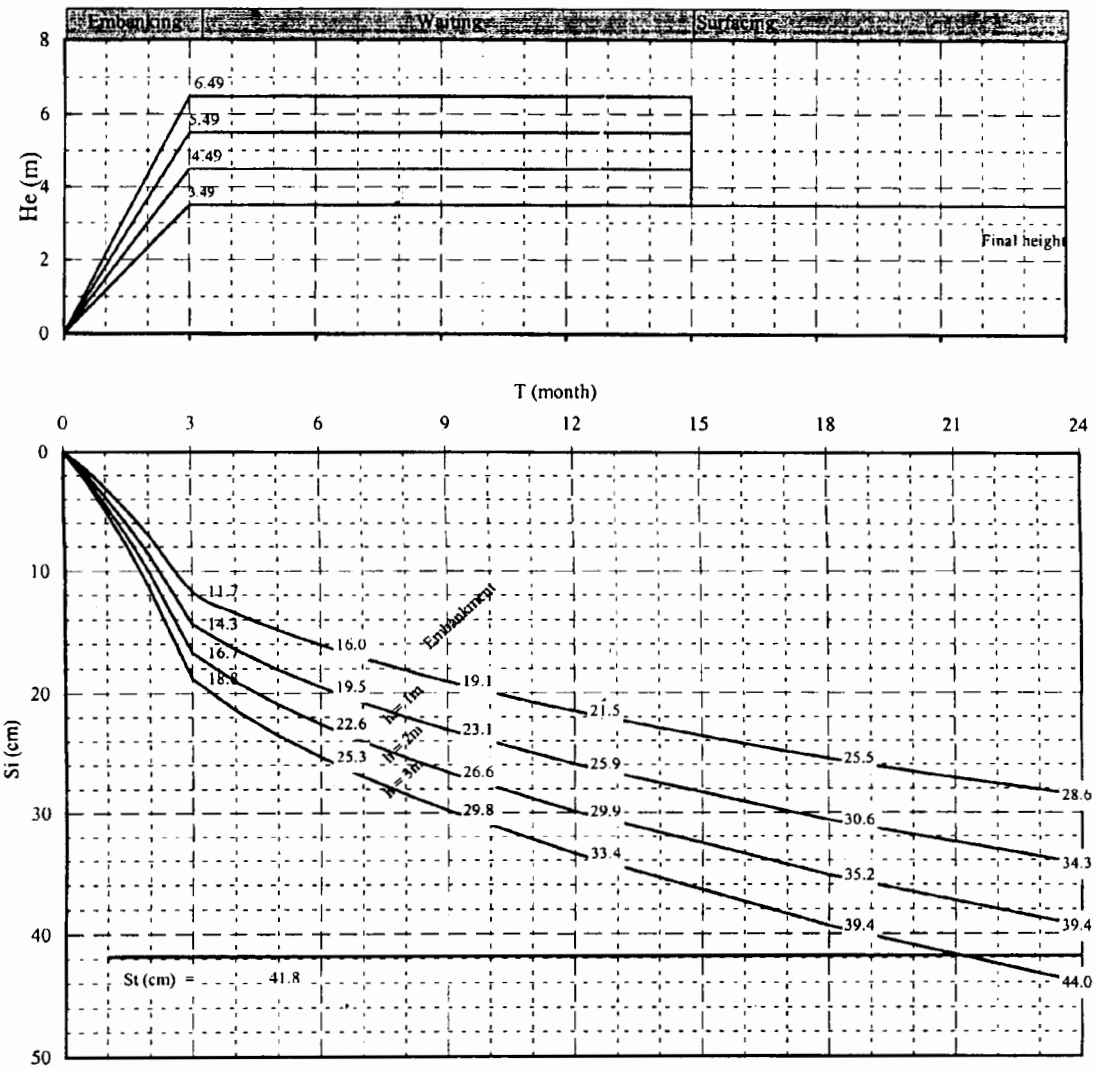
Hình XII.17: *Tính toán* Cố kết theo thời gian

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

GIẢN ĐỒ THIẾT KẾ XỬ LÝ LÚN CỐ KẾT BẰNG GIA TẢI

Tên Dự án: **Thang Long Van Tri Urban Infrastructure Development Project**
Hạng mục **Main Road West (1+890)** Vị trí tính toán: **BIC-1**



Đường cong độ lún (Si) theo thời gian (T) với các chiều cao gia tải khác nhau

THUYẾT MINH CÁCH SỬ DỤNG

1- Giản đồ thiết kế được lập theo lý thuyết cố kết của Terxaghi và thông số đất nền qua kết quả khảo sát tại khu vực nghiên cứu

2 - Giản đồ này sử dụng 3 chiều cao gia tải 1m, 2m, 3m

3 - Cách thức sử dụng Giản đồ để thiết kế như sau:

a - Cần ấn định độ lún hoặc độ cố kết cho phép trong khoảng thời gian ấn định để xác định chiều cao gia tải cần thiết h

b - ấn định độ lún hoặc độ lún dư cho phép và chiều cao gia tải 'h' cần thiết để xác định thời gian chấp nhận được để thi công và chờ cố kết

Hình XII.18: *Toán đồ thiết kế* gia tải trước

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

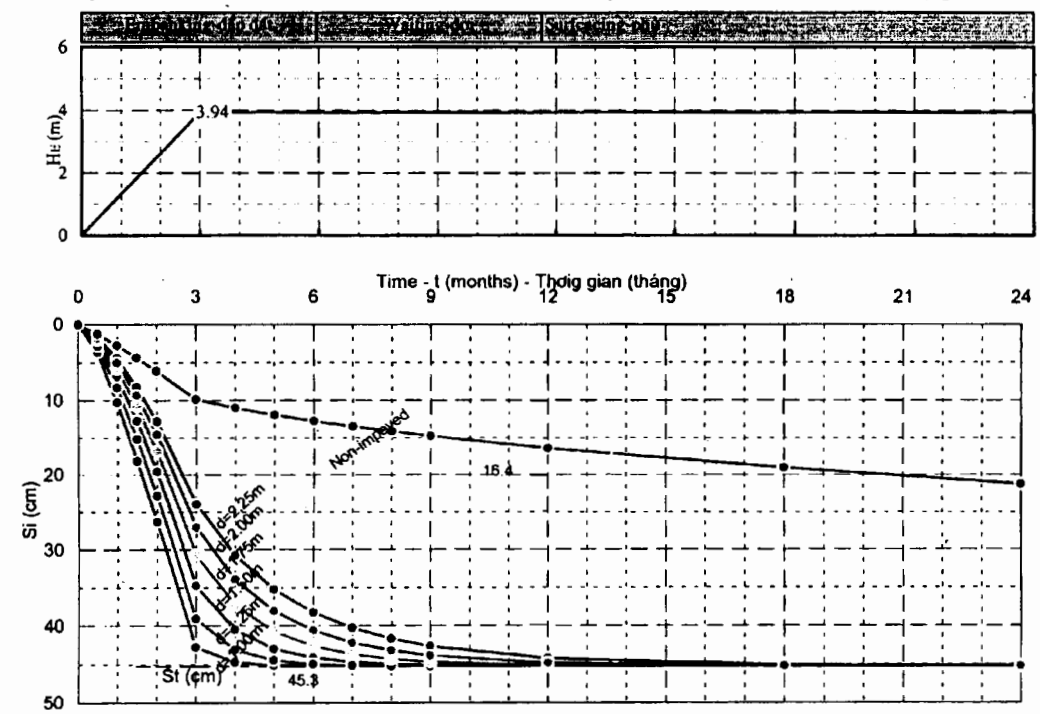
GIẢN ĐỒ THIẾT KẾ XỬ LÝ LÚN CỐ KẾT ĐẤT BẰNG BẤC THẤM

Dự án: **Thang Long Van Tri Urban Infrastructure Development Project**

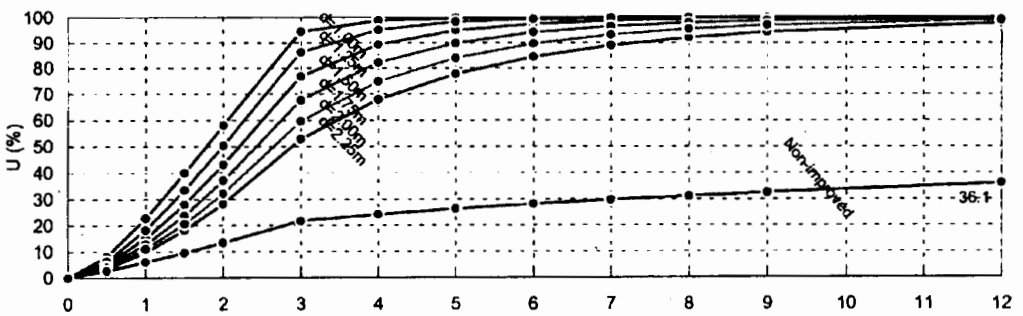
Địa điểm: Main Road East (1+950) **BIC-3**

XỬ LÝ ĐẤT YẾU BẰNG BẤC THẤM

Bấc thấm plastic Chiều dài, Lw: 14.5m Đường kính: 5.0 cm Mạng hình vuông



a - Đường cong độ lún (Si) theo thời gian (t) với các khoảng bấc thấm (d)



b - Đường cong độ cố kết (U) theo thời gian (t) với các khoảng bấc thấm (d)

THUYẾT MINH CÁCH SỬ DỤNG

1- Giản đồ thiết kế được lập theo lý thuyết cố kết của Terxaghi và và lý thuyết Barron cho đường thoát nước thẳng đứng

2 - Giản đồ này sử dụng cho Bấc thấm plastic có d = 5cm và và đặc trưng đất thực tế xác định qua khảo sát đại diện cho từng khu

3 - Cách thức sử dụng Giản đồ để thiết kế như sau:

a - Cần ấn định độ lún hoặc độ cố kết cho phép trong khoảng thời gian ấn định để xác định khoảng cách PVD cần bố trí

b - ấn định độ lún hoặc độ cố kết cho phép và khoảng cách bấc thấm 'd' cần thiết để xác định thời gian chấp nhận được để thi công và đợi

Hình XII.19: *Toán đồ thiết kế* bấc thấm (PVD) - Đắp đất một giai đoạn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

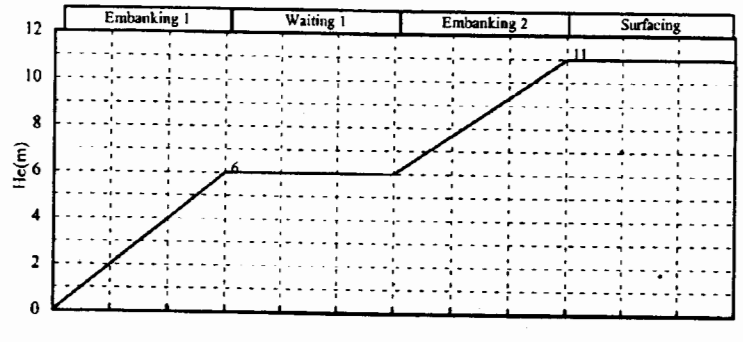
GIẢN ĐỒ THIẾT KẾ CHO XỬ LÝ LÚN CỐ KẾT ĐẤT YẾU DƯỚI ĐẤT ĐẮP BẰNG BẤC THẤM

Interchange - Diamond Type - Case 5: He=11m, B = 41.5m, slope 1/3 at A1

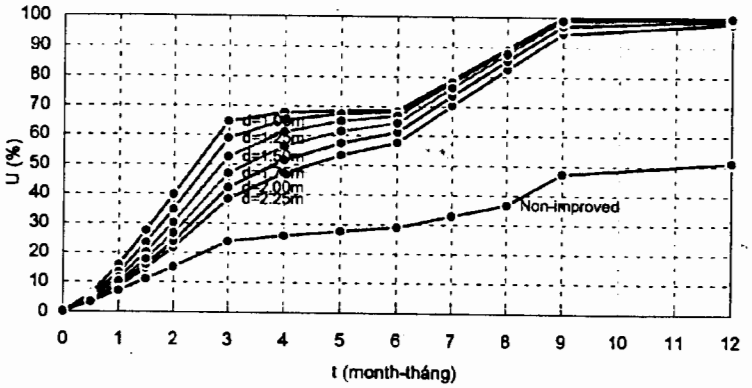
Chiều cao đất đắp HE1	6.00	m	HE2:	5.00	m	Chiều dài bấc thấm:	14.5m m
Thời gian giai đoạn 1:	3.0	(tháng) tính từ		0	th (month)	Đường kính bấc:	5.0 cm
Thời gian đắp gia đoạn 2:	3.0	(tháng) tính từ		6	th (month)	Dạng bố trí:	Hình vuông

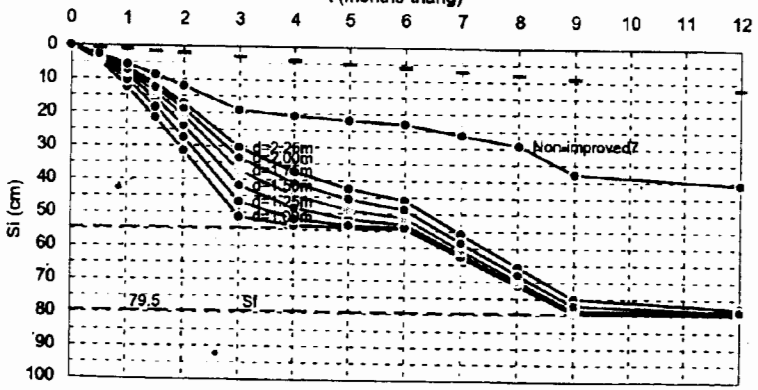
Vị trí phân tích: **BIC-5**

a - Chiều cao đắp đất (He) theo từng gia đoạn (t)



b- Đường cong độ cố kết (U) theo thời gian (t) với khoảng cách bấc thấm (d)





c - Đường cong độ lún (Si) theo thời gian (t) với các khoảng bấc thấm (d)

THUYẾT MINH CÁCH SỬ DỤNG

1- Giản đồ thiết kế được lập theo lý thuyết cố kết của Terxaghi và lý thuyết Barron cho đường thoát nước thẳng đứng

2 - Giản đồ này sử dụng cho Bấc thấm plastic có d = 5cm và và đặc trưng đất thực tế xác định qua khảo sát đại diện cho từng khu

3 - Cách thức sử dụng giản đồ để thiết kế như sau:

a - Cần ấn định độ lún hoặc độ cố kết cho phép trong khoảng thời gian ấn định để xác định khoảng cách PVD cần bố trí

b - Ấn định độ lún hoặc độ cố kết cho phép và khoảng cách bấc thấm 'd' cần thiết để xác định thời gian chấp nhận được để thi công và đợi

Hình XII.20: *Toán đồ thiết kế Bấc thấm (PVD) - Đắp đất hai giai đoạn*

www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

b) Kết cấu dạng giản đồ thiết kế:

Toán đồ thiết kế được thành lập nhằm xác định các biên pháp và thông số thiết kế cần thiết, phục vụ cho công tác xử lý-gia cố *độ lún cố kết.* Ba loại *toán đồ thiết kế,* được chương trình tự động thành lập, theo số liệu đất đắp và đất nền, bao gồm:

- Toán đồ thiết kế xác định *chiều cao gia tải trước* (hình XII.18). Ba chiều cao gia tải đặc trưng được thành lập và quá trình biến thiên độ lún cố kết theo thời gian của từng chiều cao gia tải. Tuỳ theo thời gian thi công ấn định ta có thể chọn được chiều cao gia tải thích hợp.

