

GS. TSKH. BÙI ANH ĐỊNH - PGS. TS. NGUYỄN SỸ NGỌC

NỀN VÀ MÓNG CÔNG TRÌNH CẦU ĐƯỜNG

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2005

LỜI NÓI ĐẦU

Giáo trình Cơ học đất, Nền và Móng xuất bản lần đầu (1962) ở Trường Đại học Giao thông Vận tải là tài liệu biên dịch của các tác giả Lê Quý An, Nguyễn Cảnh Chất và Mai Tây Lộ từ giáo trình cùng tên của Trường Đại học Đường sắt Đường sơn Trung Quốc.

Giáo trình này được dùng ở Trường Đại học Giao thông Vận tải cho đến năm 1972 thì phần Nền và Móng được soạn lại thành "Giáo trình Nền và Móng" cho phù hợp với quy trình tính toán theo trạng thái giới hạn (CH-200-62) được áp dụng phổ biến ở nước ta để thay thế cho quy trình tính toán cũ theo phương pháp ứng suất cho phép.

Năm 1973 theo yêu cầu của Bộ Đại học và Trung học Chuyên nghiệp, các Ban Thư ký môn học được thành lập gồm nhiều đại diện các giảng viên có kinh nghiệm từ nhiều trường. Ban Thư ký môn học Cơ học đất, Nền và Móng đã cử ra một nhóm viết giáo trình Cơ học đất gồm các Giáo sư Lê Quý An, Nguyễn Văn Quỳ và Nguyễn Công Mân. Giáo trình Cơ học đất đã xuất bản năm 1974. Một nhóm viết cuốn Bài tập Cơ học Đất gồm các Giáo sư Nguyễn Văn Bằng, Bùi Anh Định và Vũ Công Ngữ xuất bản năm 1976. Một nhóm thứ ba gồm các Giáo sư Bùi Anh Định, Phan Trường Phiệt và Lê Đức Thắng được phân công soạn cuốn giáo trình Nền và Móng đã xuất bản 1977 và cuốn giáo trình này đã được dùng cho đến nay.

Giáo trình nói trên được viết chung cho cả ba ngành Cầu đường, Xây dựng và Thủy lợi.

Ngày nay, khoa học kỹ thuật và công nghệ xây dựng trên thế giới cũng như trong nước có nhiều thay đổi, nên bộ môn Địa kỹ thuật Trường Đại học Giao thông Vận tải thấy cần phải biên soạn lại giáo trình Nền và Móng.

Giáo trình xuất bản lần này có một khó khăn đặc biệt mà chúng tôi muốn trình bày trước để bạn đọc thông cảm, đó là tiêu chuẩn tính toán, thiết kế và quy phạm thi công. Hiện nay nước ta đang có quan hệ rộng rãi với nhiều nước trên thế giới, mỗi nước lại có một tiêu chuẩn thiết kế riêng. Một số Bộ, Ngành đã quyết định dùng tiêu chuẩn của một hệ thống nào đó hoặc ban hành tiêu chuẩn về một lĩnh vực nào đó hoàn toàn dựa vào quy trình của một nước nhất định.

Vấn đề đặt ra ở đây là nội dung các phần tính toán, thiết kế nên trình bày theo tiêu chuẩn nào. Trong ngành Giao thông Vận tải hiện vẫn sử dụng quy trình tính toán, thiết kế cầu cống xuất bản năm 1979, quy trình này về cơ bản dựa trên quy trình tính toán, thiết kế Cầu cống Đường sắt và Đường bộ năm 1962 của Liên Xô (cũ) (CH-200-62). Từ đó đến nay ở Liên Xô (cũ) và Nga đã thay đổi nhiều quy trình, riêng ở nước ta việc dùng

Quy trình thiết kế Cầu cống Đường sắt, Đường bộ năm 1979 cũng đã quen chưa có nhu cầu thay đổi hoặc sửa đổi những quy định.

Chính vì lý do trên, Giáo trình Nền và Móng công trình cầu đường xuất bản lần này vẫn sử dụng quy trình trên trong phần thiết kế, tính toán. Quy trình thiết kế của các nước nói chung giống nhau về nguyên lý cơ bản, vì vậy bạn đọc nắm vững các nguyên lý tính toán theo giáo trình này thì cũng có cơ sở vững chắc để hiểu và sử dụng quy trình tính toán của các nước khác.

Quy phạm thi công tùy thuộc vào trình độ khoa học, kỹ thuật và công nghệ của mỗi nước mà quy định.

Chúng tôi có dự định sẽ biên soạn một tài liệu tham khảo để các bạn đọc có điều kiện so sánh quy trình thiết kế và tính toán giữa các nước. Đây là một công trình đòi hỏi nhiều công sức và thời gian nhưng rất cần thiết cho đất nước khi chúng ta đang có quan hệ kinh tế kỹ thuật với nhiều nước khác nhau trên thế giới.

Giáo trình gồm các chương:

Mở đầu

Chương 1: Khảo sát địa chất công trình khu vực xây dựng.

Chương 2: Móng nông.

Chương 3: Móng cọc.

Chương 4: Móng cọc đường kính tiết diện lớn.

Chương 5: Móng giếng chìm.

Chương 6: Xây dựng trên nền đất yếu.

Trong quá trình biên soạn có sự phân công sau:

Chương 1 do TS. Nguyễn Sỹ Ngọc viết;

Phần mở đầu và từ chương 2 đến chương 6 do GS. TSKH. Bùi Anh Định viết.

Vì trình độ và điều kiện thực tế có hạn, chúng tôi mong được sự giúp đỡ của bạn đọc để lần xuất bản sau giáo trình có chất lượng hơn.

Các tác giả

MỞ ĐẦU

Trong công trình xây dựng, móng là bộ phận có tác dụng truyền tải trọng bên trên xuống cho nền đất chịu. Khi chịu lực, đất có thể xảy ra những hiện tượng ảnh hưởng đến kết cấu bên trên. Vấn đề này đã được nghiên cứu tương đối kỹ trong môn Cơ học đất. Môn học Nền và Móng sử dụng các kiến thức của Cơ học đất, cụ thể hóa ra cho thích hợp với điều kiện thực tế đồng thời sử dụng các phương pháp nghiên cứu của mình để tính toán và thiết kế kết cấu móng khác nhau. Ngoài ra đây là một môn học chuyên môn thực dụng cho nên sẽ có một phần không thể thiếu được là các vấn đề thi công nền móng.

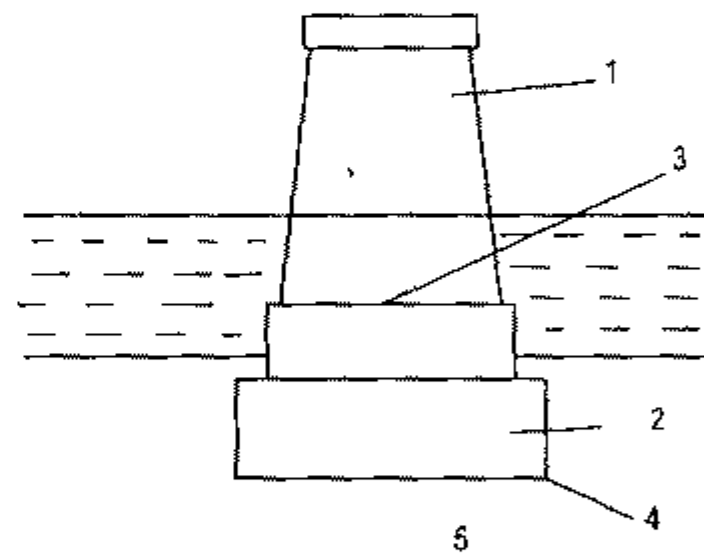
Nội dung trên chính là mục đích và đối tượng nghiên cứu của môn học này.

Người ta thường chia công trình xây dựng ra hai phần lớn: Kết cấu phần trên và kết cấu phần dưới. Từ mặt móng trở lên là kết cấu phần trên, từ mặt móng trở xuống là kết cấu phần dưới.

Kết cấu phần dưới lại gồm hai bộ phận:

- Móng là một bộ phận của công trình có tác dụng truyền mọi tải trọng bên trên xuống cho đất chịu.

- Nền là bộ phận ngay dưới đáy móng tiếp thu tất cả các lực do móng truyền xuống. Nền thường được phân biệt ra nền thiên nhiên và nền nhân tạo. Người ta gọi là nền thiên nhiên khi đáy móng đặt trực tiếp lên đất thiên nhiên và nền nhân tạo khi đất đã được dùng các biện pháp xử lý nào đó để làm cho cứng hơn hoặc chặt hơn. Thí dụ như xây dựng trên đất bùn nhão người ta đã đào bỏ lớp đất đó đi và thay bằng tầng đất cát đầm chặt hoặc dùng biện pháp xử lý nào đó để giảm bớt nước cho nền đất trở nên khô cứng hơn.



Hình 1. Sơ đồ móng trụ cầu
1- Kết cấu phần trên; 2- Móng;
3- Mặt trên móng; 4- Đáy móng; 5- Nền.

Về lý thuyết mà nói, có thể coi nền như không có giới hạn vì khi chịu tác dụng của tải trọng trên mặt đất bất cứ một điểm nào đó trong nền đều chịu một ứng suất nhất định, nhưng trong thực tế thường coi nền là phạm vi đất có ảnh hưởng đáng kể đến công trình, thí dụ giới hạn của nền là các điểm chịu một ứng suất quy ước nào đó.

Để tiện cho việc so sánh sau này giữa các loại móng với nhau, đầu tiên chúng ta cần nắm khái niệm chung về mỗi kết cấu đó.

KHÁI NIỆM CHUNG VỀ CÁC LOẠI KẾT CẤU MÓNG

Trong ngành xây dựng cầu, công hiện nay móng thường chia ra làm hai loại:

Móng nông và móng sâu.

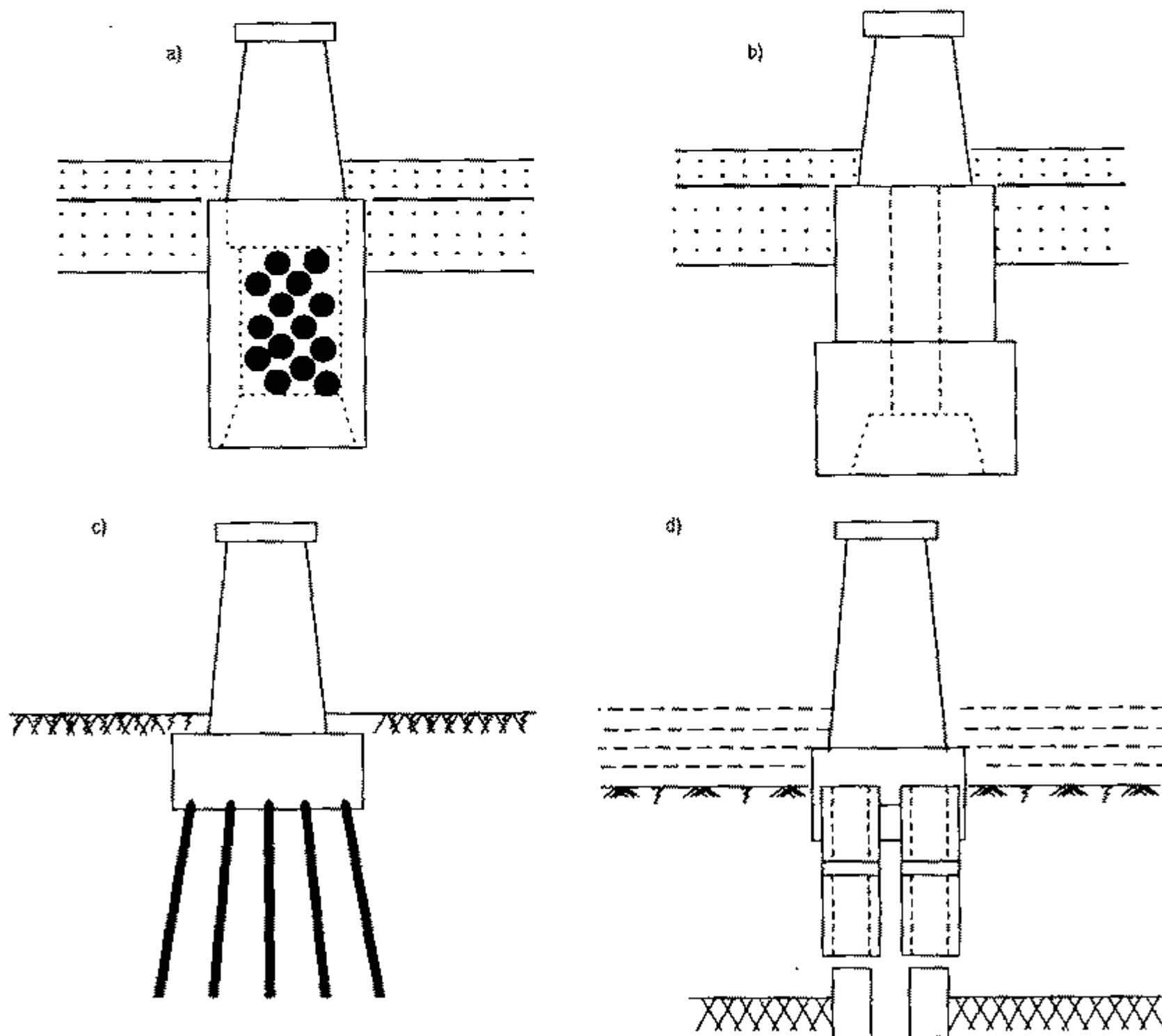
Móng nông là các loại móng có độ chôn sâu kể từ mặt đất đến đáy móng nhỏ hơn 5 - 6m, móng nông của trụ cầu thường có cấu tạo như hình 1.

Đối với những vị trí xây dựng mà tầng đất mặt có cường độ chịu lực nhỏ hoặc thể nằm không ổn định, móng bắt buộc phải đặt xuống các tầng đất sâu.

Móng đặt càng sâu thì thi công càng khó khăn hơn, phải có các biện pháp thi công đặc biệt để ngăn nước mặt và nước ngầm chảy vào hố móng trong quá trình đào đất và xây móng.

Móng sâu gồm có mấy loại:

- Móng giếng chìm: Móng được cấu tạo như một cái giếng đúc sẵn trên mặt đất, dùng máy móc hoặc nhân lực đào đất bên trong giếng để nó tụt dần vào trong nền đất đến độ sâu thiết kế. Sơ đồ cấu tạo loại móng này xem hình 2a.



Hình 2

- Móng giếng chìm hơi ép: có cấu tạo và nguyên lý cơ bản giống móng giếng chìm thường, nhưng do móng đặt quá sâu hoặc địa chất xung quanh không cho phép hút nước để đào và xây, người ta phải bịt mặt trên các giếng tạo thành một buồng kín, sau đó dùng hơi ép bơm vào buồng này để đẩy nước ra mà tiến hành đào đất, hạ nó xuống tầng đặt móng (xem sơ đồ hình 2b).

Một loại móng khác cũng có thể coi là móng sâu nhưng nguyên lý cấu tạo khác các loại trên đó là móng cọc. Móng cọc là loại móng dùng cọc làm bộ phận truyền tải bên trên xuống cho các tầng đất sâu chịu. Trong móng cọc hiện nay có thể chia hai loại chính là móng cọc nhỏ và móng cọc đường kính lớn.

- Móng cọc nhỏ là loại móng dùng cọc đường kính hoặc kích thước tiết diện nhỏ, (hình 2c). Đường kính của cọc thường nhỏ hơn 0,6m.

- Móng cọc vừa và lớn là móng cọc có đường kính từ 0,6m trở lên. Đường kính của cọc có thể lớn 3 ÷ 4m, hoặc có thể lớn như giếng chìm có đường kính tới 5 - 6m (hình 2d).

Trên đây là một số loại móng cơ bản, với mỗi loại này còn có nhiều hình dáng, cấu tạo, kích thước khác nhau, chúng ta sẽ đi sâu hơn trong từng chương cụ thể.

LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN XÂY DỰNG NỀN VÀ MÓNG

Có thể nói rằng sự phát triển của ngành xây dựng phụ thuộc một phần không nhỏ vào các tiến bộ kỹ thuật trong thi công và thiết kế móng. Đối với ngành Cầu đường, không phải từ trước đến nay bất cứ chỗ nào cũng có thể làm cầu. Vì vậy chúng ta không lấy làm lạ rằng trong thời cổ và trung đại cầu phao được sử dụng rất nhiều để vượt các sông lớn phục vụ cho các yêu cầu quân sự hoặc kinh tế.

Cùng với sự phát triển khoa học nói chung của loài người qua từng thời đại, trong ngành xây dựng móng, các công cụ thi công cũng như các kiến thức về nền đất ngày càng tiến bộ cho phép con người xây dựng các công trình ngày càng lớn với các yêu cầu ngày càng trở nên phức tạp hơn.

Thời thượng cổ, kinh nghiệm cũng như nhận thức của con người về xây dựng còn rất ít ỏi và thô sơ, các công trình xây dựng được làm ngay trên mặt đất. Lâu dần người ta thấy rằng muốn cho công trình ổn định và bền lâu cần phải đặt móng xuống sâu hơn.

Thời gian xa xưa con người chỉ có thể xây dựng các công trình nhỏ trên các móng nông. Sau đó do yêu cầu xây dựng những công trình lớn hơn người ta đã biết dùng móng giếng chìm. Các công trình tháp thờ tự xây trên giếng chìm thời cổ đã được tìm thấy ở Ấn Độ.

Năm 1841 một kỹ sư người Pháp là Trize lần đầu tiên đã dùng phương pháp giếng chìm hơi ép để thi công móng thành công và đã mở ra một thời kỳ mới cho công tác xây dựng cầu. Cho đến những năm 30 của thế kỷ XX, phương pháp giếng chìm hơi ép còn sử

dụng rộng rãi và coi như một biện pháp chính để xây móng trụ các cầu lớn. Các máy móc thi công giếng chìm hơi ép cũng ngày càng được cải tiến hơn.

Móng giếng chìm hơi ép mới đầu được chế tạo bằng gỗ, sau chuyển thành bê tông cốt gỗ và bê tông cốt thép. Cho đến nay phương pháp này được sử dụng ở một số nơi tùy theo điều kiện đặc biệt. Xu hướng hiện nay của loại móng này là tự động hoá toàn bộ quá trình thi công. Nhược điểm chính của nó là phương pháp thi công phức tạp, công kênh, khó đảm bảo an toàn lao động.

Móng cọc được sử dụng trong xây dựng cầu cũng đã từ lâu. Vào thế kỷ VII trước Công nguyên ở La Mã đã xây một chiếc cầu gỗ trên móng cọc gỗ qua sông Tibre. Khoảng giữa thế kỷ XVIII, cọc gỗ được dùng rất nhiều để làm móng cho cầu vòm đá ở Châu Âu.

Sự phát triển của móng cọc tùy thuộc vào các phương tiện thi công. Trước đó cọc gỗ chỉ dài đến $7 \div 8\text{m}$ vì được đóng bằng các loại búa kéo tay. Năm 1845 một kỹ sư người Anh là Nesmitom đã phát minh ra búa hơi nước đơn động và từ đó ngày càng được cải tiến, đã cho phép đóng những cọc có đường kính lớn và sâu hơn.

Cuối thế kỷ XIX, ở Mỹ người ta đã chế tạo ra loại búa hơi song động, loại này có trọng lượng búa nhỏ hơn mà hiệu suất đóng cọc lại cao hơn. Năm 1856 một chiếc cầu được xây dựng qua sông Loire ở Nantes người ta đã dùng móng cọc gỗ dài 30m. Cũng khoảng thời gian này, một chiếc cầu qua sông Columbia ở Mỹ dùng cọc gỗ đường kính $D = 0,5\text{m}$ và dài 40m.

Năm 1887, lúc này vật liệu bê tông cốt thép bắt đầu được dùng trong xây dựng, kỹ sư Hennebique là người đầu tiên đã sử dụng loại cọc bằng bê tông cốt thép. Cho đến nay loại cọc bằng vật liệu này còn được sử dụng rất rộng rãi trong nhiều ngành công trình. Ngoài cọc bê tông cốt thép, ở Mỹ còn hay dùng loại cọc ống thép, ruột bằng bê tông.

Móng cọc là loại móng có nhiều ưu điểm thích hợp với ngành xây dựng cầu. Phần lớn công tác thi công làm ở nơi khô, lại có khả năng chịu tải lớn vì các cọc có thể đóng xuống các lớp đất rất sâu. Vì vậy trong nhiều năm qua người ta đã tập trung nghiên cứu để nâng cao khả năng chịu tải của móng cọc, cải tiến biện pháp thi công, cho tới nay có tới trên 120 loại cọc đã nghiên cứu và sử dụng. Trong số các loại cọc đó, một loại có cấu tạo đặc biệt gọi là cọc xoắn, loại cọc này có mũi cấu tạo tương tự như mũi khoan và dùng phương pháp xoắn để hạ cọc vào trong đất. Năm 1836, người đầu tiên sử dụng loại cọc này là một kỹ sư người Anh tên là Michel. Khoảng những năm 50 ở Liên Xô (cũ) có tiến hành nghiên cứu loại cọc này, hiện nay còn một số công trình cầu trên móng cọc xoắn ở các nước như Liên Xô (cũ), Trung Quốc, Pháp, Anh, Ấn Độ v.v... .

Cũng khoảng những năm 1950 - 1952 ở Liên Xô (cũ) đã nghiên cứu thành công phương pháp hạ cọc bằng búa chấn động và từ đó đã mở ra khả năng mới cho việc hạ cọc có đường kính lớn từ $1 \div 2\text{m}$ và các loại giếng vỏ móng có đường kính $3 \div 6\text{m}$.

Cọc ống có thể chế tạo bằng bê tông dự ứng lực, vật liệu này cho phép cọc có thể làm dài và chịu lực tốt trong nhiều trường hợp. Đối với cọc rỗng, hiện nay người ta đã dùng biện pháp khoan để mở rộng chân cọc tựa trên đất, đá. Biện pháp này cho phép tăng sức chịu của cọc lên được $10 \div 20\%$.

Khoảng vài chục năm gần đây, kỹ thuật thi công móng giếng chìm cũng được cải tiến nhiều, nhất là trong khâu đào đất hạ giếng nhờ dùng các dụng cụ xới đất và hút bùn. Đối với móng giếng chìm đường kính lớn để giảm bớt ma sát lên thành giếng và tăng nhanh quá trình hạ, người ta đã dùng kết cấu giếng chìm ao bùn, nguyên tắc chủ yếu của nó là tạo ra khe chung quanh chu vi giếng và đất để đổ bùn sét vào đó. Bùn sét có tác dụng làm ổn định vách đất và giảm ma sát khi hạ giếng.

Một kỹ thuật nữa có dùng đến vữa sét thường được dùng để thi công các công trình ngầm có kích thước lớn hoặc dài như đường xe điện ngầm, các khu nhà cao tầng là phương pháp "tường trong đất". Nguyên tắc cơ bản của phương pháp này là dùng các dụng cụ đào đất thành các hào xung quanh công trình, quá trình đào hào dùng vữa sét để ổn định vách. Sau khi đào hào xong người ta dùng phương pháp đổ bê tông dưới nước hoặc các kết cấu đúc sẵn ghép thành tường.

VÀI NÉT VỀ CÔNG TÁC XÂY DỰNG MÓNG CẦU Ở VIỆT NAM

Việc tìm hiểu về công tác xây dựng của nhân dân ta trong lịch sử trước đây là rất cần thiết. Hiện nay chưa có tài liệu nào nói về các công trình xây dựng cầu dưới các thời đại phong kiến ở nước ta.

Trong thời gian bị thực dân Pháp xâm lược, nhân dân ta đã xây dựng một số tuyến đường, trong đó có xây dựng nhiều công trình cầu, cống. Nói chung, móng của các cầu xây dựng trong thời kỳ này còn lại đến nay thường thấy là loại móng nông, móng cọc và móng giếng chìm, có đôi chỗ dùng móng giếng chìm hơi ép như móng cầu Hàm Rồng, Long Biên.

Sau khi cuộc kháng chiến chống Pháp của nhân dân ta thành công, chỉ sau một thời gian ngắn khôi phục và phát triển kinh tế cũng như trong thời gian quá độ tiến lên xây dựng xã hội chủ nghĩa, cán bộ và công nhân trong ngành giao thông vận tải của chúng ta đã khôi phục và xây dựng thêm rất nhiều công trình cầu, cống, trong đó có nhiều cầu lớn.

Riêng về công tác thiết kế cũng như thi công móng, chúng ta đã có nhiều tiến bộ. Công nhân và cán bộ kỹ thuật của ta đã xây dựng nhiều cầu có móng giếng chìm như cầu Đa Phúc, cầu Thăng Long, cầu Làng Giàng v.v...

Trên cầu Làng Giàng, điều kiện địa chất cũng như yêu cầu độ sâu hạ giếng chìm tương đối lớn, thiết kế đã bắt buộc đổi sang móng giếng chìm hơi ép và như vậy lần đầu

tiên chúng ta đã tiến hành thi công thành công cùng với sự giúp đỡ của chuyên gia Trung Quốc, trong quá trình thi công đã đảm bảo an toàn lao động rất tốt.

Về móng cọc chúng ta đã sử dụng nhiều loại móng từ bệ thấp đến bệ cao như các cầu: cầu Tế Tiêu, cầu Ba Thá, cầu Chương Dương và gần đây là cầu Sông Gianh hoặc cầu trên các trụ cọc mềm như những cầu trên quốc lộ 1 ở Nghệ An, Hà Tĩnh v.v...

Năm 1963 - 1964 lần đầu tiên chúng ta đã thi công thành công trong điều kiện địa chất phức tạp của cầu Hàm Rồng loại móng cọc ống, đây là điều mà trước đây người ta đã bó tay không thể thực hiện được việc xây trụ giữa dòng nước sâu của sông Mã, và phải chuyển phương án cầu sang dạng phức tạp của kết cấu vòm 3 chốt mặt cầu chạy dưới.

Từ năm 1966 trở đi, khi đế quốc Mỹ mở rộng chiến tranh phá hoại bằng không quân ra miền Bắc, chúng tập trung đánh phá giao thông của ta nhằm ngăn chặn sự phát triển kinh tế và văn hoá cũng như sự chi viện cho miền Nam. Nhưng những mưu đồ của họ đã thất bại, tất cả các tuyến đường dù đánh phá dữ dội đến đâu chúng ta vẫn đảm bảo giao thông. Nhiều kết cấu tạm bằng cọc, bằng đá xếp, bằng tre gỗ đã được sáng tạo và đã giữ cho các cầu luôn luôn thông xe, các mạch máu giao thông không lúc nào ngừng hoạt động. Sau khi giải phóng Miền Nam 1975, nước ta thống nhất hoàn toàn, hệ thống đường sá của ta bị phá hoại nghiêm trọng trong chiến tranh. Để phục hồi giao thông, nhiều cầu, cống lớn nhỏ đã được sửa chữa hoặc xây dựng mới. Các cầu lớn có thể kể như cầu Thăng Long trên móng giếng chìm và cọc ống, cầu Chương Dương trên móng giếng chìm và cọc thép. Cầu Bến Thủy trên cọc thép bê tông v.v.. Ngoài ra còn rất nhiều cầu lớn, nhỏ khác do các ngành, các tỉnh đầu tư xây dựng đã khắc phục rất nhiều khó khăn và đảm bảo sự lưu thông ngày càng tốt hơn trong cả nước.

Trên đây là một vài nét về công tác xây dựng móng cầu của nhân dân ta trong thời gian qua. Về mặt này các ngành xây dựng cũng đã có rất nhiều tiến bộ, nhiều loại móng mới cũng như những phương pháp thi công, phương pháp gia cố nền đã được tiến hành đạt những yêu cầu kỹ thuật cao. Ở đây chúng tôi chưa có điều kiện đánh giá chung và thu thập tài liệu để giới thiệu thêm cùng bạn đọc. Mong rằng trong thời gian tới sẽ thành lập các tổ chức đúc kết lại kinh nghiệm thiết kế và xây dựng nền móng trong các ngành giao thông, xây dựng, thủy lợi ở nước ta.

Chương 1

KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH KHU VỰC XÂY DỰNG

1.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Các điều kiện địa chất công trình của khu vực xây dựng quyết định một phần lớn việc lựa chọn loại móng cũng như độ bền, độ ổn định của nền và công trình. Nhờ khảo sát địa chất công trình mà người ta biết được các điều kiện địa chất của khu vực xây dựng. Các kết quả khảo sát sẽ được dùng để tính toán, thiết kế nền và móng công trình.

1.1.1. Mục đích khảo sát địa chất công trình

Mục đích của việc khảo sát địa chất công trình là:

- Làm sáng tỏ hình dạng, thể nằm, tính liên tục của các lớp đất đá. Trong trường hợp móng đặt trên nền đá, phải xác định được các hệ thống khe nứt của chúng.
- Xác định bản chất đất đá ở các lớp khác nhau cũng như các tính chất của chúng.
- Dự đoán các hiện tượng địa chất có thể xảy ra khi thi công và khi sử dụng công trình, đồng thời đề ra các biện pháp khắc phục các điều kiện địa chất không thuận lợi.
- Tìm hiểu mực nước dưới đất, sự biến đổi của mực nước theo mùa và trong trường hợp cần thiết, xác định tính ăn mòn của nước đối với vật liệu xây dựng.

Dựa vào kết quả khảo sát địa chất công trình được trình bày dưới dạng các loại báo cáo và các kết luận kỹ thuật về những khối lượng công việc đã tiến hành, các bản đồ địa chất công trình, các mặt cắt địa chất, các kết quả nghiên cứu trong phòng và tại hiện trường, các biểu bảng... người ta sẽ:

- Lựa chọn được loại móng thích hợp cho các công trình.
- Xác định được chiều sâu chôn móng, trị số áp lực tiêu chuẩn lên đất và tính toán nền theo những yêu cầu của các tiêu chuẩn, quy phạm xây dựng hiện hành.
- Đánh giá khả năng thay đổi độ lún của công trình khi các điều kiện tự nhiên của khu vực xây dựng thay đổi trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình. Thiết kế các biện pháp để bảo vệ các kết cấu ngầm khỏi bị ảnh hưởng của nước ngầm.
- Quyết định việc áp dụng hợp lý các phương pháp cải thiện tính năng xây dựng của đất nền nhằm làm giảm độ lún của móng, làm tăng độ bền, độ ổn định của nền công trình.

- Đề xuất các phương pháp hợp lý nhất để thi công nền móng cũng như phán đoán các trở ngại có thể xảy ra khi thi công đất.

1.1.2. Lựa chọn mạng lưới khảo sát

Việc khảo sát địa chất công trình khu vực xây dựng có thể tiến hành bằng các công trình thăm dò (các lỗ khoan, các hố đào...) hay bằng các thí nghiệm tại hiện trường như thí nghiệm xuyên tĩnh, xuyên tiêu chuẩn, nén ngang, cắt cánh...

Chiều sâu và khoảng cách giữa các điểm khảo sát trong khu vực xây dựng có thể lựa chọn theo một số yếu tố sau:

- Theo mức độ phức tạp về điều kiện địa chất công trình khu vực xây dựng. Các yếu tố để quyết định mức độ phức tạp về điều kiện địa chất công trình là:

- + Địa hình, địa mạo.
- + Cấu trúc địa chất và phạm vi chịu nén của đất khi chịu tác dụng của tải trọng công trình.
- + Tính chất cơ lý của đất đá.
- + Địa chất thủy văn.
- + Các quá trình và hiện tượng địa chất động lực bất lợi.

Theo đó, người ta chia mức độ phức tạp làm ba cấp: đơn giản, trung bình và phức tạp.

Khi điều kiện địa chất công trình càng phức tạp thì khoảng cách giữa các điểm khảo sát của khu vực xây dựng càng giảm đi.

Theo quy trình khảo sát cho xây dựng công nghiệp thì khoảng cách giữa các công trình thăm dò thay đổi theo cấp độ phức tạp của điều kiện địa chất công trình như sau:

Đơn giản: 100 - 500m

Trung bình: 50 - 30m

Phức tạp: 30 - 20m

- Theo mức độ nghiên cứu của các điều kiện địa chất công trình khu vực xây dựng, người ta chia ra:

- + Vùng đã được nghiên cứu kỹ.
- + Vùng đã được nghiên cứu trung bình.
- + Vùng ít được nghiên cứu.

Với hai vùng sau, chiều sâu khảo sát phải lớn hơn 10m và ở vùng ít được nghiên cứu, mật độ các điểm khảo sát phải cao hơn.

- Theo kết cấu móng công trình.

Chiều sâu khảo sát phụ thuộc vào kết cấu móng công trình. Khi không xác định được chiều dày lớp chịu nén của đất, có thể lấy chiều sâu khảo sát theo bảng 1.1 (theo 20 TCN-174-89).

Bảng 1.1

Móng vuông		Móng băng	
Tải trọng trên móng, kN	Chiều sâu khảo sát, m	Tải trọng trên móng, kN/m ²	Chiều sâu khảo sát, m
500	4 - 6	100	4 - 6
1000	5 - 7	200	6 - 8
2500	7 - 9	500	9 - 12
5000	9 - 13	700	12 - 15
10000	11 - 15	1000	15 - 20
15000	12 - 18	2000	20 - 23
50000	18 - 25		
150000	30		

Trong bảng 1.1, chiều sâu khảo sát tính từ cao độ đặt móng dự kiến hoặc từ mũi cọc (đối với móng cọc). Các trị số lớn của chiều sâu khảo sát ứng với khi có nước ngầm.

Kinh nghiệm cho thấy là đối với phần lớn các công trình dân dụng và nông nghiệp chiều sâu khảo sát thường không vượt quá 3 lần bề rộng của móng băng kể từ cao độ đặt móng.

Việc bố trí các điểm khảo sát trong khu vực xây dựng phải được tiến hành sao cho có thể thu nhận được một hình ảnh địa chất tổng quát, với các chi tiết thích hợp về các tính chất xây dựng của đất đá và về nước dưới đất. Phải quan tâm hơn đến các vị trí phức tạp về địa chất hoặc nơi bố trí các hạng mục công trình có tầm quan trọng đặc biệt bằng cách đặt ngay tại đó các điểm khảo sát với chiều sâu lớn hơn.

Ở những nơi diện tích nhỏ, mặt bằng chật hẹp thì cũng nên cố gắng bố trí được ba điểm khảo sát.

Nếu gặp đá, phải có một lỗ khoan sâu vào trong đá ít nhất là 3m để xác định xem đó là đá khối hay đá tảng, trừ khi đã biết rõ từ tài liệu có sẵn.

1.2. CÔNG TÁC KHOAN LẤY MẪU VÀ THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG

Khoan là biện pháp cơ bản để thăm dò đất đá. Dùng các thiết bị khác nhau khoan sâu vào lòng đất, lấy mẫu đất đá để thí nghiệm xác định các tính chất cơ lý của chúng sẽ phân định được khá chính xác địa tầng của khu vực xây dựng.

Tùy theo chiều sâu khảo sát, tính chất đất đá của khu vực xây dựng mà người ta có thể khoan bằng các dụng cụ khoan tay (khi chiều sâu lỗ khoan không lớn, đất mềm) hay bằng các máy khoan (khi chiều sâu lớn, đá cứng...).

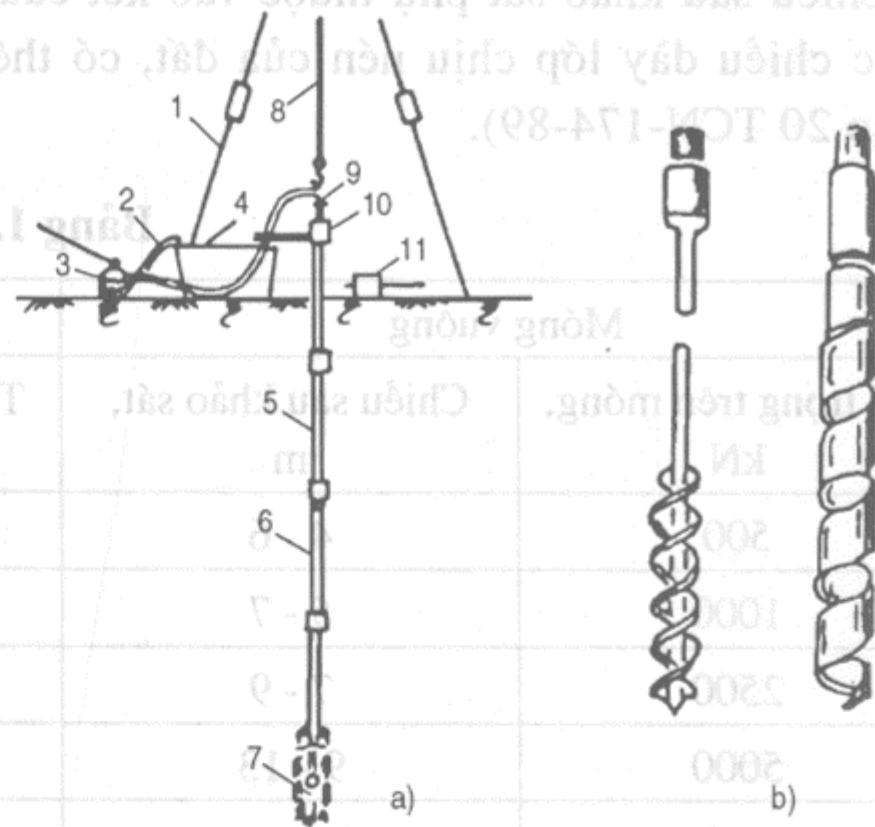
Các máy khoan có thể là loại tự hành (được đặt trên ô tô hay xe xích) như máy УГБ-50А, СБУ-150-3uB của Liên Xô cũ, máy B-53 của Thụy Điển, máy BE-50 của Pháp v.v... hay là cố định như máy УКБ-12-25 của Liên Xô cũ, máy Long-year 35 của Canada, máy Koken KT-100, Tone TCD-1 của Nhật...

Các thiết bị, dụng cụ khoan chính có thể thấy trên hình 1.1.

Tùy theo yêu cầu nghiên cứu mà người ta có thể lấy mẫu liên tục trên suốt chiều sâu lỗ khoan hay chỉ lấy tại những độ sâu nhất định, với những khoảng cách nhất định giữa các lần lấy mẫu. Khoảng cách này do mức độ phức tạp của điều kiện địa chất quyết định. Thường cứ khoảng 1 - 2m người ta sẽ lấy mẫu một lần. Khi các lớp đất đá thay đổi tính chất, khoảng cách lấy mẫu sẽ giảm đi còn khi lớp đất đá đồng nhất, chiều dày lớn thì khoảng cách giữa các lần lấy mẫu sẽ tăng lên. Việc lấy mẫu có thể được tiến hành bằng cách đóng mẫu (khi khoan trong đất) hay bằng các lưỡi khoan hợp kim hay kim cương (khi khoan vào đá cứng) như trên hình 1.2.

Các mẫu đất đá lấy lên được bảo quản cẩn thận theo quy phạm hiện hành, vận chuyển về phòng thí nghiệm để xác định tính chất của chúng.

Đối với đất, trong phòng thí nghiệm thường xác định một số chỉ tiêu sau: thành phần hạt, khối lượng thể tích (ở trạng thái tự nhiên và trạng thái khô), tỷ trọng, độ rỗng, hệ số



Hình 1.1. Thiết bị, dụng cụ khoan

- a) 1- Tháp khoan; 2- Ống hút nước; 3- Máy bơm;
4- Thùng nước; 5- Ống chống; 6- Cần khoan;
7- Lưỡi khoan; 8- Cáp; 9- Móc treo; 10- Đầu nối;
11- Tạ đóng mẫu; b) Lưỡi khoan ruột gà.



Hình 1.2. Các loại mũi khoan kim cương

rỗng, độ ẩm, giới hạn Atterberg (giới hạn chảy, giới hạn dẻo), chỉ số dẻo, độ sệt, hệ số thấm, cường độ lực dính kết, góc ma sát trong, hệ số nén lún trong trường hợp nén không nở hông, mô đun biến dạng, thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn. Việc thí nghiệm nén ba trục hiện nay đã được sử dụng rộng rãi ở nước ta vì mô hình thí nghiệm phản ánh đầy đủ nhất trạng thái ứng suất của đất trong tự nhiên và dưới nền công trình. Với các sơ đồ thí nghiệm khác nhau về mức độ cố kết và thoát nước sẽ cung cấp cho các nhà thiết kế các chỉ tiêu cần thiết để tính toán, thiết kế nền móng công trình.

Đối với đá, người ta thường thí nghiệm để xác định một số chỉ tiêu như khối lượng thể tích (ở trạng thái tự nhiên và trạng thái khô), tỷ trọng, độ rỗng, mức độ hút nước, mức độ phong hóa (qua hệ số phong hóa), độ bền nén và cắt ở cả hai trạng thái khô và bão hòa, hệ số hóa mềm, hệ số Poisson và mô đun đàn hồi, các chỉ tiêu tính chất công nghệ (hệ số bền chắc, độ mài mòn...).

Tùy theo yêu cầu mà các chỉ tiêu tính chất của các mẫu đất đá sẽ được xác định theo các cách thức khác nhau, theo các quy phạm khác nhau, nhất là trong công trình hợp tác với nước ngoài.

Từ kết quả của việc khoan lấy mẫu, từ các kết quả thí nghiệm xác định các chỉ tiêu tính chất của các mẫu đất đá sẽ lập được hình trụ của các lỗ khoan, vẽ được các mặt cắt địa chất của khu vực xây dựng. Qua đó sẽ thấy được một cách rõ ràng sự phân bố của các lớp đất đá theo chiều sâu, chiều dày của các lớp đất đá và sự biến đổi của chúng trong khu vực xây dựng theo các hướng khác nhau. Điều này rất cần thiết cho việc thiết kế nền móng sau này.

Kết quả khảo sát sẽ chính xác hơn khi kết hợp nhiều phương pháp khảo sát khác nhau trên cùng một khu vực xây dựng như việc đối chiếu kết quả khoan với kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh hay xuyên tiêu chuẩn... sẽ làm việc phân định địa tầng khu vực xây dựng đáng tin cậy hơn nhiều.

1.3. CÁC THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG

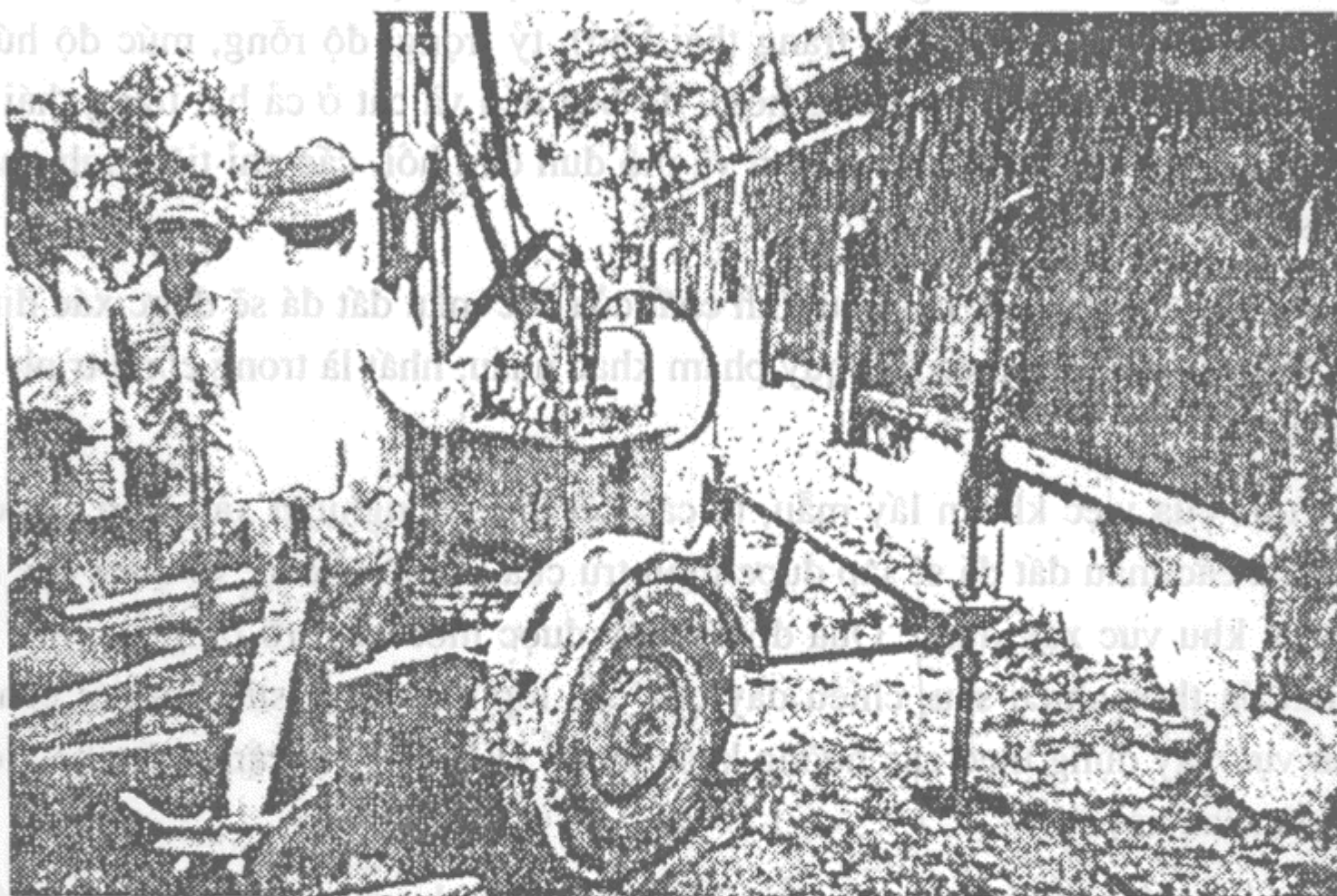
1.3.1. Thí nghiệm xuyên tĩnh (Cone Penetration Test - CPT)

Xuyên tĩnh tức là dùng lực tĩnh để ấn một mũi xuyên hình nón có kích thước nhất định vào trong đất với một tốc độ không đổi.

Thực tế hiện nay đang dùng phổ biến loại máy xuyên tĩnh Gouda của Hà Lan, có một số đặc điểm kỹ thuật chính sau:

Loại mũi xuyên:	di động
Đường kính mũi xuyên:	35,7mm
Góc nhọn mũi xuyên:	60°

Tiết diện mũi xuyên: 10cm²
Đường kính cần ngoài: 35,7mm
Chiều dài đoạn cần xuyên: 1000mm
Tốc độ xuyên: 2cm/s
Dụng cụ đo ghi: Áp lực kế
Khả năng ấn: 100kN



Hình 1.3. Máy xuyên tĩnh Gouda

Kết quả thí nghiệm sẽ thu được sức kháng ở mũi xuyên và ma sát đơn vị ở đoạn măng xông gần mũi xuyên (thường được ký hiệu là q_c và f_s). Ngoài ra người ta cũng xác định được chỉ số ma sát:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100\% \quad (1-1)$$

Qua sự thay đổi của các giá trị q_c , f_s và R_f sẽ xác lập được mặt cắt địa chất gần đúng của đất, phân định chính xác ranh giới giữa các lớp đất trong khu vực xây dựng và thông qua các giá trị trên, sẽ định hướng cho việc tính toán và thiết kế nền móng công trình.

Cho đến nay chưa có một tiêu chuẩn thống nhất để sử dụng kết quả xuyên làm cơ sở cho việc tính toán, thiết kế nền móng, nhưng theo tiêu chuẩn ngành 20TCN - 174-89 về phương pháp thí nghiệm xuyên tĩnh thì có thể có một số quan hệ sau:

* Độ chặt của đất cát được xác định dựa theo sức kháng mũi xuyên q_c theo bảng 1.2.

Bảng 1.2

Loại cát	q_c (10^5 Pa)	Độ chặt
Cát hạt thô và cát hạt vừa	> 150	Chặt
	= 50 - 150	Chặt vừa
	< 50	Rời
Cát hạt mịn	> 120	Chặt
	= 40 - 120	Chặt vừa
	< 40	Rời
Cát lẫn bụi	> 100	Chặt
	= 30 - 100	Chặt vừa
	< 30	Rời
Cát bụi bão hòa	> 70	Chặt
	= 20 - 70	Chặt vừa
	< 20	Rời

* Chỉ số ma sát R_f cho đất nền vùng Hà Nội được xác định theo bảng 1.3.

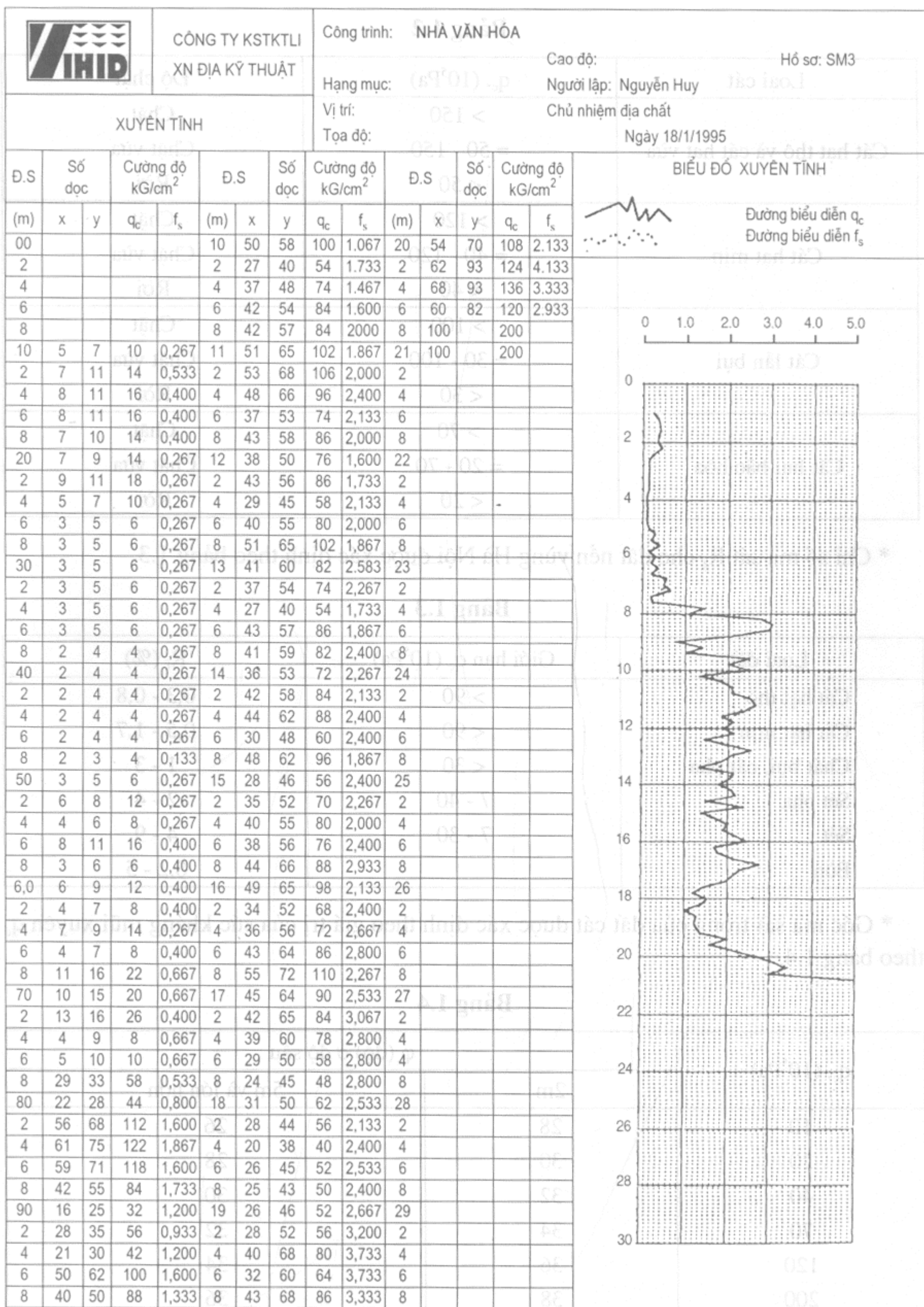
Bảng 1.3

Loại đất	Giới hạn q_c (10^5 Pa)	R_f (%)
Cát hạt thô	> 90	0,3 - 0,8
Cát hạt mịn	< 90	0,5 - 1,7
Chất bụi, cát pha	< 30	1 - 3
Sét pha	7 - 40	2 - 4
Sét	7 - 30	4 - 9
Bùn		0,2 - 5

* Góc ma sát trong của đất cát được xác định theo giá trị của sức kháng mũi xuyên q_c theo bảng 1.4.

Bảng 1.4

q_c (10^3 Pa)	φ (độ) ở độ sâu	
	2m	5m và lớn hơn
10	28	26
20	30	28
40	32	30
70	34	32
120	36	34
200	38	36
300	40	38



Hình 1.4: Kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh

* Cường độ lực dính kết không thoát nước c_u của đất loại sét ($\varphi \approx 0$) được xác định theo công thức dành cho loại mũi xuyên có áo bọc:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_o}{15 \div 18} \quad (1-2)$$

Trong đó: $\sigma_o = \gamma \cdot H$;

với H là chiều dày lớp đất xuyên qua.

* Sức chịu tải cho phép của móng nông quy ước (R_o) có chiều rộng xấp xỉ bằng chiều sâu chôn móng đối với đất loại sét, được xác định theo bảng 1.5.

Bảng 1.5

q_c (10^5Pa)	R_o (10^5Pa)
10	1,2
20	2,2
30	3,1
40	4,0
50	4,9
60	5,8

* Với đất rời, theo quy phạm của Liên Xô cũ, sức chịu tải cho phép (R_o) được xác định theo bảng 1.6.

Bảng 1.6

Loại đất	q_c (10^5Pa)	R_o (10^5Pa)
Cát thô không phụ thuộc độ ẩm	> 150	6
"	50 - 150	5
Cát vừa không phụ thuộc độ ẩm	> 150	5
"	50 - 150	4
Cát mịn, độ bão hòa $G < 0,8$	> 120	4
"	40 - 120	3
" $G > 0,8$	40 - 120	3
"	< 40	2
Cát bụi, độ bão hòa $G < 0,5$	> 100	3
"	30 - 100	2,5
" $G = 0,5 - 0,8$	> 100	2
"	30 - 100	1,5
" $G > 0,8$	> 70	1,5
"	20 - 70	1,0

* Mô đun biến dạng E_0 của đất nền vùng Hà Nội được xác định theo q_c qua công thức:

$$E_0 = \alpha_0 \cdot q_c \quad (1-3)$$

Trong đó α_0 là hệ số được lấy theo bảng 1-7.

Bảng 1.7

Loại đất	Giới hạn q_c , (10^5 Pa)	α_0
Sét, sét pha chặt cứng	< 15	5 - 8
	> 15	3 - 6
Sét, sét pha dẻo mềm, dẻo chảy	> 7	4,5 - 7,5
	< 7	3 - 6
Bùn sét, bùn sét pha	$q_c < 6 \begin{cases} W < 70\% \\ W > 70\% \end{cases}$	3 - 6
		2 - 4
Cát pha	10 - 35	3 - 6
Cát	> 20	1,5 - 3

Thí nghiệm xuyên tĩnh có thể tiến hành bằng xuyên tay (thao tác được thực hiện bằng tay) hay xuyên máy (lực nén được thực hiện bằng hệ thống thủy lực) hay máy xuyên tĩnh rung PVS (vừa xuyên và rung do có cơ cấu tạo rung). Những loại máy này được sử dụng rộng rãi ở nước ta. Gần đây, trên thế giới còn sử dụng phổ biến loại thiết bị xuyên có gắn thêm bộ phận đo áp lực nước lỗ rỗng được gọi là Piezocone. Thiết bị này được máy tính hóa và cho ta đồng thời 4 thông số là sức kháng mũi xuyên q_c , ma sát đơn vị f_s , chỉ số ma sát R_f và áp lực nước lỗ rỗng u . Kết hợp các thông số với nhau, có thể xác định chính xác được địa tầng và các chỉ tiêu cơ học của các lớp đất, ngay cả các lớp đất kẹp chỉ dày khoảng $0,3 \div 0,6$ m.

1.3.2. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (Standard Penetration Test - SPT)

Thí nghiệm được tiến hành trong lỗ khoan.

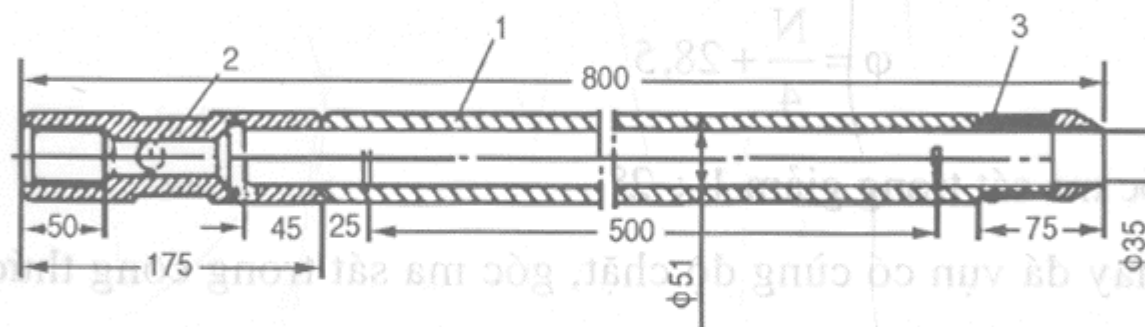
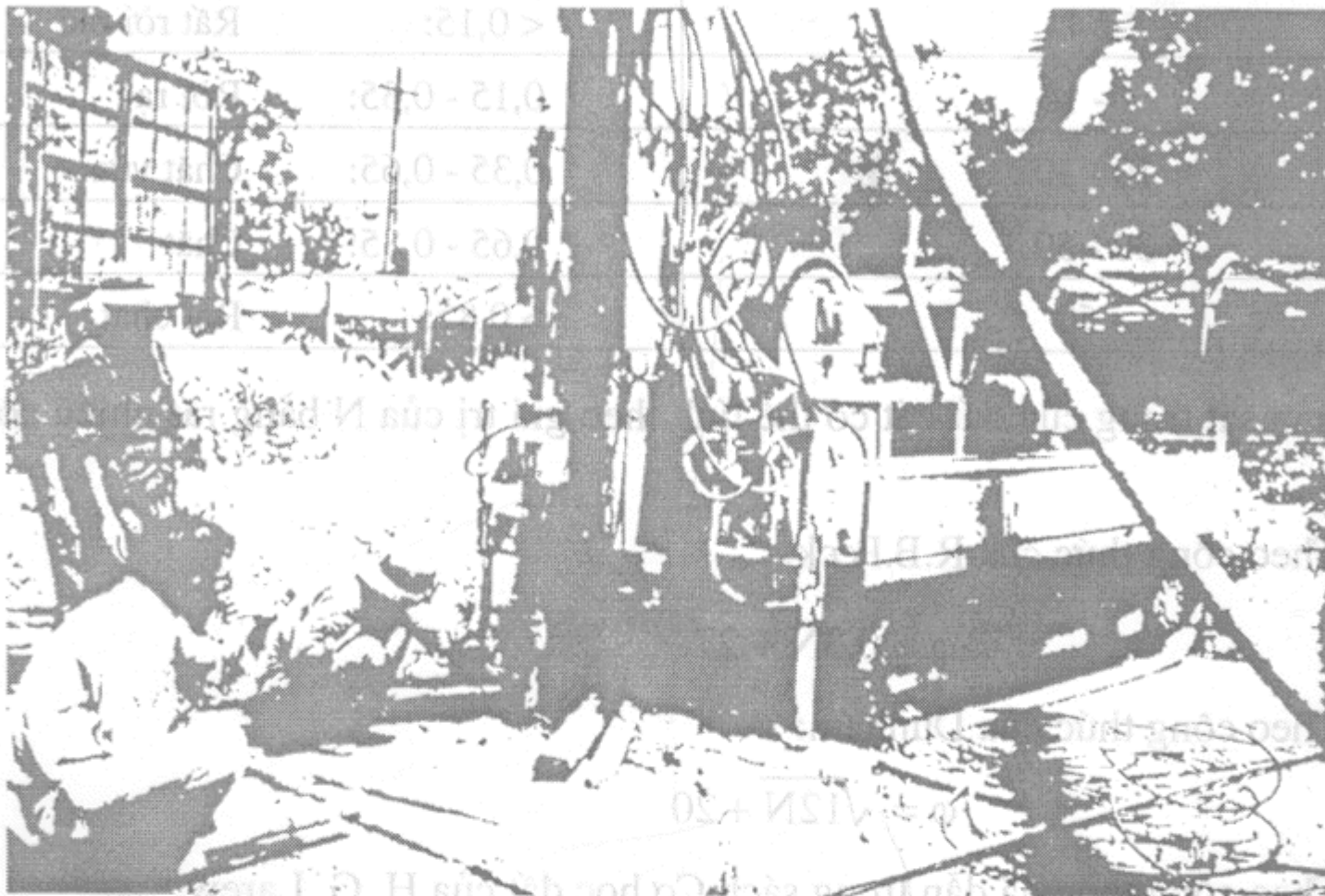
Chỉ số SPT là số lần đập để ấn một ống mẫu tiêu chuẩn ngập sâu vào trong đất một đoạn 30cm bằng năng lượng đập của một quả tạ có trọng lượng 63,5kG rơi từ khoảng cách 76,2cm.

Chỉ số này thường được ký hiệu là N.

Khi thí nghiệm, quả tạ đập vào phần dụng cụ khoan nhô lên mặt đất và truyền năng lượng đập xuống ống mẫu, nên phải đảm bảo sao cho năng lượng này không bị giảm đi do ma sát giữa trọng lượng rơi và các bộ phận khác.

Sau khi thí nghiệm, lấy phần đất được giữ lại trong ống mẫu người ta cũng có thể xác định được một số chỉ tiêu tính chất vật lý của nó (như thí nghiệm với mẫu đất rời).

Từ các giá trị N thu được, có thể đánh giá một số đặc trưng khác của đất theo các công thức kinh nghiệm.



Hình 1.5. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT

1- Ống mẫu chẻ; 2- Đầu nối; 3- Mũi thép.

* Trạng thái của đất dính được xác định theo bảng 1.8.

Bảng 1.8

N	Trạng thái đất
< 2	Rất mềm
2 - 4	Mềm
4 - 8	Dẻo mềm
8 - 15	Dẻo
15 - 30	Dẻo cứng
> 30	Cứng

* Độ chặt tương đối của đất cát, theo Terzaghi và Peck cũng như tiêu chuẩn BS - 1377 của Anh, quan hệ với giá trị của N theo bảng 1.9.

Bảng 1.9

N	Độ chặt tương đối
< 4	< 0,15: Rất rời rạc
4 - 10	0,15 - 0,35: Rời rạc
10 - 30	0,35 - 0,65: Chặt vừa
30 - 50	0,65 - 0,85: Chặt
> 50	> 0,85: Rất chặt

* Góc ma sát trong của đất cát có thể tính theo giá trị của N bằng rất nhiều công thức khác nhau:

- Theo công thức của R.B.Peck:

$$\varphi = 0,3N + 27 \quad (1-4)$$

- Theo công thức của Dunham:

$$\varphi = \sqrt{12N} + 20 \quad (1-5)$$

- Theo công thức đã dẫn trong sách Cơ học đất của H. G. Larew:

$$\varphi = \frac{N}{4} + 28,5 \quad (1-6)$$

Khi cát ẩm, góc ma sát trong giảm $1 \div 2^\circ$.

Với cuội sỏi hay đá vụn có cùng độ chặt, góc ma sát trong công thức trên giảm đi từ $2 \div 6^\circ$.

* Người ta cũng lập được đồ thị biểu thị quan hệ giữa mô đun biến dạng E_0 với chỉ số N cùng với các áp lực tới hạn khác nhau. Nói chung mô đun biến dạng tăng tỷ lệ thuận với chỉ số thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn. Khi áp lực tới hạn càng tăng, E_0 càng giảm.

* Thí nghiệm SPT thường ít dùng cho loại đất dính. Nhưng nếu dùng thì theo Terzaghi và Peck, cũng có thể đánh giá sức chịu tải của chúng theo chỉ số N như ở bảng 1.10.

Bảng 1.10

N	Trạng thái đất	Sức chịu tải cho phép (10^5Pa)
0 - 2	Rất mềm	0,22
2 - 4	Mềm	0,22 - 0,45
4 - 8	Dẻo mềm	0,45 - 0,90
8 - 15	Dẻo	0,90 - 1,80
15 - 30	Dẻo cứng	1,80 - 3,60
> 30	Cứng	> 3,6

* Chỉ số SPT cũng có quan hệ với sức kháng mũi xuyên trong thí nghiệm xuyên tĩnh theo các công thức kinh nghiệm khác nhau cho mỗi loại đất.

Meyerhof (1956) đã đưa ra công thức dùng cho cát mịn:

$$q_c = 0,4N \quad (1-7)$$

Trong đó: q_c được tính bằng MPa.

Theo Meigh và Nixon (1961) thì hệ số tỷ lệ giữa q_c và N thay đổi từ 0,25 với cát bụi hạt mịn tới 1,2 hoặc lớn hơn cho các loại cuội sỏi. Rất nhiều tác giả đã đề ra các hệ số này.

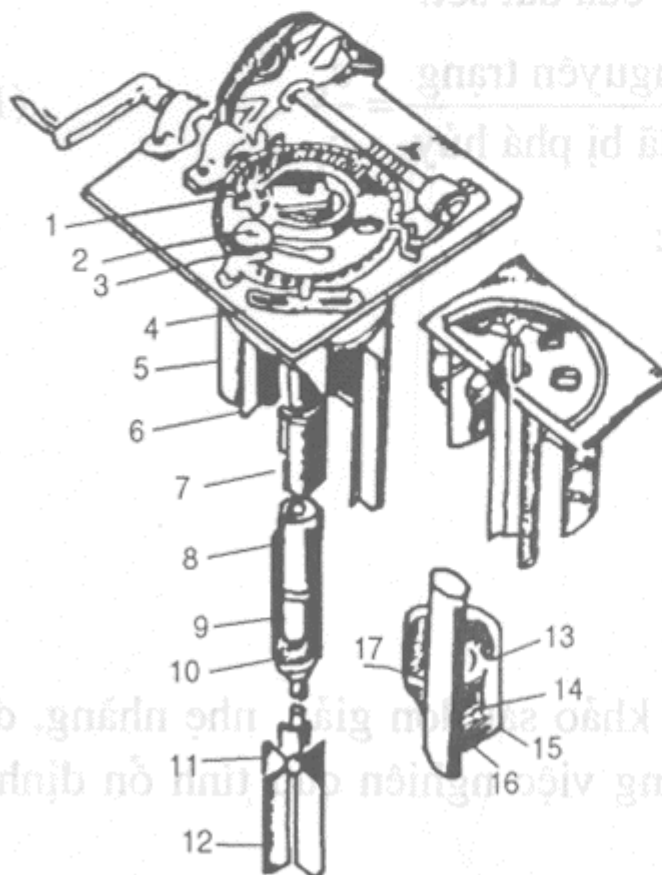
1.3.3. Thí nghiệm cắt cánh (Field Vane Test - FVT)

Thí nghiệm cắt cánh nhằm đo ngẫu lực cực đại cần thiết ở máy để cắt loại đất cần nghiên cứu, từ đó xác định được cường độ, lực dính kết không thoát nước c_u của loại đất dính thuần túy (bùn, than bùn, sét mềm).

Về cấu tạo, máy cắt cánh gồm hộp đo ngẫu lực, cần nối và cánh cắt.

Cánh cắt gồm 4 bản hình chữ nhật ghép vuông góc với nhau. Một bộ cánh cắt gồm 3 cỡ đường kính khác nhau (50mm, 75mm, 100mm), chiều cao cánh bằng hai lần đường kính của nó ($H/D = 2$). Tùy theo từng loại đất mà chọn cánh cắt cho phù hợp. Thường dùng loại $D = 75\text{mm}$. Khi đất rất yếu, với $c_u < 0,2 \cdot 10^5 \text{ Pa}$ thì dùng loại cánh cắt $D = 100\text{mm}$. Khi đất sét tương đối cứng có $c_u > 10^5 \text{ Pa}$ thì nên dùng loại cánh cắt cỡ $D = 50\text{mm}$.

Thiết bị cắt cánh được đưa xuống tới chiều sâu thí nghiệm trong một lỗ khoan đã có sẵn.



Hình 1.6. Thiết bị cắt cánh (Vane Test)

1- Bánh răng lái; 2- Máy đo; 3- Thang đo nằm độ; 4- Thanh chỉ để đo vòng quay; 5- Ống (bảo vệ vách, đường kính 8inch có mang để kẹp chặt máy); 6- Cần quay; 7- Cần rồng để truyền mômen quay cho cánh; 8- Ống chống bảo vệ; 9- Trục của cánh cắt; 10- Khớp nối không thấm nước hoặc vòng đệm; 11- Cánh cắt; 12- Khe để bôi mỡ; 13- Các vòng cao su không thấm nước; 14- Buồng chứa mỡ bôi trơn; 15- Van nhỏ để bôi mỡ; 16- Các vòng cao su không thấm nước.

Đặc trưng duy nhất mà máy cắt cánh có thể đo được là sức kháng cắt. Trong trường hợp cho góc ma sát trong $\varphi = 0$ thì đây cũng chính là cường độ dính kết. Muốn cho thí nghiệm cắt cánh không có sự thoát nước thì phải thỏa mãn những điều kiện sau:

- Hàm lượng hạt sét trong đất phải $> 30\%$.

- Đất phải bão hòa nước hoàn toàn.

- Không có những lớp thấu kính cát nằm xen kẽ với lớp sét để tạo cơ hội thoát nước cục bộ.

Khi thí nghiệm người ta cũng xác định được sức chống cắt của đất ở trạng thái bị phá hủy sau khi đã quay cánh cắt 15 vòng.

Độ bền cắt của đất được xác định theo công thức:

$$\tau = \frac{M}{\pi \left(\frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{6} \right)} \quad (1-8)$$

Trong đó: τ - độ bền (sức chống) cắt của đất;

M - mômen của ngẫu lực tương ứng;

D, H - đường kính và chiều cao của cánh cắt.

Thay $H = 2D$ vào công thức trên sẽ được:

$$\tau = \frac{M}{\frac{7}{6} \pi D^3} \quad (1-9)$$

Các giá trị của τ tìm được cũng chính là các cường độ lực dính kết không thoát nước của đất khi cho $\varphi = 0$.

Đồng thời, người ta cũng xác định được độ nhạy của đất sét:

$$S_r = \frac{\text{Cường độ lực dính của đất nguyên trạng}}{\text{Cường độ lực dính của đất đã bị phá hủy}} = \frac{c_u}{c_r} \quad (1-10)$$

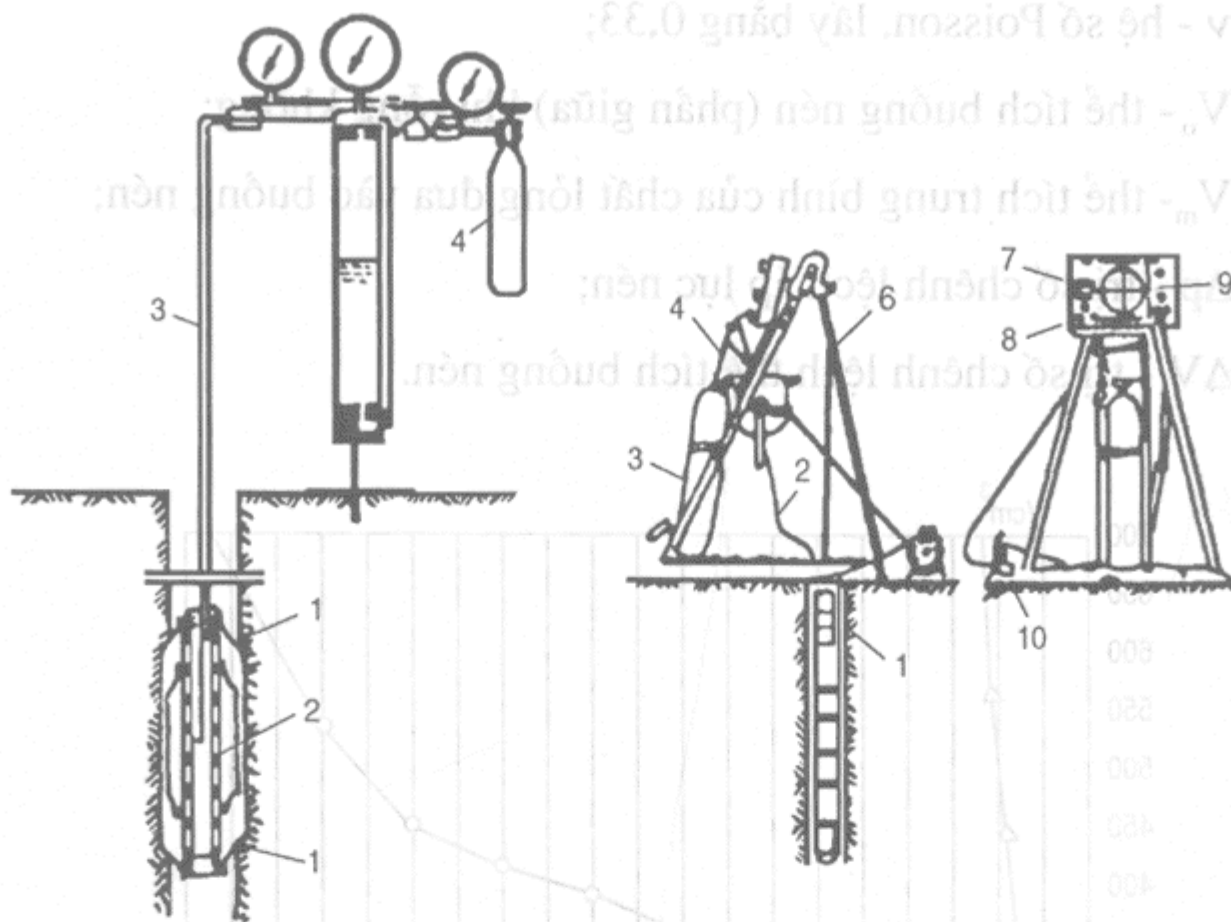
Tùy theo trị số của S_r người ta phân loại như sau:

$S_r < 1$:	Đất không nhạy
$S_r = 1 - 2$:	Đất có độ nhạy thấp
$S_r = 2 - 4$:	Đất có độ nhạy trung bình
$S_r = 4 - 8$:	Đất nhạy
$S_r > 8$:	Đất cực nhạy.

Nói chung cắt cánh hiện trường là loại thiết bị khảo sát đơn giản, nhẹ nhàng, dễ sử dụng. Kết quả thí nghiệm thu được rất có ích trong việc nghiên cứu tính ổn định của công trình trên nền đất yếu.

1.3.4. Thí nghiệm nén ngang (Pressure Meter Test - PMT)

Thí nghiệm nén ngang tức là dùng áp lực để làm nở theo chiều ngang một buồng nén hình trụ đã được đặt tại một chiều sâu nhất định trong lỗ khoan có đường kính tương ứng với buồng nén.



Hình 1.7. Thiết bị nén ngang các loại

Do tiếp xúc với đất đá bên thành lỗ khoan nên khả năng giãn nở theo chiều ngang của buồng nén dưới các áp lực khác nhau phụ thuộc vào tính chất biến dạng của các loại đất đá trên thành lỗ khoan. Bằng quan hệ giữa áp lực nén và thể tích buồng nén, người ta sẽ xác định được các đặc trưng biến dạng và độ bền của đất.

Hiện nay ở nước ta thường dùng thiết bị thí nghiệm nén ngang của hãng Ménard của Pháp. Buồng nén được đưa xuống tới chiều sâu định thí nghiệm trong lỗ khoan. Việc giữ thành lỗ khoan ổn định đôi khi phải dùng dung dịch sét hay ống chống.

Khi tăng tải, buồng nén nở ra ép vào thành lỗ khoan. Đất đá ở đây biến dạng càng nhiều thì lượng nước bơm thêm vào buồng nén càng lớn.

Tại mỗi cấp áp lực đã ổn định, người ta đọc sự thay đổi thể tích buồng nén sau 30" và 60". Số cấp áp lực thường trong khoảng 6 - 14 cấp.

Vẽ đường cong nén ngang biểu thị sự biến thiên của thể tích buồng nén theo áp suất tác dụng $[V = f(p)]$ (hình 1.8). Sau khi hiệu chỉnh, sẽ suy ra được các giá trị của các đặc trưng của thí nghiệm nén ngang.

* Môđun nén ngang E đặc trưng cho giai đoạn giả đàn hồi của đất thí nghiệm. Cần phân biệt môđun này với môđun nén 1 trục, giữa chúng có những quan hệ thực nghiệm riêng. Môđun nén ngang của đất giữ vai trò chủ yếu trong việc tính toán độ lún của nền móng. Theo Lamé, môđun nén ngang được tính bằng công thức:

$$E = 2(1 + \nu)(V_o + V_m) \frac{\Delta p}{\Delta V} \quad (1-11)$$

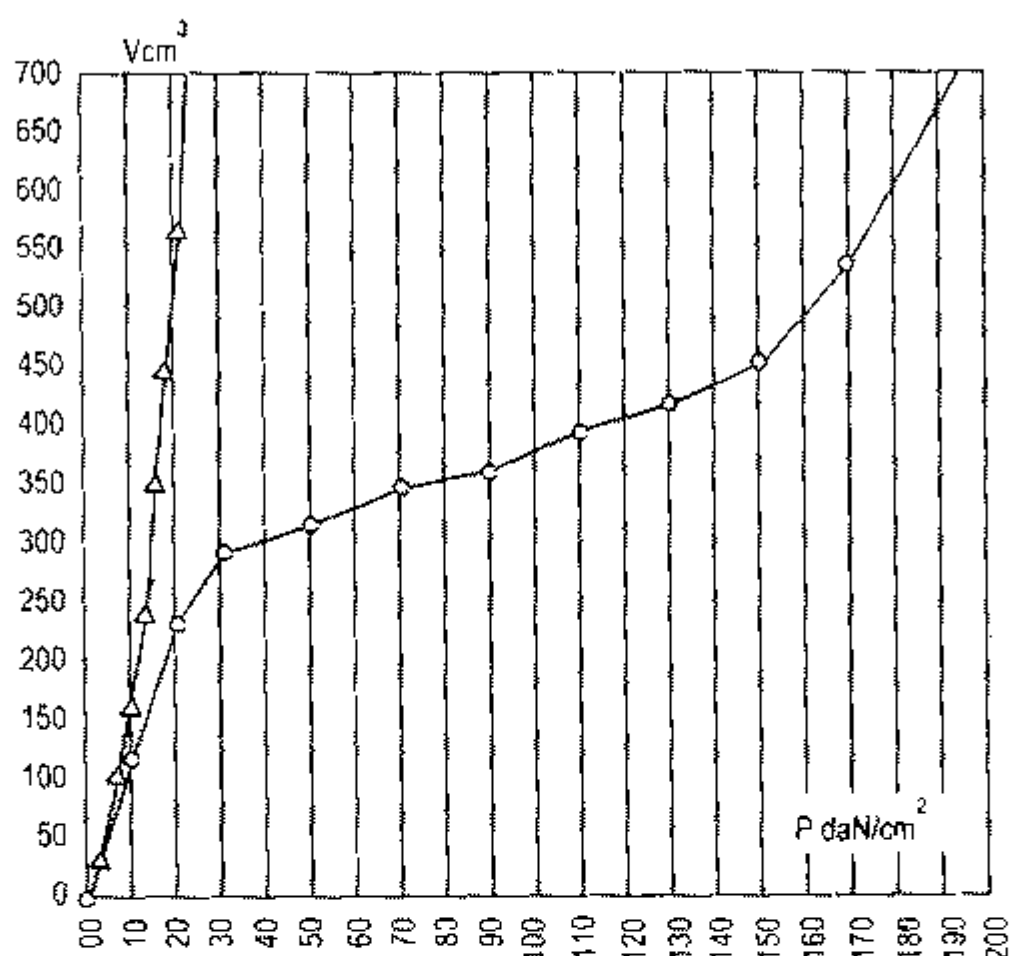
Trong đó: ν - hệ số Poisson, lấy bằng 0,33;

V_v - thể tích buồng nén (phần giữa) khi rỗng không;

V_m - thể tích trung bình của chất lỏng đưa vào buồng nén;

Δp - trị số chênh lệch áp lực nén;

ΔV - trị số chênh lệch thể tích buồng nén.



Hình 1.8. Đường cong nén ngang

* Áp suất giới hạn P_l tương ứng với giới hạn phá hủy hoàn toàn của đất khi đất chịu áp lực tăng đều trên thành lỗ khoan.

Theo lý thuyết, áp suất giới hạn là hoành độ của đường tiệm cận đứng của đường cong nén ngang $V = f(p)$. Nó được xác định một cách quy ước ứng với khi thể tích buồng nén tăng gấp 2 lần so với thể tích ban đầu.

Thực tế, có thể lấy giá trị P_l tương ứng với thể tích buồng nén bằng 700cm³.

* Áp suất chảy P_r .

Áp suất này thường bằng (1/2 - 2/3) áp suất giới hạn.

Theo 20TCN -112-84 thì giá trị của mô đun nén ngang và áp suất giới hạn của một số loại đất được nêu trong bảng 1-11.

Theo M. Bustamente và L. Gianceselli thì dựa vào áp suất giới hạn, người ta có thể phân loại đất đá thành nhiều nhóm với giá trị khác nhau của P_l như trong bảng 1.12.

Bảng 1.11

Đất đá	$E, 10^5 \text{Pa}$	$P_1, 10^5 \text{Pa}$
Bùn và than bùn	2 - 15	0,2 - 1,5
Sét nhão	5 - 30	0,5 - 3
Sét dẻo	30 - 50	3 - 8
Sét cứng	80 - 400	6 - 20
Bụi	20 - 100	2 - 15
Cát pha bùn	5 - 20	1 - 5
Cát và sỏi cuội	80 - 400	12 - 50
Cát trầm tích	75 - 400	10 - 50
Đất lấp mới	5 - 50	0,5 - 3
Đất lấp cũ	10 - 150	4 - 10
Đá vôi	800 - 200.000	30 - 100

Bảng 1.12

P_1, MPa	Loại đất	Nhóm
0,7	Sét mềm	1
0,8	Bụi và đất phần mềm	
0,7	Cát pha sét lẫn bụi hoặc bùn chảy	
1 - 1,8	Cát chặt vừa	2
1,2 - 3	Sét và bụi chặt	
1,5 - 4	Đá macnơ và macnơ vôi	
1 - 2,5	Đá phần phong hóa	
3	Đá vôi vỡ vụn	
4,5	Đá macnơ rất chặt	
2,5	Cát sỏi chặt đến rất chặt	3
4,5	Đá vỡ vụn	

Cũng theo 20TCN -112-84, người ta cũng đánh giá đặc tính của đất được nghiên cứu qua tỷ số giữa mô đun nén ngang và áp suất giới hạn E/P_1 .

Các giá trị cao của tỷ số này (từ 12 - 30) thường gặp trong loại đất đã cố kết.

Các giá trị thấp từ (5 - 8) thường thấy trong đất bồi tích (cát, đá sỏi, cát bụi bão hòa nước...).

Người ta cũng thấy là sức kháng mũi xuyên q_c trong thí nghiệm xuyên tĩnh cũng tỷ lệ với mô đun nén ngang E và áp suất giới hạn P_1 trong thí nghiệm nén ngang. Mỗi

tương quan giữa chúng đã được xác lập từ lý thuyết và kiểm chứng qua thực nghiệm theo bảng 1.13.

Bảng 1.13

Loại đất	q_u/P_1
Sét	2,5 - 4
Bùn	5 - 6
Cát	7 - 9

Thí nghiệm nén ngang tiến hành nhanh, phù hợp với loại đất chặt và đất mềm yếu. Trong đá cứng không phù hợp vì khó đạt tới áp suất giới hạn. Hiện nay cũng chưa có một cơ sở lý thuyết chắc chắn để xác định φ , c qua các kết quả thí nghiệm nén ngang.

Sử dụng các kết quả thí nghiệm nén ngang có thể tính toán được cho tất cả các loại móng thông thường (móng đơn, móng cọc, móng bè...).

1.3.5. Một số thí nghiệm địa chất thủy văn

Nước dưới đất ảnh hưởng rất lớn đến việc thiết kế và thi công nền móng. Trong thực tế sản xuất, người ta thường xác định áp lực nước lỗ rỗng, hệ số thấm và chất lượng nước dưới đất.