- Toán đồ thiết kế xác định *khoảng cách bấc thấm PVD* (hình XII.19). Trên toán đồ biểu diễn các đường cong, thể hiện mức độ lún và cố kết theo thời gian, của các khoảng cách bấc thấm từ 1m đến 2,5m. Với đặc trưng đất đắp và đất nền đã cho, như thể hiện trong các bảng tính toán, ta có thể dễ dàng xác định khoảng cách bấc thấm thích hợp cho một thời gian thi công và chờ đợi ấn định.

- Toán đồ thiết kế xác định khoảng cách bấc thấm cho xử lý *đắp đất theo giai đoạn* (hình XII.20). Chiều cao của từng giai đoạn đắp được quy định bởi hệ số an toàn ổn định mái dốc F_s (phân tích mục trên) và giản đồ này nhằm xác định khoảng cách bấc thấm thích hợp để đạt được độ cố kết theo thời gian thi công ấn định.

5. Chương trình Retain-Wall

Retain-wall là một chương trình phân tích ổn định *Tường chắn đất* phục vụ thiết kế cho hai loại tường chắn là: *Tường chắn cứng* và *Dải tường chắn*. Phương pháp phân tích được mô tả trong Chương VIII và được khái quát trong ý tưởng địa kỹ thuật trong Mục III.3.2 - (5) cùng chương.

Kết quả được thể hiện ở hai Sheet với hai mục đích phân tích riêng biệt là:

a) Sheet 1: sử dụng cho phân tích *Tường chắn cứng* hay *Tường chắn trọng lượng* (hình XII.21).

Nhập các dữ liệu về đặc trưng tường và đất vào các ô chỉ dẫn, trên hình XII.19, ta có các kết quả phục vụ cho công tác thiết kế.

Với một loại đất nền và đất lấp sau tường xác định, cho phép ta xác định được kích thước cần thiết của tường chắn cứng, sao cho bảo đảm ổn định qua các thông số sau:

- Hệ số an toàn chống lật tường chắn.
- Hệ số an toàn chống trượt đáy tường chắn.
- Sức chịu tải cho phép đất nền dưới tường chắn.
- Dự báo độ lún đất nền do tường chắn gây ra.
- Độ lệch tâm và mức độ cho phép của hợp lực do đất sau tường gây ra.

Ngoài ra, chương trình còn cung cấp các kết quả về thông số hệ số áp lực, lực và mômen của đất và nước tác dụng lên tường và hình vẽ minh hoạ.

b) Sheet 2: sử dụng cho phân tích *Dải tường chắn.* Hai loại dải tường chắn thường sử dụng là:

- Dải tường chắn không neo (hình XII.22)
- Dải tường chắn có neo (hình XII.23).

Sau khi nhập các dữ liệu về đặc trưng tường, đất và hố đào ta có ngay bảng kết quả với phục vụ thiết kế kèm theo hình vẽ và các loại biểu đồ về áp lực và mômen để minh hoạ. Các thông số cần thiết phục vụ thiết kế *dải tường chắn* bao gồm:

- *Với dải tường chắn cắm chân*: Xác định chiều sâu cắm chân cần thiết (d) để *dải tường chắn* đứng ổn định.

- *Với dải tường chắn có neo (hoặc chống)*: Xác định chiều sâu cắm chân cần thiết (d) cùng vị trí và lực neo (hoặc chống) để *dải tường chắn* đứng ổn định.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold:vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

PHÂN TÍCH TƯỜNG CHẮN

TƯỜNG CHẮN BÊ TÔNG CỐT THÉP

Dự án : Thang Long Van Tri Urban Infrastructure Development Project

Hạng mục : Retaining Wall for Approach Embankment at Interchange

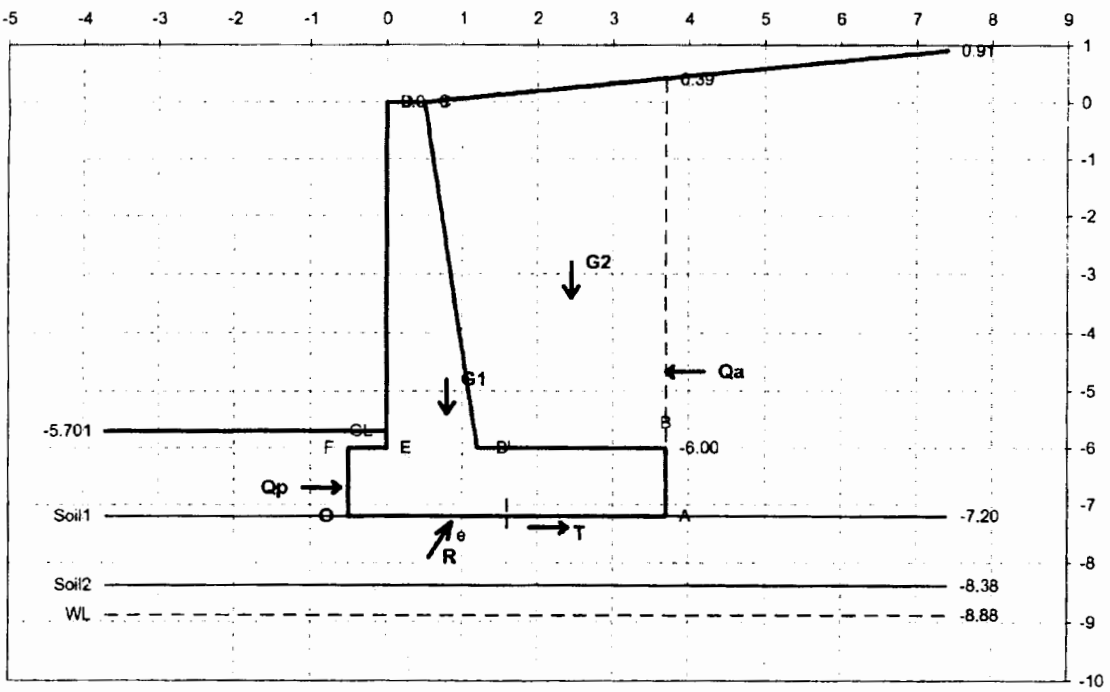
(Hanoi Side, Block 1 Strat 1+290.265, FG = 15.098, Hwall = 5.08m, b = 4.2m, L = 24.0m)

1 - Nhập dữ liệu Tính chất đất nền

Loại đất		C/sâu hi(m)	γ (t/m3)	φ (Deg)	C (t/m2)	Cc (t/m2)	eo (t/m2)	N-value	Ka	Kp	δ (deg)
Đất lấp1	RS	7.20	2.00	26.00	2.60	-	-	20.00	0.39	2.56	20.00
Lớp 2	RS	8.38	2.00	26.00	2.60	0.06	0.60	20.0	0.39	2.56	20.00
Lớp 3	CL	18.88	1.95	0.00	8.80	0.09	0.77	12.0	1.00	1.00	0.00

2 - Nhập dữ liệu Đặc trưng tường chắn

Loại tường (C/MC)? :	C	Chiều cao tường OD (m):	7.20	Chiều rộng đỉnh DC (m):	0.50
Gia tải, qs (t/m2) :	5	Chiều cao đất Hg (m):	5.701	Chiều rộng đáy EB' (m):	1.2
Góc nghiêng sau :	7	Chiều dày Đế, OF (m):	1.2	Chiều rộng Đế OA (m):	4.2
C/dài đoạn tường, Lw (m):	24	Chiều sâu nước, Hw(m):	8.88	Rộng cánh trái EF (m):	0.5



KẾT QUẢ PHÂN TÍCH

Pa t/m2	Pw t/m2	Pp t/m2	Qa t/ml	Qw t/ml	Qp t/ml	Mt/o(t-m) Qa,Qw	G1 t/ml	G2 t/ml	Mt/o(t-m) G1,G2	Ca t/m2	T t/m
4.63	0.00	11.12	17.59	0.00	8.34	44.51	25.35	35.32	137.15	3.50	36.78

1 - Ổn định chống lật

Fs = SUM(Mt/o (G1,G2) / SUM(Mt/o (Qa,Qw) = 3.08 > 1.50 OK

2 - Ổn định chống trượt đế

Fs = SUM (Qp + T) / SUM (Qa + Qw) = 2.57 > 2.00 OK

3 - Sức chịu tải cho phép : R (t/m2) > Pv

$R = (c.N_c.s_c.i_c + 0,5\gamma_1.B.N_\gamma.s_\gamma.i_\gamma + q.N_q.s_q.i_q)\ /F$ = 13.8 < 14.8 NO

4 - Độ lún tổng thể St, (cm)

S = Cc / (1+eo). lg [(po + Pv)/po] = 8.4 > 8.0 NO

5 - Độ lệch tâm cho phép e_B (m) <= B/6

$e_B = M_B / V$ = 0.73 > 0.70 NO

Hình XII.21: *Kết quả phân tích* Tường chắn cứng

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

PHÂN TÍCH TƯỜNG CHẮN

DẢI TƯỜNG CHẮN KHÔNG NEO

Dự án: Thăng Long Vân Trì Urban Infrastructure Development Project
Hạng mục: Drainage System

Tham khảo điểm: BAD - 5

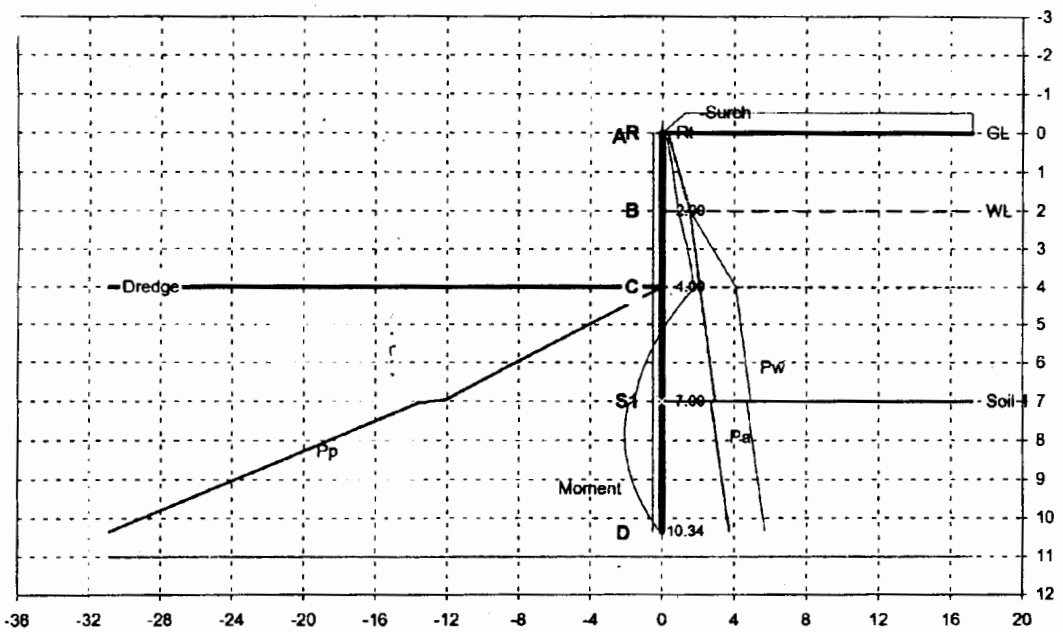
1. Nhập dữ liệu tính chất đất nền

Soil Type	Depth hi(m)	G (t/m3)	Fi (Deg)	C (t/m2)	tcta (deg)	Ka	Kp
S	7.00	1.85	28.00	0.00	17.00	0.33	4.83
S	11.00	2.00	30.00	0.00	17.00	0.31	5.27
S	11.00	2.00	33.00	0.00	17.00	0.27	6.54

2. Nhập dữ liệu đặc trưng tường chắn

Loại (C/S)? :	S		Active	Passive
Chiều dài tường, Ht (m):	10.34	Góc dốc (A - P):	0.00	0.00
Chiều sâu đào, Hex (m):	4	Neo, T1-2 (m)		
Chiều sâu nước, Hw(m):	2	Gia tải, q (t/m2):		1

Kết quả cho thiết kế		
Độ sâu ngàm, d :	**6.34**	m
F [Momen (R)/Momen (O)] :	**1.20**	



Chi tiết kết quả áp lực và lực

Hạng mục	Vị trí	Độ sâu hi(m)	Ka	Kp	Pa (t/m2)	Pw (t/m2)	Pp (t/m2)	Qa (t/m)	Qw (t/m)	Qp (t/m)
Gia tải	A	1.00	0.33		0.33	-	-	-	-	-
Neo	R	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
Nước dưới đất	B	2.00	0.33	4.83	1.55	0.00	0.00	0.105	0.000	0.000
Độ sâu đào	C	4.00	0.33	4.83	2.11	1.99	0.00	0.145	0.134	0.000
Lớp đất 1	S1	7.00	0.33	4.83	2.94	1.99	12.09	0.202	0.136	0.782
Lớp đất 2	S2	11.00	0.31	5.27	3.75	1.99	30.88	0.258	0.136	2.010
Đáy tường chắn	D	10.34	0.31	5.27	3.75	1.99	30.88	0.258	0.136	2.010

Hình XII.22: *Kết quả phân tích* Dải tường chắn ngàm chân

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

PHÂN TÍCH TƯỜNG CHẮN

DẢI TƯỜNG CHẮN CÓ NEO

Dự án : Thang Long Van Tri Urban Infrastructure Developipment Project
Hạng mục : Drainage System **Tham khảo điểm : BAD - 5**

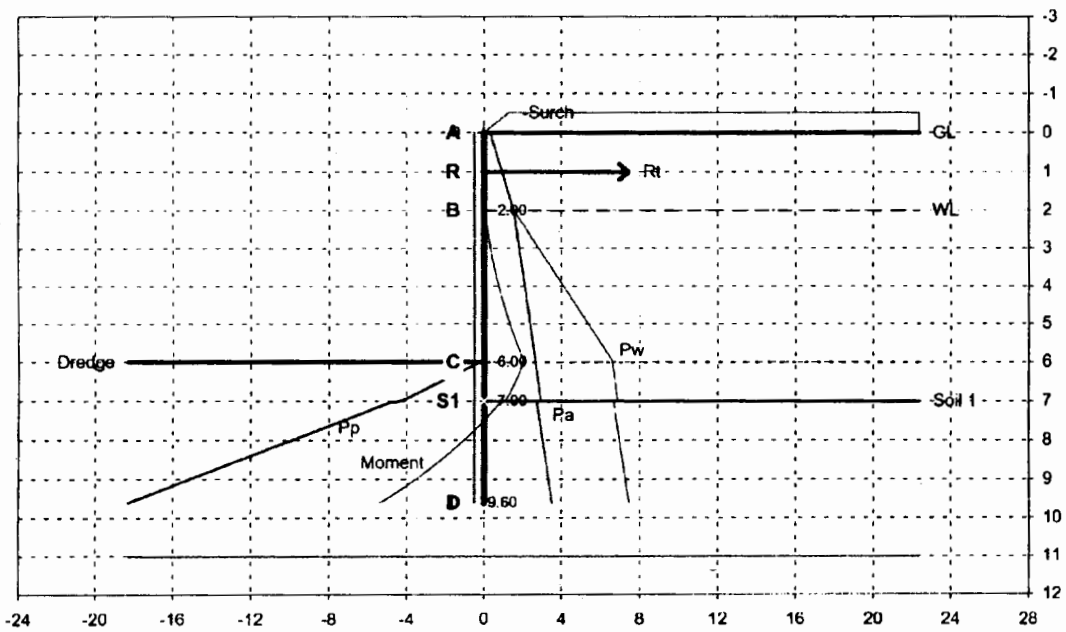
1 - Nhập dữ liệu Tính chất đất nền

Soil Type	Depth hi(m)	G (t/m3)	Fi (Deg)	C (t/m2)	teta (deg)	Ka	Kp
S	7.00	1.85	28.00	0.00	17.00	0.33	4.83
S	11.00	2.00	30.00	0.00	17.00	0.31	5.27
S	11.00	2.00	33.00	0.00	17.00	0.27	6.54

2 - Nhập dữ liệu đặc trưng tường chắn

Loại (S/S)? :	S		Active	Passive
Chiều dài tường, Ht (m) :	9.6	Góc dốc (A - P):	0.00	0.00
Chiều sâu đào, Hex (m):	6	Neo, T1-2 (m):	1.00	0
Chiều sâu nước, Hw(m):	2	Gia tải, q (t/m2):	1	

Kết quả cho thiết kế		
Độ sâu ngàm, d :	**3.60**	m
Momen R) / Momen O) :	**1.00**	
Sức kháng tại điểm R	**-12.8**	t/m



Chi tiết kết quả áp lực và lực

Hạng mục	Vị trí	Độ sâu hi(m)	Ka	Kp	Pa (t/m2)	Pw (t/m2)	Pp (t/m2)	Qa (t/m)	Qw (t/m)	Qp (t/m)
Gia tải	A	1.00	0.33	-	0.33	-	-	-	-	-
Neo	R	1.00	0.33	4.83	0.92	0.00	0.00	0.057	0.000	0.000
Nước dưới đất	B	2.00	0.33	4.83	1.54	0.00	0.00	0.097	0.000	0.000
Độ sâu đào	C	6.00	0.33	4.83	2.65	3.94	0.00	0.169	0.249	0.000
Lớp đất 1	S1	7.00	0.33	4.83	2.94	3.94	4.18	0.188	0.251	0.246
Lớp đất 2	S2	11.00	0.31	5.27	3.52	3.94	18.30	0.225	0.251	1.102
Đáy tường chắn	D	9.60	0.31	5.27	3.52	3.94	18.30	0.225	0.251	1.102

Hình XII.23: *Kết quả phân tích Dải tường chắn có neo*

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

V Version 2b

ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG HOÁ LỎNG ĐẤT NỀN DO ĐỘNG ĐẤT

Bảng tính :

Đánh giá khả năng hoá lỏng đất nền sau đây tính theo 'Tiêu chuẩn Cầu & Đường, Tập V. Thiết kế chống Động đất, 1966, của Hiệp hội Đường cao tốc Nhật bản'

Công trình : LIÊN HỢP LỌC HOÁ DẦU NGHI SƠN - NGHI SƠN REFINERY & PETROCHEMICAL COMPLEX

Điểm khoan : **K35**

Độ sâu mực nước GW - (m) : 0.4

Hệ số động đất ngang Kh : 0.17

Bề dày (m)	Lớp đất	Độ sâu (Z - m)	γ (t/m^3)	N-value (búa)	Ip (%)	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	Fc (%)	γ' (t/m^3)	σ_v (kg/cm^2)	σ'_v (kg/cm^2)	c_1	c_2	Na	R	L	F_L	Đánh giá hoá lỏng
	Sét - Clay	1.0	1.85	6	17.0	0.3	0.05	60.0	0.85	0.185	0.085	2.000	2.778	28.77	0.655	0.364	1.797	OK
	Sét - Clay	2.0	1.85	6	17.0	0.3	0.05	60.0	0.85	0.370	0.170	2.000	2.778	26.23	0.471	0.359	1.314	OK
2.8	Cat - Sand	2.8	1.85	12	17.0	0.3	0.05	2.5	0.85	0.518	0.238	1.000	0.000	21.75	0.332	0.354	0.935	OUT - HL
	Cat - Sand	4.0	1.85	12	6.2	0.3	0.05	2.5	0.85	0.740	0.340	1.000	0.000	19.62	0.303	0.348	0.872	OUT - HL
	Cat - Sand	5.0	1.85	12	6.2	0.3	0.05	2.5	0.85	0.925	0.425	1.000	0.000	18.13	0.289	0.342	0.844	OUT - HL
	Cat - Sand	6.0	1.85	12	6.2	0.3	0.05	2.5	0.85	1.110	0.510	1.000	0.000	16.86	0.278	0.337	0.825	OUT - HL
	Cat - Sand	7.0	1.85	12	6.2	0.3	0.05	2.5	0.85	1.295	0.595	1.000	0.000	15.75	0.269	0.331	0.811	OUT - HL
	Cat - Sand	8.0	1.85	14	6.2	0.3	0.05	2.5	0.85	1.480	0.680	1.000	0.000	17.25	0.281	0.326	0.864	OUT - HL
	Cat - Sand	9.0	1.85	14	6.2	0.3	0.05	2.5	0.85	1.665	0.765	1.000	0.000	16.25	0.273	0.320	0.852	OUT - HL
7.3	Cat - Sand	10.1	2	14	6.2	0.3	0.05	2.5	1	1.885	0.875	1.000	0.000	15.11	0.263	0.311	0.846	OUT - HL
	Sét - Clay	10.8	2	7	17.0	0.3	0.05	60.0	1	2.025	0.945	2.000	2.778	17.25	0.281	0.305	0.921	OK
	Sét - Clay	12.0	2	7	17.0	0.3	0.05	60.0	1	2.265	1.065	2.000	2.778	16.26	0.273	0.296	0.920	OK
	Sét - Clay	13.0	2	13	17.0	0.3	0.05	60.0	1	2.465	1.165	2.000	2.778	26.48	0.485	0.290	1.675	OK
	Sét - Clay	14.2	2	10	17.0	0.3	0.05	60.0	1	2.705	1.285	2.000	2.778	19.91	0.307	0.282	1.088	OK
4.9	Sét - Clay	15.0	2	10	17.0	0.3	0.05	60.0	1	2.865	1.365	2.000	2.778	19.24	0.300	0.277	1.083	OK

1) Điều kiện xảy ra

Đất loại cát bão hoà thường có khả năng xảy ra hiện tượng hoá lỏng. Khi đó nước bị phòi lên khỏi mặt đất vì áp lực nước lỗ rỗng tăng lên đột ngột, do lực cắt lặp đi lặp lại, và đất nền bị sụt xuống. Các điều kiện sau đồng thời xảy ra:

1 - Độ sâu mực nước dưới đất nằm trong khoảng từ 10 đến 20m tính từ mặt đất.

2 - Hàm lượng hạt mịn Fc (<0.074mm) < 35% hoặc là Ip < 15 % khi mà Fc > 35%

3 - Kích cỡ trung bình của D50 < 10,0mm và kích cỡ trung bình của D10 < 1,0mm.

2) Công thức tính toán

$$F_L = \frac{R}{L} \qquad L = rd.Kh.\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \qquad rd = 1.0 - 0.015.z \qquad Na < 14 \Rightarrow R = 0.0882\sqrt{\frac{Na}{1.7}}$$

$$Na \geq 14 \Rightarrow R = 0.0882\sqrt{\frac{Na}{1.7}} + 1.6.10^{-6}.(Na-14)^{4.5} \qquad Na = c_1.N_1 + c_2 \qquad N_1 = \frac{1.7.N_{value}}{\sigma'_v + 0.7}$$

$C_1 = 1$ (khi 0% < Fc <10%), $C_1 = (Fc+40)/50$ (khi 10% <Fc <60%), $C_1 = Fc/20 - 1$ (khi 60% < Fc)

$C_2 = 0$ (khi 0% < Fc < 10%), $C_2 = (Fc-10)/18$ (khi 30% < Fc)

3) Hiệu chỉnh thông số đất nền cho thiết kế

Cần xác định hệ số hiệu chỉnh các thông số cho thiết kế như sau:

- Modun phản lực nền, Modun biến dạng, Ma sát thành cọc v.v..

- Hệ số hiệu chỉnh (DE) được lấy theo bảng sau:

Bảng hệ số hiệu chỉnh DE theo
Japan Highway Bridge Design Standard

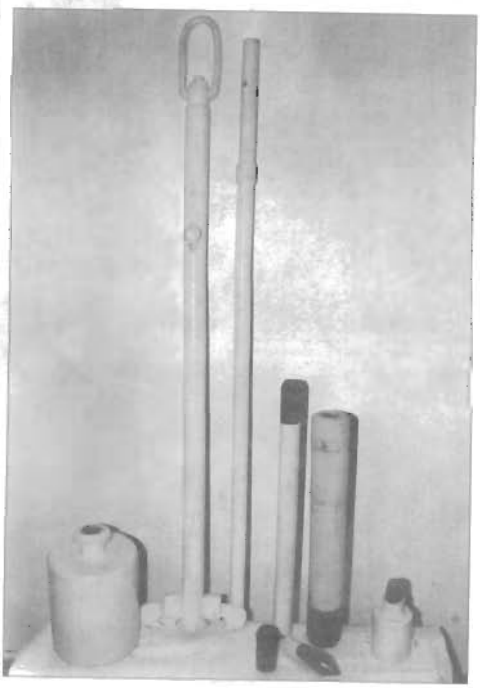
Gía trị FL	Độ sâu 'z' (m)	Hệ số 'DE'
F_L < 0,6	0 < z < 10	0.0
	10 < z < 20	1/3
0,6 < F_L < 0,8	0 < z < 10	1/3
	10 < z < 20	2/3
0,8 < F_L < 1,0	0 < z < 10	2/3
	10 < z < 20	1.0