* Áp lực nước lỗ rỗng và mực nước dưới đất thường được đo bằng dụng cụ đo áp lực nước gọi là piezomet (piezometer). Có loại piezomet kiểu khí nén, kiểu thủy lực hay điện từ... Các piezomet đặt trong các lỗ khoan quan trắc theo những quy định riêng. Để đo được mực nước trong lỗ khoan, người ta dùng thiết bị kiểu điện (khí chạm vào nước, đèn của thiết bị sẽ sáng lên, hay có chuông kêu).

Dùng piezomet có thể đo được những thay đổi rất nhỏ của áp lực tới 0,021 kPa, tức là tương đương với sự thay đổi mực nước chỉ 2,1mm.

* Hệ số thấm k của đất đá được xác định bằng nhiều phương pháp khác nhau tùy theo từng điều kiện cụ thể của tầng chứa nước.

- Phương pháp hút nước thí nghiệm được dùng trong tầng đất bão hòa nước. Có thể bố trí một giếng khoan đơn hay nhiều giếng khoan tác dụng tương hỗ theo các hướng song song và vuông góc với hướng nước chảy. Qua các số liệu thí nghiệm sẽ xác định được hệ số thấm.

- Phương pháp ép nước thí nghiệm được tiến hành trong tầng đất đá không chứa nước hoặc nước dưới đất nằm sâu, hút nước khó khăn.

Người ta có thể ép nước trên toàn giếng khoan hay phân đoạn để ép.

Kết quả thí nghiệm sẽ xác định được hệ số thấm k . Hệ số này về giá trị thường không giống như khi hút nước thí nghiệm.

- Phương pháp đổ nước thí nghiệm được tiến hành trong các giếng khoan hay trong các hố đào. Phương pháp này đơn giản và kinh tế.

Phương pháp này được áp dụng khi không có nước ngầm ở đáy hố đào, tính thấm của đất đá ít thay đổi theo phương thẳng đứng, không có tầng xen kẽ không thấm nước.

Căn cứ theo lượng nước đổ vào, kích thước hố đào mà có thể suy ra hệ số thấm của đất.

* **Chất lượng của nước dưới đất đối với công việc nền móng được quan tâm dưới dạng xác định khả năng ăn mòn của nước đối với cấu kiện bê tông và sử dụng nước để trộn bê tông.**

Các tiêu chuẩn, yêu cầu về nước đối với xây dựng đã được ban hành trong các tiêu chuẩn riêng. Cần được thực hiện để đảm bảo chất lượng công trình.

Ngoài một số phương pháp chính đã nêu trên, khi khảo sát địa chất công trình khu vực xây dựng người ta cũng cần dùng một phương pháp khác như các phương pháp địa vật lý, phương pháp nén, cắt trong hố đào, phương pháp dùng các thiết bị đo độ giãn (extensomet) khác nhau... để thu thập được những thông tin chính xác hơn về đặc trưng của đất đá, phục vụ cho việc thiết kế, thi công các công trình.

Chương 2

MÓNG NÔNG

A. THIẾT KẾ MÓNG NÔNG

2.1. KHÁI NIỆM VỀ MÓNG NÔNG

Trong thực tế xây dựng thường gọi móng nông là các loại móng có độ sâu kể từ đáy móng tới mặt đất hay tới mức nước thi công, nhỏ hơn 5 - 6m.

Người ta thiết kế móng nông cho những công trình xây dựng trong điều kiện địa chất tương đối đơn giản, khi các lớp đất cứng, chặt ở gần mặt đất và có cấu tạo ổn định.

Khi thi công móng nông phải đào đất đến độ sâu đặt móng gọi là đào hố móng. Nếu vị trí xây dựng móng không có nước, công tác thi công tương đối dễ dàng, hố móng này gọi là móng đào trần. Trong xây dựng cầu đường nhiều khi phải đặt móng trong những chỗ có nước ngầm hoặc nước trên mặt, khi đó việc đào móng sẽ phức tạp hơn. Ở những chỗ có mực nước mặt quá sâu, công tác thi công lại càng khó khăn. Trong các trường hợp đó thường phải dùng các cấu tạo chặn nước để đào đất. Việc thi công đòi hỏi nhiều công sức và thận trọng để đảm bảo an toàn lao động và chất lượng công trình.

2.2. PHÂN LOẠI VÀ CẤU TẠO MÓNG NÔNG

2.2.1. Vật liệu làm móng

Móng nông thường tùy vào tính chất chịu lực và thời hạn sử dụng của công trình mà có thể làm bằng nhiều loại vật liệu khác nhau như gạch, đá, bê tông hoặc bê tông cốt thép.

Móng gỗ thường chỉ dùng cho các công trình chịu tải trọng nhỏ và tạm thời do tính chất của gỗ là dễ bị mục nát trong các điều kiện độ ẩm thay đổi, nhất là những chỗ nằm ở mực nước hay lên xuống. Ngoài ra gỗ lại dễ bị phá hoại bởi các côn trùng và các loại nấm thường mọc ở những bộ phận ẩm thường xuyên. Ở nước ta cũng như nhiều nước trên thế giới trong các vùng nước mặn gỗ còn bị phá hoại rất mau chóng bởi một số côn trùng mà trong đó chủ yếu là các loại hà, loại hà bún có thể phá hoại các kết cấu gỗ ngâm trong nước mặn trong vòng một năm. Để tăng thời gian sử dụng của gỗ, nên thiết kế các bộ phận móng nằm dưới mực nước thấp nhất. Trong điều kiện của vùng biển các bộ phận của móng gỗ nên có cách xử lý phòng mục thận trọng mới có thể kéo dài tuổi thọ của chúng.

Móng gạch thường dùng cho các công trình xây dựng nhà cửa dân dụng với điều kiện nằm trên mực nước ngầm. Tính chất của gạch là chịu lực yếu và chống bị mòn rửa trong nước.

Đối với ngành xây dựng cầu đường để làm móng trụ, móng cầu thường dùng móng xây đá học, móng bê tông và móng bê tông cốt thép.

Trong các cầu, cống nhỏ mà khối lượng móng không lớn lắm lại ở trong vùng có nhiều đá thì có thể xây móng bằng đá học. Loại móng này có ưu điểm là ít tốn xi măng nhưng có nhược điểm là công tác xây dựng phải làm thủ công, tốc độ chậm và khó cơ giới hoá.

Móng đá học ở những chỗ đất khô có thể dùng vữa tam hợp xi măng-vôi-cát với tỷ lệ 1 : 1 : 6 đến 1 : 1 : 8 cho các móng công trình nhà cửa công nghiệp và dân dụng, móng tường chắn v.v...

Đối với móng cầu cống phải xây bằng vữa xi măng, cát có mác không dưới 100, tỷ lệ x : c dùng từ 1 : 4 đến 1 : 5.

Đá học dùng trong xây dựng nói chung phải dùng các loại đá tốt, không có vết nứt và không thể hiện sự phong hoá, cường độ cực hạn không được nhỏ hơn 400kg/cm^2 .

Móng các công trình cầu cống thường làm bằng bê tông. Trong điều kiện bình thường mác bê tông làm móng không nhỏ hơn 100. Nhưng móng nằm trong các môi trường phá hoại thì bê tông thường dùng mác không nhỏ hơn 200 và dùng xi măng poóc lăng hoặc pu-đơ-lan. Xi măng pu-đơ-lan có tính ổn định chống tác dụng ăn mòn của nước hơn.

Hàm lượng xi măng trong bê tông làm móng nói chung không nên vượt quá 300kg/m^3 và không ít hơn 230kg/m^3 , tỷ lệ N : X thường dùng 0,65 - 0,4 và độ sụt của bê tông không nên quá 4cm.

Đối với những móng có khối lượng lớn để tiết kiệm xi măng người ta trộn thêm đá học trong khi đổ bê tông, số lượng đá học trong các quy phạm thi công quy định không được dùng quá 20% thể tích móng (khi đổ bê tông thân trụ cũng được phép trộn thêm đá học theo quy định trên).

Bê tông có tính chất chịu nén tốt nhưng chịu kéo kém cho nên đối với những móng chịu mômen uốn thường được làm bằng bê tông cốt thép. Bê tông trong trường hợp này phải dùng mác lớn hơn 200. Cốt thép dùng trong móng thường có đường kính ϕ từ 10 đến 30mm. Móng bê tông cốt thép có ưu điểm là khối lượng công trình nhỏ do đó đỡ một phần nào cho công tác đào đất thi công móng, ngoài ra lại có thể thiết kế các loại móng lắp ghép bằng bê tông cốt thép đưa đến khả năng cơ giới hoá và công nghiệp hoá toàn bộ quá trình thi công công trình.

2.2.2. Cấu tạo móng nông

Khi thiết kế móng nông bước thứ nhất là phải lựa chọn sơ bộ các kích thước của móng.

Hình dạng của móng tùy thuộc vào điều kiện địa chất, địa chất thủy văn, tải trọng cũng như cấu tạo của công trình bên trên.

Độ sâu đặt móng căn cứ vào mặt cắt địa chất để chọn, phải đặt lên các tầng đất có cấu tạo ổn định và cường độ tính toán phù hợp, ngoài ra còn phải đảm bảo không bị lật đổ do hiện tượng xói mòn lòng sông trong mùa nước lớn.

Đối với trụ, mố cầu, đáy móng phải chôn sâu dưới mặt đất sau khi xói lở lớn nhất, tối thiểu là:

$$h = \Delta h + \Delta k$$

Trong đó: h - độ sâu chôn móng;

Δk - sai số có thể xảy ra trong khi tính toán độ sâu xói lở ở cạnh trụ;

Δh - độ sâu đặt móng trong đất để đảm bảo sự ổn định của trụ.

Giá trị Δk có thể lấy từ 10 đến 20% độ sâu xói lở tính toán ở cạnh trụ, do tính toán thủy văn trong quá trình xác định khẩu độ cầu mà có.

Δh là độ sâu đảm bảo sự ổn định thường tùy thuộc vào điều kiện cường độ và ổn định của đất nền, nói chung không được nhỏ hơn 2,5m.

Đối với nhà cửa dân dụng và công trình công nghiệp đáy móng có thể chôn dưới mặt đất $h \geq 0,5\text{m}$.

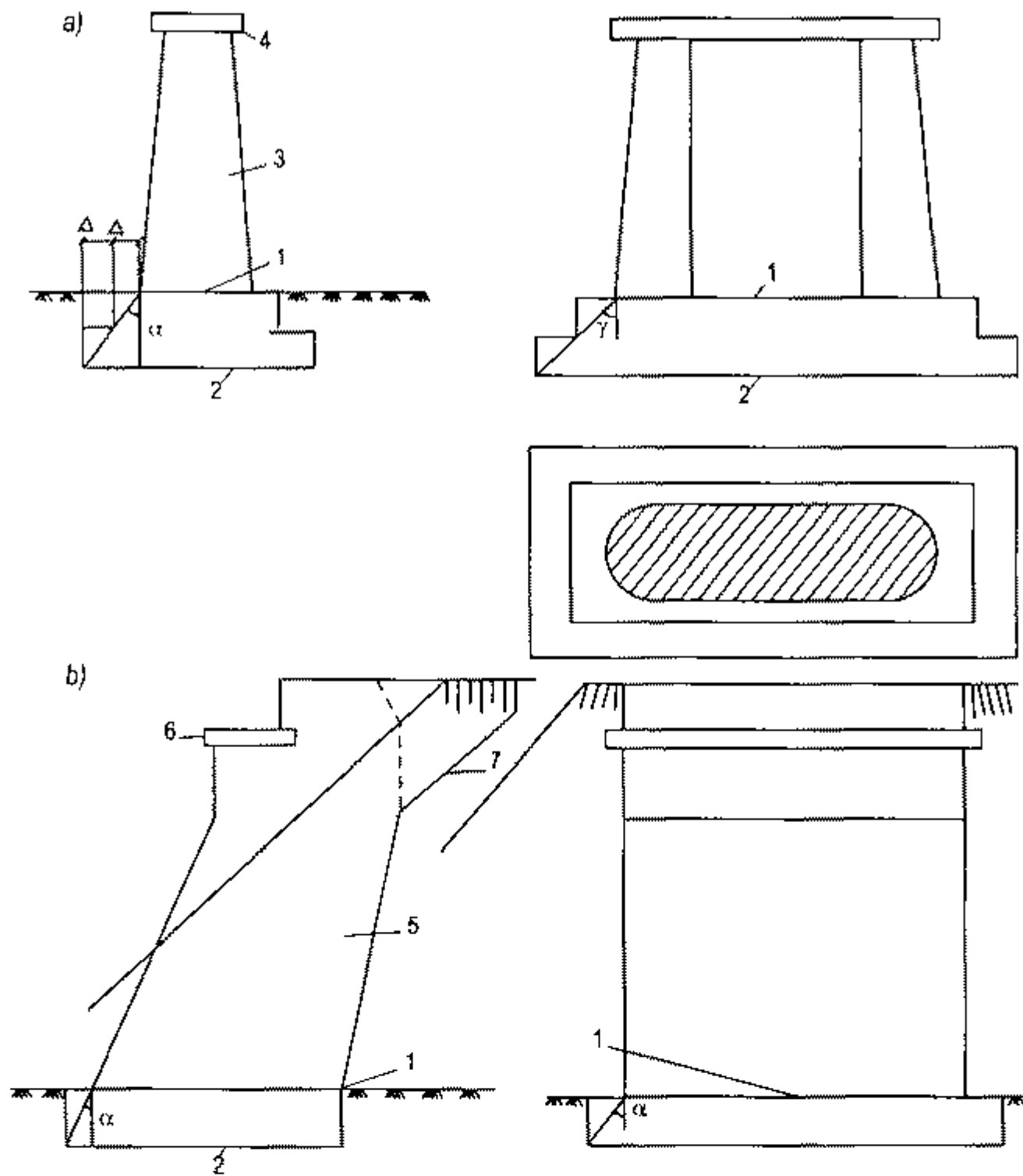
Nói chung không nên đặt móng trên mặt đất hoặc nền đất mới đắp, đặt móng trên mặt đất sẽ bị ảnh hưởng xấu của nhiều yếu tố thiên nhiên như sự xói mòn của nước mưa trên mặt đất, sự phá hoại của các côn trùng cũng như ảnh hưởng trực tiếp của thời tiết. Với nền mới đắp thường sinh ra độ lún lớn và kéo dài theo thời gian, độ lún không đều có thể đưa đến phá hoại công trình.

Mặt trên của móng nông thường đặt ngang mặt đất đối với chỗ không có nước trên mặt. Thí dụ như móng trụ cầu nằm trên bãi sông. Nếu trụ cầu đặt ở những nơi có nước mặt thì mặt trên của móng thường lấy thấp hơn mặt nước thấp nhất 0,5m. Ở những sông có thông thuyền, mặt trên của móng cần chú ý đến điều kiện đảm bảo không va chạm của phương tiện trên sông khi đi cạnh trụ. (Độ sâu từ mực nước thông thuyền đến mặt trên của móng phải lớn hơn mức nước tính toán của tàu, thuyền).

Kích thước bình diện của mặt trên móng thường làm lớn hơn kích thước mặt công trình một ít, thể hiện bằng gờ móng Δ . Mục đích làm gờ này để đề phòng sự sai lệch vị trí trong khi thi công móng có thể xảy ra.

Gờ móng Δ thường lấy từ 0,2 - 1m đối với trụ mố cầu và 0,1 - 0,5m đối với nhà cửa dân dụng và công nghiệp.

Kích thước của đáy móng xác định tùy thuộc vào cường độ tính toán của đất nền R .
Hình 2.1 giới thiệu cấu tạo móng nông của trụ cầu và mố cầu.



Hình 2.1.

a) Trụ cầu; b) Mố cầu.

*1- Mặt trên móng; 2- Đáy móng; 3- Thân trụ; 4- Mũ trụ;
5- Thân mố; 6- Mũ mố; 7- Tường cánh.*

Như trên đã biết, móng nông có thể xây dựng bằng các vật liệu như gạch, đá học, bê tông. Nói chung cường độ của các vật liệu này lớn hơn cường độ tính toán của đất nhiều. Vì vậy để đảm bảo cho nền đất chịu được tải trọng bên trên, diện tích đáy móng phải thường mở rộng ra.

Nhưng nếu móng mở rộng kích thước đáy móng ra nhiều quá thì dưới tác dụng của phản lực đất, các bậc móng Δ có thể bị gãy (vì các vật liệu như gạch, đá, bê tông có độ chịu kéo rất kém so với cường độ chịu nén). Để đảm bảo cho các bậc móng không bị gãy quy trình đã quy định góc α phải nhỏ hơn một trị số cho phép tùy thuộc vào vật liệu xây móng.

Đối với móng nông của các công trình nhà cửa dân dụng và công nghiệp có thể lấy α theo hàng sau:

Bảng 2.1. Bảng giá trị góc α

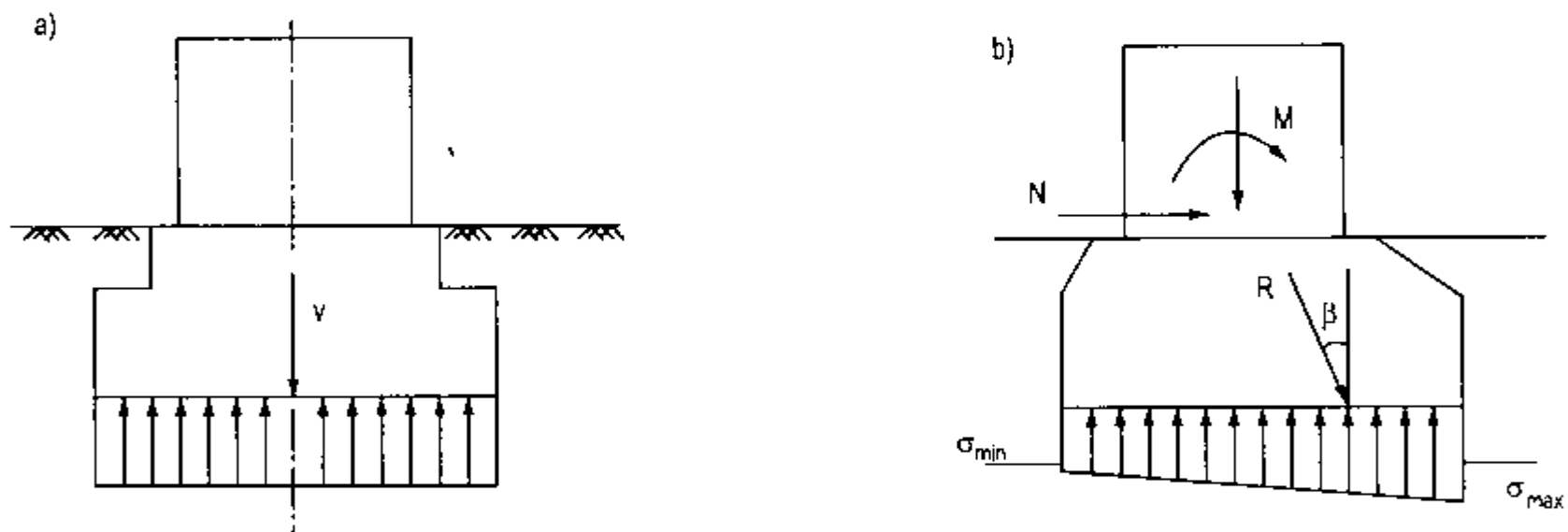
- Móng đá học bằng vữa tam hợp	23°
- Móng đá học bằng vữa xi măng	30°
- Móng bê tông độn đá học	33°
- Móng bê tông	40°

Góc α được xác định gần đúng với góc phân bố ứng suất bên trong của khối xây móng.

Nếu cấu tạo của móng có góc α lớn hơn các trị số quy định ở trên, do tác dụng của phản lực đáy móng, móng sẽ chịu mômen uốn và sinh ra ứng suất kéo tương đối lớn ở đáy móng. Trường hợp này móng phải làm bằng bê tông cốt thép và được gọi là móng mềm.

Khi thiết kế móng, hình dạng đáy móng nên chọn sao cho ứng suất đáy móng phân bố đều.

Nếu tải trọng tác dụng đúng tâm, đáy móng thường làm đối xứng. Nếu tải trọng tác dụng có thêm cả lực ngang và mômen lớn thì đáy móng nên cấu tạo không đối xứng để cho ứng suất đáy móng phân bố được đều hơn, hay nói cách khác là làm sao cho hợp lực đi gần trọng tâm đáy móng hơn.



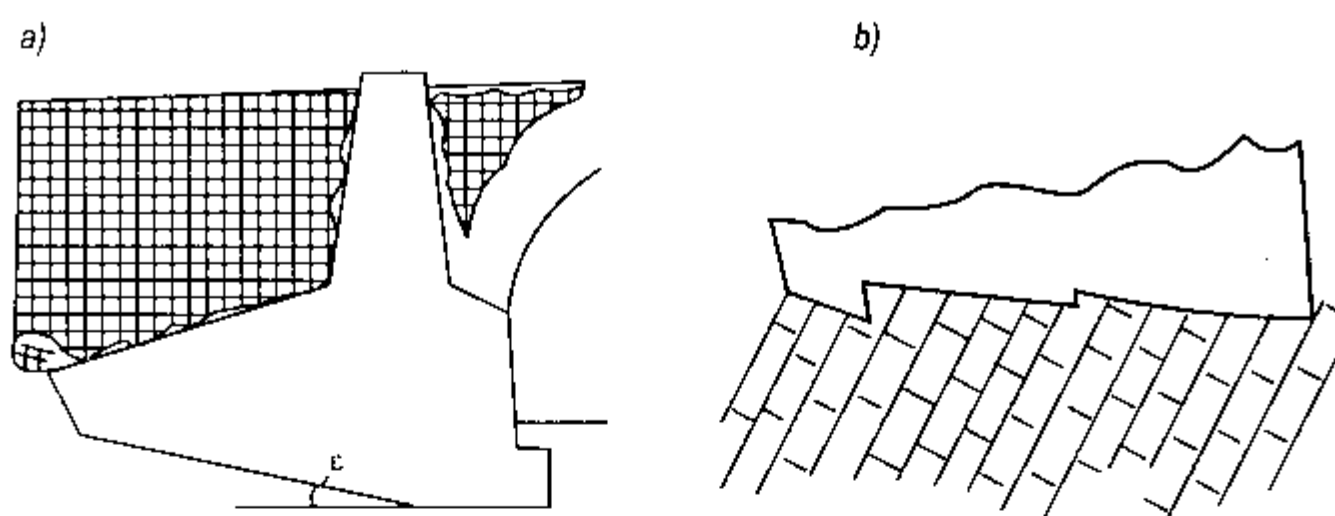
Hình 2.2. a) Lực tác dụng đúng tâm, cấu tạo móng đối xứng;
b) Lực tác dụng lệch tâm, cấu tạo móng không đối xứng.

Nói chung hợp lực của tải trọng tốt nhất không nằm ngoài lõi móng.

Đối với các công trình chịu lực ngang lớn, có thể xảy ra trường hợp công trình bị trượt ở đáy móng và bị phá hoại, khi xác định hình dạng của móng, nếu thấy $tg\beta$ (hình 2.2b) nhỏ hơn hệ số ma sát giữa móng và đất f (cho trong phần thiết kế móng nông) thì đáy móng có thể nằm ngang. Nếu góc β quá lớn, hay gặp đối với mố của cầu vòm hay móng tường chắn đất cao, người ta có thể làm móng nghiêng đi một góc ϵ nào đó như hình 2.3.

Móng trụ mố cầu đặt trên tầng đá yêu cầu phải phá hết lớp phong hóa trên mặt và đặt móng vào lớp cứng lớn hơn 25cm. Trường hợp tầng đá dưới đáy móng có thể nằm

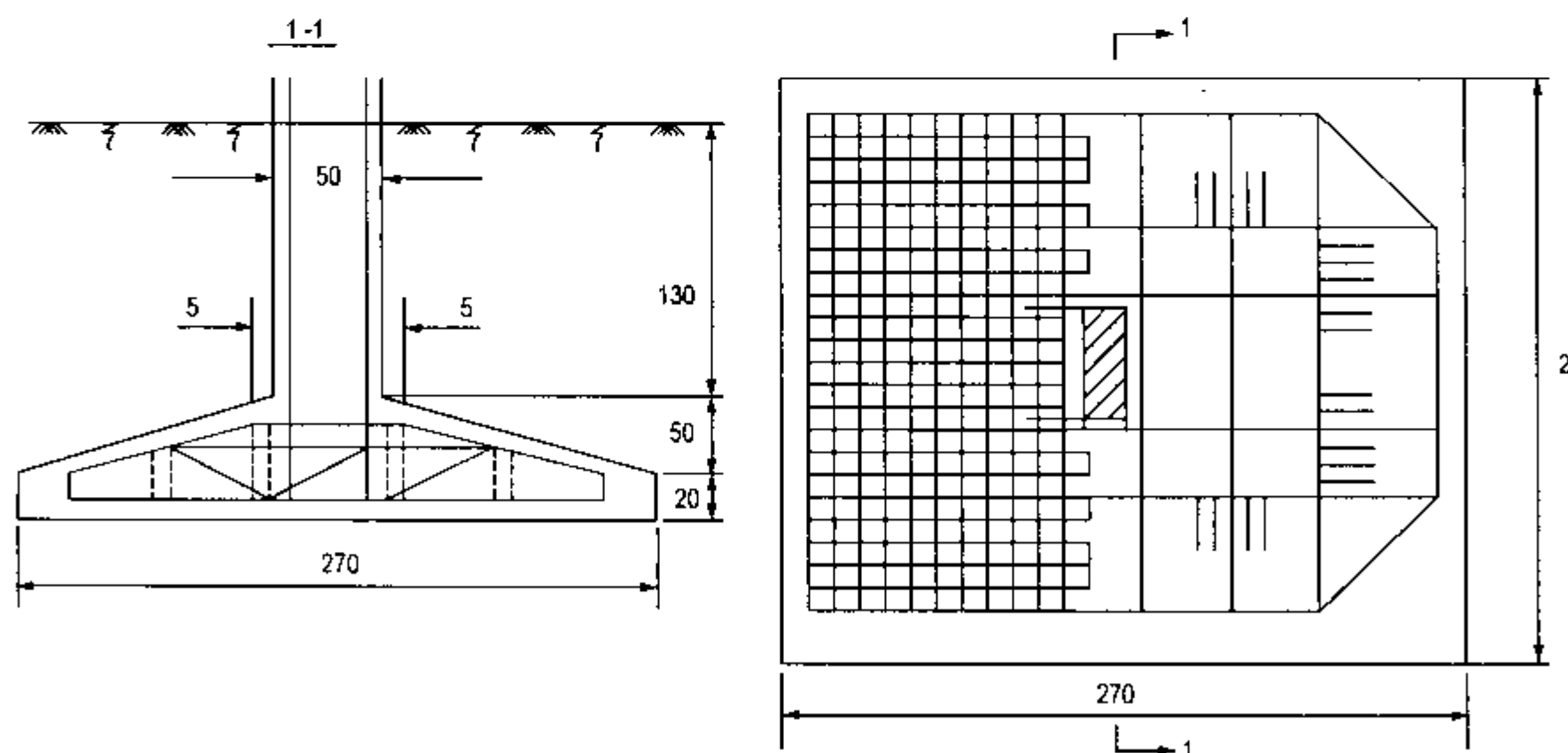
ngiêng, để giảm bớt khó khăn cho thi công có thể cấu tạo móng thành các bậc như hình 2.3 b.



Hình 2.3

Khi thiết kế những móng đặt không sâu lắm để đảm bảo cho nền đất chịu được tải trọng bên trên phải mở rộng đáy móng lớn hơn góc α (hình 2.4). Trường hợp này móng gọi là móng mềm và thường phải bố trí thêm nhiều cốt thép trong bê tông.

Móng bê tông cốt thép cũng còn được thiết kế cho các công trình đặt trên nền đất xấu, có tải trọng cho phép nhỏ đồng thời móng lại không cần thiết hoặc không thể đặt quá sâu được.



Hình 2.4. Bố trí cốt thép trong móng để cột bê tông cốt thép

Các cốt thép trong móng có tác dụng làm cho các bậc móng chịu được ứng suất kéo do các mômen từ phản lực dưới đáy móng sinh ra.

Trên hình 2.4 giới thiệu cấu tạo móng kiểu đế cột bê tông cốt thép.

Móng bê tông cốt thép ở hình 2.4 là loại đổ bê tông tại chỗ có nhược điểm là phải thi công nhiều công việc theo một trình tự nhất định, kéo dài thời gian thi công, diện thi công hẹp làm phiền phức và khó tăng năng suất. Thí dụ trình tự thi công phải làm lần lượt các công tác sau:

1) Đào đất, 2) Chống hố móng, 3) Lắp ván khuôn móng, 4) Đổ bê tông, 5) Đợi bê tông khô thi công kết cấu bên trên.

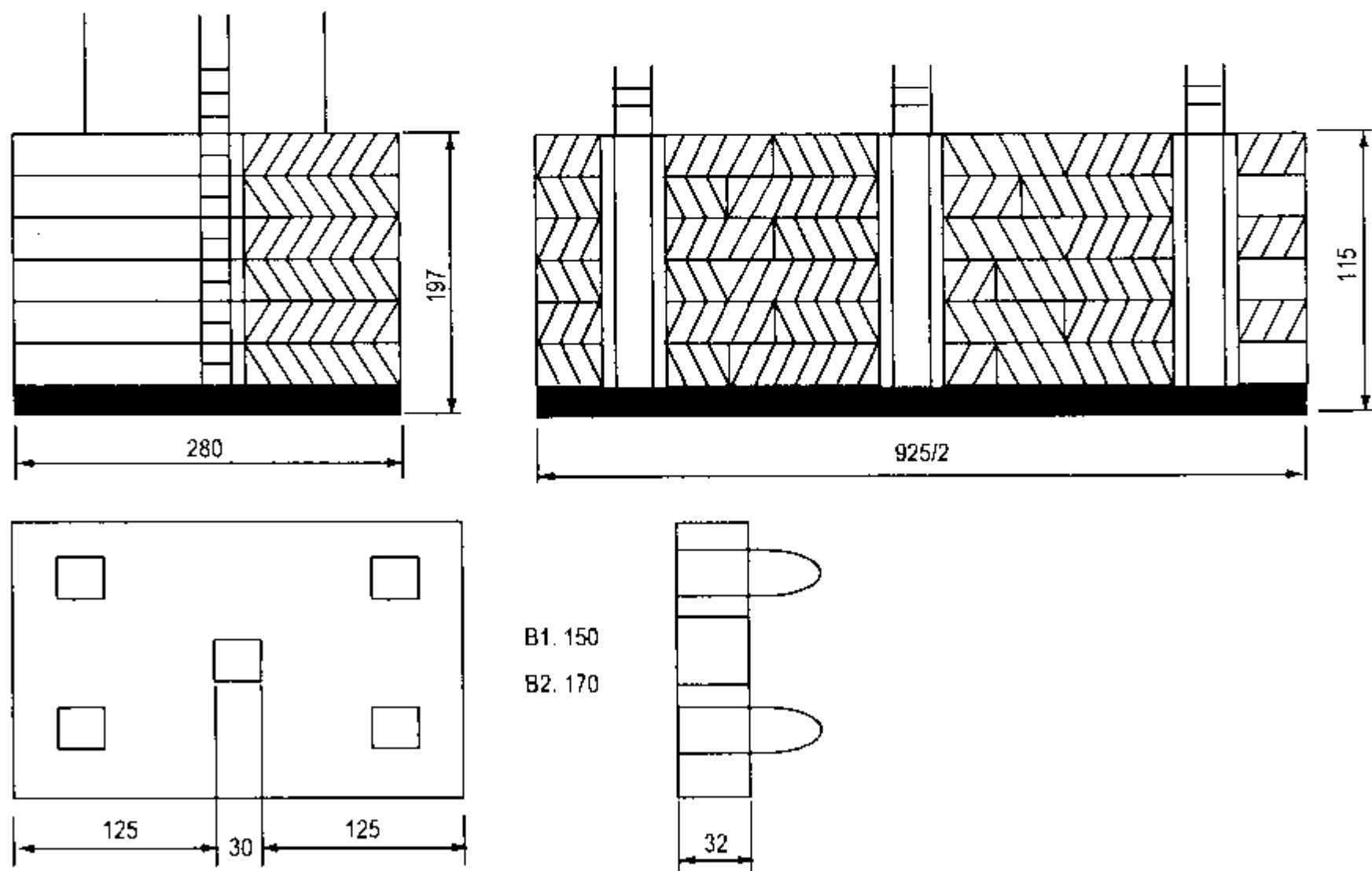
Để khắc phục nhược điểm này các công trình móng có thể làm định hình và thi công lắp ghép.

Các kết cấu móng được đúc sẵn trong nhà máy hay trên các bãi gán công trường sau khi đào xong hố móng, dùng ô tô vận chuyển các khối móng đó và dùng các cần cẩu tự hành để lắp ghép.

Nói chung các khối lắp ghép được chế tạo tùy theo các phương tiện vận chuyển và cầu lắp. Thường trọng lượng một khối từ 2,5 - 6 tấn.

Móng bê tông cốt thép cũng được chế tạo theo loại móng khối lắp ghép và móng mềm bê tông cốt thép lắp ghép.

Móng khối lắp ghép thường dùng trong các công trình chịu tải trọng lớn như móng trụ, mố cầu, các khối có kích thước lớn và không bố trí cốt thép hoặc có ít cốt thép cấu tạo.



Hình 2.5. Móng bê tông lắp ghép khối lớn

Hình 2.5 là móng ghép bởi các khối bê tông. Các khối bê tông có hai loại:

Loại I: có kích thước $280 \times 150 \times 32\text{cm}$

Loại II có kích thước: $280 \times 170 \times 32\text{cm}$.

Các khối khi xây không nên trùng mạch theo phương thẳng đứng, các mạch để rộng 1cm và xây bằng vữa xi măng + cát.

Để cho móng liên kết toàn khối được chắc chắn hơn giữa các khối có một lỗ rỗng $30 \times 30\text{cm}$. Sau khi lắp ghép xong cho một khung cốt thép vào lỗ này rồi đổ bê tông.

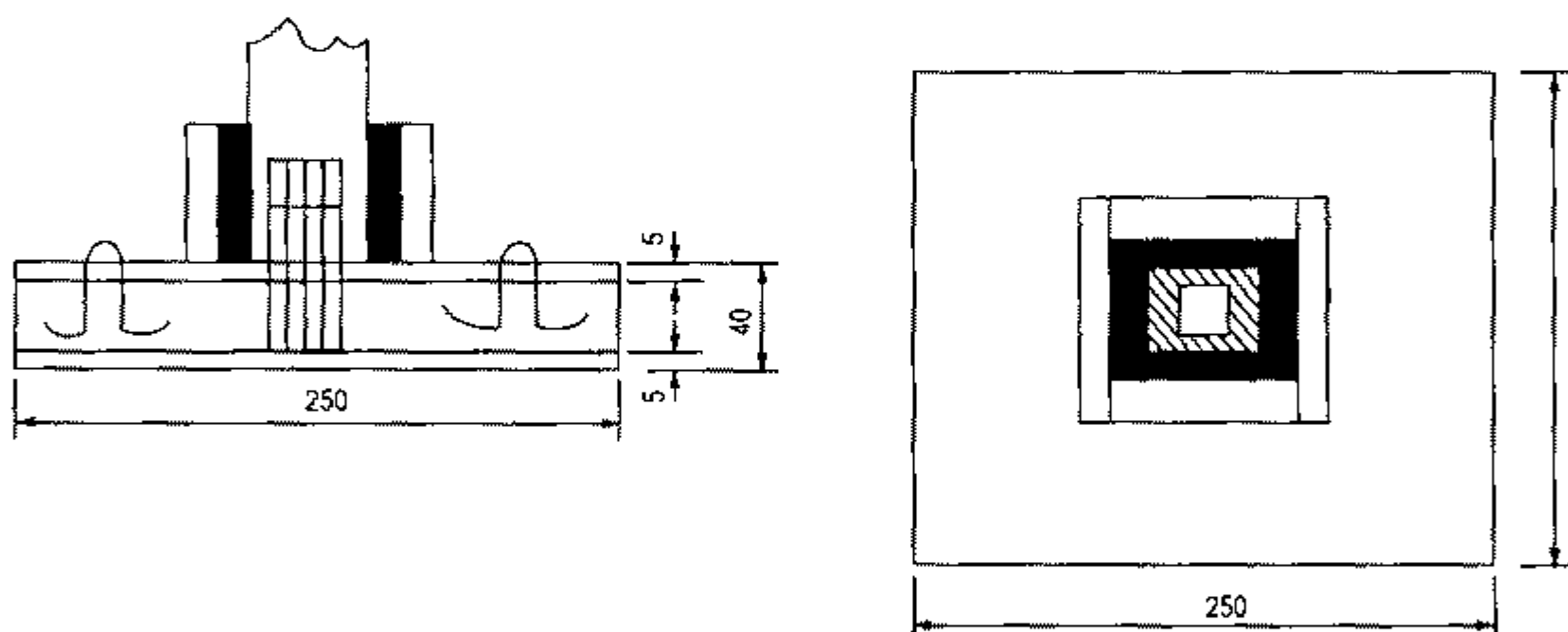
Móng bê tông cốt thép lắp ghép thường được chế tạo thành từng khối làm sao để đơn giản hơn quá trình lắp ghép.

Hình 2.6 là một loại móng kiểu đế bằng bê tông cốt thép dưới một trụ cầu nhỏ.

Móng là một bản bê tông cốt thép có kích thước: $2,5 \times 2,5 \times 0,4\text{m}$.

Cốt thép chịu lực là một lưới gồm các thanh thép $\phi 26$. Cốt thép mặt trên là một lưới $\phi 12$. Để nối liền cột nhà với bản móng người ta hàn 16 cốt thép $\phi 28$ thò từ bản bê tông lên với một vành thép bố trí sẵn ở chân cột. Bao quanh chân cột là một hộp thép, để bảo vệ mối nối khe giữa chân cột và hộp thép được đổ đầy nhựa đường.

Móng bê tông cốt thép lắp ghép thường dùng bê tông với mác không dưới 300.



Hình 2.6. Móng bê tông cốt thép chân cầu vượt

Ở nước ta hiện nay trong ngành xây dựng nhà công nghiệp, dân dụng đã có một số công trình sử dụng móng lắp ghép. Trong ngành xây dựng cầu đường còn ít hơn.

Để đảm bảo tốc độ thi công nhanh, cơ giới hóa và công nghiệp hóa thi công, đảm bảo kinh tế trong xây dựng, chúng ta cần phải định hình và lắp ghép hóa các móng cầu, cống nói riêng và kết cấu cầu nói chung.

2.3. THIẾT KẾ MÓNG NÔNG

Thiết kế móng nông trước tiên phải căn cứ vào kết cấu của công trình bên trên, tải trọng truyền qua các bộ phận công trình và tùy thuộc vào điều kiện địa chất và địa chất

thủy văn để sơ bộ xác định các kích thước của móng (như độ sâu đặt móng, kích thước đáy móng). Trong bước này thường giả định một số phương án để so sánh và lựa chọn lấy một kết cấu móng hợp lý nhất. Trên cơ sở đó đối với công trình quan trọng người ta lập luận chứng kinh tế xây dựng. Sau đó bước thứ hai là kiểm toán lại chi tiết các yêu cầu chịu lực của móng trong các điều kiện tải trọng bất lợi nhất để đảm bảo cho móng được an toàn, bền vững khi sử dụng. Bước thứ ba là thiết kế thi công: người thiết kế cần thiết phải nêu biện pháp thi công, tính toán các thiết kế thi công chủ yếu để hướng dẫn đơn vị thi công đảm bảo đúng yêu cầu kỹ thuật mà mình đã giải quyết trong bước 2.

Để tính toán và thiết kế móng đầu tiên phải xác định các tải trọng tác dụng bên trên. Đối với móng của trụ, mố cầu thường phải chịu nhiều loại lực tương đối lớn và phức tạp lại tác dụng không đồng thời lên móng. Tùy theo phương tác dụng của lực trên cầu thường có hai loại lực chính là các lực thẳng đứng (như trọng lượng bản thân của kết cấu, trọng lượng của các đoàn xe qua cầu) và lực nằm ngang. Các lực nằm ngang tác dụng trên cầu lại thường chia ra các lực ngang dọc cầu (như lực hãm, lực co giãn do nhiệt độ, lực gió dọc cầu) và các lực ngang theo chiều ngang cầu (như lực gió ngang cầu, lực lắc ngang của đoàn xe hỏa v.v...).

Theo quy trình "thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn 1979" của Bộ Giao thông, tùy theo tính chất tác dụng của tải trọng mà chia ra ba loại lực:

- Lực chủ yếu là loại lực tác dụng thường xuyên trên cầu như: tĩnh tải là trọng lượng bản thân kết cấu; hoạt tải thẳng đứng là trọng lượng các phương tiện vận chuyển trên cầu; áp lực đất trên các công trình tường chắn và lực ly tâm (tức là lực ngang theo chiều ngang cầu) khi xe chạy trên các loại cầu nằm trên đường cong.

- Lực phụ là lực tác dụng không thường xuyên lên cầu như: lực hãm xe trên cầu, lực lắc ngang của đoàn xe hỏa, lực gió thổi vào các bộ phận công trình, lực co giãn do nhiệt độ, lực va chạm của tàu thuyền.

- Lực đặc biệt: là các lực tương đối lớn và ít tác dụng lên công trình như lực động đất. Lực tác dụng trong thời gian xây dựng công trình.

Cách xác định các lực trên xem trong quy trình nói trên trang 81.

Để dễ cho việc nắm các công thức sau này chúng tôi xin giới thiệu vắn tắt ý nghĩa của quy trình tính toán theo trạng thái giới hạn.

Quy trình nói trên được gọi là quy trình tính toán theo các trạng thái giới hạn. Tức là khi thiết kế phải bảo đảm sự chịu lực của công trình luôn luôn nhỏ hơn các trạng thái giới hạn sử dụng, các trạng thái giới hạn này được quy định để đảm bảo cho công trình khai thác được bình thường. Nếu quá các trạng thái này việc sử dụng công trình sẽ bị ngưng trệ hoặc công trình sẽ bị phá hoại.

Công thức cơ bản để kiểm toán các vấn đề khi thiết kế công trình có dạng sau:

$$N_u = n(1 + \mu).N^{tc} \leq mkR^{tc}F = R_u.F \quad (2-1)$$

Trong đó: N_u - nội lực tính toán trong một bộ phận công trình nào đó. Thí dụ đối với móng có thể là nội lực thẳng đứng tác dụng đúng tâm;

n - hệ số vượt tải xét đến những sai số có thể xảy ra của các tải trọng thực tế tác dụng lên công trình so với các giá trị tiêu chuẩn quy định trong quy trình (bảng 2-3 trang 85 quy trình nói trên);

$(1+\mu)$ - hệ số xung kích được đưa vào trong khi tính các giá trị nội lực do hoạt tải sinh ra. Đối với móng nông $(1+\mu)$ đều dùng bằng 1;

N^{tc} - nội lực tiêu chuẩn tác dụng lên bộ phận công trình do các tải trọng tiêu chuẩn trong quy trình tính ra;

m - hệ số điều kiện chịu lực, nó xét đến các sai số ảnh hưởng đến cường độ của vật liệu do quá trình thi công không đúng và do các giả thiết gần đúng khi thiết kế gây ra;

k - hệ số đồng nhất thể hiện mức độ không đồng nhất của vật liệu ảnh hưởng đến cường độ vật liệu;

R^{tc} - cường độ tiêu chuẩn của vật liệu quy định trong quy trình.

F - các đặc trưng tiết diện của kết cấu. Thí dụ đối với móng là diện tích đáy móng.

Trong công thức (2-1) trị số $mkR^{tc} = R_u$ gọi là cường độ tính toán của vật liệu.

Tóm lại có thể viết công thức trên gọn như sau:

$$N_u \leq R_u.F \quad (2-2)$$

Các trị số R^{tc} và R_u đối với các loại vật liệu đều có cho trong quy trình trên.

Khi tính toán thiết kế một bộ phận công trình nói chung phải kiểm toán ba trạng thái giới hạn.

- Trạng thái giới hạn thứ nhất: gồm các vấn đề cường độ, ổn định vị trí và mỏi của bộ phận công trình. Trong trạng thái này nội lực phải dùng là nội lực tính toán.

$N_u = n(1+\mu)N^{tc}$. Đối với các công trình móng trị số $(1 + \mu)$ lấy bằng 1.

- Trạng thái giới hạn thứ hai: gồm các vấn đề về biến dạng của bộ phận công trình. Trong thiết kế, tính toán móng là vấn đề độ lún của nền. Tính toán theo trạng thái này chỉ dùng tải trọng tiêu chuẩn suy ra nội lực tiêu chuẩn N^{tc} . Trong nền khi tính lún dùng tải trọng tính tiêu chuẩn.

- Trạng thái giới hạn thứ ba: là đảm bảo sự chống nứt của công trình bê tông cốt thép nhằm đảm bảo sử dụng bình thường công trình.

Như chúng ta đã biết các tải trọng tác dụng trên cầu có nhiều loại và lại tác dụng không đồng thời theo các phương và chiều khác nhau, do đó trong khi thiết kế phải biết dự đoán

các trường hợp ngoại lực tác dụng đồng thời có thể xảy ra nguy hiểm đối với công trình. Các trường hợp phối hợp của lực tác dụng như thế gọi là các tổ hợp bất lợi nhất.

Trong khi tính toán móng thường phải kiểm tra công trình chịu lực dưới các tổ hợp tải trọng sau:

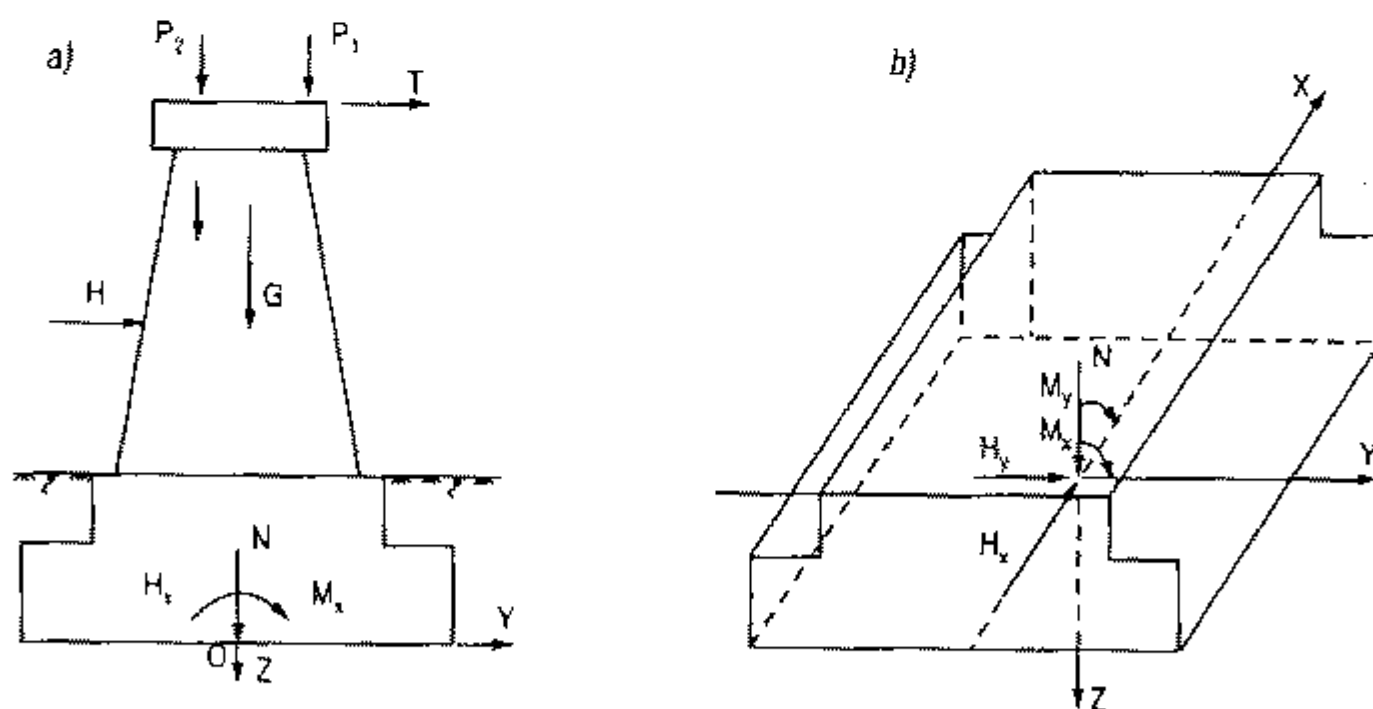
- Tổ hợp lực tĩnh: gồm tất cả các lực tác dụng tĩnh như các lực do trọng lượng bản thân công trình.

- Tổ hợp lực chủ: gồm tất cả các lực chủ yếu tác dụng trên công trình (tĩnh tải, hoạt tải thẳng đứng, áp lực đất).

- Tổ hợp lực chủ và phụ: gồm tất cả các tổ hợp của lực chủ và lực phụ có thể xảy ra đối với công trình. Nhưng cần chú ý khi thiết kế móng đối với các tổ hợp này thường xét riêng hai trường hợp là các tổ hợp chủ + phụ dọc cầu và các tổ hợp chủ + phụ ngang cầu. (Không cho các lực phụ dọc và ngang cầu đồng thời tác dụng).

- Tổ hợp lực đặc biệt: Xét đến các lực đặc biệt lớn đôi khi xảy ra trên công trình, như lực động đất, hoặc máy móc xây dựng tác dụng trên cầu. Khi xét các lực này thì bỏ qua tất cả các lực chủ và lực phụ khác trừ các loại lực do trọng lượng bản thân kết cấu.

Đối với mỗi tổ hợp lực sau khi xác định được các lực tác dụng lên công trình người ta thường chuyển tất cả các lực đó về trọng tâm đáy móng. Nếu lấy gốc tọa độ là trọng tâm đáy móng, trục Oz hướng từ trên xuống dưới, trục Ox hướng từ ngoài vào trong, trục Oy hướng từ trái sang phải như hình 2.7 ta sẽ được một hợp lực gồm N , M_x , H_x , M_y , H_y .



Hình 2.7. Chuyển các lực bên trên về trọng tâm đáy móng

N là thành phần đứng của hợp lực là tổng số tất cả các thành phần thẳng đứng của lực tác dụng bên trên.

H_x , H_y là thành phần nằm ngang của hợp lực chiếu trên hai trục Ox , Oy . Tương ứng với các chỉ số của lực là tổng số tất cả thành phần lực nằm ngang tác dụng bên trên theo hướng trục Ox và Oy .

M_x, M_y là mômen của tất cả các lực đứng và ngang tác dụng bên trên đối với trục x và y.

2.3.1. Kiểm toán nền theo trạng thái giới hạn thứ nhất

a) Kiểm toán ứng suất đáy móng

Ứng suất đáy móng không chỉ phụ thuộc vào tải trọng tác dụng, kích thước của đáy móng mà còn phụ thuộc vào độ cứng của móng. Nhưng xác định chính xác giá trị của ứng suất đáy móng rất khó khăn, cho nên trong thực tế thiết kế thường giả thiết đơn giản hóa dùng theo các công thức của sức bền vật liệu trong trường hợp nền đứng tâm và lệch tâm như chúng ta đã biết trong ứng suất tiếp xúc dưới đáy móng trong Cơ học đất.

Khi kiểm toán dùng tải trọng tác dụng bên trên là tải trọng tính toán, (tức là tải trọng tiêu chuẩn nhân với hệ số vượt tải n).

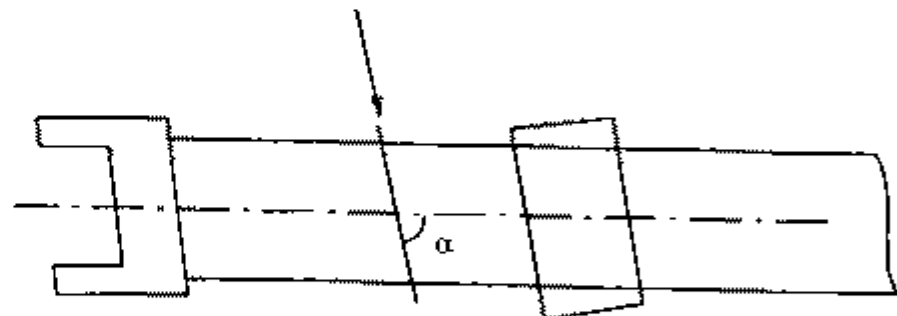
- Dưới tác dụng của tổ hợp lực chủ được xét là lực đứng, lực ngang cầu (thí dụ: tĩnh tải, hoạt tải thẳng đứng, lực ly tâm khi cầu nằm trên đường cong).

Ứng suất lớn nhất và nhỏ nhất dưới đáy móng có thể tính theo công thức nền lệch tâm sau:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \quad (2-3)$$

Các ký hiệu như đã biết ở trên còn W_x, W_y là mômen chống uốn của đáy móng đối với trục x và y.

- Dưới tác dụng của lực chủ và lực phụ cần chú ý là xét riêng tổ hợp lực phụ dọc cầu và tổ hợp lực phụ ngang cầu.



Hình 2.8

Nếu trục trung tâm của móng không trùng với trục dọc ngang cầu thì với từng tổ hợp dọc hay ngang cầu vẫn dùng công thức trên. Thí dụ trường hợp tim cầu nghiêng với dòng nước một góc α .

Nếu trục trung tâm của móng trùng với tim dọc và ngang cầu, thì trong trường hợp tổ hợp lực chủ và phụ dọc cầu ta có công thức sau:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{F} \pm \frac{M_x}{W_x} \quad (2-4)$$

và tổ hợp lực chủ và phụ ngang cầu sẽ có:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{F} \pm \frac{M_y}{W_y} \quad (2-5)$$

Nếu trong công thức trên tính toán ta thấy $\sigma_{\min} < 0$, khi đó chúng tỏ độ lệch tâm của hợp lực lớn hơn bán kính lõi của đáy móng, nhưng ta biết rằng giữa đáy móng và đất không thể chịu được một ứng suất kéo cho nên tải trọng bên trên sẽ phân bố lại thành một hình tam giác như chúng ta đã biết trong cơ học đất.

Trong trường hợp đó ứng suất σ_{\max} tính theo công thức sau:

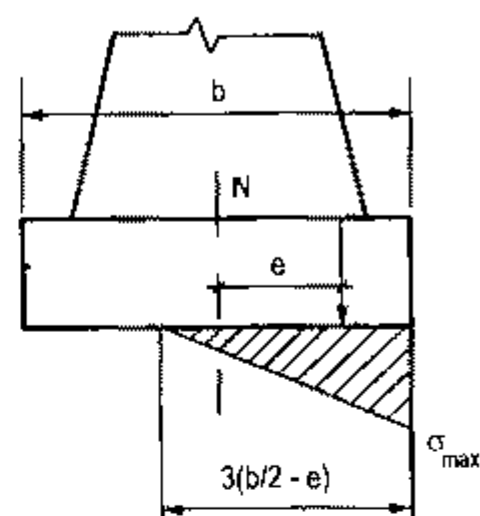
$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{3\left(\frac{b}{2} - e\right)a} \quad (2-6)$$

Trong đó: $e = \frac{M_x}{N}$ - độ lệch tâm của hợp lực đối với

trục trung tâm;

a - cạnh dài của đáy móng;

b - cạnh ngắn của đáy móng.



Hình 2.9

Ứng suất lớn nhất dưới đáy móng phải nhỏ hơn cường độ tính toán của nền đất.

Nếu móng đặt trên nền đất thì dưới tổ hợp lực chủ phải bảo đảm $\sigma_{\max} < R_{tt}$, với R_{tt} là cường độ tính toán của đất khi chịu nén.

Nếu móng đặt trên nền đất nhưng dưới tổ hợp chủ và phụ hoặc móng đặt trên nền đất đá dưới bất kỳ tổ hợp tải trọng nào thì $\sigma_{\max} < 1,2 R_{tt}$ (có nghĩa là cường độ của đất nền được tăng lên 20%).

Cường độ tính toán của đất R_{tt} được tính theo công thức ghi trong quy trình nói trên. Đối với đất cát xem phụ lục 24 trang 320, đối với các loại đất khác dùng công thức sau:

$$R_{tt} = 1,2 \{ R' [1 + k_1(b - 2)] + k_2 \gamma (h - 3) \} \quad (2-7)$$

Trong đó: R' - cường độ tiêu chuẩn theo bảng 2-2, bảng 2-3, bảng 2-4;

k_1 và k_2 - theo bảng 2-5;

γ - trọng lượng thể tích của đất từ đáy móng trở lên (kN/m^3);

b - bề rộng móng (m);

h - chiều sâu chôn móng (m);

R_{tt} và R' tính bằng đơn vị kG/cm^2 (daN/cm^2).

Bảng 2.2. Cường độ quy ước R' của đất sét (không lún sụt) ở nền (daN/cm^2)

Tên loại đất	Hệ số lỗ hổng (ϵ)	Hệ số độ sệt						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
I	2	3	4	5	6	7	8	9
Cát pha sét	0,5	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-
(khi $W_n < 5$)	0,7	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Sét pha cát (khi $10 < W_n < 15$)	0,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0
	0,7	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-
	1,0	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-	-
Sét (khi $W_n > 20$)	0,5	6,0	4,5	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5
	0,6	5,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0
	0,8	4,0	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-
	1,1	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-	-

Bảng 2.3. Cường độ quy ước của đất cát nền daN/cm²

Tên đất và độ ẩm có xét đến khả năng biến đổi sau này của đất	R'	
	Trạng thái đất	
	Chặt	Chặt vừa
Cát pha sỏi, cát thô không phụ thuộc vào độ ẩm	4,5	3,5
Cát hạt vừa: Ẩm ít Rất ẩm và bão hòa nước	4,0	3,0
	3,5	2,5
Cát nhỏ: Ẩm ít Rất ẩm và bão hòa nước	3,0	2,0
	2,5	1,5
Cát bột: Ẩm ít Rất ẩm Bão hòa nước	2,5	2,0
	2,0	1,5
	1,5	1,0

Bảng 2.4. Cường độ quy ước R' của đất sỏi sạn (daN/cm²) trong nền

Tên loại đất	R'
Đá dăm (cuội) có cát lấp đầy lỗ hổng	6,0 - 10,0
Sỏi (sạn) do các mảnh đá kết tinh vỡ ra	5,0 - 8,0
Sỏi (sạn) do các mảnh đá trầm tích vỡ ra	3,0 - 5,0

Bảng 2.5. Hệ số k₁ và k₂

Tên loại đất	k ₁ tính bằng m ⁻¹	k ₂
Sỏi, cuội, cát pha sỏi, cát hạt vừa	0,10	3,0
Cát nhỏ	0,80	2,5
Cát bột, cát pha sét	0,60	2,0
Sét pha cát và sét cứng, sét nửa cứng	0,04	2,0
Sét pha cát và sét dẻo cứng, sét dẻo mềm	0,02	1,5

Cường độ tính toán nén dọc trục ở nền đá được xác định theo công thức:

$$R' = mkR_{cz} \quad (2-8)$$

Trong đó: R_{cz} - cường độ giới hạn (bình quân) chịu nén một trục của mẫu đá thí nghiệm ở trạng thái bão hòa nước theo quy định hiện hành;

k - hệ số đồng nhất của đất theo cường độ giới hạn chịu nén một trục, khi không có mức thí nghiệm, hệ số này cho phép lấy bằng 0,17;

m - hệ số điều kiện lấy bằng 3.

Chú thích: Khi nền đá nứt nẻ nhiều hoặc bị phong hóa trầm trọng (đá bùn vôi) hoặc bị mềm hóa thì vấn đề dùng các loại đá này làm nền và quy định trị số cường độ tính toán cần thiết phải giải quyết bằng thí nghiệm bèn nén.

Đối với nền đá, cường độ tính toán ở mép ngoài đáy móng chịu tải trọng lệch tâm bằng $1,2R_u$ còn các trường hợp khác cường độ tính toán của đất lấy $1,2R_u$ chỉ khi tính tổ hợp tải trọng phụ.

Nếu dưới đáy móng ở độ sâu (z) nào đó có một lớp đất yếu thì khi kiểm tra trạng thái giới hạn thứ nhất còn phải chú ý kiểm tra tính toán ứng suất trên mặt tầng đất yếu theo công thức sau:

$$\sigma_z = \gamma(h + z) + \alpha(p - \gamma h) < R_y \quad (2-9)$$

Trong đó:

σ_z - ứng suất trên mặt tầng đất yếu;

γ - trọng lượng thể tích của các lớp đất trên mặt tầng đất yếu (tính trung bình);

h - độ chôn sâu đáy móng;

z - khoảng cách từ đáy móng đến mặt tầng đất yếu;

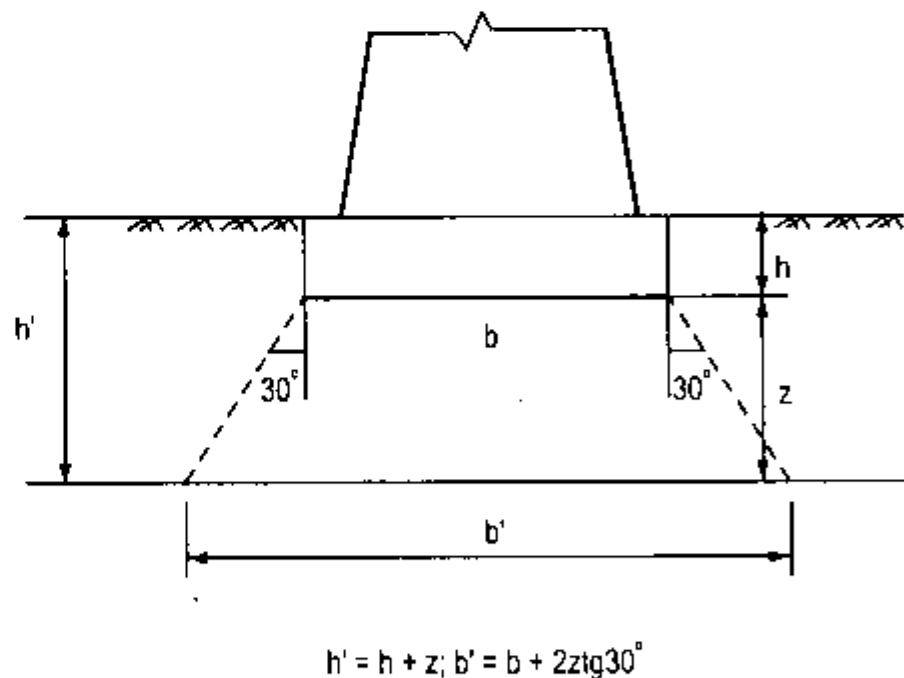
α - hệ số tính ứng suất dưới tâm của đáy móng tra các bảng ở chương 3 giáo trình Cơ học đất.

p - áp lực đáy móng, $p = N/F$;

R_y - sức chịu tính toán trên mặt tầng đất yếu, có thể tính theo công thức (2-7) đối với tầng đất yếu.

Khi tính R_y coi bề rộng và độ chôn sâu của móng gần đúng như hình (2.10).

Đối với móng trụ cầu khi kiểm toán ứng suất đáy móng, quy trình quy định: nếu đáy sông có một lớp nước có độ sâu H thì cường độ tính toán được tăng thêm một giá trị nữa là $0,1H$. Điều đó có nghĩa là:



Hình 2.10

$$\sigma_{\max} < R_{tt} + 0,1H \quad (2-10)$$

Thường lấy H là chiều sâu của mức nước thấp nhất đến đường xói lở lớn nhất (m).

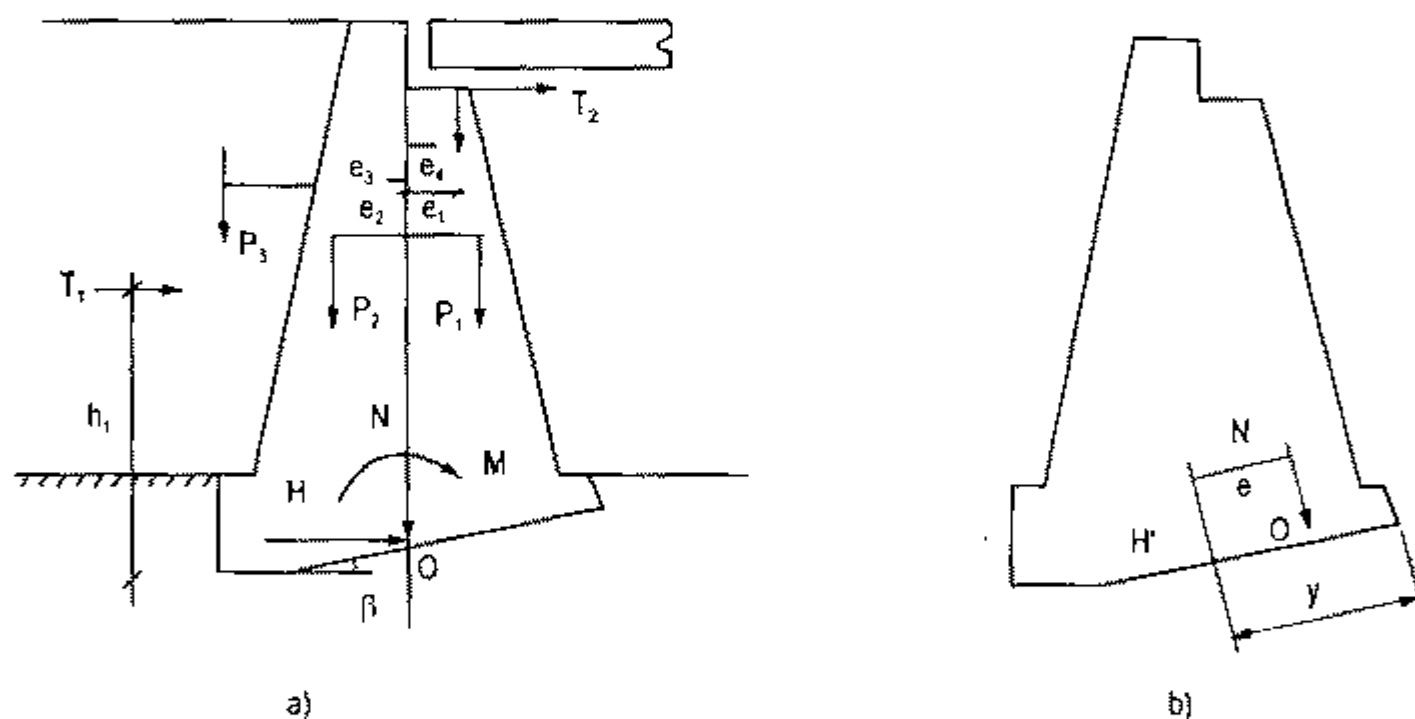
b) Kiểm toán tính ổn định công trình

Công trình móng dưới tác dụng của ngoại lực ngoài yêu cầu phải đảm bảo ứng suất đáy móng phải nhỏ hơn cường độ tính toán của đất nền còn phải kiểm tra vấn đề ổn định của công trình. Thường công trình có thể xảy ra ba trường hợp mất ổn định là lật, trượt và trượt sâu. Sau đây chúng ta xem xét cách tính của từng vấn đề.

b1) Ổn định chống lật

Dưới tác dụng của tải trọng ngoài có lực ngang lớn hoặc lực ngang đặt trên cao gây ra mômen lớn đối với móng, công trình có thể bị lật đổ bởi mômen này. Khi kiểm toán thường giả định điểm tâm quay khi lật là mép ngoài cùng đáy móng.

Để kiểm toán ổn định chống lật dưới một tổ hợp lực nào đó người ta chuyển tất cả các lực về trọng tâm đáy móng (hình 2.11a).



Hình 2.11

Ta được hệ lực N, H và M.

Trong đó:

N - tổng các thành phần thẳng đứng của các lực tác dụng trên công trình.

$$N = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 \quad (2-11)$$

H - tổng các thành phần nằm ngang của các lực:

$$H = T_1 + T_2 \quad (2-12)$$

M - tổng mômen của tất cả các lực đứng và ngang đối với trọng tâm O:

$$M = \sum P_i \cdot e_i + \sum T_i \cdot h_i \quad (2-13)$$

Hệ lực trên có thể chuyển thành hệ lực N' và H' như hình 2-11b.

Trong đó:

$$N' = N \cos \beta + H \sin \beta \quad (2-14)$$

$$H' = N \sin \beta + H \cos \beta \quad (2-15)$$

$$e = \frac{M}{N} \quad (2-16)$$

e - độ lệch tâm của hợp lực, rõ ràng nếu $e > y$ móng sẽ bị lật vì lực tác dụng ra ngoài chân đế. Nếu $e < y$ móng sẽ ổn định. Vậy nếu $e = y$ tức là trường hợp cân bằng giới hạn. Muốn ổn định ta phải đảm bảo mômen tác dụng M nhỏ hơn mômen giới hạn M'_{gh} :

$$\frac{M}{M'_{gh}} = \frac{N'e}{N'y} = \frac{e}{y} \leq m \quad (2-17)$$

m - hệ số điều kiện làm việc, khi móng đặt trên nền đá lấy bằng 0,8, khi móng đặt trên nền đất lấy bằng 0,7.

b2) Ổn định chống trượt

Khi móng chịu lực ngang lớn thường xảy ra hiện tượng mất ổn định về trượt. Muốn cho công trình không bị trượt phải đảm bảo cho lực ma sát dưới đáy móng lớn hơn lực tác dụng theo điều kiện sau:

$$\frac{H'}{N'f} \leq m \quad (2-18)$$

Theo quy trình quy định trong trường hợp kiểm toán ổn định chống trượt $m = 0,8$.

Hệ số ma sát giữa đáy móng và đất nền dưới móng f lấy như sau:

1) Đất sét và đá bề mặt trơn phẳng:

- Ở trạng thái ướt 0,25

- Ở trạng thái khô 0,30

2) Đất sét pha và cát pha sét 0,30

3) Đất cát 0,4

4) Đất cuội sỏi 0,5

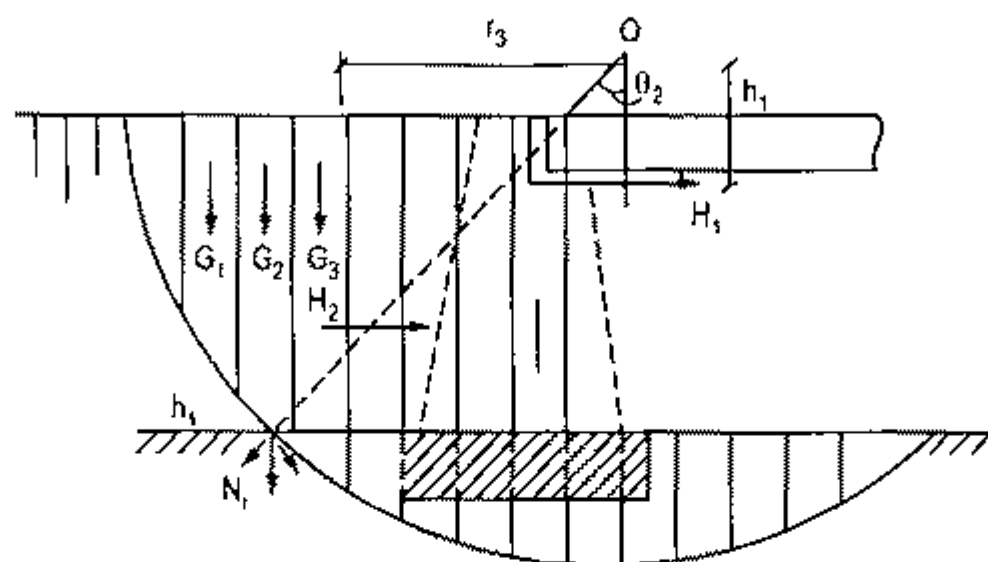
5) Tầng lớp đá mặt không trơn phẳng 0,6

b3) Ổn định chống trượt sâu

Đối với các công trình chịu lực ngang lớn, thí dụ như các loại tường chắn đất và móng cầu cao trên 10m thường có thể xảy ra hiện tượng mất ổn định của công trình do hiện

tượng trượt của toàn bộ khối đất đắp và nền. Để kiểm toán ổn định trong trường hợp này người ta thường giả định mặt trượt là một mặt trụ tròn xoay, tính toán như phương pháp mặt trượt cung tròn trong tính ổn định mái đất đã trình bày trong môn Cơ học đất.

Giả định một tâm trượt O nào đó và vẽ mặt trượt tròn đi qua mép phía sau của móng. Sau đó chia khu vực trượt ra thành những phân tố bởi các đường thẳng đứng, bề rộng mỗi phân tố có thể lấy khoảng $0,1r$ (r là bán kính cung trượt). Giả sử trọng lượng của các phân tố kể cả các lực tác dụng lên công trình là G_i .



Hình 2.12

Mômen trượt do các lực ngoài tác dụng lên khu vực trượt (gồm các lực G_i và H_i) lấy đối với tâm O là:

$$M_{tr} = \sum G_i r_i + \sum H_i h_i \quad (2-19)$$

Khối đất trượt được giữ lại bởi các lực ma sát và lực dính tác dụng lên mặt trượt. Mômen giữ cho khối đất ổn định gọi là mômen ổn định M_o .

$$M_o = (\sum N_i \tan \phi + \sum \Delta l_i c) r \quad (2-20)$$

Trong đó: $N_i = G_i \cos \theta_i$;

θ_i - góc hợp bởi phương của bán kính của phân tố thứ i với phương thẳng đứng;

ϕ - góc ma sát trong của đất;

Δl_i - chiều dài cung trượt của phân tố thứ i ;

c - lực dính đơn vị của đất.

Muốn ổn định phải đảm bảo:

$$K = \frac{M_o}{M_{tr}} \leq 1,25 \quad (2-21)$$

Tâm trượt nguy hiểm nhất phải tìm theo phương pháp đúng đắn như trong môn Cơ học đất đã giới thiệu.

2.3.2. Kiểm toán theo trạng thái giới hạn thứ hai

Theo trạng thái giới hạn thứ hai phải kiểm toán biến dạng hay độ lún của nền nhỏ hơn một giá trị giới hạn quy định nào đó. Giá trị độ lún quy định này nhằm làm cho công trình bên trên sử dụng được bình thường, nếu không thoả mãn sẽ gây khó khăn cho sự vận chuyển trên cầu.

Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn (1979) có hướng dẫn sau:

Chỉ cần tính lún cho những công trình có sơ đồ tĩnh định ngoài khi chiều dài nhịp lớn hơn 50m đối với cầu đường sắt, lớn hơn 100m đối với cầu đường ô tô và thành phố.

Đối với kết cấu siêu tĩnh ngoài cần tính độ lún của nền tùy theo yêu cầu nội lực do biến dạng gối lún.

Độ lún S được tính theo phương pháp "Phân tầng cộng lún" theo phụ biểu 27 của quy trình (xem Giáo trình Cơ học đất).

Độ lún S của nền trụ cầu phải nhỏ hơn $1,5\sqrt{L}$ (cm).

Độ chênh lệch về lún của hai trụ cạnh nhau phải nhỏ hơn $0,75\sqrt{L}$. Trong công thức L (m) là chiều dài của nhịp ngắn gác lên trụ cầu và L không nhỏ hơn 25m.

Khi móng chịu tải trọng lệch tâm sẽ làm cho nền bị lún nghiêng. Để hạn chế sự lún nghiêng của công trình, quy định độ lệch tâm phải nhỏ hơn một giới hạn nào đó thông qua biểu thức sau:

$$\frac{e}{\xi} \leq \alpha \quad (2-22)$$

Trong đó: $e = M/N$ - độ lệch tâm của hợp lực tác dụng lên đáy móng;

ξ - bán kính lõi của đáy móng, $\xi = W/F$;

W - mômen chống uốn của tiết diện đáy móng:

$$W = \frac{I_x}{y} \quad (2-23)$$

I - mômen quán tính của đáy móng đối với trục x ;

y - khoảng cách từ trục trung tâm đến cạnh chịu áp suất nhỏ hơn;

F - diện tích đáy móng.

Trị số α được quy định như sau:

1. Móng trên nền đất

- | | |
|--|-----|
| - Khi tính trụ giữa với tải trọng tĩnh | 1,0 |
| - Khi tính trụ giữa với tổ hợp lực chủ + phụ | 1,0 |

- Khi tính móng với tổ hợp lực chủ + phụ cho cầu lớn và trung 1,0
- Như trên cho cầu nhỏ 1,2

2. Móng trên nền đá

- Khi tính cho trụ và móng với tổ hợp lực chủ và phụ 1,2

2.3.3. Kiểm toán cường độ bản thân móng (theo vật liệu)

Vấn đề kiểm toán cường độ bản thân móng cũng thuộc trạng thái giới hạn thứ I nhưng ở đây giới thiệu riêng thành một mục để chúng ta phân biệt với phần 2.3.1 là kiểm toán móng làm việc cùng với nền. Phần này kiểm toán móng theo vật liệu xây dựng bản thân móng. Mục đích xem xét dưới tác dụng của các tổ hợp lực bất lợi bên trên vật liệu làm móng có bị phá hoại hay không.

1. *Đối với móng cứng*: Cũng như trong phần cấu tạo chúng ta đã biết rằng nếu bảo đảm cấu tạo của móng có góc $\alpha < [\alpha]$ thì ứng suất trong vật liệu của móng rất nhỏ không cần phải kiểm toán lại.

2. *Đối với những móng tương đối mềm* là các loại móng có bề dày tương đối lớn nhưng có góc $\alpha > [\alpha]$ thì có thể giả định ứng suất dưới đáy móng phân bố đều hoặc theo quy luật đường thẳng. Dưới tác dụng của các ứng suất này kiểm toán móng có bị phá hoại về vật liệu hay không.

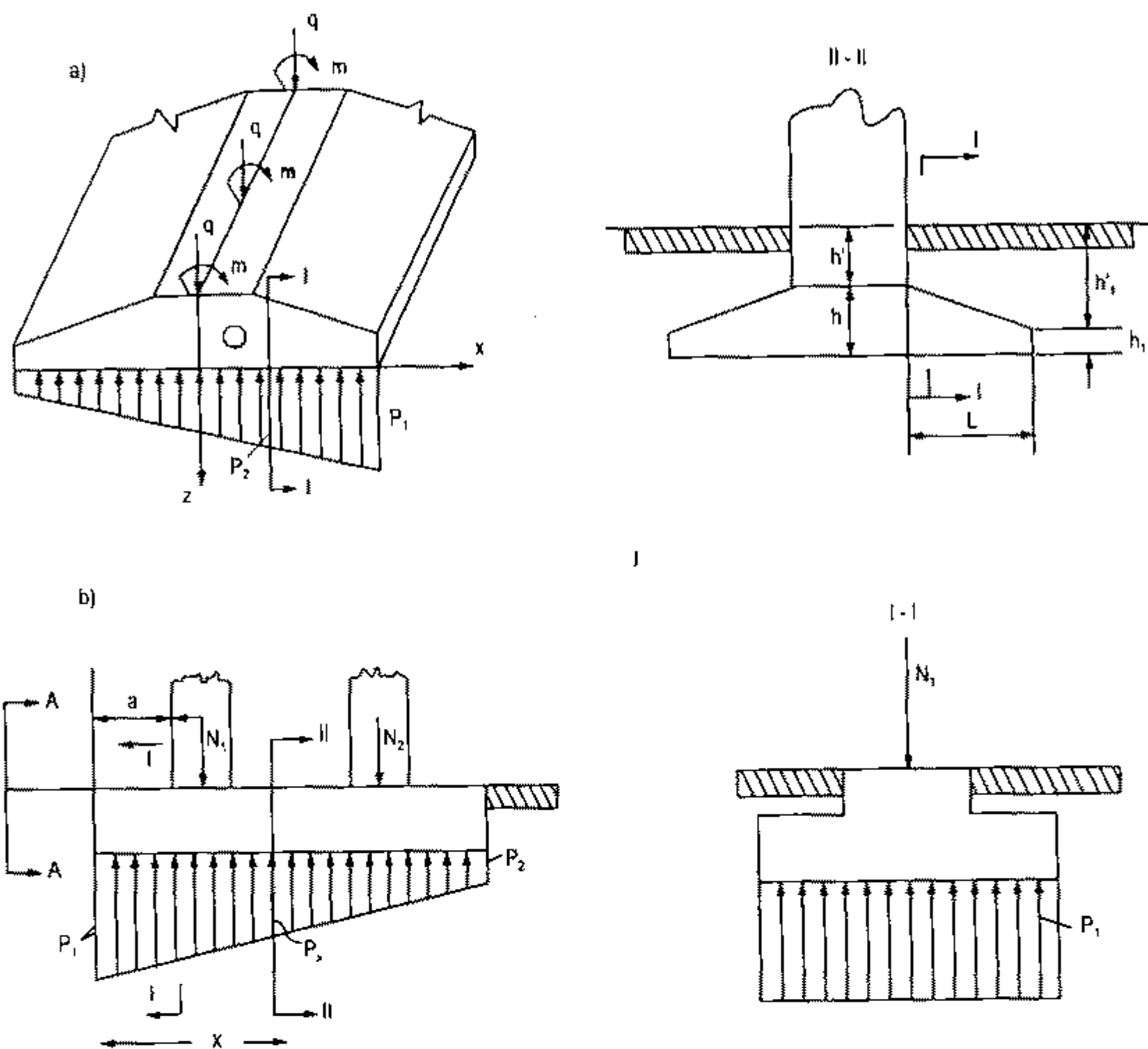
Thí dụ các loại móng như hình 2.13 hay gặp trong các công trình xây dựng (hình 2.13a) là một móng có chiều dài a lớn hơn chiều dài b nhiều lần, tải trọng tác dụng rải đều theo chiều dài (q) và (m), (q là cường độ tải trọng rải đều, m là cường độ mômen rải đều). Sơ đồ trên có thể tính theo bài toán phẳng (trong mặt phẳng xoz). Cần kiểm toán bậc móng ở mặt cắt I-I. Nội lực trong tiết diện này đều coi bậc móng như một ngàm bị giữ ở tiết diện I-I có thể tính theo công thức sau:

$$M_I = \frac{l^2 [(2p_1 + p_2) - \gamma_{bt}(2h_1 + h) - \gamma_d(2h'_1 + h')]}{6} \quad (2-24)$$

$$Q_I = \frac{l [(p_1 + p_2) - \gamma_{bt}(2h_1 + h) - \gamma_d(h'_1 + h')]}{2} \quad (2-25)$$

Trong hình (2.13b) là một móng băng cứng có tải trọng rải đều theo chiều ngang. Móng này có thể coi như một dầm với các tải trọng do ứng suất phân bố đều theo bề rộng móng và phân bố theo đường thẳng theo chiều dài móng. Ta tính toán móng như một dầm với các tải trọng do áp lực tiếp xúc, trọng lượng bản thân móng và trọng lượng đất trên các bậc móng.

Mômen và lực cắt trong tiết diện I - I có thể tính theo công thức (2-24) và (2-25).



Hình 2.13. Sơ đồ tính toán móng.