Hình XII.24: *Đánh giá khả năng Hoá lỏng-Liquefaction do chấn rung động đất*

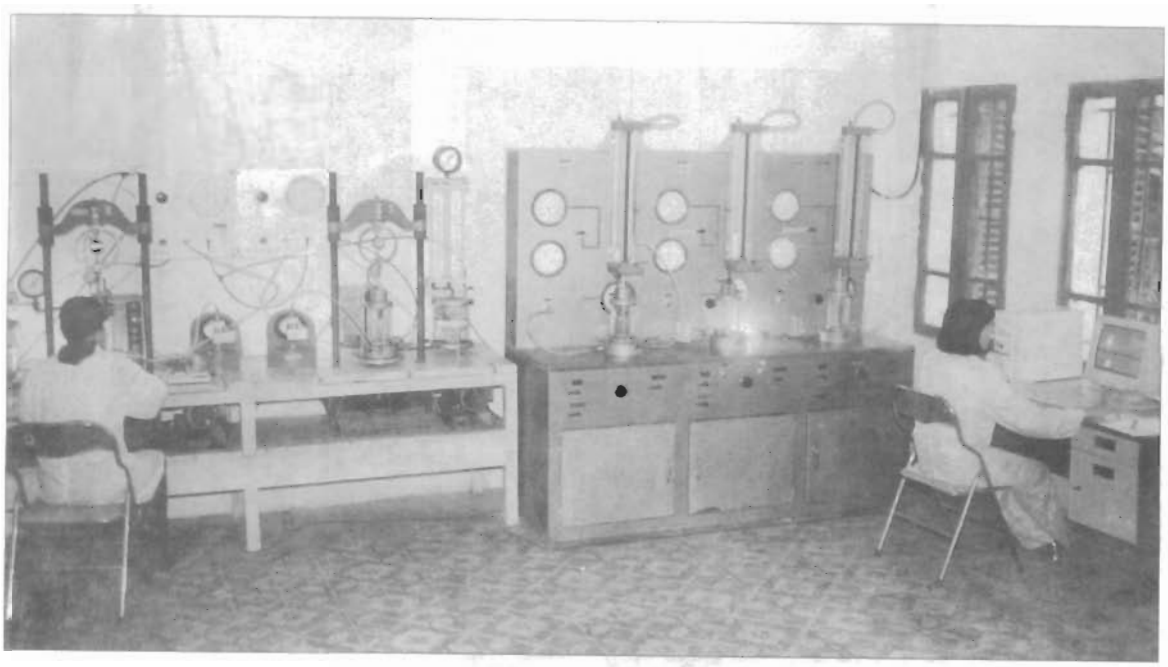
www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Thí nghiệm bê tông nhựa đường



Bộ thí nghiệm SPT, ống lấy mẫu...
do công ty USCo chế tạo

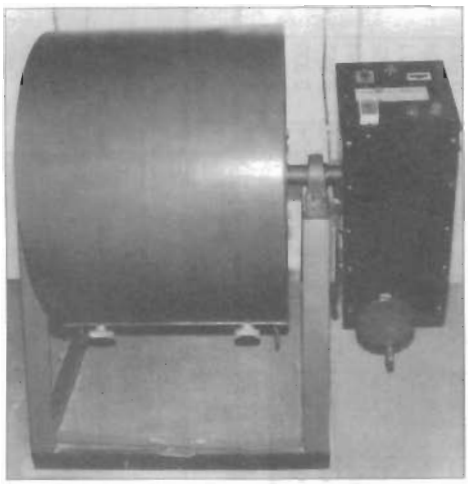


Phòng thí nghiệm cơ lý đất, đá

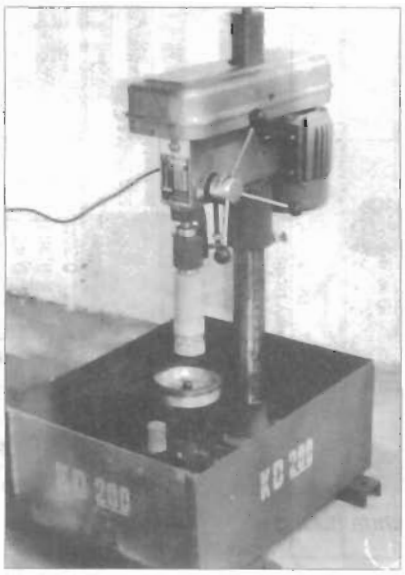
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

MỘT SỐ LOẠI MÁY KHOAN



Máy mài mòn tang quay



Máy khoan lấy mẫu thí nghiệm do Công ty USCo chế tạo

Máy khoan F 120L

Máy khoan FBC-1BC

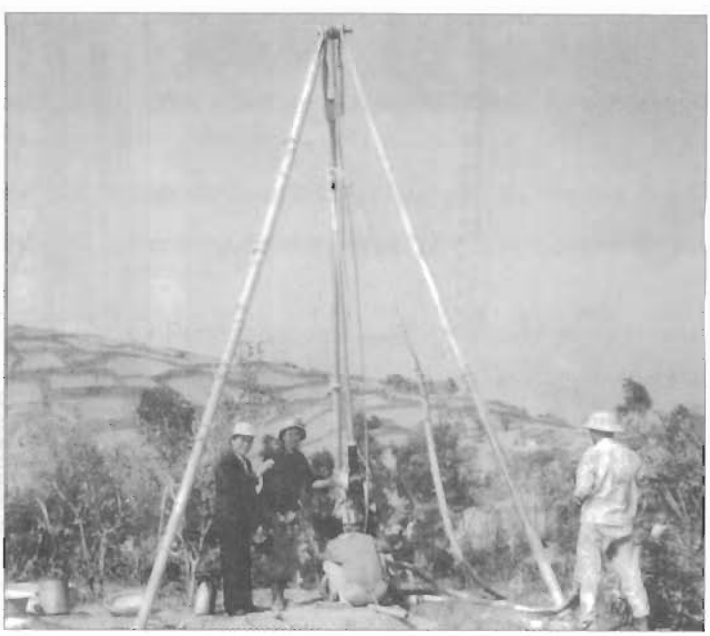
d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Máy đo toạ độ bằng vệ tinh GPS

Máy nén ngang Menard GA

Máy toàn đạc điện tử TC-1010

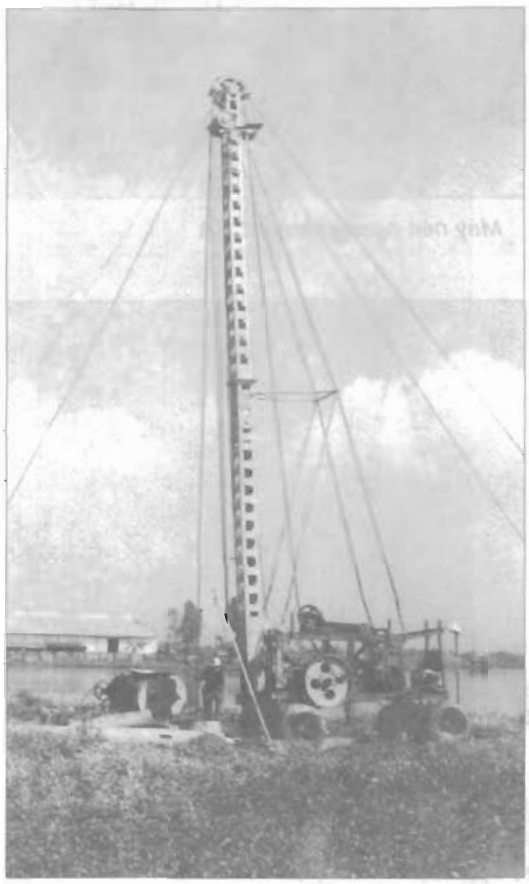


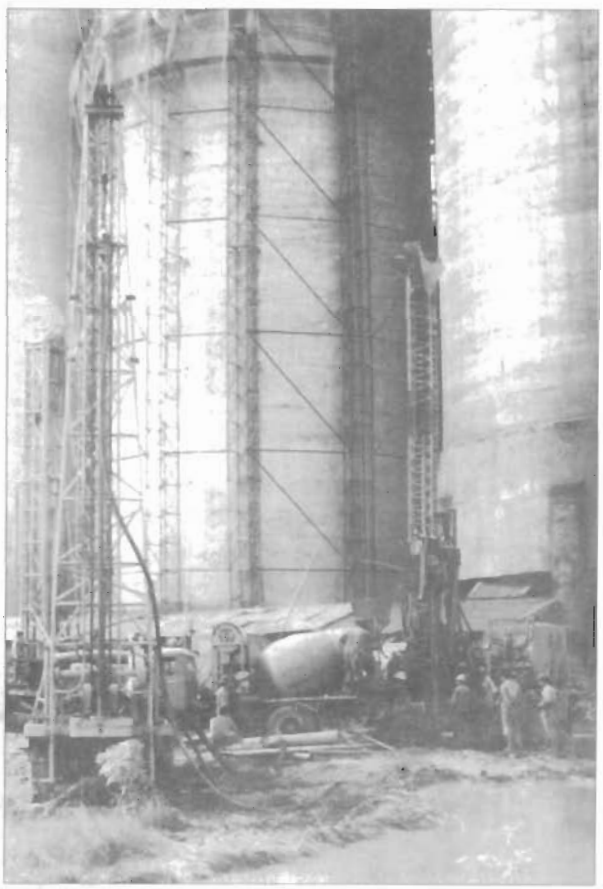
Thăm dò đá vôi, đá sét cho nhà máy xi măng Bút Sơn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

Khoan cọc nhồi Nhà máy xi măng Hòn Chông





Khoan cọc nhồi Nhà máy xi măng Hoàng Thạch

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

TÀI LIỆU THAM KHẢO

I. Tiêu chuẩn - Quy phạm Mỹ:

- AASHTO Interim Guide for Design of Pavement Structures, American Association of State Highway and Transportation Officials (1974).
- AASHTO - The Classification of Soils and Soil- Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes, American Association of State Highway and Transportation Officials Standard Specifications for Materials (1974).
- Classification and Identification of Soils - Proceeding of the American Society of Engineers, No. 73 (1947).
- ASTM D422 (1998) Standard Test Method for Particle Size Analysis of Soils.
- ASTM D854 (2001) Standard Test Method for Specific Gravity.
- ASTM D1143-81(1994) Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load.
- ASTM D1194-94 Standard Test Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load and Spread Footings.
- ASTM D1452-80(2000) Standard Practice for Soil Investigation and Sampling by Auger Boring.
- ASTM D1556-00 Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by Sand-cone Method.
- ASTM D1558-99 Standard Test Method for Moisture Content Penetration Resistance Relationships of Fine-Grained Soils.
- ASTM D1586-99 Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soil.
- ASTM D1587-00 Standard Practice for Thin-Walled Tube Sampling of Soil for Geotechnical Purposes.
- ASTM D1883-99 Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory Compacted Soil.
- ASTM D2166-00 Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil.
- ASTM D2216-98 Standard Test Method for Laboratory Determination of Water Content of Soil and Rock Mass.
- ASTM D2434-68 (2000) Standard Test Method for Permeability of Granular Soil (Constant Head).
- ASTM D2435-96 Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soil.
- ASTM D2487-00 Standard Classification of Soil Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).
- ASTM D2573-94 Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil.
- ASTM D2850-95 (1999) Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soil.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- ASTM D2938-95 Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens.
- ASTM D3080-98 Standard Test Method for Direct Shear Test of Soil Under Consolidated Drained Condition.
- ASTM D3148-96 Standard Test Method for Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens in Uniaxial Compression.
- ASTM D3385-94 Standard Test Method for Infiltration Rate of Soil in Field using Double Ring Infiltrometer.
- ASTM D3441 Standard Test Method for Cone Penetration Test on Soil.
- ASTM D4318-00 Standard Test Method for Liquid Limit, Plasitc Limit, and Plastic Index of Soil.
- ASTM D4648-00 Standard Test Method for Laboratory Miniature Vane Shear Test for Saturated Fine-Grained Clayey Soil.
- ASTM D4767-95 Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soil.
- ASTM D1556-00 Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by Sand-cone Method.
- ASTM D1556-00 Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation.

II. Tiêu chuẩn - Quy phạm Anh:

- BS 1377; 1975: Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes.
- BS 6930; 1981: Code of Practice for Site Investigations.
- BS 8004; 1986: Standard of Code of Practice for Foundations.
- Code Practice CP - 1972
- BS 5930 (1981): British Standard Code of Practice for Site Investigations, British Standards Institution.
- Design Manual: Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, Dept. of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.
- A Guide to the Structural Design of Bitumen- Surfaced Roads in Tropical and Sub- Tropical Countries, Transport and Road Research Laboratory, H. M. Stationery Office(1977).
- A Guide to the Structural Design of Pavements for New Roads, Transport and Road Research Laboratory, H. M. Stationary Office (1970).
- Thickness Design- Full Depth Asphalt Pavement Structures for Pavements and Streets, The Asphalt Institute(1970).
- Site Investigations, Council for Codes of Practice, British Standards Institution.

III. Tiêu chuẩn & Quy phạm Pháp:

- D.T.U. 13-2. - Travaux de fondations profondes pour le bâtiment. Cahiers du C.S.T.B., 1978.
- FOND 72. - Document L.C.P.C. /SETRA. Ministère de la Construction, octobre 1972.
- DTU - 11 - 1 Reconnaissance des sols.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

- DTU - 13 - 1 Regles Pour Calcul des Fondations Superficielles.
- DTU - 13 - 2 (1983) Regles Pour Calcul des Fondations Profondeurs.
- Regle Technique de Conception de Calcul des Fondations des Ouvrages de Genie Civil - Fascicule 62 - titre V.
- Regles D'utilisation des Techniques Pressiometriques et D' Exploitation des Rsultas Obtnus Pour le Calcul des Fondations- Notice genera D- 60, 1975.
- Essais au Scissometre des Chanter - Mode de operatoire LCPC - 1972.
- Normes Recommendees pour L'utilisation des Essais des Penetration en Europe- ISSMFE.
- L'essai triaxial. - Modes opératoires du L.C.P.C. Dunod, 1968.
- Mode opératoire de l'essai pressiométrique normal. L.C.P.C., Dunod, 1971.
- NF P 94-057-1,2: La courbe granulometrique.
- NF P 94-050-1: La tenuer en eau, w, et le degre de saturation, Sr.
- NF P 94-051-1,2: Les limites d'Atterberg.
- NF P 94-053: Les poids volumetiques humid et sec et des grains (NF P-94-04).
- NF P 94-070: Les cisaillement a boite.
- NF P 94- 074-1, 2, 3: L'essai a apparail triaxial.
  L'essai non consolide- non draine UU.
  L'essai consolide- non draine CU.
  L'essai consolide- non draine CD.
- NF P 94-090-1: L'essai oedometrique.
- NF P 94-116: Standard Penetration Test.
- NF P 94-113: Penetrometre statique.
- NF P 94-110: Pressiometre "Menard".
- NF P 94-111: Pressiometre autoforeur.
- NF P 94-112: Essai scissometrique en place.