Trong tiết diện II - II có thể tính theo công thức sau:

$$M_{II} = \frac{x^2}{6} (2p_1 + p_x) - \frac{qx^2}{2} - N_1(x - a) \quad (2-26)$$

$$Q_{II} = \frac{(p_1 + p_x)}{2} - qx - N_1 \quad (2-27)$$

Ở đây:
$$p_x = p_1 - \frac{p_1 - p_2}{l} x$$

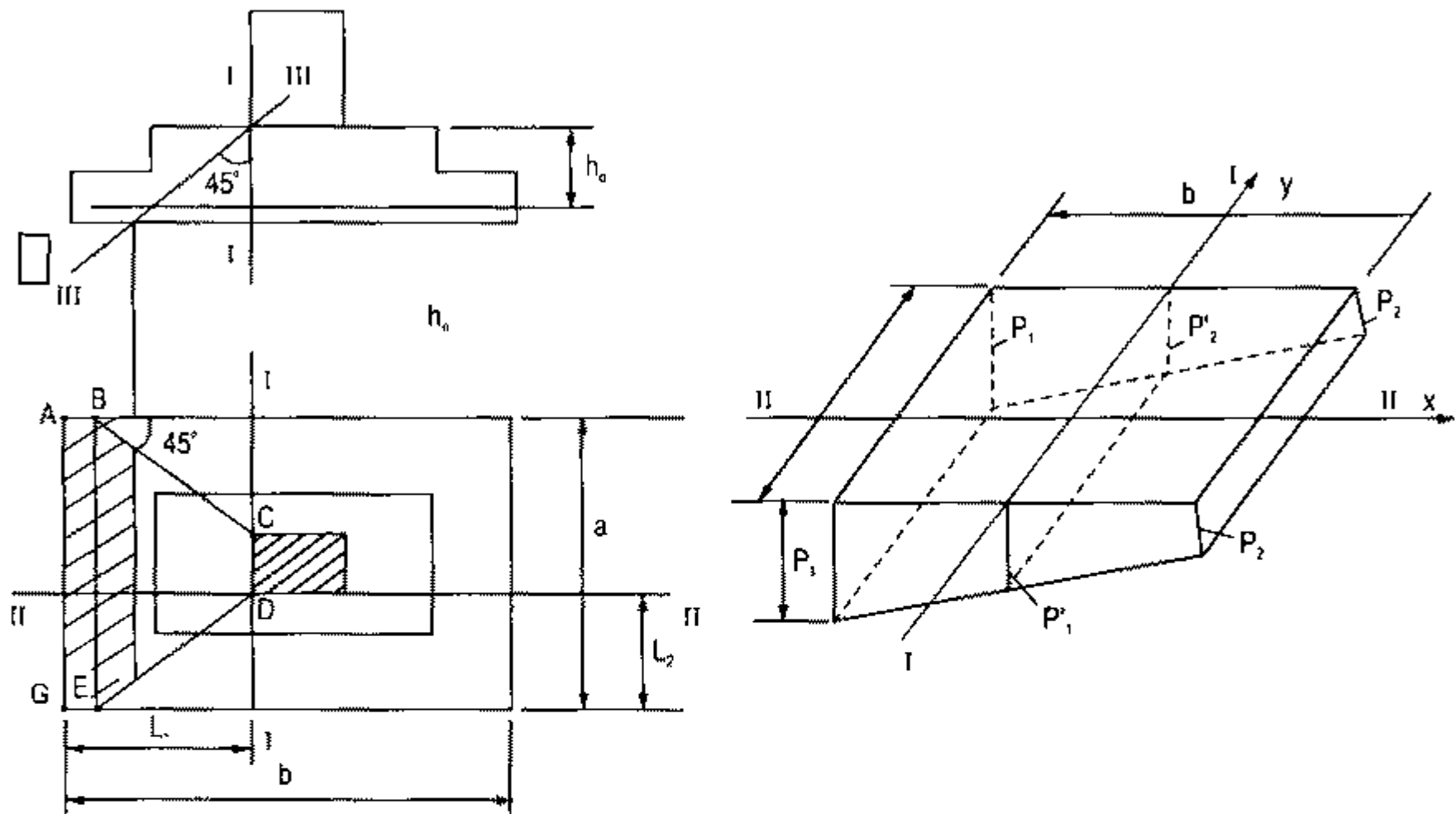
Tính toán với các móng đế cột như (2-14) thường giả thiết móng chịu tải trọng lệch tâm trong mặt phẳng zox . Có thể tính toán gần đúng đưa về bài toán phẳng. Nội lực trong các tiết diện I - I và II - II tính theo các công thức sau:

$$M_I = \frac{al_1^2 (2p_1 + p'_2)}{6} \quad (2-28)$$

$$Q_I = \frac{a l_1 (p_1 + p'_2)}{2} \quad (2-29)$$

$$M_{II} = \frac{b l_2^2}{4} (p_1 + p_2) \quad (2-30)$$

$$Q_{II} = \frac{b l_2}{2} (p_1 + p_2) \quad (2-31)$$



Hình 2.14. Sơ đồ tính toán móng để cột.

Sau khi kiểm toán móng theo tiết diện I - I và II - II nên tính toán đến khả năng bị chọc thủng của móng theo tiết diện nghiêng III - III của bê tông. Có thể sử dụng công thức gần đúng sau:

$$P \leq 0,75 R_p h_0 \frac{a_0 + a_n}{2} \quad (2-32)$$

Trong đó: P - lực tác dụng do áp lực tiếp xúc dưới đáy móng trên diện tích ABCDEG;

$$P = P_1 \cdot F_{(ABCDEG)}$$

h_0 - chiều cao từ mặt móng đến cốt thép chịu kéo;

a_0 - cạnh của tiết diện chân cột;

a_n - cạnh CD của hình ABCDEG;

R_p - cường độ tính toán chịu kéo của bê tông.

Các loại móng có bề dày nhỏ so với các kích thước khác khi tính toán thường coi là các móng mềm, các loại móng này được sử dụng nhiều trong các công trình xây dựng nhà cửa công nghiệp dân dụng, công trình thủy v.v... Khi tính toán các móng mềm thường giả thiết móng là những dầm hoặc bản đặt trên nền đàn hồi hoặc đặt trên bán không gian đàn hồi. Các bạn đọc có thể xem trong các tài liệu tính dầm và bản trên nền đàn hồi của Gorbunov Poxadov hoặc các khái niệm cơ bản trong giáo trình nền và móng của V. M. Kirillov xuất bản năm 1966.

B. THI CÔNG MÓNG NÔNG

Khi thi công móng nông phải đào hết lớp đất trên mặt đất đến độ sâu đặt móng để xây, phạm vi đào này tùy thuộc vào hình dạng cấu tạo của móng và được gọi là hố móng. Công tác thi công móng nông đơn giản hay phức tạp tùy thuộc vào nhiều điều kiện của vị trí xây dựng công trình, trong đó hai yếu tố cơ bản là tình hình đất đá và tình hình nước ngầm hay nước mặt.

Mục đích của công tác thi công móng là làm sao để xây dựng hoặc đổ bê tông bộ phận móng của công trình đảm bảo được chất lượng kỹ thuật. Muốn vậy trước hết phải giải quyết vấn đề đào các lớp đất trên mặt đến độ sâu thiết kế, sau đó tiến hành bắc giàn giáo hay ván khuôn để xây. Đối với những nơi nước sâu muốn đào đất và xây móng còn phải giải quyết vấn đề ngăn nước hoặc hút nước.

Công tác thoát nước và đào đất hố móng ảnh hưởng rất nhiều đến chất lượng kỹ thuật của nền và móng cũng như giá thành công trình, cho nên khi chỉ đạo thi công móng cán bộ hướng dẫn thi công cần có biện pháp thi công hợp lý, dự kiến trước các biện pháp ngăn nước đào đất, chống nước ngầm, nước mạch để đảm bảo giữ nguyên tính chất đất nền thiên nhiên cũng như các yêu cầu kỹ thuật về hình dạng và chất lượng của móng.

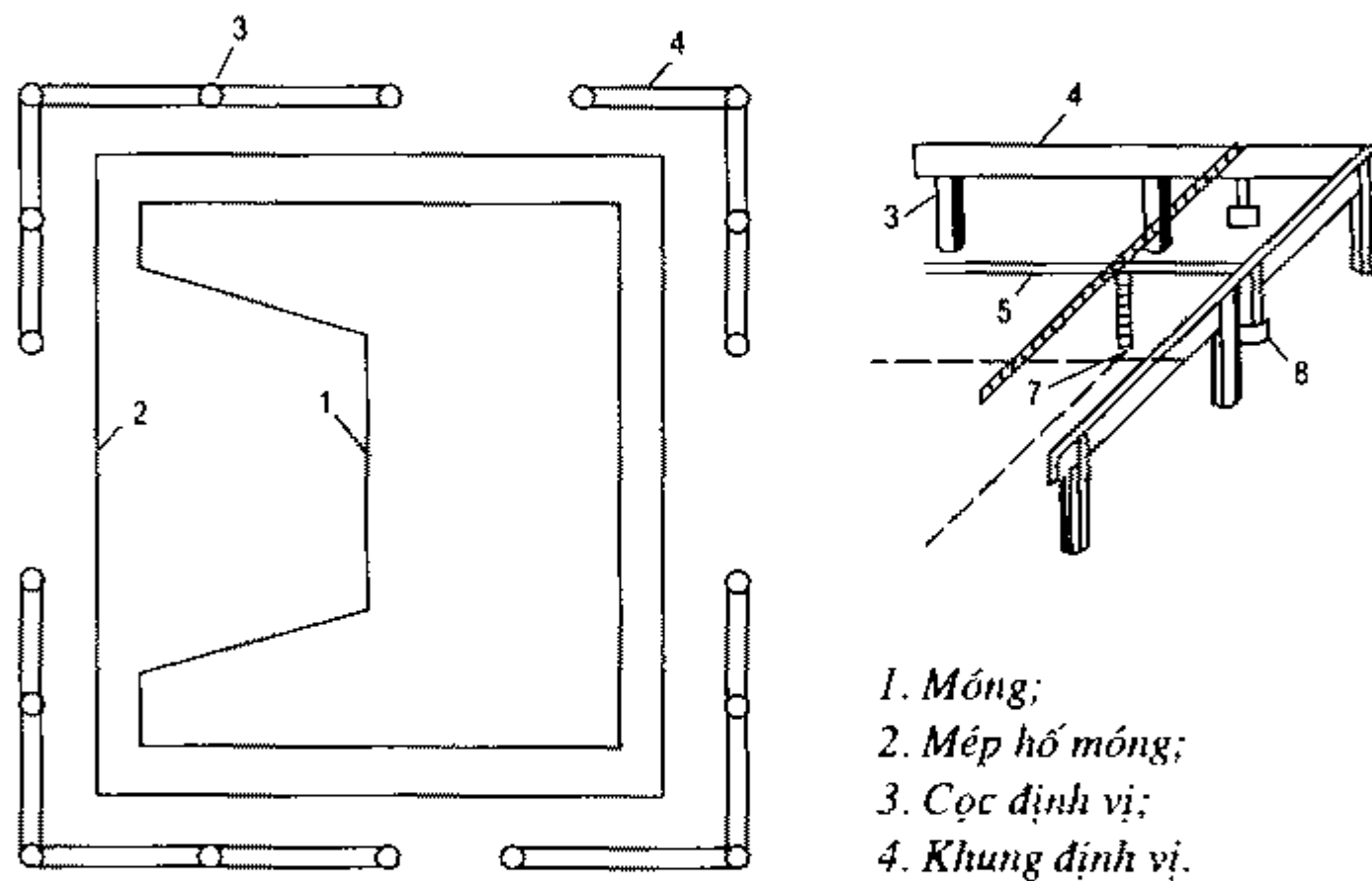
Nói chung thi công móng nông gồm các việc chủ yếu sau: định vị hố móng, đào đất, chống đỡ vách hố móng, ngăn nước ngầm hoặc nước mặt, hút nước hố móng và xây móng.

2.4. ĐỊNH VỊ HỐ MÓNG

2.4.1. Định vị hố móng ở những chỗ khô

Căn cứ vào đường tim dọc cầu và các cọc mốc quy định vị trí của từng móng, đầu tiên xác định trục dọc và ngang của mỗi móng. Các trục này cần phải đánh dấu cố định bằng các cọc chắc chắn, nằm tương đối xa nơi thi công để tránh va chạm làm sai lệch vị trí. Sau này trong quá trình thi công móng cũng như xây dựng các kết cấu bên trên, căn cứ vào các cọc này để kiểm tra theo dõi thường xuyên sự sai lệch vị trí của móng và biến dạng của nền trong thời gian thi công cũng như khai thác công trình.

Hình dạng của hố móng căn cứ vào cấu tạo móng để xác định, nói chung hình dạng của hố móng về mặt bằng nên làm đơn giản, không nên có các góc lõm sẽ làm khó khăn cho việc chống vách hố móng. Kích thước hố móng làm rộng hơn kích thước móng thực một chút, thường mỗi cạnh rộng hơn 0,5 - 1,5m, khoảng cách để làm chỗ đặt ván và khung chống vách, ván khuôn và chỗ đứng của công nhân. Thường tùy thuộc vào điều kiện thực tế và quyết định kích thước hố móng cho phù hợp với dự kiến thi công sau này. Khi đào đất, xây móng để thường xuyên theo dõi kích thước và vị trí của móng người ta làm một khung định vị xung quanh hố móng. Khung định vị này gồm những tấm ván tựa trên những cọc nhỏ đường kính khoảng 14 - 15mm (hình 2.15). Các cạnh khung định vị sẽ bố trí song song với các cạnh của hố móng và cách mép hố móng khoảng 1 - 1,5m. Trên khung định vị đánh dấu các vị trí mép hố móng, sau đó căn cứ trên những dấu này căng dây để xác định phạm vi đào và xây.



Hình 2.15

Ngoài ra khi thi công còn cần chú ý theo dõi cao độ các bộ phận của kết cấu như cao độ đáy móng, mặt trên của móng v.v... Thường thường căn cứ vào các cọc mốc cao độ và dùng máy thủy bình để xác định cao độ này.

2.4.2. Định vị hố móng ở những chỗ có nước mặt

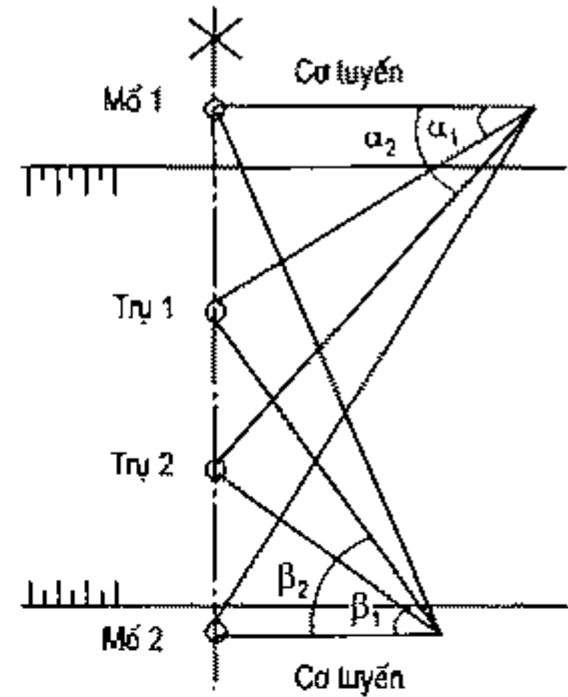
Móng trụ mố cầu thường nằm ở vị trí có phủ nước mặt, công tác định vị móng tùy thuộc mực nước nông, sâu mà dùng mấy biện pháp sau:

Ở những sông không thông thuyền và mực nước nông, để xác định vị trí tim trục có thể dựa trên những cầu tạm bằng gỗ, trên đó tiến hành đo đạc trực tiếp và đánh dấu vị trí dọc và ngang của móng. Để tránh va chạm trong thi công làm sai lệch vị trí nên có các

cọc định vị đóng cách xa tim móng, khi đo đạc bằng máy có thể dựa trên những sàn đặt trên các cọc gỗ chắc chắn đóng chung quanh cọc định vị này.

Với những móng cọc đặt ở chỗ nước sâu, công tác đo đạc định vị thường phải làm gián tiếp. Tim của các trụ nằm ở giữa sông được xác định bằng phương pháp tam giác như đã học trong giáo trình trắc đạc (hình 2.16).

Tim của trụ được xác định dựa vào các đường cơ tuyến nằm trên hai bờ sông và các góc α , β tính theo vị trí của từng trụ. Kích thước và chu vi của móng sau này sẽ dựa vào các công trình vòng vây để đánh dấu. Nói chung công tác đo đạc ở những sông nước sâu tương đối phức tạp phải làm rất cẩn thận, kiểm tra bằng nhiều phương pháp để tránh sai số ảnh hưởng đến cấu tạo của công trình bên trên thi công sau này.



Hình 2.16

2.5. THI CÔNG HỐ MÓNG Ở CHỖ CẠN

2.5.1. Hố móng đào trần

Đối với những móng đào nông, xây ở nơi không có nước ngầm việc thi công tương đối thuận lợi. Người ta đào lớp đất trên mặt đến độ sâu thiết kế để xây móng, hố đào này được gọi là hố móng đào trần. Tùy thuộc vào các tính chất tốt, xấu của lớp đất trên mặt mà quyết định hình dáng của vách hố móng.

Nếu đất là loại đất sét hay dẻo cứng vách hố móng có thể đào thẳng đứng, còn đối với các loại đất khác thường tùy tính chất cơ học của đất mà chọn độ nghiêng của vách hố cho thích hợp nhằm đảm bảo ổn định chống trượt trong quá trình đào đất và xây móng.

Bảng 2-6 dưới đây cho các độ nghiêng cho phép vách hố móng thích hợp với các loại đất khác nhau để chúng ta tham khảo.

Bảng 2.6

Loại đất	Trị số h/b khi độ sâu hố móng (m)		
	< 1,5	Từ 1,5 - 3	Từ 3 - 5
- Đất cát và cuội sỏi bão hòa nước	1: 0,25	1: 1,00	1: 1,25
- Đất cát và cuội sỏi không bão hòa	1: 0,5	1: 1,00	1: 1,00
- Đất dính với độ ẩm thiên nhiên			
+ Cát pha	1: 0,25	1: 0,67	1: 0,85
+ Sét pha	1: 0,90	1: 0,5	1: 0,75
+ Sét	1: 0,00	1: 0,25	1: 0,5

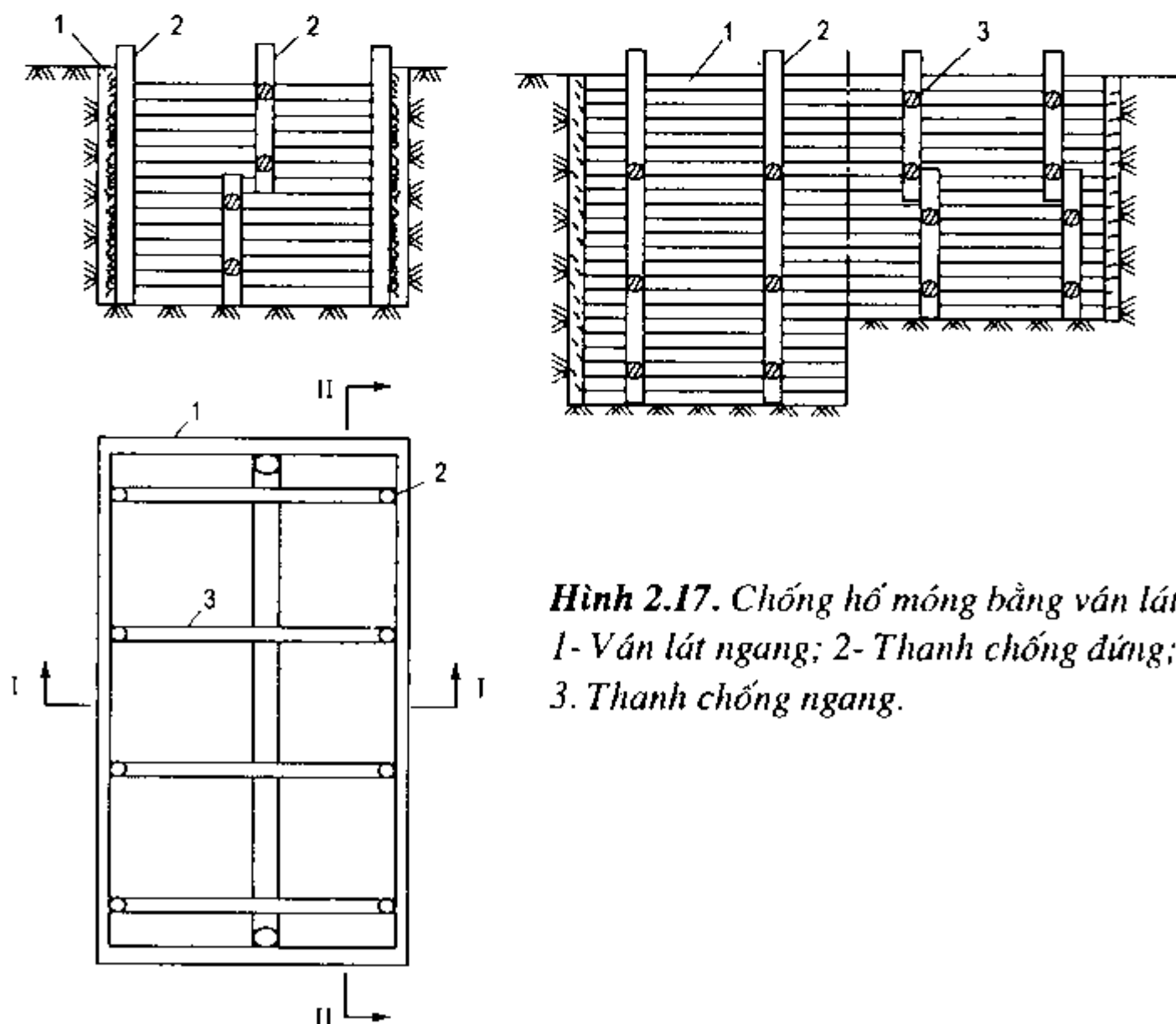
Thi công hố móng đào trần cần chú ý làm nhanh, tránh để hố móng ảnh hưởng của nước mưa làm tăng đất nền bị giảm cường độ. Nếu khối lượng đất đào và kích thước móng lớn yêu cầu thời gian thi công kéo dài cần phải chú ý làm rãnh thoát nước mưa không nên để hố móng bị úng ngập nước lâu dài.

Để bảo vệ vách hố móng, không nên để vật liệu cũng như đất đào hoặc máy móc thi công gần mép hố móng. Chung quanh hố móng cần để một đường bảo vệ rộng từ 1 - 1,5m. Nếu hố móng tương đối sâu khi đào nên để vách hố thành từng bậc, mỗi bậc sâu khoảng 1 - 1,5m.

Hố móng đào trần thi công tương đối đơn giản nhưng khối lượng đất đào lớn, đối với những công trình xây ở những nơi chật hẹp không thể dùng biện pháp này mà phải đào vách hố thẳng đứng. Để giữ cho vách hố ổn định phải dùng các biện pháp chống vách thích hợp tùy thuộc nơi thi công.

2.5.2. Chống vách hố móng bằng ván lát

Khi thi công móng ở những địa điểm chật hẹp không cho phép mở rộng hố móng, đất vách hố là loại rời rạc dễ sụp đổ, thí dụ như trường hợp công trình mới xây dựng nằm gần những công trình cũ, muốn đào đất để xây móng phải nghĩ tới biện pháp chống vách hố móng, trong những điều kiện đó nếu mực nước ngầm thấp hơn đáy hố móng thì dùng biện pháp chống hố móng bằng ván lát là rất thích hợp.



Hình 2.17. Chống hố móng bằng ván lát
1- Ván lát ngang; 2- Thanh chống đứng;
3. Thanh chống ngang.

Ván lát có tác dụng giữ cho vách hố móng được ổn định hạn, chế bớt việc dịch chuyển đất gây lún cho các công trình lân cận.

Cấu tạo chống hố móng bằng ván lát xem trên hình 2.17.

Ván lát dùng loại gỗ dày từ 4 - 8cm.

Thanh chống đứng dùng gỗ vuông hoặc tròn có $d = 12 - 16\text{cm}$.

Thanh chống ngang có đường kính $d = 14 - 22\text{cm}$.

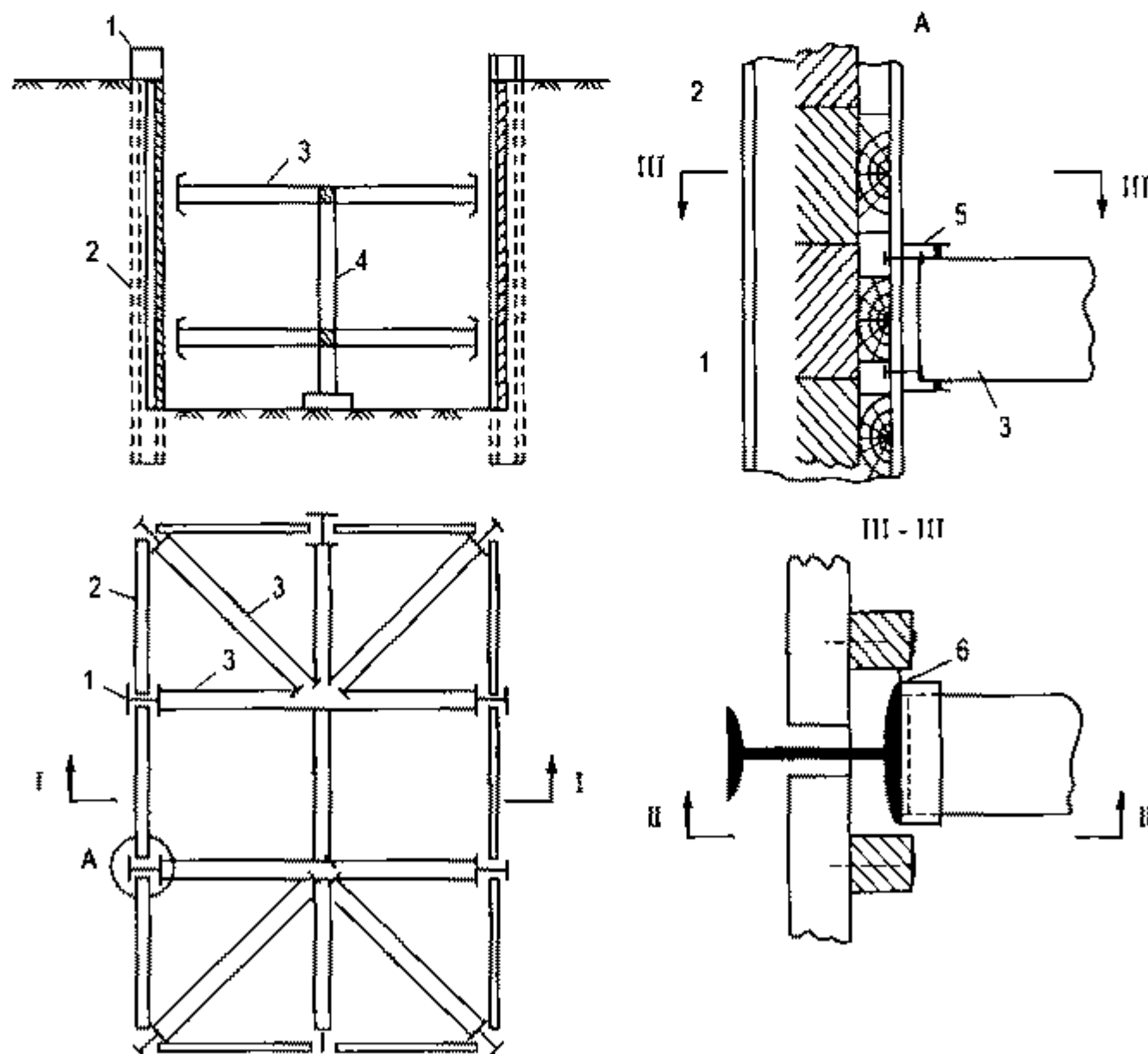
Ván lát thường dùng khi chiều sâu hố móng khoảng 4m trở xuống.

Trong quá trình thi công đào đất đến đâu đặt ván lát đến đó, thanh chống đứng được thay dần dần bằng những loại dài hơn, sau đó đặt thanh chống ngang và nện chặt.

Khi cần phải thi công những móng tương đối sâu và rộng, ván lát chịu áp lực đất lớn người ta thường dùng phương pháp sau:

Đóng xung quanh hố móng những thanh sắt chữ I, sau đó trong quá trình đào đất lắp dần ván lát vào và dùng nệm để chèn chặt hai đầu ván tựa vào hai cánh của các thanh sắt chữ I.

Cấu tạo ván lát theo kiểu này kết cấu tương đối cứng và thuận tiện thi công (hình 2.18).



Hình 2.18. Cấu tạo ván lát kiểu chống bằng sắt chữ I
1- Thanh sắt chữ I; 2- Vách lát ngang; 3- Thanh chống ngang;
4- Thanh chống đứng; 5- Nệm gỗ; 6- Bulông.

2.5.3. Chống hố móng bằng cọc ván

Những công trình móng xây dựng ở nơi có nước ngầm, muốn chống nước ngầm chảy vào hố móng và giữ ổn định cho vách hố không thể dùng ván lát mà phải dùng các loại tường cọc ván.

Tường cọc ván cấu tạo gồm các bộ phận sau:

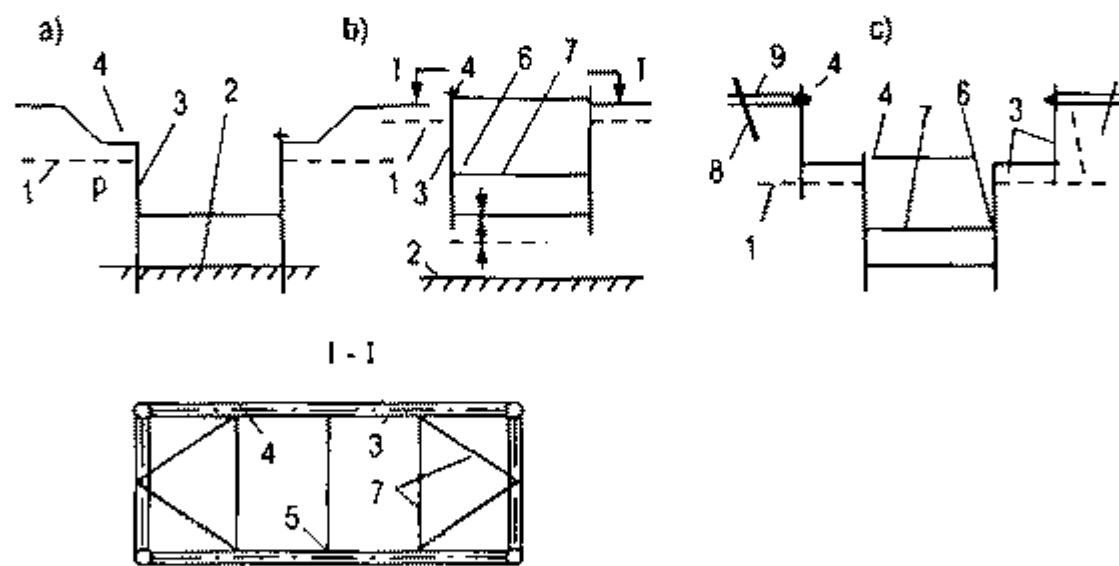
1. Cọc ván là những cọc làm bằng ván gỗ hoặc thép hoặc bê tông cốt thép, những tấm ván này cần phải làm có đủ độ cứng để có thể dùng búa đóng vào trong đất chung quanh hố móng trước khi đào đất.

Trên mép của các cọc ván có cấu tạo kiểu mộng hay chốt để liên kết với nhau chặt chẽ chống nước chảy vào trong hố móng.

2. Cột định vị và các khung định hướng dùng để giữ cho các cọc ván nằm đúng vị trí thiết kế trong quá trình đóng.

3. Tầng chống ngang và dọc dùng để giữ cho cọc ván ổn định dưới tác dụng của áp lực đất. Những tầng chống này được đặt dần dần trong quá trình hút nước và đào đất bên trong hố móng.

Cọc ván cần phải đóng vào trong đất đến một độ sâu nhất định để đảm bảo ổn định và hạn chế nước luồn qua chân cọc vào đáy hố móng.



Hình 2.19. Sơ đồ chống hố móng

1- Mực nước ngầm; 2- Đáy hố móng và tầng đất không thấm nước; 3- Cọc ván.

Khi tầng đất không thấm nước nằm gần đáy móng thường người ta cho chân cọc ngấp vào tầng này. Nếu tầng không thấm nước ở quá sâu, khi đó chân cọc ván phải đảm bảo đóng đến độ sâu làm sao cho áp lực thủy động dòng nước luồn dưới chân cọc ván vào hố móng không làm trôi những hạt đất ở đáy hố. Nói chung chân cọc khi đóng vào trong tầng đất sét, cát sỏi hạt to, độ sâu không được nhỏ hơn 1m, còn trong những tầng đất cát nhỏ rời rạc không được dưới 2m (xem hình 2.19). Vị trí đầu tiên của cọc ván tùy thuộc vào mực nước ngầm. Đối với những chỗ mực nước ngầm thấp để rút bớt chiều dài cho

cọc ván có thể dùng phương pháp đào trần với các lớp đất phía trên, còn cọc ván chỉ dùng để chống đỡ vách hố ở những tầng dưới mực nước ngầm (hình 2.19a).

Khi hố móng đào tương đối sâu mà vật liệu làm cọc ván lại ngắn, trong trường hợp đó có thể xem xét tới biện pháp chống hố móng bằng cọc ván nhiều tầng (hình 2.19c).

Đối với những hố móng không sâu lắm nếu dùng cọc ván cứng như cọc ván thép có thể không cần dùng những chống ngang bên trong, cấu tạo như vậy có ưu điểm là kết cấu đơn giản, tiện thi công, đào đất sẽ rộng rãi thích hợp cho các máy móc thi công cơ giới hoạt động trong hố móng.

Đối với những hố móng sâu nếu dùng kiểu cọc ván không chống, cọc ván sẽ chịu nội lực tương đối lớn do đó phải thêm các tầng chống ngang, khi hố móng quá sâu hoặc cọc ván tương đối mềm có khi phải thiết kế 3 - 4 tầng chống ngang để đảm bảo cho cọc ván ổn định và không gãy.

Trong thi công thường tùy vào điều kiện chịu lực mà người ta sử dụng các loại cọc ván bằng vật liệu khác nhau. Hiện nay thường dùng hai loại chính là cọc ván gỗ, và cọc ván thép. Gần đây đã có các công ty nước ngoài giới thiệu loại cọc ván bằng chất dẻo, giá thành rẻ và kín nước.

Dưới đây sẽ giới thiệu cụ thể cấu tạo của một số loại cọc ván.

a) Cọc ván gỗ

Cọc ván gỗ làm bằng những tấm ván dày 2,5 - 8cm hoặc gỗ tiết diện vuông với kích thước chiều dày từ 10 - 24cm.

Chiều dài của cọc ván gỗ có thể đến 8m và dùng thích hợp cho các hố móng sâu từ 4 - 5m.

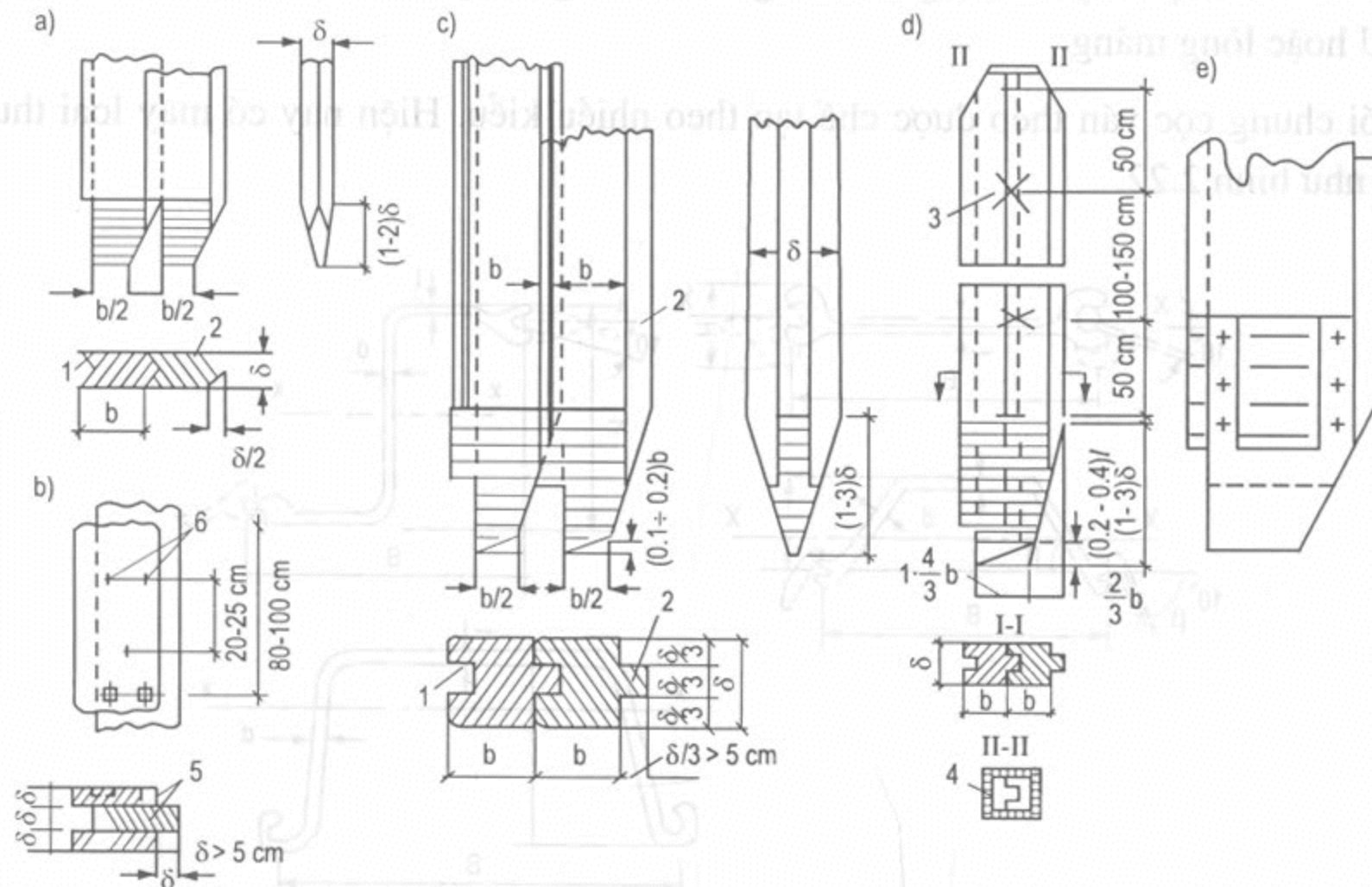
Trên mép của các cọc ván có thể làm các rãnh và mộng để ghép khít vào nhau chống nước ngầm thấm vào hố móng. Thường có ba kiểu cấu tạo rãnh như hình 2.20.

Để đóng vào đất được dễ dàng chân cọc ván được vát nhọn theo bề dày còn theo bề rộng nên vát không đối xứng như cấu tạo trên hình 2.20a. Cấu tạo như vậy có tác dụng khi đóng cọc ván, phản lực ngang của đất ở chân cọc sẽ ép sát cọc đang đóng vào cọc đã đóng trước. Muốn đóng cọc ván được nhanh người ta thường ghép 2 - 3 cọc ván lại làm một, dùng đinh địa móc chặt lại với nhau, đầu trên đánh đai chặt, đầu dưới vát nhọn như cấu tạo trên hình 2.20c.

Để giữ cho đầu cọc khi đóng không bị dập và nứt dùng đai sắt dày 8 - 10mm để bó chặt. Ngoài ra khi đóng cọc ván vào tầng đất chặt hoặc cát lẫn cuội sỏi, chân cọc cũng nên bọc sắt tùy theo cấu tạo của từng loại cọc ván (hình 2.20e).

Khi đóng cọc ván xuống cho đúng vị trí thiết kế thường dùng những khung định hướng. Khung định hướng thường làm bằng gỗ tròn ($d = 20 - 22\text{cm}$) hoặc gỗ tiết diện vuông

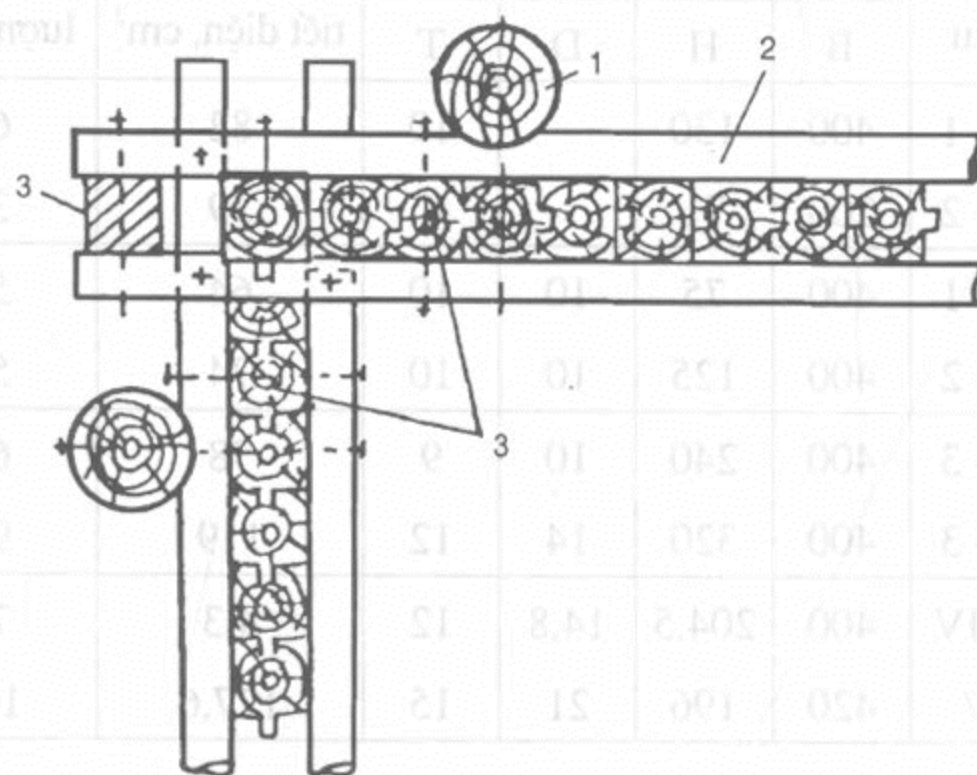
(10 - 14cm) bắt chặt trên các cọc định vị ($d = 18 - 26\text{cm}$). Cọc định vị bố trí phía ngoài tường vây cách nhau khoảng 2 - 2,5m và đóng sâu trong đất hơn cọc ván từ 0,75 - 1m.



Hình 2.20. Cấu tạo cọc ván gỗ

Trước khi đóng cọc ván, đầu tiên lắp toàn bộ cọc ván xung quanh hố móng, sau đó mới tiến hành đóng dần dần tất cả xuống từng đợt, làm như vậy vòng vây sẽ chặt khít hơn đóng từng cọc ván xuống ngay đủ độ sâu.

Cọc ván gỗ nói chung có cấu tạo đơn giản, dễ thi công, thường dùng khi xây dựng móng nông ở những nơi đất bão hòa nước và hố móng sâu từ 3 - 5m.



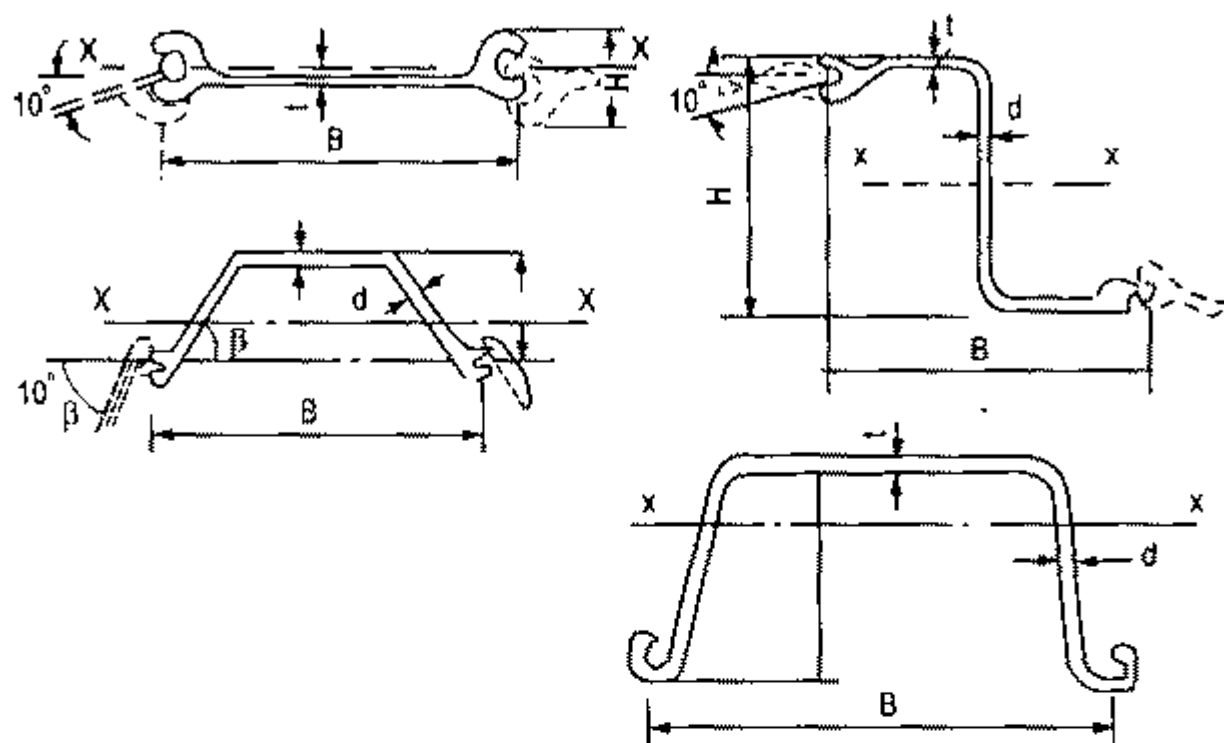
Hình 2.21. Khung định hướng

1- Cọc định vị; 2- Khung định hướng; 3- Cọc ván.

b) Cọc ván thép

Ở nước ta hiện nay thi công hố móng sâu thường dùng các loại cọc ván thép tiết diện chữ U hoặc lòng máng.

Nói chung cọc ván thép được chế tạo theo nhiều kiểu. Hiện nay có mấy loại thường dùng như hình 2.22.



Hình 2.22. Tiết diện ngang của một số loại cọc ván thép

Bảng 2-7 giới thiệu một số đặc trưng hình học của các cọc ván của Liên xô cũ và loại cọc ván Larsen của Pháp.

Bảng 2.7

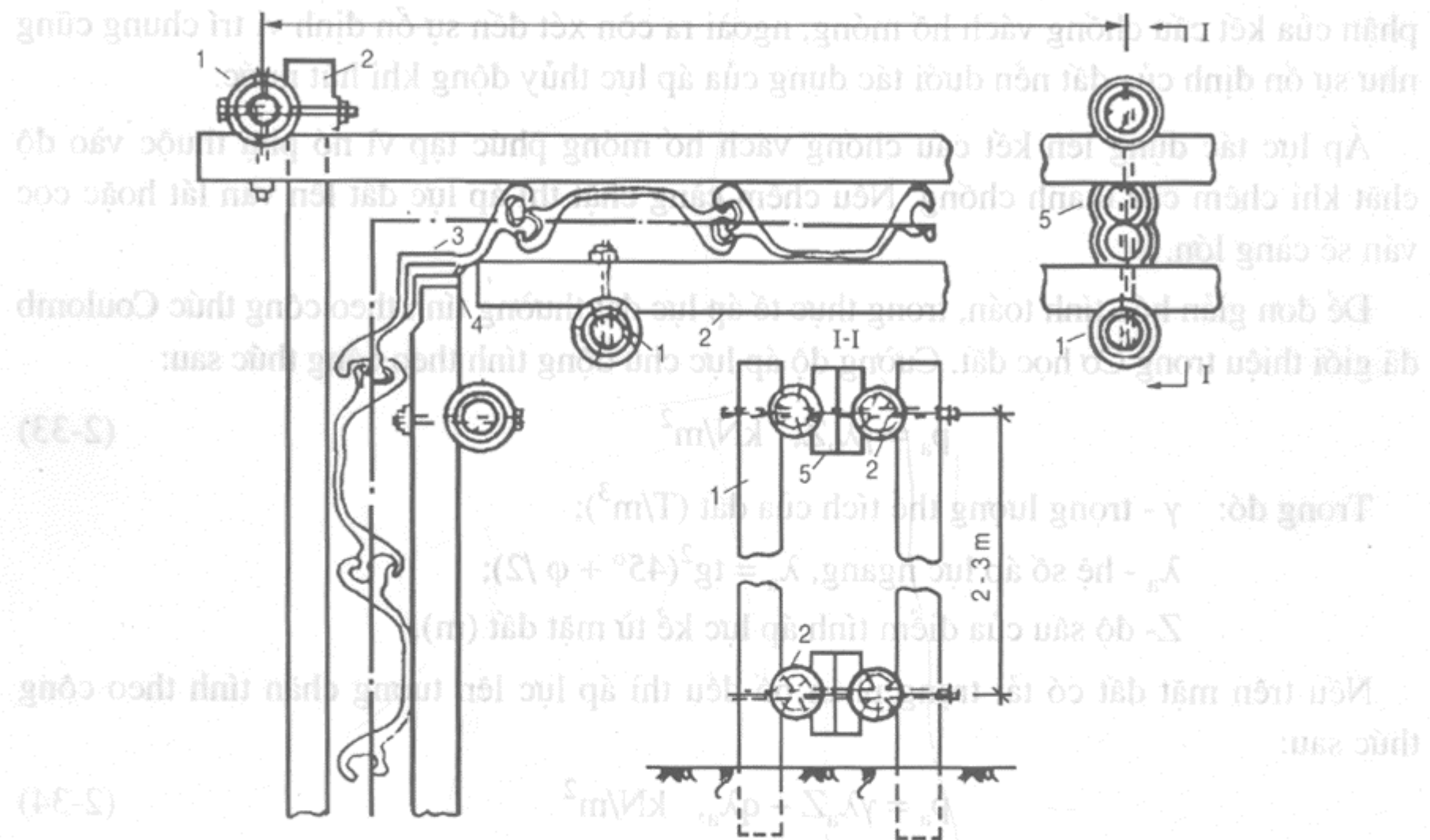
Kiểu tiết diện	Ký hiệu	Kích thước tiết diện, mm				Diện tích tiết diện, cm ²	Trọng lượng 1m	W _{x-x} cm ³	I _{x-x} cm ⁴
		B	H	D	T				
Loại phẳng	sp - 1	400	130	-	10	82	64	73	332
	sp - 2	200	71	-	8	39	30	28	80
Loại lòng máng	sp - 1	400	75	10	10	64	50	114	730
	sp - 2	400	125	10	10	74	58	260	2243
Loại chữ U	sp - 3	400	240	10	9	78	61	630	7600
	sp - 3	400	320	14	12	119	93	1256	20100
Loại Larsen	L - IV	400	204,5	14,8	12	4,3	74	2200	39600
	LV	420	196	21	15	127,6	100	2962	50943

Cọc ván thép loại phẳng (hình 2.22a) thường dùng cho những hố móng không sâu lắm, độ cứng của cọc ván chủ yếu dựa vào độ cứng của cấu tạo khe liên kết ở hai mép.

Cọc ván thép kiểu lòng máng và chữ U, có độ cứng tương đối lớn thích hợp cho những hố móng sâu từ 8 - 25m.

Các cọc ván cấu tạo kiểu chữ S (hình 2.22d) tăng được mômen quán tính của cọc và giảm được trọng lượng bản thân.

Cọc ván trước khi đóng thường được ghép 2-3 thanh lại với nhau để tăng độ cứng và thuận tiện thi công, ngoài ra muốn đảm bảo cho cọc xuống đúng vị trí, phía trên mặt đất người ta thường đặt hai tầng khung định hướng sau đó mới đóng dần từng đoạn một.



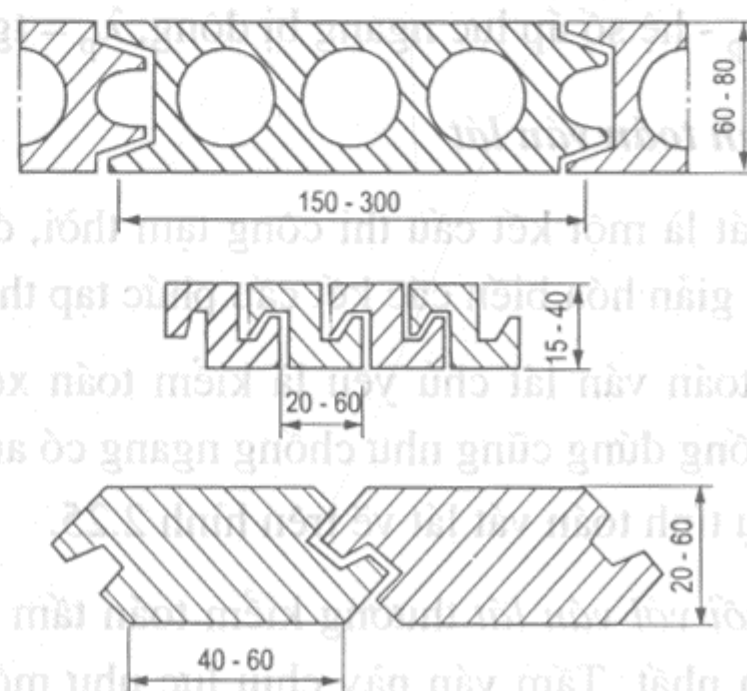
Hình 2.23. Khung định hướng dùng khi đóng cọc ván thép

1- Cọc định vị; 2- Khung định hướng; 3- Cọc ván thép.

c) Cọc ván bê tông cốt thép

Trong một số ngành xây dựng những năm gần đây đã làm các cọc ván bằng bê tông cốt thép. Ưu điểm của cọc ván bê tông cốt thép là độ cứng lớn, có thể tồn tại lâu dài trong đất nên thường được dùng làm bộ phận chịu lực của công trình.

Hình 2.24 giới thiệu một số kiểu tiết diện ngang cọc ván bê tông cốt thép.



Hình 2.24

2.5.4. Tính toán chống hố móng

a) Áp lực đất tác dụng lên ván lát và cọc ván

Cọc ván cũng như ván lát chống vách hố móng ở chỗ cạn và không có nước ngầm chủ yếu là chịu tác dụng của áp lực đất. Trong điều kiện có thể thì không nên đổ đất hoặc để vật liệu xây dựng gần mép hố móng vì nó sẽ gây thêm áp lực lên kết cấu chống vách.

Dưới tác dụng của áp lực đất chúng ta phải kiểm tra cường độ chịu lực trong các bộ phận của kết cấu chống vách hố móng, ngoài ra còn xét đến sự ổn định vị trí chung cũng như sự ổn định của đất nền dưới tác dụng của áp lực thủy động khi hút nước.

Áp lực tác dụng lên kết cấu chống vách hố móng phức tạp vì nó phụ thuộc vào độ chặt khi chêm các thanh chống. Nếu chêm càng chặt thì áp lực đất lên ván lát hoặc cọc ván sẽ càng lớn.

Để đơn giản hóa tính toán, trong thực tế áp lực đất thường tính theo công thức Coulomb đã giới thiệu trong Cơ học đất. Cường độ áp lực chủ động tính theo công thức sau:

$$p_a = \gamma \lambda_a Z, \quad \text{kN/m}^2 \quad (2-33)$$

Trong đó: γ - trọng lượng thể tích của đất (T/m^3);

λ_a - hệ số áp lực ngang, $\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$;

Z - độ sâu của điểm tính áp lực kể từ mặt đất (m).

Nếu trên mặt đất có tải trọng phân bố đều thì áp lực lên tường chắn tính theo công thức sau:

$$p_a = \gamma \lambda_a Z + q \lambda_a, \quad \text{kN/m}^2 \quad (2-34)$$

q - tải trọng phân bố đều trên mặt hố móng, kN/m^2 .

Cường độ bị động tính theo công thức sau:

$$p_p = \gamma \lambda_p Z, \quad \text{kN/m}^2 \quad (2-35)$$

λ_p - hệ số áp lực ngang bị động, $\lambda_p = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$.

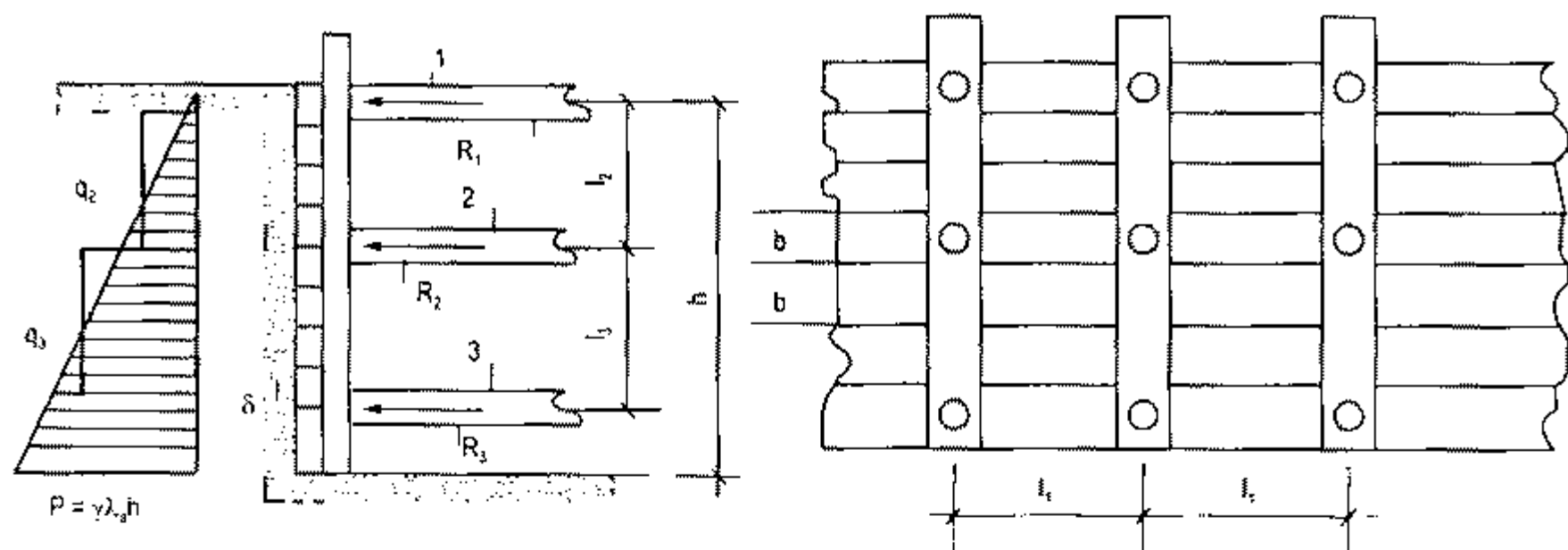
b) Tính toán ván lát

Ván lát là một kết cấu thi công tạm thời, để tính toán nhanh thường dùng những giả thiết đơn giản hóa biến các kết cấu phức tạp thành những sơ đồ chịu lực đơn giản.

Tính toán ván lát chủ yếu là kiểm toán xem dưới tác dụng của áp lực đất, ván lát, thanh chống đứng cũng như chống ngang có an toàn không.

Thí dụ tính toán ván lát vẽ trên hình 2.25.

b1) Đối với ván lát thường kiểm toán tấm ván dưới cùng là một tấm chịu lực với tải trọng lớn nhất. Tấm ván này chịu lực như một dầm liên tục gối tựa là các thanh đứng, khẩu độ của dầm là l_1 .



Hình 2.25. Tính toán ván lát

Giả thiết ván chịu lực phân bố đều theo chiều rộng b , vậy tải trọng rải đều tác dụng lên dầm là:

$$q_1 = b \cdot p_a = b \gamma \lambda_a h \quad (2-36)$$

Mômen lớn nhất trong dầm có thể tính gần đúng theo công thức sau:

$$M_{\max} = \frac{q_1 l_1^2}{10} \quad (2-37)$$

Ván phải đảm bảo điều kiện ứng suất;

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{3q_1 l_1^2}{5b\delta^2} < R_u \quad (2-38)$$

R_u - cường độ tính toán chịu uốn của gỗ.

b2) Tính thanh chống đứng: Thanh chống đứng trong hình vẽ trên ta thấy nó chính là gối tựa của ván lát, tải trọng tác dụng lên thanh đứng là do ván lát truyền sang. Thanh đứng thường được tính gần đúng là một dầm giản đơn chịu tải trọng rải đều q_2 hoặc q_3 .

$$q_2 = \frac{\gamma \lambda_a l_2}{2} \cdot l_1 \quad (2-39)$$

$$q_3 = \frac{\gamma \lambda_a l_2 + \gamma \lambda_a l_3}{2} \cdot l_1 \quad (2-40)$$

Kiểm toán ứng suất thanh chống đứng như một dầm giản đơn.

$$\sigma = \frac{M}{W} < R_u \quad (2-41)$$

Trong đó: $M = \max(M_2; M_3);$

$$M_2 = \frac{q_2 l_2^2}{8} \quad (2-42)$$

$$M_3 = \frac{q_3 l_3^2}{8} \quad (2-43)$$

W là mômen chống uốn của tiết diện thanh chống đứng.

Qua hình 2.25, ta cũng thấy rằng thanh chống ngang chịu tác dụng của phản lực thanh đứng truyền sang.

Lực tác dụng lên thanh chống ngang số (1):

$$R_1 = \frac{q_2 l_2}{2} \quad (2-44)$$

Lực tác dụng lên thanh chống ngang số (2):

$$R_2 = \frac{q_2 l_2 + q_3 l_3}{2} \quad (2-45)$$

Và thanh chống ngang số (3): $R_3 = \frac{q_3 l_3}{2} \quad (2-46)$

Các thanh chống ngang được kiểm toán theo thanh chịu nén:

$$\sigma_i = \frac{R_i}{F_i} < R_e \quad (2-47)$$

Trong đó: R_i - lực tác dụng lên thanh chống ngang thứ i ;

R_e - cường độ chịu ép mặt của vật liệu thanh chống ngang;

φ - hệ số uốn dọc;

F_i - diện tích tiết diện ngang thanh chống ngang thứ i .

c) Tính toán cọc ván

c1) Tính toán cọc ván không chống

Tính toán cọc ván không chống hiện nay người ta dựa vào cách giải bài toán của thanh cứng chịu tác dụng của một lực ngang T như trên hình 2.26.

Khi chịu lực T thanh cứng quay quanh điểm d , từ điểm d trở lên phía bên trái sẽ sinh ra áp lực chủ động, bên phải áp lực bị động. Từ điểm d trở xuống phía bên trái chịu áp lực bị động còn bên phải áp lực chủ động. Biểu đồ áp lực tác dụng lên cọc sau khi triệt tiêu nhau còn lại như hình 2.26a. Để đơn giản hóa tính toán người ta làm như sau: phía bên phải thêm tam giác def , còn phía bên trái thêm tam giác $d'e'f'$ đối xứng, tiếp đó lại thay tam giác dMN và $d'e'f'$ bằng lực tập trung R_n .

Biểu đồ áp lực tính toán cuối cùng có dạng như hình 2.26a.

Đối với tường cọc ván đóng ở chỗ không có nước ngầm tường chỉ chịu áp lực của đất, ta lấy một đoạn tường có bề rộng bằng 1m để tính. Áp lực đất lên tường với các giả thiết như trên ta có thể vẽ như hình 2.26c, từ đáy hố móng trở lên đất chịu áp lực chủ động,

Để đánh giá độ ổn định của tường cọc ván ta có thể căn cứ vào tỷ số của mômen các áp lực chủ động và bị động đối với điểm d:

Trong đó: M_a - mômen của các lực chủ động đối với điểm d;
 M_p - mômen của các lực bị động đối với điểm d;
 m - hệ số điều kiện chịu lực (ở đây lấy $m = 0,7$).

$$M_a - m M_p = 0$$

65

$$h^3 - 3H\beta h^2 - 3H^2\beta h - H^3\beta = 0 \quad (2-49)$$

Trong đó: $\beta = \frac{\lambda_a}{m\lambda_p - \lambda_a}$

Độ sâu thực của cọc ván có thể lấy bằng $h' = 1,2h$.

Để tính toán cọc ván theo cường độ ta cần biết điểm có mômen uốn lớn nhất Z_M và giá trị của M_{\max} .

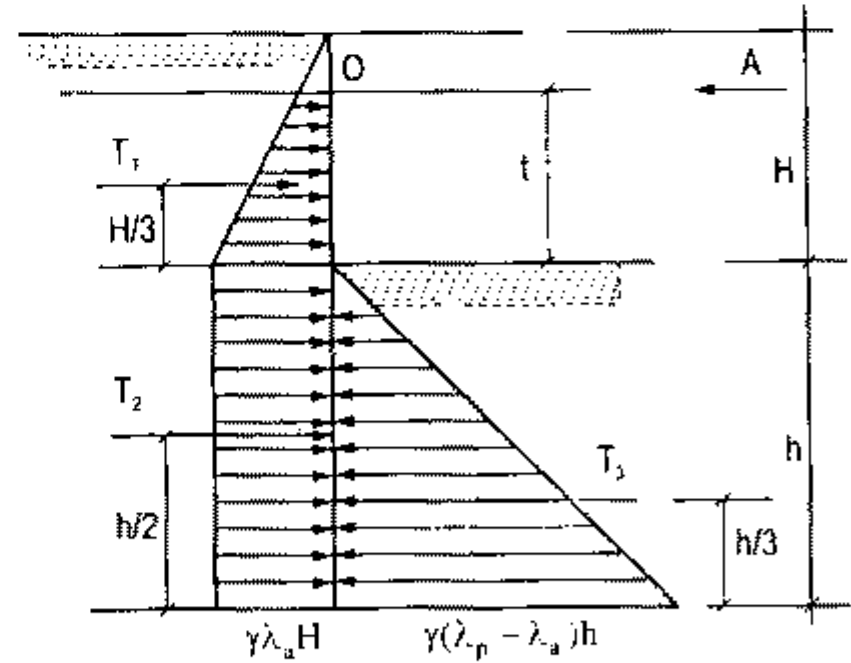
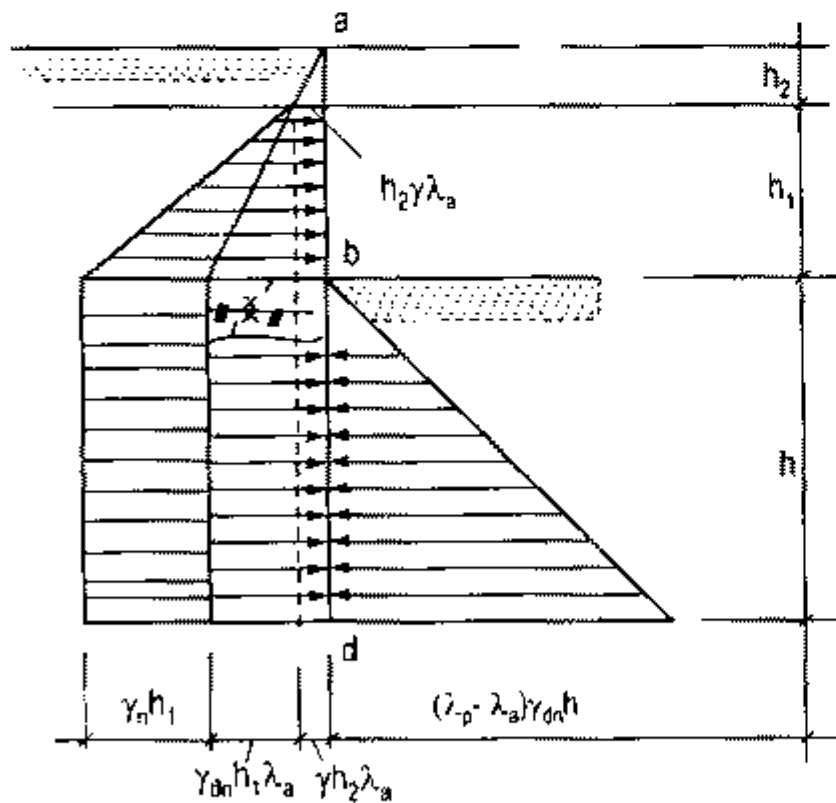
$$Z_M = H(\beta^2 + \sqrt{\beta^2 - \beta}) \quad (2-50)$$

$$M_{\max} = \frac{T}{6} \cdot \gamma H^3 \lambda_a \left[\sqrt{\beta^2(1+\beta)} + 1 + \beta \right] \quad (2-51)$$

Trường hợp cọc ván chịu thêm tác dụng của nước dưới đất, tính toán cọc ván không chống theo sơ đồ trình bày trên hình 2.27.

Biểu đồ áp lực nước từ mặt nước ngầm đến đáy móng phân bố theo hình tam giác, thấp hơn đáy móng phân bố đều vì coi như áp lực phía ngoài và trong tường cọc ván triệt tiêu nhau.

Để xác định độ sâu h cần lấy mômen của tất cả các lực đối với điểm d , kết quả sẽ cho ta một phương trình bậc ba đối với h và từ đó xác định h và ($h' = 1,2h$).



Hình 2.27. Sơ đồ áp lực lên cọc ván không chống **Hình 2.28.** Sơ đồ tính cọc ván chống đơn

c2) Tính toán cọc chống đơn

Để tăng thêm ổn định và giảm bớt nội lực uốn trong cọc ván, đối với những hố móng không sâu lắm người ta dùng kiểu chống đơn, tức là cọc ván có một tầng chống ngang ở gần đầu cọc (hình 2.28).

Dưới tác dụng của áp lực đất, cọc ván có khả năng bị quay quanh điểm O. Muốn cho cọc ván ổn định phải bảo đảm.

$$\frac{M_a}{M_p} \leq m = 0,8 \quad (2-52)$$

Trong đó: M_a - mômen do áp lực chủ động đối với điểm O;

M_p - mômen do áp lực bị động đối với điểm O.

Điều kiện trên có thể biến thành biểu thức sau tương ứng với trạng thái giới hạn của cọc ván.

$$M_a - mM_p = 0$$

Tính giá trị của M_a và M_p thay vào biểu thức trên ta được phương trình bậc ba đối với h.

$$h^3 + 1,5(t - \beta H)h^2 - 3\beta Hth - 1,6\beta H^2 \left(t - \frac{1}{3}H\right) = 0 \quad (2-53)$$

Trong đó: $\beta = \lambda_a (m\lambda_p - \lambda_a)$

Nội lực A trong thanh chống ngang có thể tính từ phương trình cân bằng của hình chiếu các lực ngang:

$$A = T_1 + T_2 - T_3 \quad (2-54)$$

Nếu $A < T_1$ thì tiết diện nguy hiểm có mômen uốn lớn nhất sẽ nằm cao hơn đáy móng, vị trí của tiết diện này thường có thể xác định theo công thức sau:

$$Z_M = \sqrt{\frac{2A}{\lambda_a \gamma}} \quad (2-55)$$

Công thức trên suy ra từ điều kiện $Q_z = 0$ và ở đây Z_M là khoảng cách tính từ mặt đất.

Giá trị của mômen uốn lớn nhất tính theo công thức sau:

$$M_{\max} = A \left(\frac{2}{3} \sqrt{\frac{2A}{\lambda_a \gamma}} - H + t \right) \quad (2-56)$$

Nếu $A > T_1$ thì $Z_M > H$.

Cũng từ điều kiện $Q_z = 0$ ta có thể suy ra công thức sau:

$$Z_M = \beta H = \sqrt{\frac{\beta^2 H^2 - (A - T_2)\beta}{\gamma \lambda_a}} \quad (2-57)$$

$$M_{\max} = A(t + Z_M) + \frac{h \cdot \gamma (\lambda_p - \lambda_a) Z_M^3}{6} - \frac{\gamma H \lambda_a Z_M^2}{2} - T_1 \left(\frac{H}{3} + Z_M \right) \quad (2-58)$$

Khi cọc ván chống đơn chịu thêm áp lực của nước, phương pháp tính toán cũng tương tự.

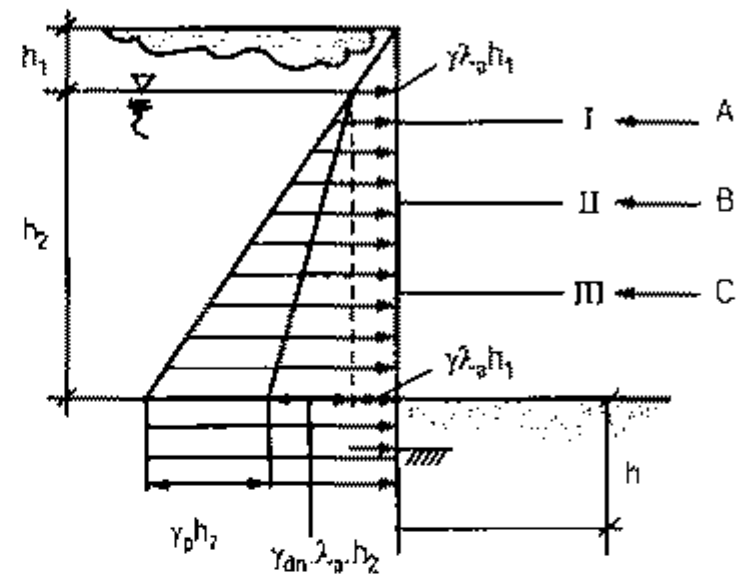
c3) Tính cọc ván có nhiều tầng chống ngang

Khi hố móng đặt sâu trong đất, để giảm bớt mômen uốn sinh ra trong cọc ván và tăng độ ổn định của nó người ta thường bố trí nhiều tầng chống ngang.

Đối với tường cọc ván có nhiều tầng chống ngang nói chung không cần kiểm toán sự mất ổn định mà chỉ cần tính toán về cường độ.

Mômen uốn trong cọc ván và nội lực các tầng chống ngang được tính với giả thiết coi cọc ván như một dầm liên tục chịu tác dụng của áp lực nước và đất, có gối tựa là các tầng chống ngang, còn chân cọc coi như gối chốt hay ngàm tùy vào tính chất đất.

Nếu đất rời rạc hay dẻo nhão coi như gối chốt ở độ sâu $1/2h - 1/3h$, nếu đất chặt hay cứng coi như ngàm cũng ở độ sâu trên. Thường độ sâu của chốt hay ngàm ở dưới đáy hố $\leq 1m$ (hình 2.29).



Hình 2.29. Sơ đồ cọc ván nhiều tầng chống ngang

Tính toán cọc ván nhiều tầng chống ngang cần phải chú ý không những trong trường hợp hố đào móng xong mà còn phải lưu ý các trường hợp nguy hiểm có thể xảy ra trong quá trình thi công, vì khi thi công thường đặt các chống ngang dần dần theo các độ sâu đào đất và hút nước.

Thí dụ trên hình 2.29 ta phải tính cọc ván trong tất cả các trường hợp sau:

Trường hợp I: Hút nước và đào đất thấp hơn tầng chống I được 0,75 - 1m.

Trường hợp II: Đặt tầng chống I, hút nước và đào đất thấp hơn tầng chống III từ 0,75 - 1m.

Trường hợp III: Đặt tầng chống II, hút nước và đào đất thấp hơn tầng chống II từ 0,75 - 1m.

Trường hợp IV: Đặt tầng chống III và đào đất hút nước đến độ sâu yêu cầu của thiết kế.

c4) Tính độ đóng sâu của cọc ván theo yêu cầu về thủy lực

Độ sâu của chân cọc ván, ngoài những vấn đề tính toán đảm bảo độ ổn định và cường độ còn phải đảm bảo yêu cầu không xói trôi các hạt đất ở đáy hố móng khi hút nước ra để đào đất.

Khi hút nước ra các hạt đất ở đáy hố móng chịu tác dụng của một áp lực thủy động D:

$$D = i \gamma_n$$

Trong đó: γ_n - trọng lượng riêng của nước;

i - độ dốc thủy lực, tức là tỷ số của độ chênh cột nước áp lực với chiều dài đường thấm. Như trên hình 2.29 tính i như sau:

$$i = \frac{h_2}{h_2 + 2H} \quad (2-59)$$

Để đảm bảo các hạt đất không bị xói và theo dòng nước qua máy bơm ra ngoài, làm thay đổi tính chất chịu lực của nền, trọng lượng thể tích đáy nổi của đất phải lớn hơn áp lực thủy động.

$$\gamma_{dn} > D = i \gamma_n$$

Nếu dùng một hệ số an toàn là k ta có thể viết được biểu thức sau:

$$\gamma_{dn} = k.D = k \cdot \frac{h_2}{h_2 + 2H} \cdot \gamma_n$$

Từ đây ta có:

$$h = \frac{k \cdot h_2 \cdot \gamma_n}{2\gamma_{dn}} - \frac{h_2}{2}$$

Thường γ_{dn} có thể coi gần bằng γ_n . Vậy:

$$h = \frac{h_2}{2}(k - 1) \quad (2-60)$$

Hệ số an toàn k có thể lấy từ 2- 3.

c5) Tính gỗ ốp ngang và thanh chống ngang

Sau khi tính toán cường độ của cọc ván phải tính đến gỗ ốp ngang và thanh chống ngang (xem hình 2.28).

1. Tính gỗ ốp ngang thường giả thiết nó là những dầm đơn giản có gối tựa là các thanh chống ngang trong cùng một tầng. Gỗ ốp ngang chịu tải trọng rải đều, trong trường hợp cọc ván chống đơn = A, còn cọc ván có nhiều tầng chống ngang thì tính gỗ ốp chịu lực bất lợi nhất, như trên hình 2.29, tùy vào phản lực A, B hay C cái nào lớn nhất để chọn.

2. Tính thanh chống ngang: Thanh chống ngang chủ yếu chịu lực ép, nội lực ép trong một thanh chống ngang tùy vào khoảng cách của chúng trong một tầng chống ngang. Thí dụ trong cọc ván chống đơn:

$$N = l_1 \cdot A \quad (2-61)$$

Trong đó: l_1 - khoảng cách giữa hai thanh chống ngang trong một tầng;

A- nội lực trong thanh chống ngang, xem trong phần tính cọc ván chống đơn.

2.6. THI CÔNG HỐ MÓNG Ở CHỖ CÓ MẶT NƯỚC

Trong xây dựng cầu rất nhiều trường hợp phải thi công móng ở chỗ có nước mặt, độ sâu càng lớn điều kiện thi công càng phức tạp hơn.

Những trụ cầu nằm giữa dòng nước chảy muốn đào hố móng và xây phải tìm biện pháp ngăn nước mặt và chống đỡ thành hố móng.

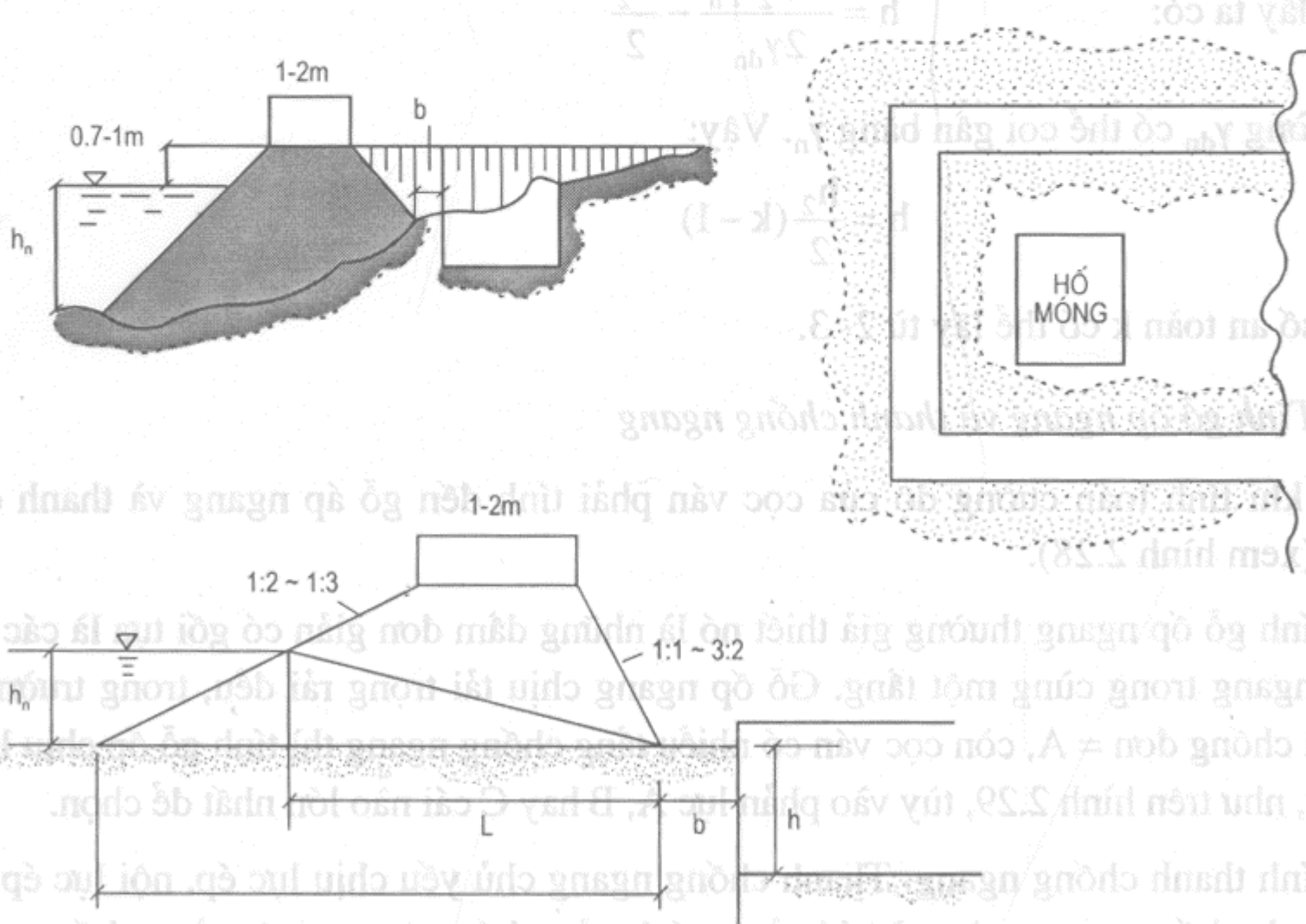
Tùy vào độ sâu mà người ta thường có một số biện pháp thi công sau đây:

2.6.1. Vòng vây đất

Đối với công trình nằm ở những chỗ nước không sâu lắm ($h < 2\text{m}$) để ngăn nước mặt người ta đắp một đập nước vây chung quanh hố móng gọi là vòng vây đất.

Đập đất đắp cao hơn mực nước thi công khoảng $0,7 - 1\text{m}$, mặt trên của đập rộng từ $(1 - 2\text{m})$. Mái dốc phía trong dốc hơn phía ngoài từ $1 : 1 - 3 : 2$, độ dốc phía ngoài $1 : 2 - 1 : 3$.

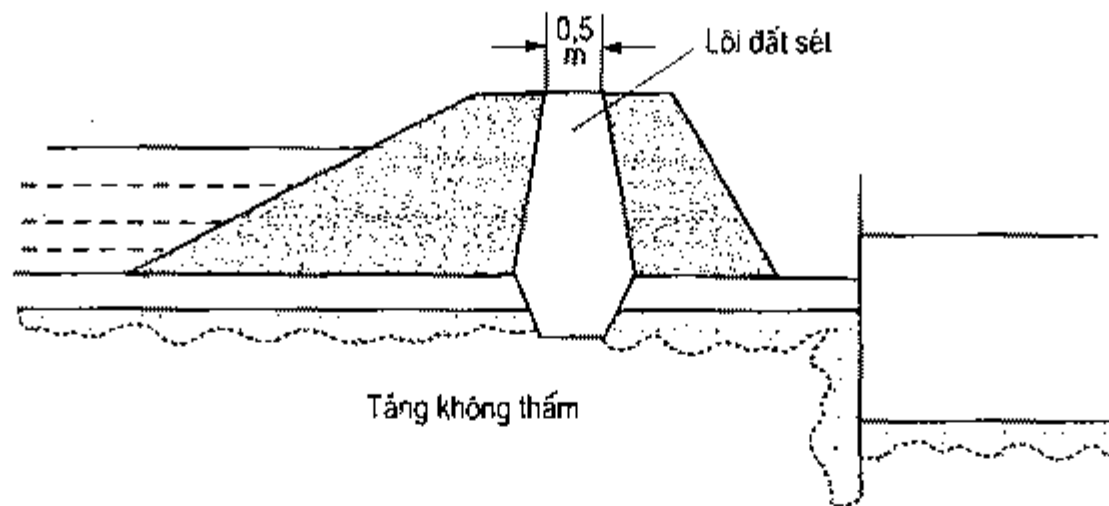
Chân mái dốc phía trong nếu có thể nên làm cách mép hố móng một khoảng $b > h \cdot \text{tg}(45^\circ - \varphi/2)$ (xem hình 2.30). Khi nước chảy mạnh ($v > 1\text{m/giây}$) phải gia cố mặt đập phía ngoài bằng đá hộc hoặc rọ đá.



Hình 2.30

Vòng vây đất đắp bằng đất cát pha sét là tốt nhất, không nên dùng loại sét béo vì tuy có chống thấm nước tốt nhưng khi đi lại trên mặt đập đất bị nhão ra rất khó khăn cho thi công.

Cũng có thể đắp đập bằng đất cát, để chống thấm nước làm thêm một lõi đất sét như hình 2.31.



Hình 2.31. Vòng vây đất có lõi đất sét

Tính toán vòng vây đất chủ yếu gồm hai phần: tính ổn định chống trượt và tính lượng nước thấm vào hố móng.

a) Tính ổn định chống trượt

Dưới áp lực thủy tĩnh và thủy động, đập đất phải đảm bảo không bị đẩy trượt.