IV. Tiêu chẩn Thí nghiệm đá - Hội Cơ-Đá Thế giới ISRM):

- ISRM: Sugested method for determining point load strength.
- ISRM: Sugested method for deformability determination using flexible dilatometer.
- ISRM: Basic Geotechnical Description of Rock Masses.
- ISRM: Sugested Method for Rock Stress Determination.
- ISRM: Sugested Method for Surface Monitoring of Movements Across Discontinuities.
- ISRM: Sugested Method for Rock Anchorage Testing.
- ISRM: Sugested Method for Geophysical Logging of Boreholes.
- ISRM: Sugested Method for Deformability Determination Using a Large Flate Jack Technique.
- ISRM: Sugested Method for Petrographic Description of Rocks.
- ISRM: Sugested Method for Monitoring Rock Movements Using Borehole Extensometer.
- ISRM: Sugested Method for Determination Shear Strengrh.
- ISRM: Recommendation on Site Investigation Techniques.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

V. Sách và Tài liệu kỹ thuật:

1. Vũ Công Ngữ, Nguyễn Văn Túc, Trần Văn Việt, Nguyễn Gia Chính, Đỗ Văn Hải. *Đất xây dựng, Phương pháp thí nghiệm xuyên tĩnh* (0.TCN - 174-89)
2. Vũ Công Ngữ, Jseux, Trần Văn Việt, Nguyễn Vũ Tùng - Đỗ Văn Hải. *Hướng dẫn khảo sát và tính toán nền móng theo thiết bị PNUD* - (20.TCN - 211 - 84).
3. Vũ Công Ngữ, Nguyễn Thái. *Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng.* Nhà xuất bản Khoa học Kỹ thuật - 2002.
4. Nguyễn Đình Xuyên. *Động đất và độ nguy hiểm động đất.* VLĐC - 2002.
5. Viện Vật lý Địa cầu. *Thành tựu nghiên cứu Vật lý Địa cầu 1987 - 1997.* TTKHTNCNQG.
6. Nguyễn Đình Xuyên, Nguyễn Ngọc Thuỷ. *Tính Động đất và Độ nguy hiểm động đất* - 1997.
7. Nguyễn Đình Xuyên. *Thang chấn cấp động đất Việt Nam* - (No 4 - 1978, Nga).
8. *Sử dụng các tài liệu thực địa trong phân vùng động đất Việt Nam.* Kết quả nghiên cứu VVLĐC - 1979.
9. *Trường chấn động và chấn tiêu động đất mạnh trên lãnh thổ Việt Nam.* Các vấn đề địa chất công trình - Số 19 NXB khoa học Mat. 1978 (Nga).

- Modes opératoires du L.C.P.C. Dunod. *L'essai de cisaillement à la boite.* 1968.

- G. Philipponnat. *Fondations et Ouvrages en Terre.* 1979

[1] Coppens R. et Roubault A. *Précis de Géologie.* P.U.F., 1966, Tome I, 1969, Tome II.

[2] Panet M. et divers. *La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de Génie Civil.* Association Amicale des Ingénieurs, anciens élèves de l'école Nationale des Ponts et Chaussées, 1976.

[3] Pomerol C. et Fouet R. *Les roches éruptives.* P.U.F., collection Que sais-je?, n^0 542.

[4] Pomerol C. et Fouet R. *Les roches sédimentaires.* P.U.F., collection Que sais-je?, n^0 595.

[5] Pomerol C. et Fouet R. *Les roches métamorphiques.* P.U.F., collection Que sais-je?, n^0 674.

[6] A.S.T.M. *Norme D 2049* (69).

[7] Cambefort H. *Forages et sondages.* Eyrolles, 1966.

[8] Cambefort H. *Géotechinique de l'ingénieur.* Eyrolles, 1972.

[9] Lambe T. W. et Whitman R. V. *Soils Mechanics.* John Wiley, 1969.

[10] *Recommeandations pour les terrassements routiers.* Ministère de l'Équipment. Doc. L.C.P.C./Setra, 1976.

[11] Caquot A. et Kerisel J. *Traité de Mécanique dé sols.* Gauthiers-Villars, 1966.

[12] L.C.P.C. *Hydraulique des Sols.* Supplément N au bulletin de liaison, 1970.

[13] Schneebeli G. *Hydraulique souterraine.* Eyrolles, 1966.

[14] Costet J. et Sanglerat G. *Cours pratique de Mécanique des Sols.* Dunod, 1975.

[15] L'Herminier R. *Mécanique des Sols et des Chaussées.* Société de diffusion de l'I.T.B.T.P., Eyrolles, 1967.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

[16] Philipponnat G. *Mesure de la compressibilité des sols par un essai œdometrique accéléré.* Annales de l'I.T.B.T.P., février 1977.

[17] Absi E. *Recherches sur la rhéologie des argiles.* Annales I.T.B.T.P., série "Assais et mesures", n° 213, septembre 1965.

[18] Giroud J. P. *Tassement et stabilité des fondations superficielles,* Tome 1. Presses Universitaires de Grenoble, 1975.

[19] Roscoe K. H. *The influence of strains in soil mechanics.* Géotechnique, Volume XX, n° 2, 1970.

[20] Skempton A. W. *Long term stability of clay slopes.* Géotechnique, Volume XIV, 1964.

[21] L'Herminier R. *Cours de méçanique des sols et des chaussées.* S.D.T.B.T.P. Eyrolles, 1967.

[22] *L'hydraulique des sols.* Bulletin de liaison du L.C.P.C. Numéro spécial N, avril 1970.

[23] Morgenstern W. R. et Price W. E. *The analysis of the stability of general slide surfaces.* Géotechnique, mars 1965.

[24] Ministère de L'Agriculture. *Technique des barrages en aménagement rural,* 1977.

[25] Skempton A. W. *Long term stability of clay slopes. Fourth rankine lecture.* Géotechnique, juin 1964.

[26] Caquot A., Kerisel J. et Absi E. *Tables de butée et de poussée.* Gauthiers-Villars, 1973.

[27] Graux D. *Fondations et excavations profondes.* Eyrolles, 1967.

[28] Houy A. *Calcul des ouvrages en palpanches métalliques.* Sacilor, 57700 Hayange, 1976.

[29] Josseaume H. *Méthodes de calcul des rideaux de palplanches.* Étude bibliographique. Bulletin de liaison du L.C.P.C., n° 72, juillet-aout 1974.

[30] *Recommandations concernant les tirants d'ancrage.* TA. 77. Eyrolles, 1977.

[31] Schneebeli G. *Les parois moulées dans le sol.* Eyrolles, 1972.

[32] Schlosser et Nguyen Thanh Long. *Dimensionnement des ouvrages en terre armée: murs et coulées de ponts.* Association Amicale des Ingénieurs, anciens élèves de l'E.N.P.C., 1974.

[33] Lebègue Y. *Pouvoir portant des sols sous une charge inclinée.* Thèse de Docteur-Ingénieur. Paris VI, 1971.

[34] Skempton A. W. et Bjerrum L. *A contribution to the settlement analysis of foundations on clays.* Géotechnique, décembre 1967.

[35] Tcheng Y. *Pouvoir portant d'un solide composé de deux couches plastiques différentes.* Thèse de Doctorat, Paris, 1956.

[36] Baguelin et divers. *Essais de chargement de pieux forés dans la craie altérée.* Bulletin de liaison L.C.P.C., n° 73, 1974.

[37] De Beers E. *Méthodes de déduction de la capacité portante d'un pieu à partir des résultats des essais de pénetration.* Annales des travaux publics de Belgique, nos 4, 5 et 6, 1971 /1972.

[38] Bustamante M. et divers. *Essais de chargement statique de trois pieux lancés et battus.* Bulletin de liaison L.C.P.C., n° 84, 1976.

[39] Cambefort H. *Essais sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés des groupes de pieux.* Annales I.T.B.T.P., décembre 1964.

[40] Cambefort H. *Géotechnique de l'ingénieur,* 1971.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

[41] Combarieu O. *Essais de chargement de pieux forés dans un limon argileux.* Bulletin de liaison L.C.P.C., n^0 80, 1975.

[42] Davis A. et Philipponnat G. *Essais de pieux en vraie grandeur dans des milieux pulvérulents.* Annales I.T.B.T.P., n^0 363, août 1978.

[43] Foray P. et Puech A. *Influence de la compressibilité sur la force portante des pieux en milieu pulvérulent.* Annales I.T.B.T.P., n^0 339, mai 1976.

[44] Gouvenot D. *Essais en France et à l'étranger sur le frottement latéral en fondation: Amélioration par injection.* Revue "Travaux", novembre 1973.

[45] L'Herminier R. *Cours de mécanique des sols et des chaussées.* S.D.T.P., Eyrolles,1967.

[46] Baguelin F., Jezequel J. F. and Shields D.H. *The Pressuremeter and Foundation Engineering. Trans. Tech.* Publications, CH 4711, Suisse, 1978.

- *Étude Des Remblais Sur Sols Compressibles*- 1971 - Recommandation de L.P.C.

[1] M. E. Harr. *Foundations of theoritical soil Mechanics*, McGraw-Hill Book Comp. New York, 1966.

[2] D. W. Taylor. *Fundamentals of Soils Mechanics.* J. Wiley and Sons, New York,1966.

[3] E. Absi. Généralisation de la théorie de consolidation de Terzaghi au cas d'une multi-couche. Annales de l'I.T.B.T.P. Juillet- Août 1965 n° 211- 212.

[4] R. A. Barron. *Consolidation of fine grained soils by drain wells.* Journal of Soils Mechanics, ASCE, juin 1947.

[5] L. Casagrande. *Construction de terraplenes a traves de turba.* Bulletin de Information laboratorio del transporte, Madrid, sept. 1967.

[6] F. Christie. *A re-appraisal of Merchant's contribution to the theory of consolidation.* Géotechnique, vol. XIV, n° 4, déc. 1964.

[7] A. Garras. *Moorsprengungen in Schleswig-Holstein und Bayern, 1958- 1963.* Stranssen und Tiefbau, n° 11, 1965.

[8] R. E. Gibson et K. Y. Lo. *A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression.* N.G.I. Proc., n° 41, 1961.

[9] H. Josseaume. *Un appareil de mesure de la pression interstitielle dans les sols en place.* Bulletin de liaison des laboratoires routiers, n° 24, mars- avril 1967.

[10] H. Josseaume. *Facteurs intervenant dans les mesures de pression interstitielle.* Bulletin de liaison des laboratoires routiers, n° 30, mars-avril 1968.

[11] H. Karst et F. *Bourges. La construction des remblais sur sols compressibles.* Bulletin de liaison des laboratoires routiers, n° 23, janv.-fév. 1967.

[12] H. Karst et F. Bourges. *Remblais sur sols compressibles.* Annales de l'ITBTP, n° 203, nov. 1964.

[13] A. W. Koppejan. *A formula combining the Terzaghi load compression relationship and the Buisman secular time effect.* Proc. of 2th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Rotterdam, 1948.

[14] H. Lemasson et A. Lubière. *Unité de sondages pour la reconnaissance des sols peu consistants (bâti de fonçage- scissomètre et carottier à piston stationnaire).* Bulletin de liaison des laboratoires routiers n° 35, déc. 1968.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

[15] J. L. Paute. *étude d'un remblai sur sol compressible avec utilisation de drains de sable et constatations.* Remblai de Cran. Bulletin de liaison des laboratoires routiers, n° 25, mai-juin 1967.

[16] M. Peignaud. *Mesure du tassement des ouvrages. Mise au point d'un nouvel appareil.* Bulletin de liaison des laboratoires routiers, n° 11, janv.-fév. 1965.

[17] G. Pilot. *Abaques pour le calcul de stabilité des remblais sur sols mous. Matériau pulvérulent.* Bulletin de liaison des laboratoires routiers, n° 25, mai- juin 1967.

[18] G. Pilot et S. Kacmaz. *Abaques de calcul de stabilité des talus de remblais sur sols mous. Matériau de remblai frottant et cohérent.* Bulletin de liaison des laboratoires routiers, n° 29, janv.- fév. 1968.

[19] F. E. Richart. *Review of the theories for sand drains-* A.S.C.E., Transactions, vol. 124, 1959.

[20] P. W. Rowe et D. H. Shields. *The measured horizontal coefficient of consolidation of laminated, layered or var ved clays.* Proc. of the 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Montréal, 1965.

[21] J. O. Tresidder. *A review of existing methods of road construction over peat Road* Research Laboratory. Technical paper, n° 40, 1958.

[22] State of California,Highway Transportation Agency, Department of Public Works, Division of Highways, *Construction Control of embankments placed over marsh areas*, mars 1965.

- *Geotechnical Earthquake Enginering* - Steven L. Kramer .

- *Design and installation of driven pile foundations* Hunt, H. W., 1979.

- Canadian - *Foundation Engineering Manual,* 1985.

[1] Bieniawski, Z. T., 1976. *Rock mass classification in rock engineering.* Proceedings, Symposium on Exploration for Rock Engineering, Cape Town, A. A. Balkema, pp. 76- 106.

[3] Ladanyi, B., 1972. *In-situ determination of undrained stress- strain behaviour of sensitive clays with the pressuremeter.* Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, No.2, pp. 313- 319.

[4] Ladanyi, B. and Joy, A., 1971. *Some aspects of bearing capacity of rock mass.* Proceedings, 7th Canadian Symposium on Rock Mechanics, Edmonton, pp. 161-190.

[5] Lambe, T. W., Wolfskill, L. A., and Wong, J. H., 1970. *Measured performance of braced excavations.* American Society of Civil Engineers, ASCE Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 96, SM3, pp. 817-836.

[6] Meyerhof, G. G., 1956. *Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils.* American Society of Civil Engineers, ASCE Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 82, SM1, pp. 1- 19.

[7] Meyerhof, G. G., 1963. *Some recent research on bearing capacity of foundations.* Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 1, pp. 16- 26.

[8] Meyerhof, G. G., 1965. *Shallow foundations.* American Society of Civil Engineers, ASCE Journal fof Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 91, SM2, pp. 21- 31.

[9] Meyerho, G. G., 1976. Bearing capacity and settlement of pile foundations. The Eleventh Terzaghi Lecture, Nov. 6, 1975. American Society of Civil Engineers, ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, GT3, pp. 195- 228. Discussions in Vol. 103, GT3 and GT4, Closure in Vol. 103, GT9.

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

[10] Peck, R. B., 1969, Hanson, W. E., and Thornburn, T. H., 1974. *Foundation Engineering* (2nd Edition). John Wiley and Sons, New York, 514 p.

[11] Schultze, E. and Melzer, K. J., 1965. *The determination of the density and the modulus of compressibility on non- cohesive soils by sounding.* Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Vol.1, pp. 354- 358.

[12] Seed, H. B., 1970. *Soil problems and soil behaviour.* In Earthquake engineering (R. L. Wiegel, Editor), Prentice- Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, Chapter 10, pp. 227- 251.

- *Fondations sur Pieux*, 1971 - J. Legrand avec la collaboration de F. Baguellin, J. Jézéquel, J. Marchal et M. Peignaud.

- *Les Essais in situ en Mécannique des Sols*, Tome I,II - Maurice Cassan.

- *The penetrometer and soil exploration*, 1972 - G. Sanglerat.

- *Geotechnical Engineering Handbook* - M. Carter.

[2] *The Engineering Classification of Residual Tropical Soils*, A. L. Little.

[3] *The Logging of Rock Cores for Engineering Purposes*, British Geotechnical Society Engineering Group Working Party Report, Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 3 (1970).

[4] *Tropical Lateritic Materials and their Use in Mechanically Stabilised Pavements*, D. W. Farthing, unpublished dissertation, Dept. of Civil Engineering, University of Salford (1972).

[9] *Groundwater and Seepage*, M. E. Harr, McGrawHill (1962).

[10] *Soil Mechanics*, Lambe and Whitman, John Wiley and Sons (1979).

[11] *Routine Interpretation of the Lugeon Water Test*, A. C. Houlsby, Quarterly Journal of Engineering Geology, vol. 9 (1976).

[12] *Notes on Soil Testing for Engineering Purpose*, A. Casagrande and R. E. Fadum, Harvard University Graduate School of Engineering Publication 268 (1940).

[13] *Physical Properties of Sands and Gravels with Reference to their Use in Filtration*, A. Hazen, Report of the Massachusetts State Board of Health (1892).

[14] *Design Manual: Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures*, Dept. of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.

[15] *A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay*, A. W. Skempton and L. Bjerrum, Geotechnique vol. 7 (1957).

[16] *Chemical Resistance of Concrete*, W. H. Gutt, C. Chem and W. H. Harrison, Concrete, vol. 11 (1977), reprinted as CP23/ 77 by the Building Research Establishment (U. K).

[17] *Concrete in Sulphate- Bearing Soils and Groundwater*, Building Research Establishment Digest 250 (1981).

[18] *Steel Sheet Piling Design Manual*, United States Steel (1975); and Navfac DM- 7.

[19] *Groundwater and Seepage; and Problems in Engineering Soils,* P. L. Capper, W. F. Cassie and J. D. Geddes, Spon (3rd ed.1980).

[20] *A Guide to the Structural Design of Bitumen- Surfaced Roads in Tropical and Sub- Tropical Countries.* Transport and Road Research Laboratory, H. M. Stationery Office(1977).

[21] *A Guide to the Structural Design of Pavements for New Roads.* Transport and Road Research Laboratory, H. M. Stationary Office (1970).

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

[22] *Thickness Design- Full Depth Asphalt Pavement Structures for Pavements and Streets.* The Asphalt Institute(1970).

- *Soil Testing for Engineers* - 1951 - John Wiley & alt .
- *Laboratory and field testing in Soil Engineering* - 1979 - Association of Geoscientists for International Development.
- *Fondations Superficielles: Serie Mecanique des Sols* (CEPTP): .
- *Compressibilité des Sols.* Tassement des Fondations - Gerard BOLLE - Chapitre 10.
- *Reconnaissance Des Sols* - 1980- Gérard Philipponat.
- *Liste de Programmes "HP 67" et "HP 97"* Utilisables en Pressiometrie - Menard.
- *Foundation Engineering Handbook* by H.F. Winterkon.
- *Foundation Engineering Handbook* by Hai Yang Fang.
- *Geotechical Engineering in Difficult Grounds* - Bell - 1978.
- *Geotechniques No 39* - 1991 H. Poulos.
- *Pile Foundation Analysis and Design* - Poulos & David - 1990.
- *Note Mechanique des Sols* - CEPTP (Paris) - 1980.
- *In-situ Testing for Geotechnical Investigation* - M.C. Ervin, Melbourne 1983
- *Cercetarea Apelor Subterane* - M. Pascu & V. Stelea - Bucuresti 1968

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

MỤC LỤC

Trang

Lời giới thiệu 3

Lời mở đầu 5

Bảng ký hiệu 10

CHƯƠNG I . KHÁI QUÁT ĐỊA CHẤT - ĐẤT ĐÁ

I. Khái quát về cấu trúc Quả Đất 15

II. Các loại Đất - Đá chính 17

II.1. Đá magma 17

II.1.1. Định nghĩa - Khái niệm 17

II.1.2. Thành phần khoáng vật cơ bản 17

II.1.3. Các loại đá magma chính 18

II.2. Đá trầm tích 19

II.2.1. Nguồn gốc thành tạo 19

II.2.2. Đặc điểm đá trầm tích 20

II.2.3. Các khoáng vật của đá trầm tích 20

II.2.4. Phân loại đá trầm tích 21

II.2.5. Quá trình hình thành đất đá trầm tích 24

II.3. Đá biến chất 26

II.3.1. Đá biến chất và đặc trưng phân phiến 26

II.3.2. Các khoáng vật của đá biến chất 26

II.3.3. Các loại đá biến chất chính 26

CHƯƠNG II. KHÁI QUÁT MỘT SỐ TÍNH CHẤT XÂY DỰNG ĐẤT NỀN

I. Định nghĩa Đất xây dựng 28

II. Cấu trúc đất 28

II.1 . Phân loại hạt rắn 29

II.2. Nước lỗ rỗng và cấu trúc trong đất 29

II.2.1. Cấu trúc đất rời 29

II.2.2. Cấu trúc đất dính (sét) 29

II.2.3. Các nhóm đất sét 30

III. Tính chất vật lý của đất 31

III.1. Các thông số tính chất vật lý đất 31

III.2. Mối quan hệ giữa các thông số tính chất vật lý đất 32

IV. Khái quát một số tính chất cơ học của đất 33

IV.1. Lý Thuyết đàn hồi áp dụng trong đất 33

IV.1.1. Thông số thường dùng 33

IV.1.2. Môđun thoát nước và môđun không thoát nước 33

IV.1.3. Phạm vi áp dụng lý thuyết đàn hồi 34

IV.1.4. Mối quan hệ giữa môđun đàn hồi và môđun nén một trục 35

IV.1.5. Môđun cắt 35

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

IV.2. Phân bố ứng suất xung quanh một điểm - vòng tròn Mohr 36
IV.2.1. Giới thiệu chung 36
IV.2.2. Định nghĩa - Ký hiệu 36
IV.2.3. Tính chất vòng tròn Mohr 37
IV.3. Khái quát lý thuyết biến dạng dẻo áp dụng cho đất 38
IV.3.1. Đường bao cực hạn - Nguyên lý Mohr-Coulomb. 38
IV.3.2. Trạng thái cân bằng giới hạn trong đất rời 40
IV.3.3. Trạng thái cân bằng giới hạn trong đất dính - Định đề về trạng thái tương đương 41
IV.3.4. Tính chất đặc biệt của đường cực hạn và vòng tròn Mohr 42
IV.4. Đất với lý thuyết cố kết terxaghi 43
IV.4.1. Định nghĩa các dạng ứng suất trong đất 43
IV.4.2. Trường hợp đất bão hoà nước 43
IV.4.3. Quá trình cố kết 45
IV.5. Khái quát lý thuyết Menard cho thí nghiệm nén ngang 50
IV.5.1. Thí nghiệm nén ngang với pha giả đàn hồi 50
IV.5.2. Thí nghiệm nén ngang với pha biến dẻo 53

CHƯƠNG III. NƯỚC DƯỚI ĐẤT

I. Một số khái niệm cơ sở 54
I.1. Môi trường rỗng 54
I.2. Độ uốn lượn 55
I.3. Mức độ rỗng và các đặc trưng 55
I.4. Mức độ thấm 56
I.5. Độ ẩm - Độ bão hoà 56
I.6. Sức căng bề mặt 57
I.7. Hiện tượng mao dẫn 57
II. Các loại nước dưới đất chủ yếu 58
II.1. Nước dưới đất trong trầm tích loại hạt 58
II.1.1. Nước ngầm (phreatic) 58
II.1.2. Nước sâu 59
II.2. Nước Các-tơ 60
II.2.1. Khái quát chung 60
II.2.2. Hiện tượng thẩm thấu và các khu chứa nước trong đá vôi 62
II.2.3. Xu hướng phát triển nước các-tơ 63
II.3. Phân bố nước dưới đất có mức độ thấm đồng nhất 66
III. Phân tích hoá học nước dưới đất 67

CHƯƠNG IV. KHẢO SÁT - THĂM DÒ - THÍ NGHIỆM

I. Phân loại và mô tả đất đá trong xây dựng 68
I.1. Phân loại đất cho mục đích xây dựng 68
I.1.1. Đất xây dựng và mục đích phân loại đất 68
I.1.2 . Phân loại đất theo nguồn gốc địa chất 68
I.1.3. Phân loại đất theo Hệ U.S. (Unified Classification for Soil) 70
I.1.4. Hệ phân loại đất BS (British Classification for Soil) 73
I.1.5. Hệ phân loại đất AASHTO/ASTM (USA) 74
I.2. Nhận biết và mô tả đất cho xây dựng 77
I.2.1. Nhận biết và mô tả đất trầm tích 77

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

I.2.2. Nhận biết và mô tả đất tàn tích 79
I.3. Phân loại đá khối cho mục đích xây dựng 80
I.3.1. Các yếu tố cơ sở cho phân loại đá 80
I.3.2. Phân loại đá nứt nẻ trong xây dựng 82
I.3.3. Phân loại đá phong hoá cho xây dựng 84
I.4. Nhận biết và Mô tả đá cho xây dựng 87
II. Công tác khảo sát đất nền và các bước tiến hành 90
II.1. Mục đích và đối tượng của công tác khảo sát đất nền 90
II.2. Giai đoạn trong công tác khảo sát 91
II.2.1. Giai đoạn điều tra ban đầu 92
II.2.2. Giai đoạn khảo sát sơ bộ 94
II.2.3. Giai đoạn khảo sát chi tiết 98
II.2.4. Giai đoạn khảo sát đặc biệt - Khảo sát phục vụ thi công 101
II.2.5. Báo cáo khảo sát Địa kỹ thuật 101
II.2.6. Tổng hợp tiến trình khảo sát 103
II.2.7. Phương án (đề cương) khảo sát địa kỹ thuật 105
III. Các phương pháp thăm dò - lấy mẫu 108
III.1. Phương pháp khoan, đào 108
III.1.1. Phương pháp đào 108
III.1.2. Phương pháp khoan đập cáp 108
III.1.3. Phương pháp khoan xoay 110
III.2. Phương pháp lấy mẫu và lõi đất, đá 112
III.2.1. Các loại mẫu đất đá 112
III.2.2. Phương pháp lấy mẫu xem (mẫu xáo động) 113
III.2.3. Phương pháp lấy mẫu bằng ống mẫu đóng 113
III.2.4. Phương pháp lấy mẫu bằng ống mẫu pittông 114
III.2.5. Phương pháp lấy mẫu lõi đất, đá 116
III.3. Phương pháp thăm dò địa vật lý 118
III.3.1. Phương pháp thăm dò điện 120
III.3.2. Phương pháp thăm dò địa chấn 122
III.3.3. Xác định các đặc trưng đất theo kết quả thăm dò địa vật lý 125
IV. Các phương pháp thí nghiệm 128
IV.1. Thí nghiệm hiện trường 128
IV.1.1. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) 128
IV.1.2. Thí nghiệm xuyên động (DPT) 132
IV.1.3. Thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT) 135
IV.1.4. Thí nghiệm nén ngang Menard (PMT) 142
IV.1.5. Thí nghiệm cắt cánh hiện trường (VST) 150
IV.1.6. Thí nghiệm bàn nén tải trọng tĩnh (PBT) 156
IV.1.7. Thí nghiệm nén tĩnh cọc (PLT) 161
IV.1.8. Thí nghiệm vi xuyên và vi cắt cánh (PP & MVST) 169
IV.2. Thí nghiệm trong phòng 171
IV.2.1. Thí nghiệm xác định độ ẩm (w) 171
IV.2.2. Thí nghiệm xác định giới hạn chảy (LL) 172
IV.2.3. Thí nghiệm xác định giới hạn dẻo (PL) 174
IV.2.4. Thí nghiệm tỷ trọng của đất (Gs) 174