- Áp lực thủy tĩnh tác dụng lên đập:

$$W_t = \gamma_n \frac{h_n^2}{2}$$

- Áp lực động của nước chảy: $W_d = \frac{v^2}{g} h_n$

Trong hai công thức trên: γ_n - trọng lượng riêng của nước;

Hà Nội - độ sâu của nước mặt;

v - tốc độ dòng nước m/s;

g - gia tốc trọng trường $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

Muốn ổn định, lực ma sát ở chân đập phải lớn hơn các lực đẩy ngang:

$$\frac{Gf}{W_t + W_d} \geq 1,5 \quad (2-62)$$

Trong đó: G - trọng lượng của 1m đập;

f - hệ số ma sát giữa đất đắp đập và đáy sông, $f = 0,5 - 0,3$.

b) Tính lượng nước thấm qua 1m chu vi của vòng vây, có thể xác định theo công thức sau:

$$q = \frac{k_\phi h_n^2}{2L} \quad (2-63)$$

Trong đó: k_{ϕ} - hệ số thấm nước của đất đắp đập;

h_n - độ sâu nước mặt;

L - chiều dài thấm (hình 2-30b).

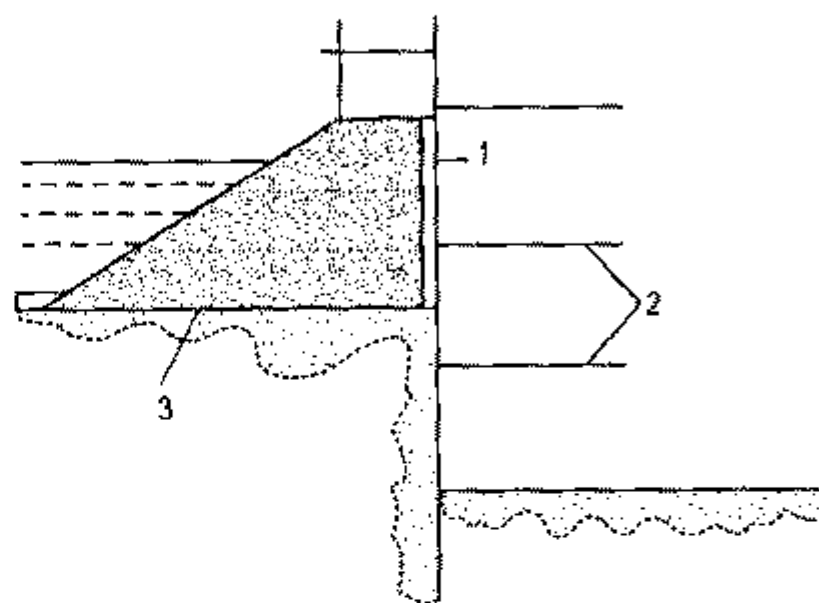
2.6.2. Vòng vây cọc ván gỗ

Những nơi nước sâu từ 2 - 4m để ngăn nước mặt và nước dưới đất người ta thường dùng vòng vây hỗn hợp tức là kết hợp giữa đất đắp và vòng vây gỗ. Đất đắp có tác dụng tăng thêm khả năng chống thấm cho cọc ván gỗ, vì khe ghép giữa chúng thường không thể hoàn toàn kín.

Vòng vây hỗn hợp chia làm hai loại: Vòng vây cọc ván gỗ đơn và vòng vây cọc ván gỗ kép.

a) Vòng vây cọc ván gỗ đơn

Vòng vây cọc ván gỗ đơn gồm một tường cọc ván để ngăn nước mặt, nước dưới đất cũng như vách hố móng và đất đắp phía ngoài vòng vây để tăng thêm chống thấm của cọc ván, vòng vây cọc ván gỗ đơn thường dùng khi nước mặt sâu từ 2- 3m hình 2.32.



Hình 2.32. Cọc ván gỗ chống đơn
1- Cọc ván gỗ; 2- Thanh chống; 3- Đất đắp.

Vòng vây cọc ván gỗ đơn chịu áp lực thủy tĩnh và áp lực đất tính toán cọc ván gỗ đơn tương tự như tính cọc ván chống nhiều tầng.

b) Vòng vây cọc ván gỗ kép

Khi nước sâu từ 2 - 4 m thường để giảm bớt diện tích chắn nước của vòng vây cũng như tăng độ chống thấm nước của cọc ván người ta làm vòng vây cọc ván gỗ kép.

Vòng vây cọc ván gỗ kép gồm hai tường cọc ván, giữa hai lần tường đắp bằng đất (hình 2.33). Đất lấp giữa hai tường cọc ván thường dùng cát hoặc cát pha sét, không nên dùng đất sét vì khi đắp khó đảm bảo độ chặt đồng thời tạo nên một áp lực lớn lên tường.

Tường phía ngoài có tác dụng giữ đất đắp ở phía trong và tăng thêm độ cứng của vòng vây, tường ngoài đóng sâu xuống đáy sông ít nhất là 2m. Tường trong có tác dụng ngăn nước mặt đồng thời ngăn nước ngầm và giữ ổn định cho vách hố móng. Chân tường cọc ván phía trong phải đóng sâu hơn đáy hố móng trên 2m.

Dầu các tường cọc ván trong và ngoài được liên kết lại bằng các thanh giằng, khoảng cách giữa hai tường cọc ván được quyết định tùy vào loại đất:

1. Khi đắp bằng đất cát trung bình hay cát thô:

$$b = (1,6 \div 1,8)h_n$$

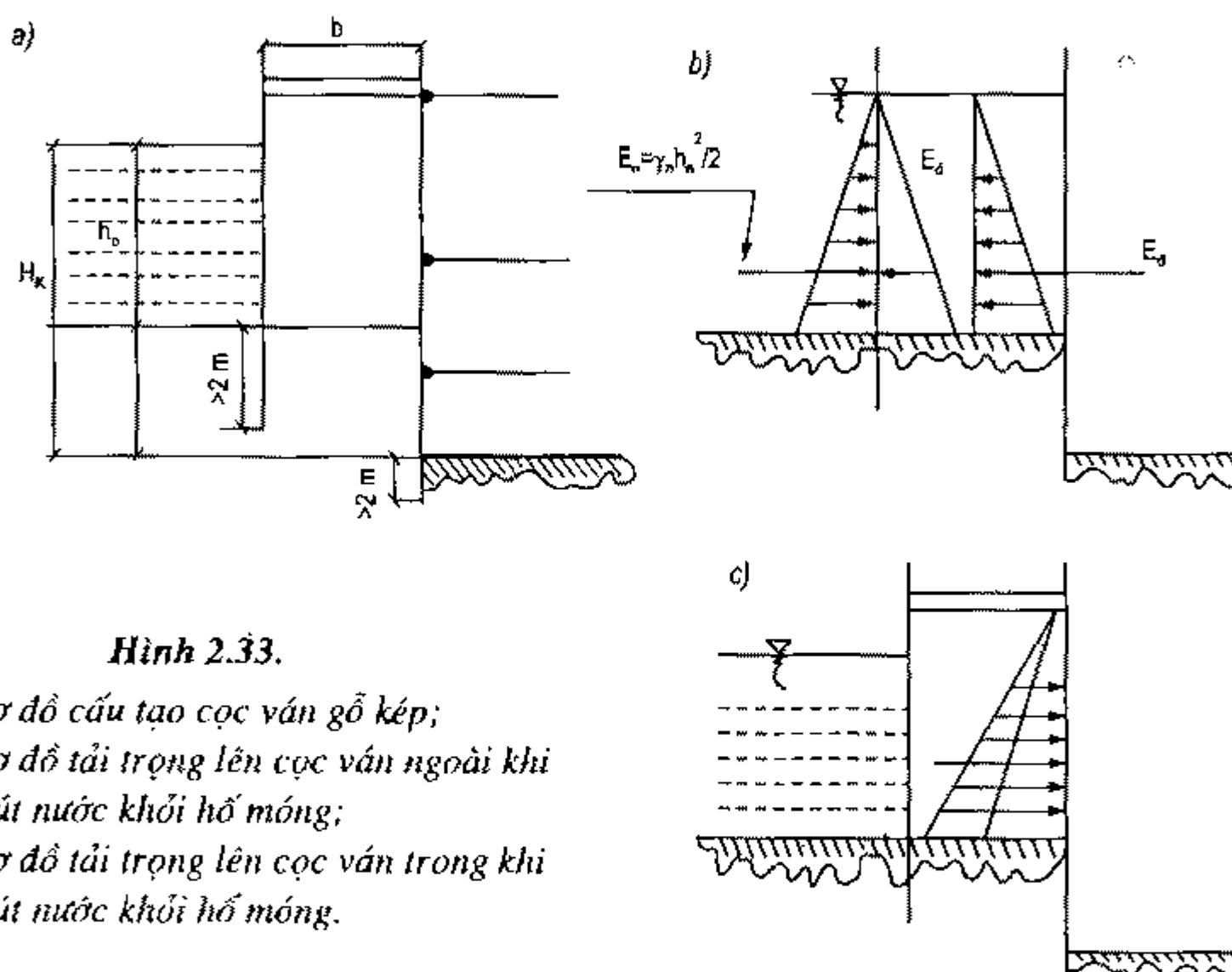
2. Khi đắp bằng cát pha sét hoặc sét pha cát:

$$b = \frac{h_n + h_k}{m} + 1 > 2m$$

Trong đó: h_n - độ sâu của nước mặt;

h_k - độ sâu từ nước mặt đến đáy hố móng;

m - lấy từ 4 - 6.



Hình 2.33.

- a) Sơ đồ cấu tạo cọc ván gỗ kép;
- b) Sơ đồ tải trọng lên cọc ván ngoài khi hút nước khỏi hố móng;
- c) Sơ đồ tải trọng lên cọc ván trong khi hút nước khỏi hố móng.

Tính toán cọc ván gỗ kép được chia hai trường hợp chịu tải trọng tác dụng.

- Trước khi hút nước ra khỏi hố móng, hai tường cọc ván trong và ngoài chịu tác dụng của áp lực đất đắp (dùng $\gamma_{đn}$); còn áp lực nước trong và ngoài tường đó cân bằng với nhau. Trường hợp này thường đối với phía ngoài.

Sau khi hút toàn bộ nước ra khỏi hố móng: Tường ngoài chịu áp lực nước từ phía ngoài. Cả hai tường đều chịu áp lực của đất đắp và áp lực nước ở trong đất đắp, áp lực này là do nước ngấm qua cọc ván ngoài vào. Trong thực tế các cọc ván gỗ không thể ghép thật kín, do đó nước rỉ vào vòng vây, sinh ra đường cong giảm áp trong đất đắp. Xét đến thực tế này người ta thường giả định áp lực toàn bộ tác dụng từ phía đất đắp lên tường trong và ngoài là:

$$E_{tr} = E_{ng} = E_d + \frac{1}{2} E_n \quad (2-64)$$

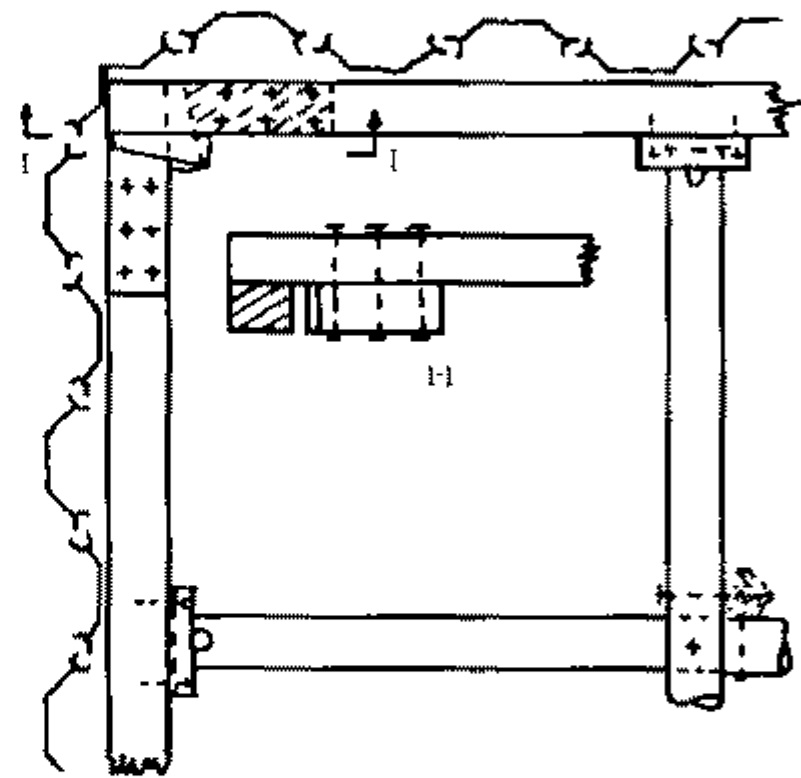
Trong đó: E_{tr} - áp lực lên tường trong;
 E_{ng} - áp lực lên tường ngoài;
 E_d - áp lực của đất đắp dùng với γ_{dn} ;
 E_n - áp lực thủy tĩnh của nước:

$$E_n = \frac{1}{2} \gamma_n h_n^2$$

γ_n - trọng lượng riêng của đất trong nước.

2.6.3. Vòng vây cọc ván thép

Thi công cầu qua các sông lớn rất nhiều trường hợp mực nước mặt sâu trên 10m, áp lực nước lên vòng vây lúc này rất lớn, không thể dùng cọc ván gỗ vì không đủ chiều dài cũng như cường độ chịu lực. Cọc ván thép thường sử dụng trong điều kiện nước sâu hoặc đất cứng, hoặc đất có lẫn cuội sỏi. Vòng vây cọc ván thép có khả năng chịu lực cao đồng thời tương đối kín nước, với những chỗ nước quá sâu đôi khi người ta cũng dùng vòng vây cọc ván thép ở giữa hai tường có đắp đất hoặc đổ bê tông để chống nước ngấm và tăng độ cứng chung của vòng vây.



Hình 2.34

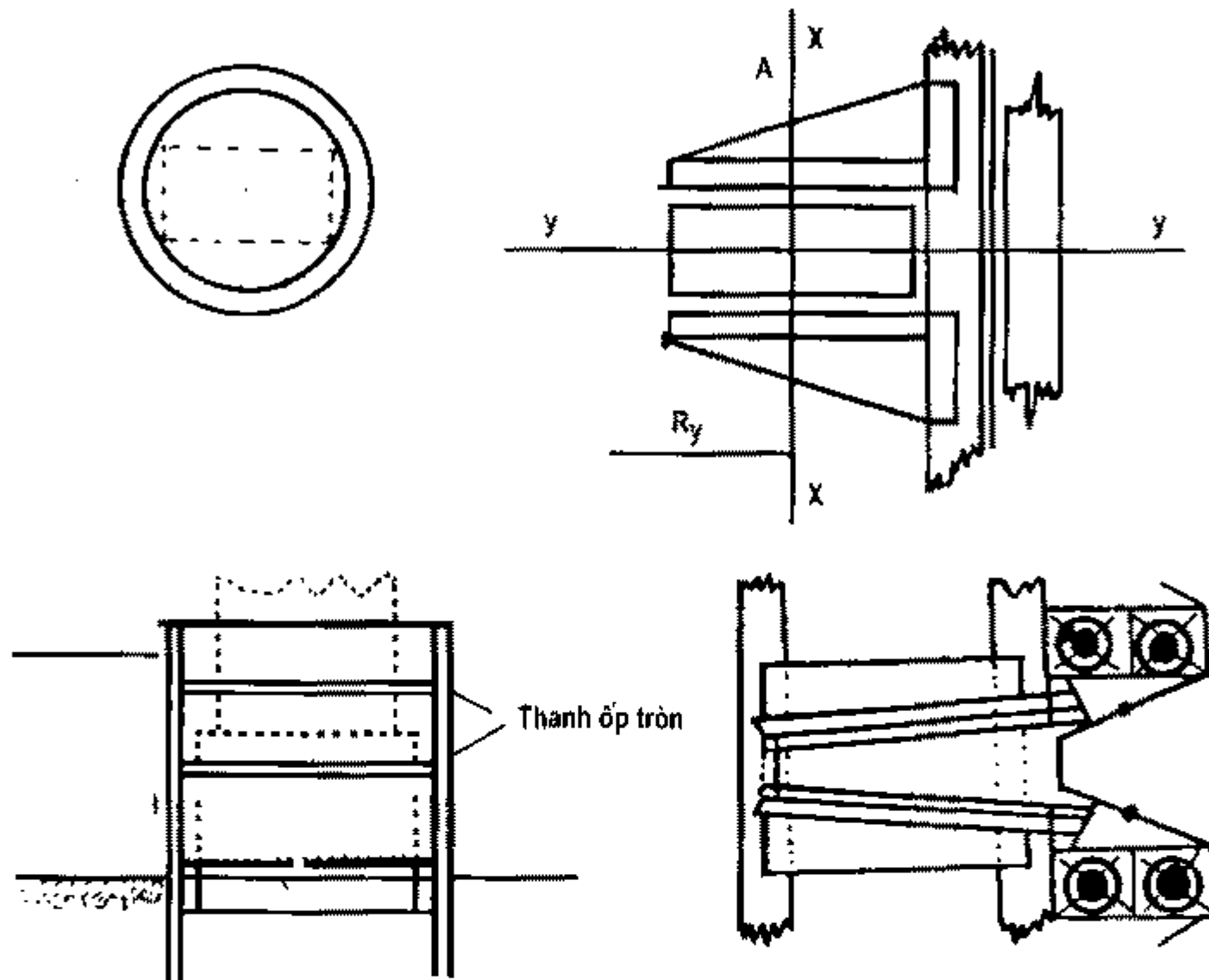
Khi nước sâu từ 4 - 6m thường làm vòng vây có hình dạng như mặt bằng của đáy móng, kích thước có thể lớn hơn đáy móng một ít để đề phòng lệch lạc trong khi đóng cọc ván.

Hình 2.34 vẽ cấu tạo khung ngang và thanh chống bên trong của một vòng vây cọc ván thép hình chữ nhật các khung ngang ghép bằng các dầm gỗ. Các thanh chống cũng dùng gỗ tròn hoặc gỗ vuông, để giảm bớt chiều dài tự do của chúng người ta đóng thêm các cọc phụ tựa xuống đáy hố móng.

Khi mực nước mặt sâu trên 8m để tăng độ cứng của vòng vây và lợi dụng áp lực nước chung quanh ép khít các cọc ván, giảm bớt khe hở giữa chúng, người ta làm vòng vây cọc ván thép tròn.

Trên hình 2.35, vẽ sơ đồ các khung ngang được tạo thành các vành tròn là bộ phận chịu áp lực chủ yếu của các vòng vây. Các vành này được ghép lại bằng hai thanh thép chữ U, giữa hai thanh thép này liên kết bằng các bản giằng. Khi đặt khung ngang người ta hàn vào cọc ván các bộ đỡ giữ ổn định.

Giữa cọc ván và vành dùng nêm gỗ đóng chặt (hình 2.35).



Hình 2.35. Vòng vây cọc ván thép tròn

Tính toán vòng vây cọc ván thép cũng cần chú ý phải xét các trường hợp nguy hiểm trong quá trình thi công có thể xảy ra, vì trình tự tiến hành thường là đào đất và hút nước đến đâu thì đặt khung chống ngang đến đó.

Tính toán cọc ván trong vòng vây như các điều đã trình bày trong 2.5.4. Vành tròn trong vòng vây thường dùng phương pháp dưới đây:

Tính vành tác dụng của áp lực hướng tâm do cọc ván truyền sang, cường độ rải đều giả dụ là q . Nội lực ép sinh ra trong tiết diện ngang của vành sẽ bằng:

$$N = qR_v \quad (2-65)$$

Trong đó: R_v - bán kính của vành.

Ứng suất trong tiết diện ngang của vành:

$$\sigma = \frac{N}{F_H} \leq R_o$$

F_H - tiết diện thu hẹp của vành;

R_o - cường độ tính toán của thép.

Lực tới hạn làm cho vành mất ổn định có thể tính theo công thức giới thiệu trong giáo trình Cơ kết cấu của Rabinovic (Liên Xô):

$$N_{gh} = q_{gh} = \frac{3EJ_x}{R_v^2} \quad (2-66)$$

Cho cân bằng giá trị này với lực tới hạn của một thanh thẳng hai đầu tựa kiểu chốt theo công thức của Ole ta được:

$$P, \frac{\pi^2 EJ_x}{l^2} = \frac{3EJ_x}{R_v^2} \quad (2-67)$$

Trong đó: l - chiều dài của thanh thẳng chịu nội lực ép, hai đầu gối kiểu chốt.

Từ đẳng thức trên có thể rút ra chiều dài tính đối của vành:

$$l = \frac{\pi R_v}{\sqrt{3}} = 1,82R_v \quad (2-68)$$

Dùng độ dài l này để tính độ mảnh và từ đó tìm được hệ số uốn dọc của một thanh thẳng là φ . Kiểm tra ổn định theo công thức sau:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F}$$

F - diện tích toàn bộ tiết diện của vành.

Độ mảnh của vành không được lớn hơn 130 và của một nhánh chữ U không được lớn quá 40.

Ngoài ra còn phải kiểm tra ổn định của vành theo hướng thẳng đứng. Trường hợp này coi từng đoạn vành như các thanh tựa chốt ở các điểm liên kết cọc ván.

2.7. LÀM KHÔ HỐ MÓNG

Để xây dựng hoặc đổ bê tông móng đảm bảo chất lượng và yêu cầu kinh tế, cần phải giải quyết vấn đề hút nước khỏi hố móng.

Khi hút nước cần lưu ý đến điều kiện dòng nước ngấm chảy vào hố móng có tốc độ quá lớn làm xói trôi các hạt đất, gây ra tình trạng xốp rỗng của nền và thậm chí có thể gây ra sụt lún công trình chung quanh.

Để giải quyết hiện tượng này như phần trên đã biết là phải đảm bảo độ sâu của chân cọc ván dưới đáy hố móng.

Nếu không đóng được cọc ván xuống sâu, hiện tượng các hạt đất trôi theo dòng nước ngấm vào hố móng vẫn còn thì chỉ có thể tiến hành đào đất ngấm dưới nước, sau đó muốn làm khô hố móng người ta đổ một lớp bê tông dưới nước để bít đáy, phương pháp này xin xem trong mục 2.9.

Với các hố móng đào trong các tầng đất cát nhỏ hiện tượng cát trôi nhiều khi có ảnh hưởng rất lớn đến toàn bộ công trình xây dựng chung quanh. Thi công trong điều kiện như vậy người ta thường dùng biện pháp giếng lọc.

Khi lượng nước thấm vào không lớn lắm qua đáy hố thường bố trí máy bơm trên bờ hố móng để hút nước trực tiếp. Đầu ống hút của máy bơm được thả vào hố tụ nước, nó được đào sâu hơn đáy hố móng một chút.

Các máy bơm thường dùng hiện nay ở nước ta trong thi công móng là các loại bơm ly tâm, có nhiều loại với khả năng hút từ $10\text{m}^3/\text{h}$ đến $300\text{m}^3/\text{h}$. Những máy bơm này chỉ có khả năng hút nước sâu nhất từ 6 - 7m. Nếu hố móng sâu hơn 7m thường phải đặt máy bơm vào trong vòng vây để hút.

Lượng nước thấm vào hố móng nếu giả thiết là chỉ chảy qua đáy hố, còn vòng vây tương đối kín, thì có thể tính theo công thức sau:

$$Q = qk_{th}HUK \quad (2-69)$$

Trong đó: Q - lượng nước thấm vào hố móng, m^3/s ;

q - lượng nước thấm đơn vị;

k_{th} - hệ số thấm của đất, m/s ;

H - chiều cao cột nước áp lực bằng khoảng cách từ mực nước đến đáy móng;

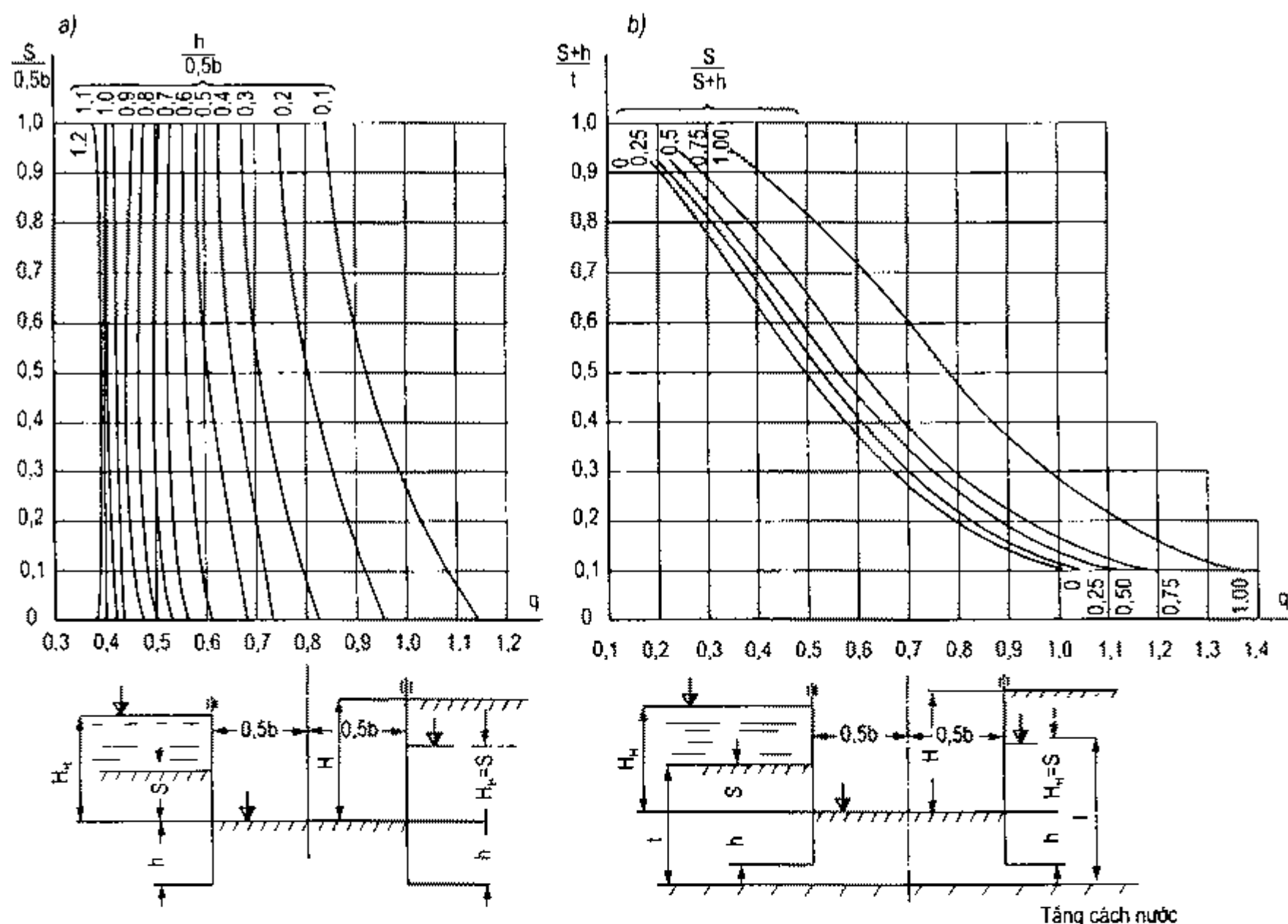
U - chu vi hố móng;

k - hệ số an toàn lấy từ 1,5 - 2.

Lượng nước thấm đơn vị vào hố móng q xác định theo biểu đồ hình 2.36, nó phụ thuộc vào tỷ số $S/0,5b$ và $h/0,5b$ khi dưới đáy hố không có tầng cách nước, hình 2.36a và phụ thuộc vào $\frac{S+h}{t}$ và $\frac{S}{S+h}$ khi có tầng cách nước (hình 2.36b), trong đó b - chiều rộng của hố móng; k_{th} - xác định theo bảng 2-8.

Bảng 2.8. Giá trị của k_{th}

Loại đất	k_{th} , m/s	
	k_{th1}	k_{th2}
Cát nhỏ và rất nhỏ	$2 \cdot 10^{-5}$	$5 \cdot 10^{-5}$
Cát hạt vừa	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-3}$
Cát to và sỏi nhỏ	$1 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-3}$
Sỏi vừa và sỏi lớn	$5 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-2}$



Hình 2.36. Biểu đồ tra q :

a) Trường hợp không có tầng cách nước; b) Trường hợp có tầng cách nước.

2.8. ĐÀO ĐẤT TRONG HỐ MÓNG

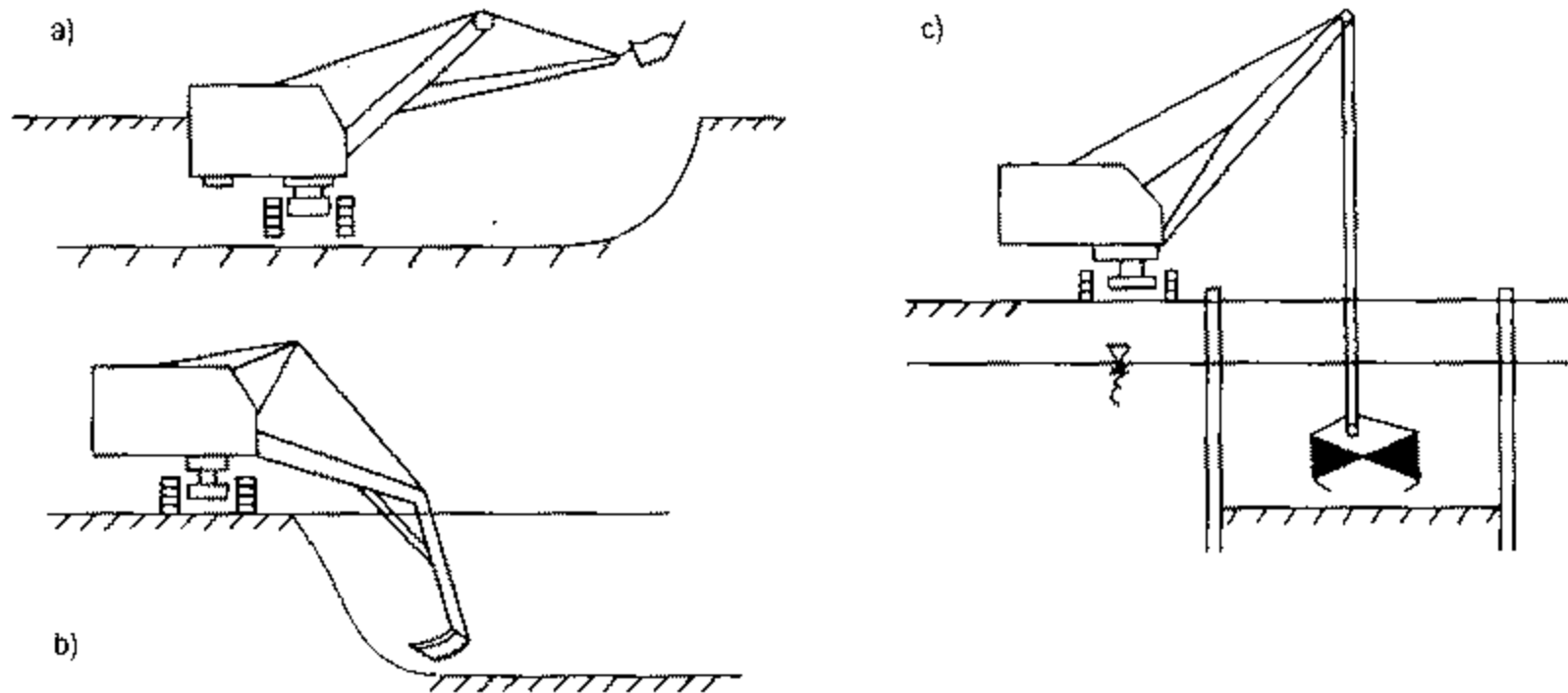
Công tác đào đất nói chung khi có trang bị đầy đủ nên cố gắng cơ giới hóa để tăng nhanh tiến độ thi công. Hiện nay do tình hình máy móc của ta thiếu thốn nên đa số công tác thi công hố móng làm bằng tay.

Tùy vào tình hình hố móng, điều kiện nước ngầm, nước mặt và cấu tạo vòng vây mà có thể dùng các máy móc sau:

Những hố móng kích thước lớn, không có nước ngầm, khối lượng đất đào nhiều dùng máy ủi hoặc máy xúc cho chạy trong hố móng để đào đất và chuyển ra ngoài bằng các băng chuyền, trên bờ hố móng có đường goòng hoặc đường xe chuyển đất đi nơi khác. Hình 2.37a là một loại máy đào gầu chạy trong hố móng, đất được đổ trực tiếp lên xe goòng trên bờ hồ. Áp lực do trọng lượng của xe xích lên đáy hố khoảng 6N/cm^2 , nếu đất nền là loại xấu cần phải rải một lớp sàn ván gỗ cho xe đi.

Trường hợp hố móng hẹp hoặc có nước, không thể cho xe làm việc trong hố móng, máy xúc phải đứng trên bờ, thường dùng loại máy xúc gầu nghịch như hình 2.37b.

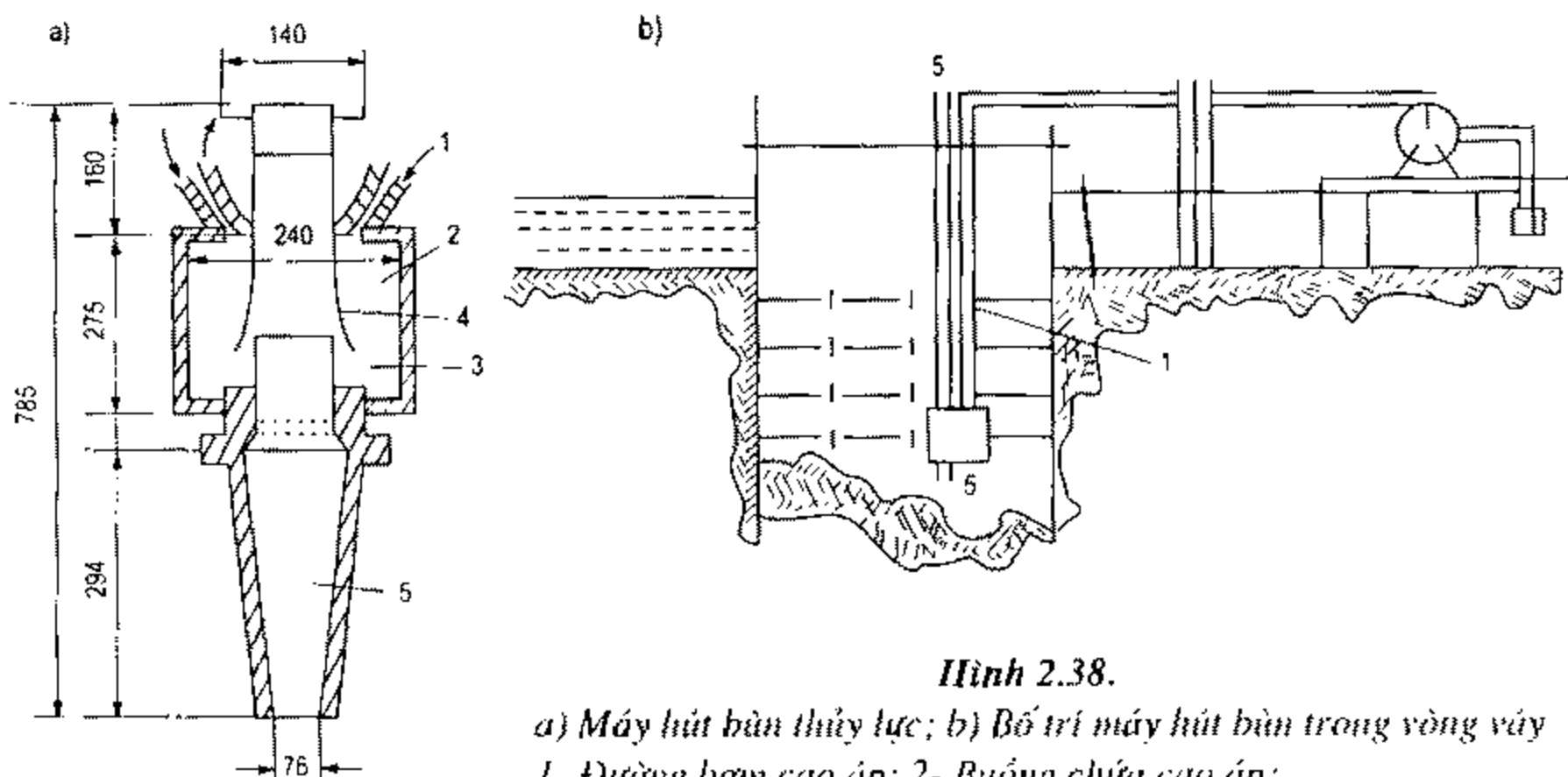
Nếu hố móng sâu và hẹp lại không thể hút nước bên trong, trường hợp đó thường dùng cần trục có mang gầu ngoạm để đào ngậm. Gầu ngoạm có loại 2 cánh và 4 cánh. Thể tích một gầu khoảng $0,5 - 1\text{m}^3$. Khi hoạt động cánh gầu mở rộng có thể đến $2 - 2,6\text{m}$. Vì vậy muốn dùng loại công cụ này cần phải bố trí các thanh chống ngang trong vòng vây đủ độ rộng để cho máy làm việc (xem hình 2.37c).



Hình 2.37

Đối với những hố móng quá hẹp và sâu như đào đất trong lòng cọc ống không thể dùng các loại máy móc trên, người ta giải quyết đào đất bằng cách kết hợp với xói nước với các dụng cụ hút bùn thủy lực hoặc khí ép.

Máy hút bùn thủy lực hiện nay dùng kiểu cấu tạo của kỹ sư Kisac (hình 2.38a) có năng suất hút bùn rất cao.



Hình 2.38.

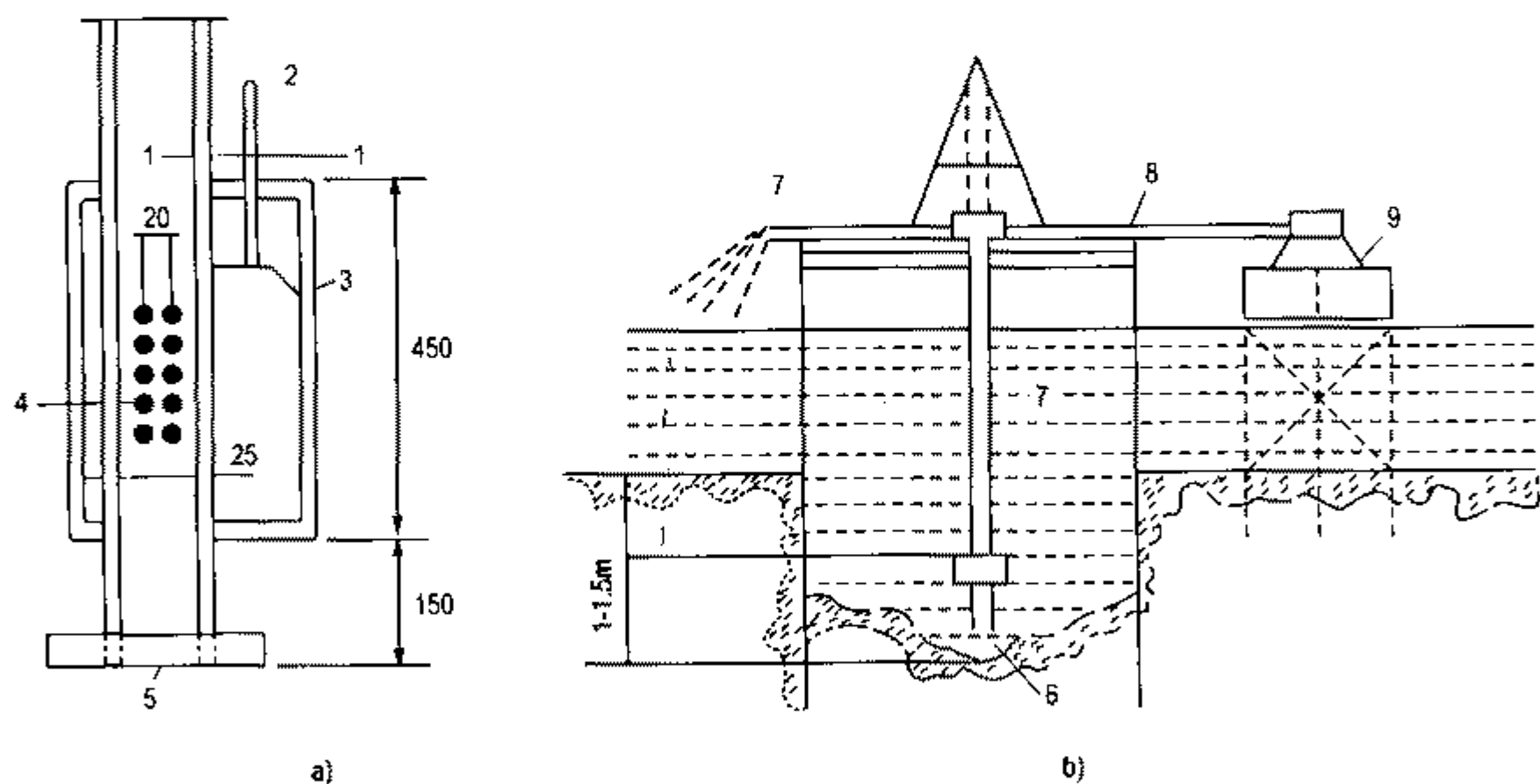
a) Máy hút bùn thủy lực; b) Bố trí máy hút bùn trong vòng vây
1- Đường bơm cao áp; 2- Buồng chứa cao áp;
3- Khe hở; 4- Ống hình nón; 5- Ống hút; 6- Máy bơm.

Nguyên lý của máy này dựa trên nguyên tắc là cho nước có áp lực qua ống 1 vào buồng 2, nước sẽ theo khe 3 vào ống hình chóp 4 với tốc độ cao và hướng ngược lên trên, tạo nên trong ống 5 một khoảng chân không, nước bùn ở bên ngoài dưới áp lực thủy tĩnh và không khí tự nhiên sẽ hút vào ống 5 và chảy ra ngoài.