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

IV.2.5. Thí nghiệm xác định thành phần hạt (PSD) 175
IV.2.6. Thí nghiệm đầm chặt đất (SCT) 177
IV.2.7. Thí nghiệm dung trọng hiện trường (FDT) 179
IV.2.8. Thí nghiệm California Bearing Ratio (CBR) 181
IV.2.9. Thí nghiệm nén một trục (OCT) 185
IV.2.10 Thí nghiệm nén ba trục (TCT) 192
IV.2.11. Thí nghiệm cắt trực tiếp (DST) 198
IV.2.12. Thí nghiệm nén nở hông (UCT) 203
IV.2.13. Thí nghiệm thành phần hoá học 204

V. Đánh giá xâm thực và ăn mòn của môi trường với vật liệu xây dựng và biện pháp bảo vệ 206

V.1. Đánh giá độ ăn mòn của môi trường với kim loại 206
V.1.1. Đánh giá độ ăn mòn của đất với kim loại 206
V.1.2. Đánh giá độ ăn mòn của nước với thép trơn dẻo 206
V.1.3. Đánh giá độ ăn mòn của không khí với thép trơn dẻo 207
V.2. Đánh giá độ xâm thực của môi trường với bê tông và biện pháp bảo vệ 207
V.2.1. Xâm thực Alkalis (K_2O & Na_2O) 208
V.2.2. Xâm thực axit (pH) 208
V.2.3. Xâm thực Sulphate (SO_3) 208
V.2.4. Xâm thực Cloride 210
V.2.5. Xâm thực của nước biển 210

VI. Một số bảng tra cứu 210

VI.1. Tương quan giữa các loại thí nghiệm 210
VI.1.1. Tương quan giữa cắt cánh và xuyên tĩnh 210
VI.1.2. Tương quan giữa cắt cánh và nén ngang Menard 211
VI.1.3. Tương quan giữa xuyên tĩnh và SPT 211
VI.1.4. Tương quan giữa SPT và nén ngang Menard 211
VI.1.5. Tương quan giữa xuyên tĩnh và nén ngang Menard 212
VI.1.6. Tương quan xác lập cho đất nền Hà Nội 212
VI.2. Bảng tra cứu sức chịu tải quy ước móng nông 213
VI.3. Hệ đơn vị đo lường và chuyển đổi 214
VI.3.1. Hệ đo lường thông dụng 214
VI.3.2. Chuyển đổi đơn vị các hệ trên 214
V.3.3. Hệ đo lường Anglo-Saxon và chuyển đổi 215

CHƯƠNG V. PHÂN TÍCH MÓNG NÔNG

I. Những khái niệm cơ bản 216

I.1. Định nghĩa móng nông 216
I.2. Trạng thái móng nông dưới tải trọng 216
I.3. Phân tích trạng thái phá hỏng đất nền dưới móng nông 218
I.4. Phân tích tải trọng giới hạn chính tâm trên móng băng nằm ngang, dưới đất nền đồng nhất - Công thức tổng quát tải trọng giới hạn 219

II. Tính toán sức chịu tải móng nông 220

II.1. Sức chịu tải móng nông theo cơ đất lý thuyết 220
II.1.1. Phương pháp trong quy phạm Pháp: DTU 13-1 220
II.1.2. Phương pháp do AASHTO kiến nghị 221
II.1.3. Móng chịu tải tác dụng lệch tâm 222

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

II.1.4. Sức chịu tải móng nông khi có đất yếu nằm gần đáy móng 224
II.1.5. Trường hợp lớp cứng nằm gần đáy móng 225
II.1.6. Trường hợp móng chịu tải trọng ngang 225
II.2. Sức chịu tải móng nông theo thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT) 227
II.2.1. Đối với đất dính thuần tuý ($\varphi = 0$, $c \neq 0$) 227
II.2.2. Đối với đất rời - Phương pháp Meyerhof 228
II.2.3. Phương pháp theo quy phạm Pháp 228
II.3. Sức chịu tải móng nông theo thí nghiệm nén ngang Menard (PMT) 230
II.3.1. Cơ sở lý thuyết 230
II.3.2. Phương pháp tính toán theo quy phạm Pháp 232
II.4. Sức chịu tải móng nông theo SPT 233
II.5. Sức chịu tải móng nông trên nền đá 234
II.5.1. Móng nông đặt trên nền *đá tốt* 235
II.5.2. Móng nông đặt trên nền *đá xấu* 235
III. Tính toán độ lún móng nông 236
III.1. Phân bố ứng suất dưới nền móng - lý thuyết Boussinesq 236
III.1.1. Móng mềm và móng cứng - ứng suất lên đất nền 236
III.1.2. Lý thuyết Boussinesq 236
III.2. Tính toán độ lún cố kết theo phương pháp phân tầng 238
III.2.1. Tính toán độ lún cố kết với móng mềm 238
III.2.2. Đối với móng cứng 240
III.2.3. Đánh giá độ lún móng bề rộng nhỏ - Hiệu chỉnh Skempton & Bjerrum 240
III.3. Tính toán độ lún đàn hồi theo phương pháp tổng quát 242
III.4. Tính toán độ lún theo thí nghiệm nén ngang Menard 242
III.4.1. Nguyên lý và công thức tổng quát 242
III.4.2. Trường hợp đất nền bất đồng nhất 244
III.5. Phương pháp nhanh xác định độ lún 245
III.6. Độ lún cho phép 246
III.6.1. Độ lún tổng thể và độ lún lệch 246
III.6.2. Xác định độ lún lệch 247
III.6.3. Các giá trị cho phép 247

CHƯƠNG VI. PHÂN TÍCH MÓNG SÂU

I. Những khái niệm cơ sở 249
I.1. Định nghĩa móng sâu - móng cọc 249
I.2. Phân loại móng cọc 250
II. Nguyên lý tính toán móng cọc 252
II.1. Cọc chịu tải trọng thẳng đứng 252
II.2. Cọc chịu các ngoại lực khác 253
III. Trạng thái làm việc của cọc chịu tải trọng thẳng đứng trong môi trường đồng nhất 253
III.1. Tính chất phức tạp trong phân tích 253
III.2. Khái niệm cơ sở 253
III.2.1. Thành phần mũi cọc 253
III.2.2. Thành phần ma sát thành 255
III.3. Tổng hợp các kết quả thực nghiệm 256
III.3.1. Trạng thái hoạt động của cọc ngàm trong đất rời 257
III.3.2. Trạng thái hoạt động của cọc ngàm trong đất dính thuần tuý 258

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

IV. Trạng thái huy động sức kháng thực tế của cọc trong khi chuyển vị 259
IV.1. Cọc chịu tác động tải thẳng đứng ngàm trong hai lớp 259
IV.1.1. Sức kháng mũi cọc 259
IV.1.2. Giá trị độ sâu ngàm tới hạn D_c. 259
IV.1.3. Ma sát thành 259
IV.2. Trạng thái huy động tăng tiến sức kháng khi cọc chuyển vị 260
V. Tính toán thực tiễn sức chịu tải một cọc 261
V.1. Công thức tổng quát 261
V.2. Sức chịu tải một cọc tính theo cơ đất lý thuyết 262
V.2.1. Với đất rời - Phương pháp Meyerhof 262
V.2.2. Với đất dính ($\varphi = 0$, $c \neq 0$) 265
V.2.3. Hệ số an toàn 266
V.3. Sức chịu tải một cọc tính theo xuyên tiêu chuẩn (SPT) 267
V.3.1. Sức kháng mũi cọc 267
V.3.2. Ma sát thành cọc 268
V.4. Sức chịu tải một cọc tính theo xuyên tĩnh (CPT) 269
V.4.1. Sức kháng mũi cọc 269
V.4.2. Ma sát thành cọc 270
V.5. Sức chịu tải một cọc theo thí nghiệm nén ngang Menard (PMT) 271
V.5.1. Sức kháng mũi cọc 271
V.5.2. Ma sát thành cọc 273
V.6. Sức chịu tải cọc đơn theo công thức đóng cọc (PDT) 275
V.6.1. Công thức đóng cọc MENR 275
V.6.2. Công thức đóng cọc Đan mạch 276
V.7. Sức chịu tải cọc đơn ngàm trong đá 276
V.7.1. Loại móng cọc áp dụng trong đá 277
V.7.2. Sức chịu tải móng cọc ngàm trong đá theo quy phạm Đức 277
V.7.3. Sức chịu tải móng cọc trong đá theo phương pháp Goodman (1980) 278
V.7.4. Sức chịu tải móng cọc trong đá theo Ladanyi & Roy (1974) 279
VI. Ma sát âm - lực xệ ngang 279
VI.1. Hiện tượng ma sát âm 279
VI.2. Phương pháp tính toán ma sát âm 280
VI.2.1. Nguyên lý tính toán. 280
VI.2.2. Ma sát âm đơn vị. 280
VI.2.3. Giá trị K.tgϕ' 281
VI.2.4. Xác định chiều dày chịu ma sát âm H' 281
VI.2.5. Tính toán lực ma sát âm Q^n 281
VI.2.6. Xác định ma sát âm cho tính toán thiết kế 282
VI.3. Lực xệ ngang của đất yếu vào thân cọc 283
VII. Móng cọc chịu tác dụng lực ngang 284
VII.1. Phương pháp tính toán đối với đất rời 284
VII.2. Phương pháp tính toán với đất dính 287
VII.3. Xác định môđun phản lực ngang theo nén ngang Menard 288
VIII. Nhóm cọc 289
VIII.1. Hiệu ứng nhóm 289
VIII.2. Phương pháp Terxaghi & Peck với khối móng giả tưởng 290

www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

VIII.3. Hệ số hiệu dụng nhóm cọc C_e 291
VIII.3.1. Xác định hệ số hiệu dụng nhóm cọc Ce theo Converse Labarre 291
VIII.3.2. Xác định hệ số hiệu dụng nhóm cọc C_e theo Terxaghi 292
VIII.3.3. Nhóm cọc ngàm trong tầng đất đá cứng 292
VIII.3.4. Nhóm cọc ngàm trong tầng đất đồng nhất 292
VIII.4. Phân bố lực trong nhóm cọc 293
IX. Độ lún móng cọc 294
IX.1. Độ lún cọc đơn 294
IX.1.1. Phương pháp Davis Poulos - Cọc đơn ngàm trong sét 294
IX.1.2. Phương pháp Woodward - Gardner & Greer - Độ lún đàn hồi cọc đơn 295
IX.1.3. Phương pháp Gambin - Độ lún cọc đơn 298
IX.2. Độ lún nhóm cọc 302
IX.2.1. Phương pháp cố kết Terxaghi 302
IX.2.2. Các phương pháp kinh nghiệm 303

CHƯƠNG VII. PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH MÁI DỐC

I. Phân chia các loại chuyển động mái dốc 305
I.1. Chuyển động của Mái dốc tự nhiên 305
I.2. Chuyển động của Mái dốc nhân tạo 306
II. Các loại chuyển động chính 306
II.1. Chuyển động do lăn rơi các khối đá 306
II.2. Chuyển động do trượt 306
II.2.1. Trượt theo mặt phẳng 306
II.2.2. Trượt vòng cung đơn giản 306
II.2.3. Trượt vòng cung phức hợp 307
II.3. Chuyển động do trồi xệ 307
II.4. Chuyển động do cuốn theo dòng nước 307
II.5. Mái dốc do đào đất và mái dốc đất đắp nằm trên nền đất không chịu nén 308
II.6. Mái dốc đất đắp nằm trên nền đất yếu chịu nén 308
II.7. Ổn định dưới tường chắn 309
III. Phân tích ổn định mái dốc 309
III.1. Phân tích ổn định trượt mặt phẳng 309
III.1.1. Mái dốc vô hạn - Trượt mặt phẳng song song. 309
III.1.2. Mái dốc hữu hạn 311
III.2. Phân tích ổn định mái dốc cho những lời giải đơn giản 312
III.2.1. Mái dốc của đất rời 312
III.2.2. Mái dốc của đất dính đồng nhất 313
III.2.3. Mái dốc thẳng đứng của hố đào 316
III.3. Phân tích ổn định mái dốc trượt cung tròn 317
III.3.1. Phương pháp chia lát Fellenius 317
III.3.2. Phương pháp chia lát Bishop 319

CHƯƠNG VIII. PHÂN TÍCH TƯỜNG CHẮN

I. Áp lực chủ động và bị động 320
I.1. Trường hợp đất dính ($\varphi = 0$; $c \neq 0$) 320
I.1.1 . Áp lực chủ động 320
I.1.2 . Áp lực bị động 321

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

I.1.3 . Tác động gia tải và nước dưới đất 321
I.2. Trường hợp đất rời, $\varphi \neq 0$; c = 0 322
I.2.1 . Áp lực chủ động 322
I.2.2. Áp lực bị động 323
II. Phân tích tường chắn cứng 324
II.1. Định nghĩa và phân loại tường chắn cứng 324
II.2. Phân tích tường chắn cứng 325
II.2.1. Phân tích ổn định chống lật 325
II.2.2. Phân tích ổn định chống trượt đáy móng 326
II.2.3. Phân tích ổn định nền móng 326
II.2.4. Phân tích ổn định mái dốc 326
II.3. Phân tích một số dạng tường chắn cứng - thấp 327
III. Phân tích tường chắn mềm 330
III.1. Định nghĩa, phân loại tường chắn mềm 330
III.2. Phân tích dải tường chắn ngàm chân 330
III.2.1. Tính toán ổn định tường chắn 331
III.2.2. Trường hợp đất dính (sét, sét pha) 332
III.2.3. Lực cắt và mômen uốn dọc thân tường 332
III.3. Phân tích dải tường chắn có neo 333
III.3.1. Phân tích theo phương pháp đất giữ tự do 333
III.3.2. Phân tích theo phương pháp đất giữ cố định hoặc giảm tương đương 335
III.3.3. Lựa chọn phương pháp tính toán 336
III.3.4. Dải tường chắn với nhiều hàng neo 337
III.3.5. Thiết kế neo trong đất đá 338
III.4. Phân tích hố đào với tường chống xà 341
III.4.1. Áp lực đất - Tải trọng thiết kế 341
III.4.2. Gia tải 342
III.4.3. Ảnh hưởng nước thấm 342
III.5. ổn định đáy hố đào và biến dạng thành của hố đào 342
III.5.1. Phân tích bất ổn định đáy hố đào trong đất dính 342
III.5.2. Phân tích bất ổn định đáy hố đào trong đất rời 344
III.5.3. Xác định độ lún mặt đất xung quanh hố đào 345
CHƯƠNG IX. NGHIÊN CỨU ĐẤT ĐẮP TRÊN NỀN ĐẤT YẾU
I. Khái quát chung 346
II. Nghiên cứu ổn định mái dốc 348
II.1. Phương pháp chia lát Bishop - Fellenius kết hợp 348
II.2. Phân tích ổn định cho lập Phương án thi công Đắp đất theo giai đoạn 351
1. Xác định chiều cao cho phép của đất đắp giai đoạn I (h_1) 351
2. Xác định thời gian chờ đợi cần thiết để đạt được độ cố kết dự kiến 352
II.3. Dùng bệ phản áp tăng hệ số an toàn 353
III. Nghiên cứu lún cố kết 354
III.1. Bản chất hiện tượng lún cố kết - những hạn chế cần lưu ý 354
III.2. Phân tích lún cố kết theo phương pháp Terxaghi. 356
III.2.1. Tính toán độ lún tổng thể 356
III.2.2. Xác định phân bố ứng suất dưới đất đắp 358

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

III.2.3. Tính toán cố kết theo thời gian 359
III.2.4. Tính toán cố kết theo thời gian cho đất nền nhiều lớp 361
III.2.5. Tính toán cố kết theo thời gian trong quá trình thi công đắp đất. 361
III.3. Các giải pháp gia tăng vận tốc cố kết 363
III.3.1. Giải pháp gia tải tạm thời 363
III.3.2. Giải pháp đường thoát nước thẳng đứng - PVD (Bấc thấm) 364
III.3.3. Những kỹ thuật phụ trợ 368
IV. Công tác quan trắc - kiểm tra 370
IV.1. Quan trắc độ lún 370
IV.1.1. Mục đích 370
IV.1.2. Các phương pháp quan trắc lún thông thường 370
IV.1.3. Lún kế 371
IV.1.4. Lựa chọn điểm đo và lựa chọn tuyến đo 372
IV.1.5. Chu kỳ đo 373
IV.2. Đo áp lực nước lỗ rỗng 373
IV.2.1. Mục đích 373
IV.2.2. Nguyên lý đo - Một số khái niệm 374
IV.2.3. Các loại piezometer (ống đo áp lực lỗ rỗng) 375
IV.2.4. Lựa chọn loại piezometer 377
IV.2.5. Lựa chọn vị trí đo - Tần suất ghi kết quả 378
IV.2.6. Khai thác kết quả - Các nguyên nhân chính dẫn đến sai số 378
IV.3. Đo chuyển vị ngang đất nền dưới đất đắp 379
IV.3.1. Mục đích 379
IV.3.2. Thiết bị đo 379
IV.4. Đo ứng suất tổng phương đứng dưới đáy đất đắp 381
IV.4.1. Mục đích 381
IV.4.2. Thiết bị 381
IV.5. đo trực tiếp mức độ gia cường sức kháng cắt 381
IV.6. Kiến nghị tổng quát 382
IV.6.1. Lập đề cương quan trắc - kiểm tra 382
IV.6.2. Tìm hiểu thực địa 383
IV.6.3. Lắp đặt thiết bị 383
IV.6.4. Bố trí nhân sự quan trắc 384
IV.6.5. Trình bầy và đánh gía kết quả quan trắc 385
IV.6.6. Phương pháp dự báo độ lún tiếp diễn theo kết quả quan trắc lún. 387
V. Vật liệu đắp và thi công đắp đất 390
V.1. Một số phương pháp thi công và xử lý 390
V.2. Vật liệu đất đắp 391
V.2.1 Đất loại cát 391
V.2.2. Đất loại sét (trầm tích) 391
V.2.3. Đất tàn tích: Bụi-sét lẫn sạn sỏi 391
V.3. Công tác khảo sát - thăm dò - Thí nghiệm cho Vật liệu đắp 392
V.3.1. Nghiên cứu tài liệu 392
V.3.2. Thị sát - điều tra hiện trường 392
V.3.3. Khảo sát - thăm dò 392
V.3.4. Công tác lấy mẫu 392
V.3.5. Công tác thí nghiệm mẫu 392

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

V.3.6. Lập báo cáo kết quả khảo sát mỏ vật liệu đắp 393
V.4. Phương thức thi công và kiểm tra đất đắp 393
V.4.1. Đầm chặt thử nghiệm hiện trường 393
V.4.2. Thí nghiệm hiện trường để kiểm tra đầm chặt 394
V.4.3. Tiêu chí đánh giá mức độ thi công đầm chặt 394
V.4.4. Khoanh vùng xử lý PVD và lắp đặt thiết bị quan trắc 395
V.4.5. Khoanh đoạn và các bước thi công đất đắp trên đất yếu 395
VI. Khái niệm về thiết kế tầng phủ mềm 397
VI.1. Cấu trúc tầng mặt đường 398
VI.2. Lượng giao thông 398
VI.3. Sức kháng lớp nền 399
VI.4. Thiết kế tầng mặt đường theo Road Note 31 401
VI.5. Thiết kế tầng mặt đường theo phương pháp AASHTO 402
VI.6. Vật liệu sử dụng cho lớp móng trên (base) 405
VI.6.1 Sạn sỏi tự nhiên (natural gravel) 405
VI.6.2. Đá nghiền đập (Crushed Stone) 405
VI.6.3. Hỗn hợp gia cường đất-ximăng hoặc đất-vôi bột 406
VI.6.4. Hỗn hợp gia cường đất-bitum 407

CHƯƠNG X. THUỶ LỰC CÔNG TRÌNH

I. Tính chất chuyển động nước tự do 409
I.1. Trạng thái nước dưới đất 409
I.2. Nước chảy thẳng dòng. Định luật Darcy 410
I.3. Hệ số thấm của đất và các phương pháp Xác định 411
I.3.1. Xác định hệ số thấm theo thí nghiệm trong phòng 411
I.3.2. Thí nghiệm bơm hút nước trong hào đào 412
I.3.3. Thí nghiệm đổ nước trong hố khoan 412
I.3.4. Phương pháp thí nghiệm Lefranc 414
I.3.5. Phương pháp thí nghiệm Lugeon 415
I.3.6. Xác định hệ số thấm theo thành phần hạt 418
II. Nước chảy hai chiều trong môi trường đồng nhất đẳng hướng 418
II.1. Mạng dòng chảy 418
II.2. Lưu lượng nước chảy qua khối đất 419
II.3. Lực đẩy của dòng chảy nước dưới đất 420
II.4. Tường ngăn đứng trong tầng thấm nước 423
II.4.1. Dải tường ngăn đứng, trong lớp thấm nước có chiều dày vô hạn 423
II.4.2. Dải tường ngăn đứng, trong lớp thấm nước, chiều dày hữu hạn 424
II.4.3. Dải tường vây chiều dài vô hạn 424
II.5. Tường ngăn Hố đào 424
II.5.1. Tường chắn bờ hố đào 424
II.5.2. Dải tường vây dài vô hạn chắn hố đào 425
II.5.3. Dải tường vây dài hữu hạn chắn hố đào - An toàn chống bùng nền 426
II.5.4. Công tác hạ thấp mực nước trong hố đào 428
II.6. Với đê và đập đất chắn nước 431
II.6.1. Sơ đồ nước ngấm qua thân đập đất 431
II.6.2. Thẩm thấu (ngấm nước) dưới thân đập 433
II.6.3. Khả năng phá hỏng do sói bùng dưới chân đập 434

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

CHƯƠNG XI. ĐỘNG ĐẤT VỚI CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG

I. Khái quát về động đất 435
I.1. Định nghĩa, khái niệm 435
I.2. Khái quát phân bố động đất trên địa cầu 436
I.2.1. Phân bố địa lý về động đất 436
I.2.2. Phân loại động đất theo chiều sâu 437
I.3. Nguyên nhân hình thành động đất 439
II. Khái quát một số đặc trưng của động đất 441
II.1. Nguồn năng lượng động đất 441
II.2. Độ lớn động đất - chấn cấp M (magnitude) 442
II.2.1. Định nghĩa chấn cấp (Magnitude) 442
II.2.2. Quan hệ giữa chấn cấp và năng lượng 442
II.3. Cường độ động đất I (Intensity) 443
II.3.1. Định nghĩa 443
II.3.2. Thang cường độ động đất (cấp động đất) 443
II.3.3. Quan hệ giữa cường độ (I) và gia tốc (a) 447
II.3.4. Ảnh hưởng điều kiện nền đất đến cường độ 448
II.4. Đặc trưng rung động địa chấn 448
II.4.1. Chấn đồ (gia tốc, vận tốc, dịch chuyển) 448
II.4.2. Chấn phổ đáp ứng 450
II.5. Định luật tắt dần của chấn động động đất 451
II.6. hậu quả của động đất 452
II.6.1. Hệ quả nguyên sinh 452
II.6.2. Hệ quả thứ sinh 452
III. Phân vùng địa chấn - bản đồ động đất 453
III.1. Khái quát chung 453
III.2. Động đất ở Việt Nam 454
III.2.1. Mạng lưới các trạm địa chấn 454
III.2.2. Khái quát về động đất và các quy luật biểu hiện động đất ở Việt Nam 455
III.2.3. Mối liên quan giữa tính động đất và bình đồ kiến tạo và tính đới 457
III.2.4. Bản đồ phân vùng động đất 459
III.2.5. Bản đồ phân vùng động đất với tần suất khác nhau 459
III.2.6. Bản đồ phân vùng động đất thiết kế 459
III.3. Khảo sát động đất phục vụ thiết kế kháng chấn 464
IV. Khái quát về thiết kế chống động đất 465
IV.1. Các thông số thiết kế 465
IV.1.1. Động đất thiết kế 465
IV.1.2. Chấn phổ thiết kế 465
IV.2. Những vấn đề cơ học đất trong thiết kế chống động đất 466
IV.2.1. Phương pháp tính toán 466
IV.2.2. Vấn đề sức chịu tải móng nông 468
IV.2.3. Vấn đề độ lún. Biến dạng phục hồi và không phục hồi 469
IV.2.4. Vấn đề tường chắn đất 470
IV.2.5. Vấn đề ổn định các công trình bằng đất 470
IV.3. Hiện tượng hoá lỏng đất nền (Liquefaction) 471
IV.3.1. Quan sát hiện tượng 471

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncol

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold

IV.3.2. Nghiên cứu hiện tượng hoá lỏng ở thực địa 472
IV.3.3. Phương pháp tổng quát đánh giá khả năng hoá lỏng đất nền. 473
IV.3.4. Phương pháp kinh nghiệm đánh giá khả năng hoá lỏng. 474
IV.3.5. Phương pháp đánh giá khả năng hoá lỏng theo quy phạm Nhật 475
IV.3.6. Hậu quả tác động của hoá lỏng nền đất 477
IV.4. Khái quát tác động động đất trong thiết kế cầu 478
IV.4.1. Khái niệm về hệ số gia tốc 479
IV.4.2. Tải động đất - Phân loại cầu 480
IV.4.3. Vùng động đất 480
IV.4.4. Hiệu ứng nền đất 480
IV.4.5. Hệ số đáp ứng địa chấn đàn hồi 482
IV.4.6. Yếu tố chuyển đổi đáp ứng 482
IV.4.7. Sự kết hợp giữa các lực động đất 484
IV.4.8. Tính toán các lực thiết kế 484
IV.5. Khái quát tác động động đất trong thiết kế nhà 486
IV.5.1. Theo quy phạm thiết kế NBC Canada (National Building Code) 486
IV.5.2. Theo quy phạm thiết kế UBC - Mỹ (Uniform Building Code) 489

CHƯƠNG XII. CÔNG NGHỆ THÔNG TIN ỨNG DỤNG TRONG ĐỊA KỸ THUẬT (GEO-INFORMATIQUE)

I. Ứng dụng công nghệ thông tin trong khảo sát đất nền 496
I.1. Khái quát về tiến trình khảo sát đất nền 496
I.2. Các loại công việc liên quan đến sử dụng tin học 497
I.3. Những ứng dụng của công nghệ thông tin 499
I.3.1. Với sơ đồ bố trí công trình khảo sát 499
I.3.2. Với các mặt cắt Địa kỹ thuật 499
I.3.3. Với các trụ hố khoan 500
I.3.4. Với thí nghiệm hiện trường và thí nghiệm trong phòng 500
II. Ứng dụng công nghệ thông tin trong phân tích địa kỹ thuật 503
II.1. Một số đặc điểm trong phân tích địa kỹ thuật 503
II.2. Nhận xét về ứng dụng công nghệ thông tin trong phân tích địa kỹ thuật 503
II.3. Trao đổi về ý tưởng địa kỹ thuật cho phân tích 504
II.3.1. Xác lập một số chủ đề cho *phân tích Địa kỹ thuật Excel* 505
II.3.2. Thành lập ý tưởng địa kỹ thuật phục vụ lập trình 506
II.4. Một số chương trình ứng dụng lập trên Excel 512

TÀI LIỆU THAM KHẢO 531

d.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold.vn www.vncold