Năng suất của máy này có thể hút từ 12 - 20m³ đất trong một giờ. Máy hút bùn thủy lực hợp lý nhất cho các hố móng có khối lượng đào trên 600m³ với độ sâu 8 - 10m.

Sơ đồ bố trí máy hút bùn thủy lực trong hố móng như hình 2.38b.

Máy hút bùn khí ép: Loại này thường dùng cho các loại đất rời kết hợp với phương pháp xói nước. Cấu tạo của máy như trên hình 2.39a. Không khí đi qua ống 2, vào buồng 3 sau đó theo các lỗ thủng 4 vào ống 1, các lỗ khoan có hướng chéo lên phía trên. Khí ép vào trong ống 1 tạo thành những bọt làm cho trọng lượng riêng của nước bùn nhẹ đi, dưới tác dụng của áp lực thủy tĩnh hỗn hợp nước bùn và khí ép này bị đẩy lên phía trên. Do nguyên lý của máy như trên, máy hút bùn khí ép hoạt động tốt nhất ở nơi nước sâu tối thiểu phải là 3m.



Hình 2.39. a) Máy hút bùn khí ép; b) Bố trí máy hút bùn khí ép trong vòng vây.

1- Ống bùn ra; 2- Ống cho không khí ép vào; 3- Buồng chứa khí ép; 4- Lỗ tròn;
5- Miệng hút bùn; 6- Máy hút bùn khí ép; 7- Ống dẫn bùn ra; 8- Ống khí ép; 9 - Máy hơi ép.

Năng suất của máy hút bùn là 2,65m³ đất/h khi độ sâu nước là 3m; 3,6m³ đất/h khi độ sâu 6m. Người ta dùng máy hơi ép để cung cấp hơi nén cho máy. Máy hơi ép phải đảm bảo 0,5 - 4,5m³ hơi cho 1m³ (trong bùn có từ 8 - 10% đất).

Đào đất bằng các dụng cụ cơ giới thủy lực cần chú ý khi gần đến độ sâu thiết kế của đáy móng khoảng 0,3 - 0,5m thì dừng lại và tiếp tục đào bằng tay. Làm như vậy để tránh ảnh hưởng của các máy này đến tính chất tự nhiên của đất.

Nói chung sau khi đào đất đến độ sâu thiết kế phải quan sát lấy mẫu thí nghiệm để xác định lại các tính chất của nền đất xem có phù hợp các yêu cầu thiết kế không.

Trước khi xây hoặc đổ bê tông móng đối với nền đất chúng ta cần san phẳng đầm chặt đất nền. Đối với nền đất là đất sét sau khi san phẳng, chú ý tránh đi lại nhiều làm đất nền bị nhão chảy thành hùn. Rải một lớp cát thô hoặc đá dăm dày 10 - 20cm để mặt nền được khô ráo.

Trường hợp nền là các loại đất cát nhất là cát nhỏ, cát bụi phải thi công bằng phương pháp đào ngâm dưới nước thì sau khi đào đến độ sâu thiết kế cũng không thể hút nước ra để xây móng vì hiện tượng cát trôi, để giải quyết vấn đề người ta đào sâu thêm đáy móng xuống một độ sâu nữa và dùng phương pháp đổ bê tông dưới nước để tạo ra một tầng bít đáy hố móng. Sau khi tầng bê tông này đông cứng cho phép ta hút khô nước trong vòng vây để tiếp tục xây móng. Chiều dày của tầng bê tông dưới nước thường tính toán tùy thuộc vào điều kiện đảm bảo cho nó không bị gãy hoặc đẩy nổi lên do tác dụng thủy tĩnh, thường chiều dày không nhỏ hơn 1m.

Trường hợp đáy móng đặt trên tầng đá, sau khi đào hết lớp đất mặt phải tiến hành phá hết lớp đá phong hóa, thường lớp này nếu là tầng đá cơ bản có cường độ cao thì không dày quá 0,3 - 0,5m, đáy móng yêu cầu đặt vào tầng đá tốt ít nhất là 25cm. Nếu trong nền đá có nhiều khe nứt thì cũng phải giải quyết bít đáy hố móng bằng lớp bê tông dưới nước, mặt của lớp bê tông này đổ đến độ cao đáy móng.

2.9. PHƯƠNG PHÁP ĐỔ BÊ TÔNG DƯỚI NƯỚC

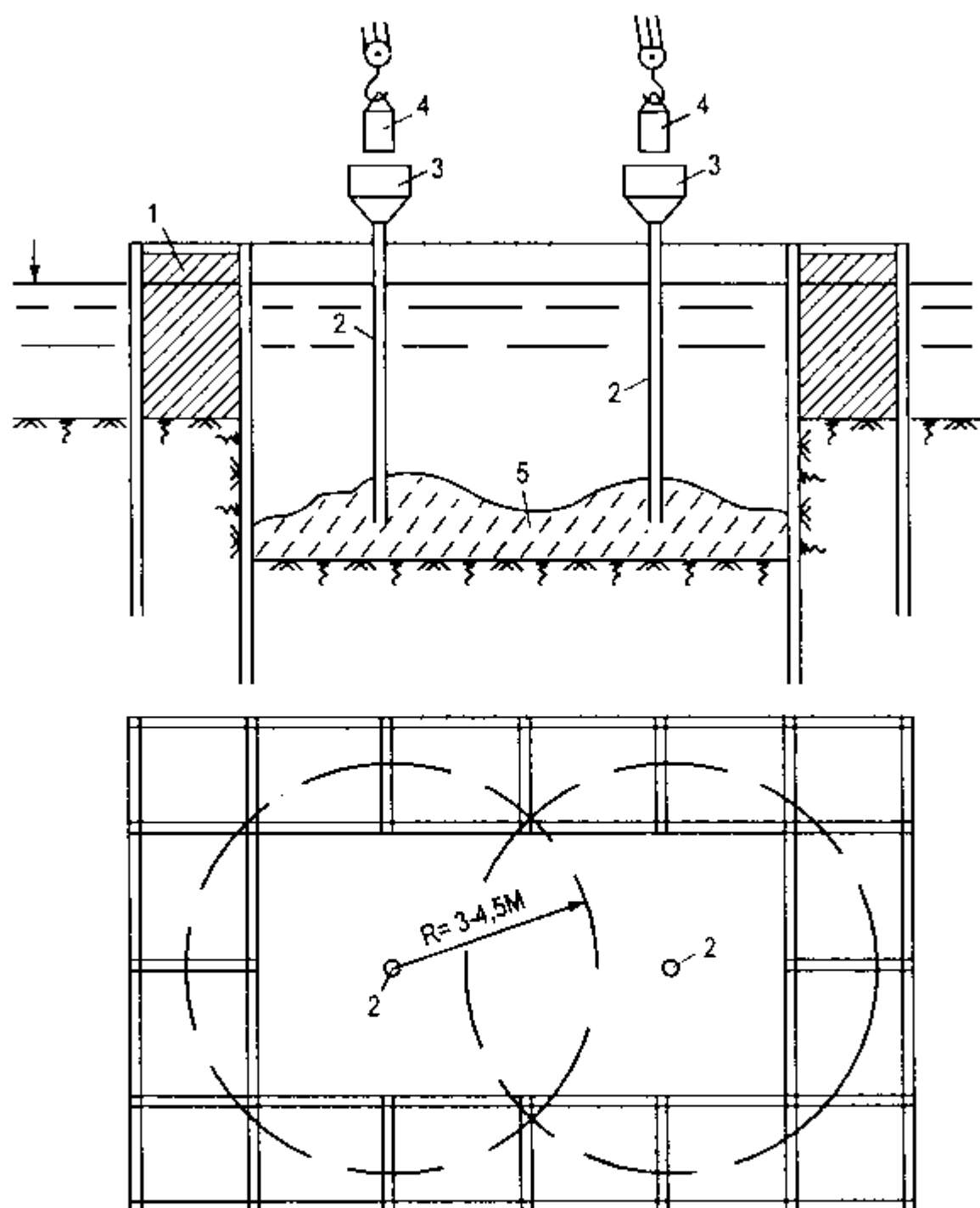
Hiện nay ở nước ta khi thi công móng thường dùng một số phương pháp đổ bê tông dưới nước trình bày dưới đây phụ thuộc vào khối lớp bê tông cũng như độ sâu của nước trong hố móng.

Nếu khối lượng bê tông ít, nước trong hố móng không sâu có thể đổ bê tông bằng túi bao tải. Bê tông có độ sụt từ 16 - 20cm, thiết kế cao hơn mức yêu cầu của bê tông 10%. Bê tông cho vào túi bao tải buộc lại bằng dây thừng với một nút để tháo. Hạ nhẹ nhàng bao tải đến gần sát đáy hố, đứng trên bờ kéo dây cởi nút miệng túi cho bê tông tụt xuống. Tiếp tục đổ bằng nhiều bao tải một lúc và chú ý phải nhẹ nhàng không sao động nước. Kết quả thực tế cho thấy lớp bê tông đổ theo phương pháp này đảm bảo bít kín được đáy hố và đạt yêu cầu cường độ.

Khi khối lượng bê tông nhiều và nước trong hố tương đối sâu thường dùng phương pháp đổ bê tông dưới nước bằng ống dịch chuyển thẳng đứng. Hiện nay trên các công trường của ta thường dùng các loại ống thép đường kính khoảng 200 - 300mm, bề dày của thành ống khoảng 4 - 5mm. Ống được ghép lại từ những đoạn dài 1 - 2m.

Phía trên ống nối với một thùng hình phễu để chứa bê tông. Ống được đeo vào một cần trục hoặc xà ngang và có thể dễ dàng nâng lên hạ xuống.

Trình tự thực hiện: Đầu tiên dùng một nút hình cầu hoặc dạng van trượt nút kín ống thép. Nút này được giữ bằng một dây dòn lên trên. Khi đổ bê tông, nút sẽ bị đẩy dần xuống chân ống lúc này đang đặt sát đáy hố móng (hình 2.40); tiếp đó nhấc ống lên cho chân cách mặt đất khoảng 20 - 30cm và chùng dây cho nút tụt ra khỏi ống, bê tông sẽ tràn ra ngoài, lúc này phải liên tục đổ bê tông vào phễu. Lớp bê tông dưới chân ống ngày càng dày lên và ta thấy chỉ có lớp trên mặt là tiếp xúc với nước.



Hình 2.40. Sơ đồ đổ bê tông dưới nước

1- Vòng vây; 2- Ống đổ bê tông; 3- Phễu;
4- Gầu chứa vận chuyển bê tông; 5- Bê tông mới đổ.

Vì chân ống luôn ngập vào trong lớp bê tông, nên bê tông mới không tiếp xúc với nước và do đó có thể giữ cho chất lượng bê tông không bị giảm sút nhiều. Nói chung, phải luôn luôn đảm bảo chân ống ngập dưới mặt bê tông từ 0,8 - 1m. Khi nào bê tông không tụt xuống được phải kéo ống lên, lúc này cần thận trọng thao tác để chân ống không bị kéo lên quá cao hơn quy định nói trên.

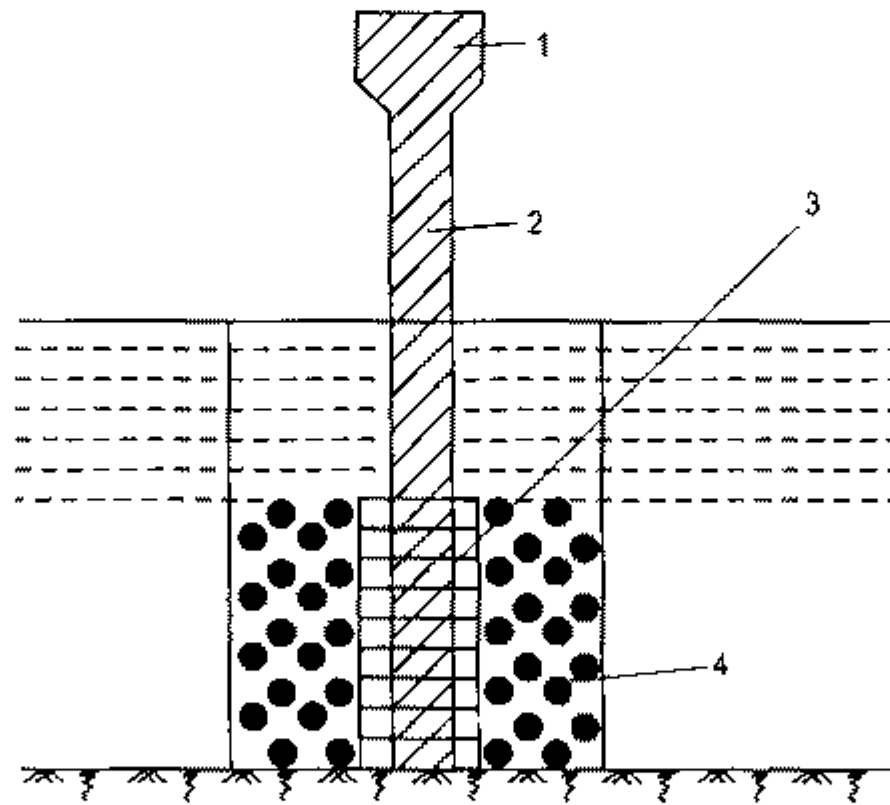
Tuỳ vào diện tích của hố móng và bán kính phạm vi bê tông có thể tràn ra của mỗi ống mà quyết định số ống đổ bê tông. Bán kính hoạt động của một ống khoảng 3 - 4,5m.

Phải đảm bảo đổ bê tông liên tục và yêu cầu năng suất tối thiểu là $0,3\text{m}^3/\text{giờ}$ cho mỗi mét diện tích hố móng.

Nếu đáy hố móng quá rộng có thể phân thành từng khối để đổ bê tông dần.

Sau khi đổ bê tông dưới nước xong đợi cho bê tông đông cứng, đạt khoảng 50% cường độ thiết kế thì người ta hút nước trong hố móng ra, đục bỏ lớp bê tông trên mặt dày chừng 10 - 15cm vì lớp này tiếp xúc với nước bị giảm cường độ nhiều. Ngoài ra hiện nay ở nước ta đã nghiên cứu và sử dụng phương pháp đổ bê tông dưới nước kiểu vữa dâng: dùng các ống tương tự như phương pháp trên, sau khi đặt ống vào hố móng chung quanh ống được chèn vào các vật liệu hạt đường kính lớn như: đá hộc, đá dăm, đá cuội. Tiếp đó cho vào ống vữa xi măng cát, đổ liên tục như phương pháp trên, vữa được phun ra và lấp vào các khe hổng giữa các viên đá tạo thành một khối liên kết chặt (xem hình 2.41).

Sau khi hút nước ra, người ta lắp ván khuôn đổ bê tông móng. Trong quá trình đổ bê tông nếu vòng vây không kín nước thì vẫn phải bố trí máy bơm hút nước ra để không ảnh hưởng đến chất lượng bê tông đang đổ.



Hình 2.41. Sơ đồ đổ bê tông dưới nước bằng phương pháp vữa dâng

1- Phễu chứa vữa xi măng; 2- Ống thép; 3- Ống bọc bảo vệ bằng lưới thép; 4- Đá hộc xếp.

2.10. XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH BẰNG PHƯƠNG PHÁP "TƯỜNG TRONG ĐẤT"

2.10.1. Khái niệm

Khi xây dựng những công trình đặt sâu trong đất như đường xe điện ngầm, trạm bơm nước, nhà có tầng hầm sâu, kích thước lớn, trước đây chúng ta hay dùng móng giếng chìm hoặc hố móng đào trần.

Hố móng đào trần nếu không có tường cọc ván chắn thì thường chỉ làm sâu 5 - 6m.

Móng có độ sâu 10 - 15m thường dùng móng giếng chìm.

Khi địa điểm thi công hẹp, hố móng đào trần cần làm taluy và thường không đảm bảo ổn định cho các công trình chung quanh. Nếu dùng cọc ván đóng thì lực búa cũng làm rung động và gây ra nứt hỏng các công trình lân cận. Hơn nữa, cọc ván các loại thường cũng chỉ đạt chiều dài 8 - 10 - 12m. Cọc ván thép dài rất đắt và khi đóng ảnh hưởng đến các công trình lân cận.

Vài chục năm gần đây ở một số nước đã áp dụng thi công tường trong đất. Công trình có kích thước lớn đặt sâu 10 - 30m ở những nơi chật hẹp như đường xe điện ngầm, điểm giao cắt các tuyến đường sắt hoặc bộ, hầm bộ hành qua đường v.v...

Nội dung cơ bản của phương pháp "tường trong đất" là người ta dùng máy móc đào các hào sâu 10 - 20m, trong quá trình đào để ổn định những tường hào người ta dùng vữa sét bơm vào trong hào. Ở những nơi có nước ngầm vữa sét cần cao hơn mức nước bên ngoài để hạn chế nước ngầm chảy vào hào. Áp lực vữa khắc phục một phần áp lực ngang của đất giữ cho vách hào ổn định. Vữa sét ngấm vào vách hào làm liên kết các hạt đất và giữ cho thành ổn định.

Khi đào đến độ sâu thiết kế người ta dùng biện pháp đổ bê tông dưới nước để đúc tường hoặc dùng các thanh cọc ván lắp ghép có các dạng khác nhau. Đào đất bên trong công trình đến đâu thì tiến hành liên kết các cọc ván và chống giữ cho tường được ổn định. Đào đất đến độ sâu thiết kế thì đổ bê tông sàn đáy. Sàn đáy liên kết với chân các tường ngăn sẽ tạo nên không gian bên trong cho công trình. Khi xây dựng các công trình bên trong sẽ bỏ dần các thanh chống.

2.10.2. Kết cấu tường bằng các thanh lắp ghép

Tùy vào độ sâu của tường mà người ta làm các loại tường lắp ghép:

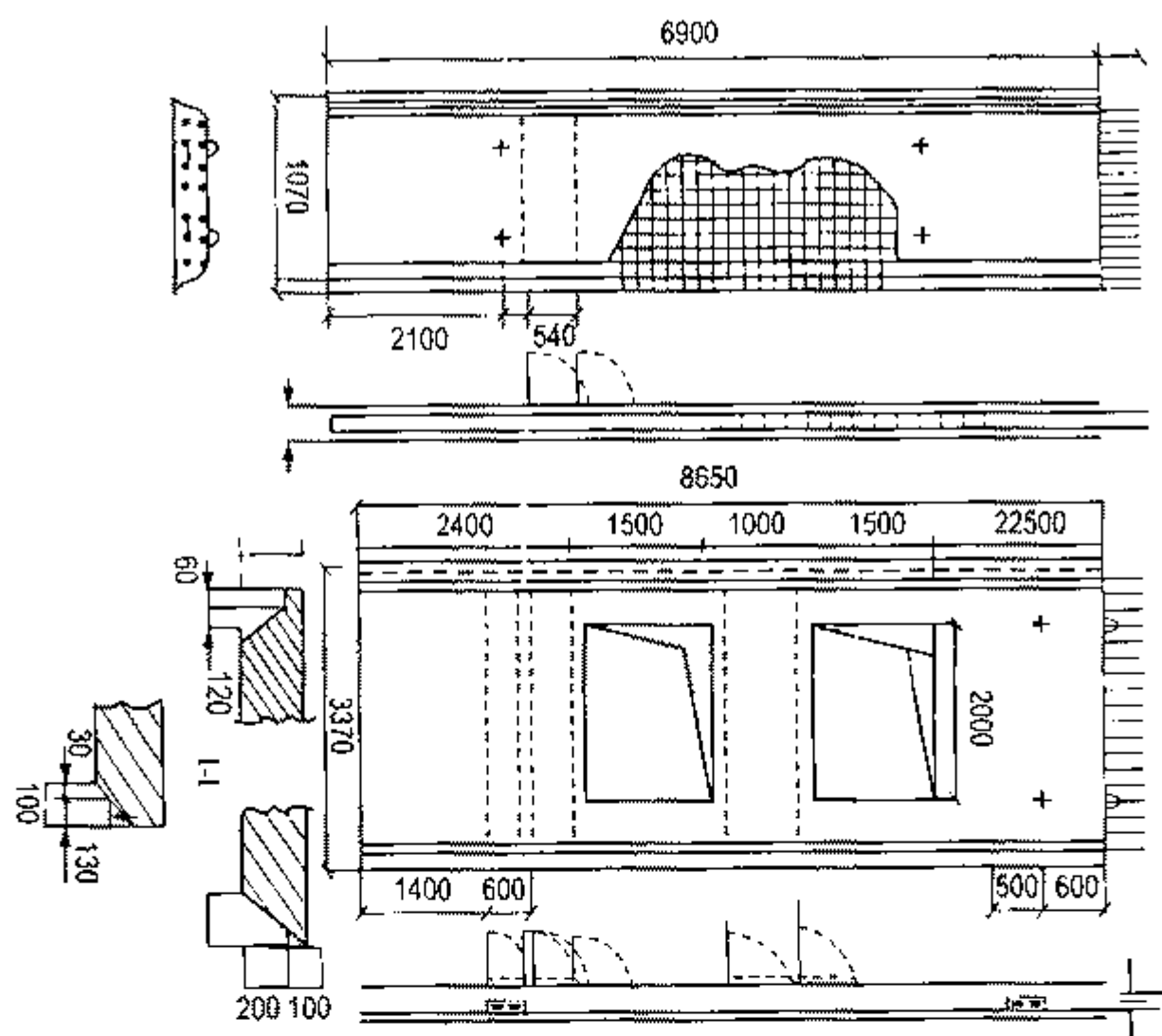
- Thanh phẳng;
- Thanh có gờ;
- Thanh rỗng.

a) Thanh lắp ghép phẳng

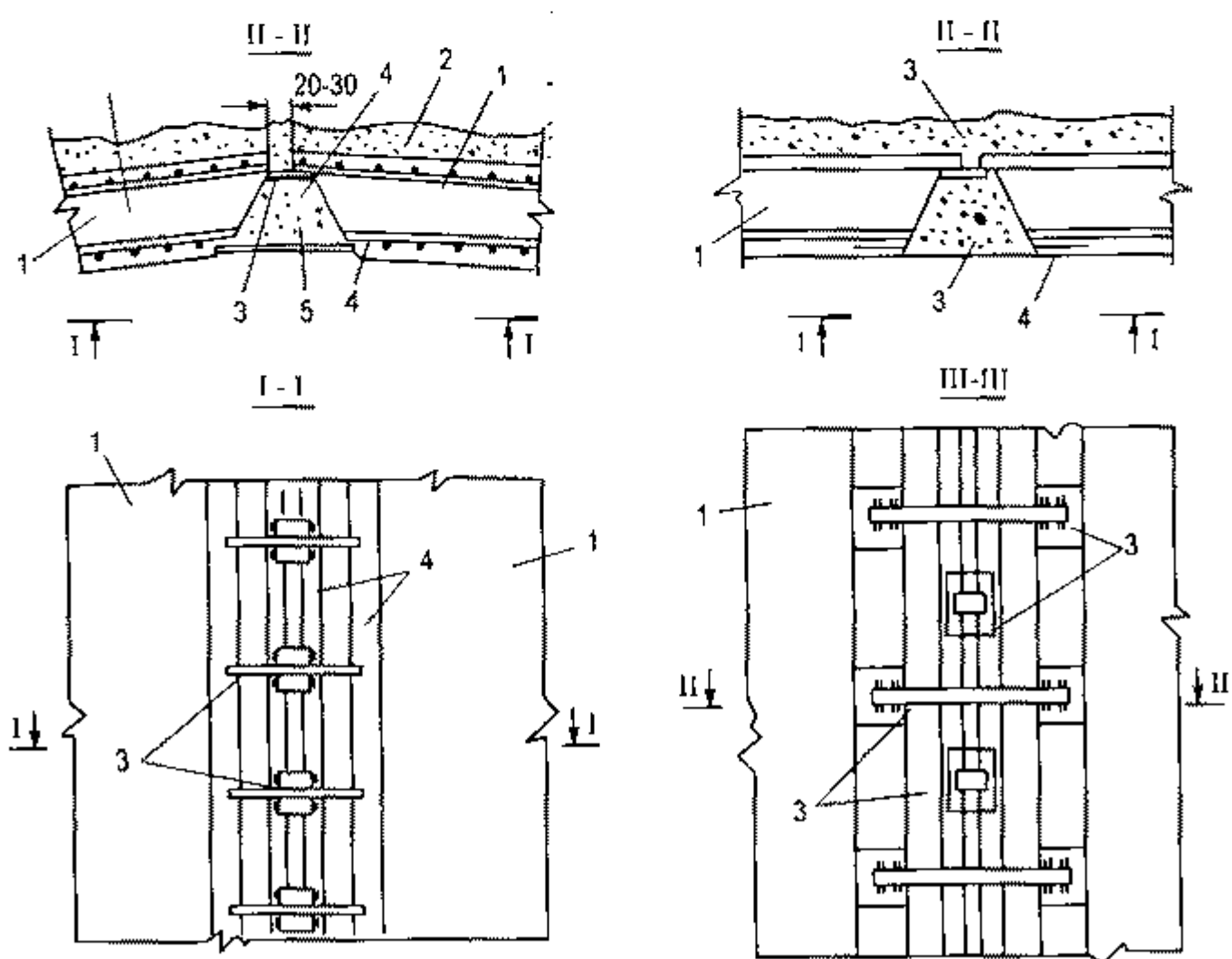
Thanh lắp ghép phẳng dùng cho những công trình tường vây hình tròn hoặc chữ nhật với chiều sâu từ 10 - 12m (hình 2.42).

Những mối nối kín có tác dụng ngăn nước và chống trượt các thanh tường phẳng (hình 2.43).

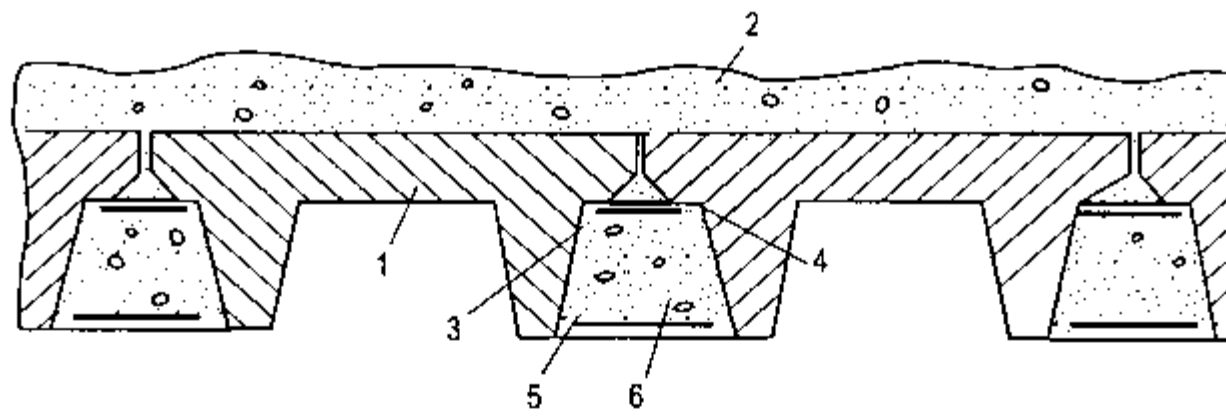
b) Thanh lắp ghép có gờ thường dùng cho những công trình có mặt bằng hình chữ nhật đặt sâu 14 đến 15m (hình 2.44).



Hình 2.42



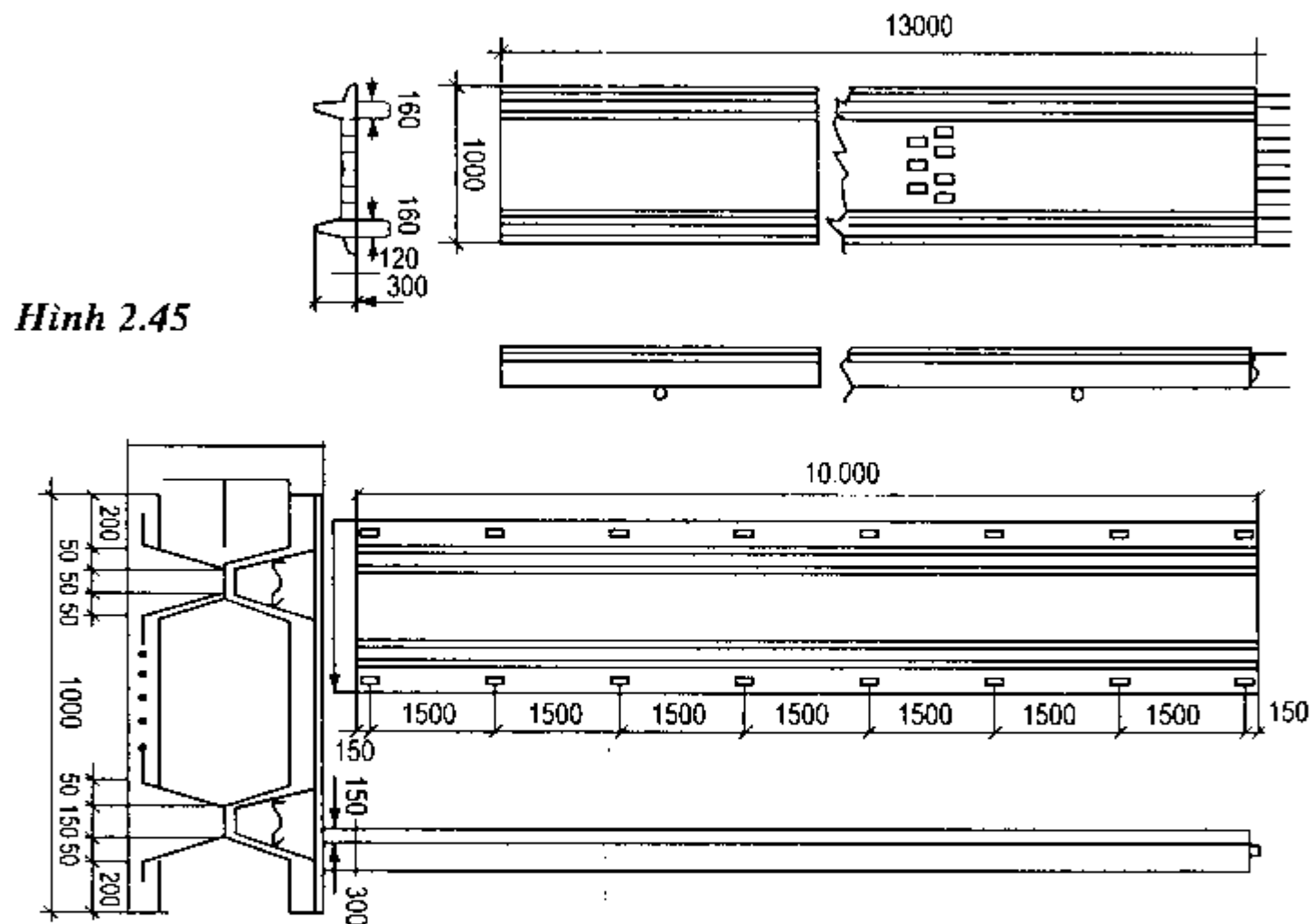
Hình 2.43



Hình 2.44

1- Thanh có gờ; 2- Vật liệu chèn khe; 3- Bản hàn nối; 4- Gờ ghép; 5- Bê tông chèn; 6- Bê tông cốt thép.

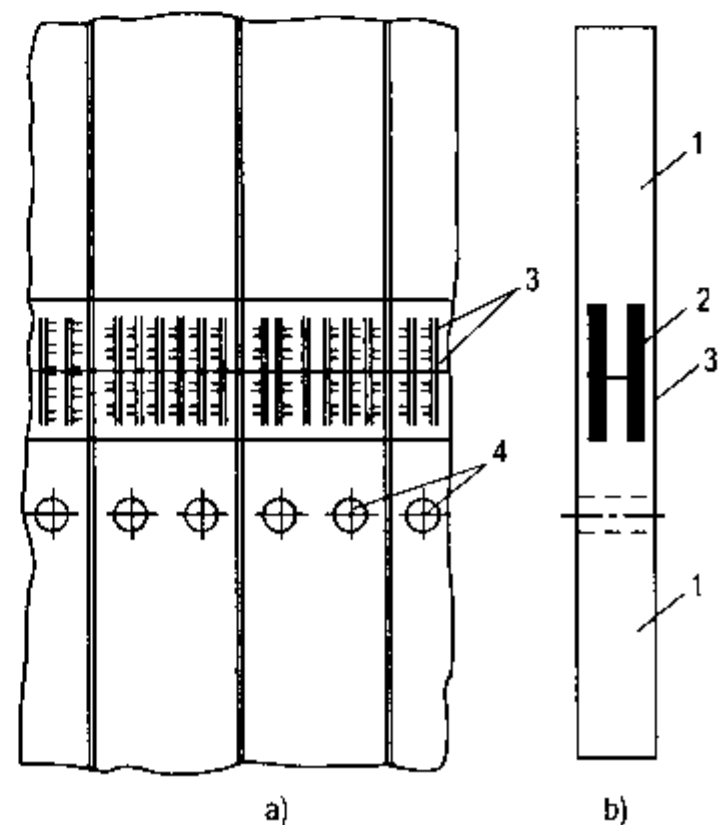
c) Thanh tường lắp ghép rộng dùng cho những hố móng sâu 15 đến 18m (hình 2.45).



Để giảm bớt trọng lượng của thanh lắp ghép khi thanh quá dài có thể chia thành hai hay ba đoạn. Mỗi nối dài thanh lắp ghép có thể làm như hình 2.46.

Hình 2.46

1- Thanh tường;
2- Bản gờ;
3- Bản hàn nối.

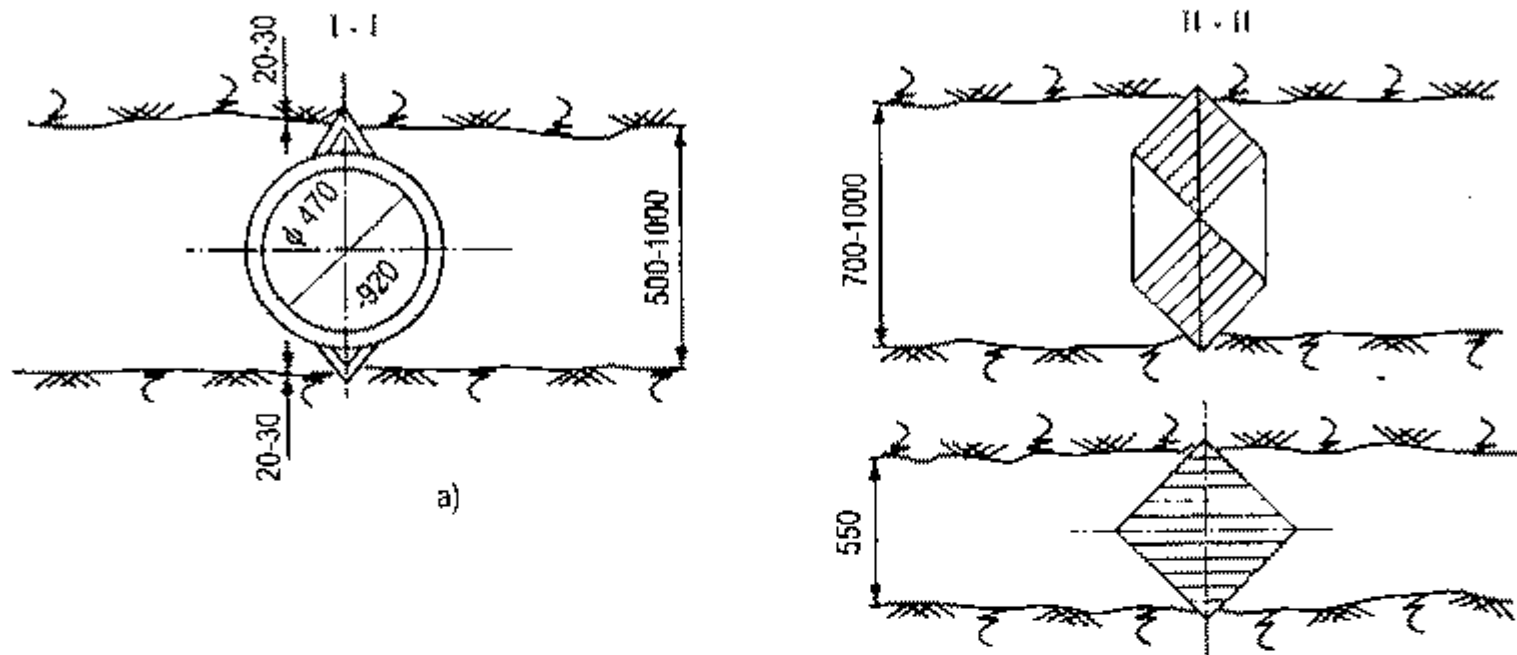


2.10.3. Kết cấu tường đổ bê tông tại chỗ

Phương pháp đổ bê tông tại chỗ thường dùng khi độ sâu công trình 14 đến 16m nhưng cũng có khi sâu hơn. Hiện nay có những công trình ngầm đổ bê tông tại chỗ sâu đến 40m.

Tường đổ bê tông tại chỗ thường phân thành từng đoạn. Mỗi đoạn từ 3 đến 6m.

Để ngăn một đoạn khi đổ bê tông người ta dùng các cọc ống hoặc cọc vuông bằng bê tông như hình 2.47.



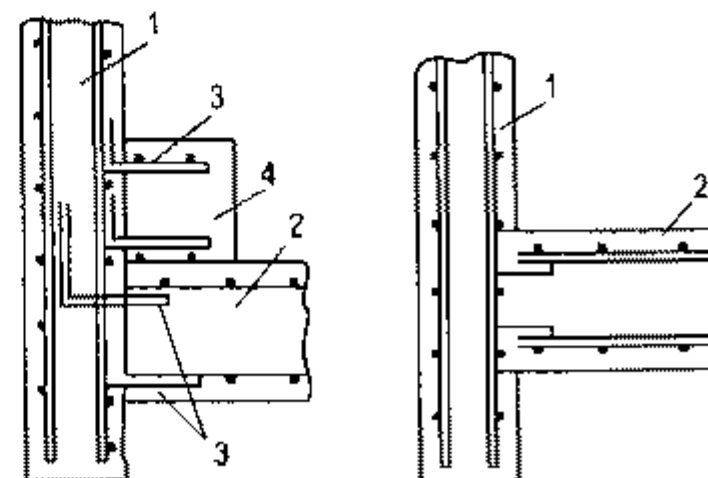
Hình 2.47

Cốt thép làm thành các khung có chiều rộng nhỏ hơn chiều rộng hào từ 15 đến 20m. Để định vị cốt thép và đảm bảo lớp bê tông bảo hộ đủ chiều dày người ta buộc vào khung cốt thép các thanh định vị hoặc miếng bê tông định vị.

Khi cốt thép rất dài vì hào sâu thì làm thành từng đoạn và nối dài trong khi thi công. Thả đoạn cốt thép đầu tiên xuống, treo đoạn khung cốt thép này vào các thanh xà gỗ bắc qua miệng hố rồi hàn nối dài cốt thép. Sau đó thả tiếp tục đáy hố. Để đổ bê tông tường hào phải dùng phương pháp đổ dưới nước hoặc phương pháp vữa dâng.

Sau khi tường hào đủ cường độ người ta tiến hành đào đất và chống ngang giữ cho tường ổn định.

Đến độ sâu thiết kế người ta đổ bê tông sàn đáy công trình. Sàn đáy phải liên kết chặt với tường như hình 2.48.



Hình 2.48

1- Tường; 2- Đáy; 3- Cốt thép.

2.10.4. Vữa sét

Vữa sét dùng trong phương pháp thi công trong đất có hai mục đích chính:

- Tạo ra áp lực tại mỗi điểm của tường hào thắng áp lực chủ động và áp lực nước ngầm.
- Gia cố vách hào, tăng thêm lực dính của lớp vỏ thành hào do đó đảm bảo ổn định vách hào.

Vữa sét phải có đủ các tính chất sau: Mật độ thích hợp, độ dính quy ước, lực cắt tĩnh, độ nhả nước, bề dày vỏ sét, độ ổn định.

Khi thi công để các máy đào hoạt động trong hố móng được thuận lợi yêu cầu vữa sét phải linh động không cản nhiều sự hoạt động của máy đào, giữ các hạt đất đào ra lơ lửng, không lắng xuống nền làm ngăn trở việc đào của lớp dưới. Khi máy ngừng hoạt động thì độ nhớt phục hồi và tăng áp lực ổn định thành hào.

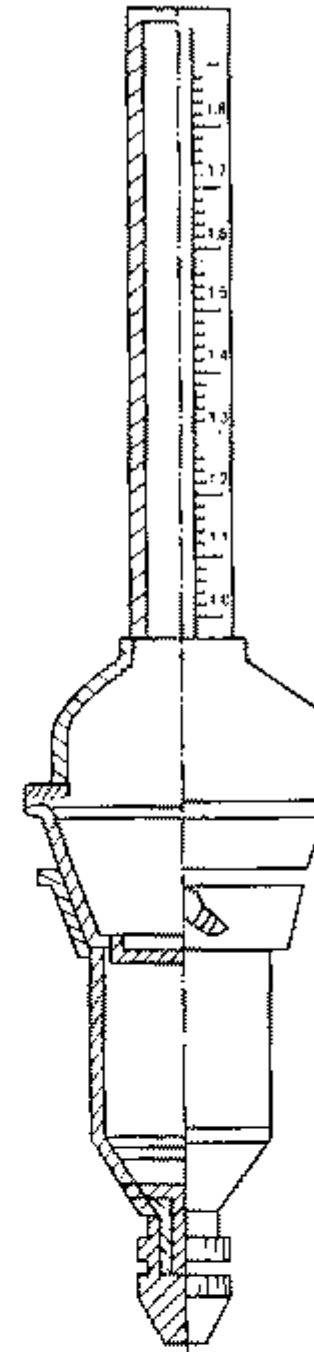
+ Mật độ vữa sét: Đất sét tùy thuộc vào thành phần khoáng chất có thể chế tạo ra vữa có mật độ $\rho = 1,15 - 1,18 \text{ g/cm}^3$. Trong phòng thí nghiệm hoặc ngoài hiện trường đo mật độ bằng tỷ trọng kế (hình 2.49).

+ Độ nhớt quy ước của vữa sét được thể hiện bởi sự linh động của nó, được đo bằng thời gian để chảy 500ml vữa sét qua một phễu có kích thước quy định. Thường thời gian này trong khoảng 20- 25 giây (hình 2.50).

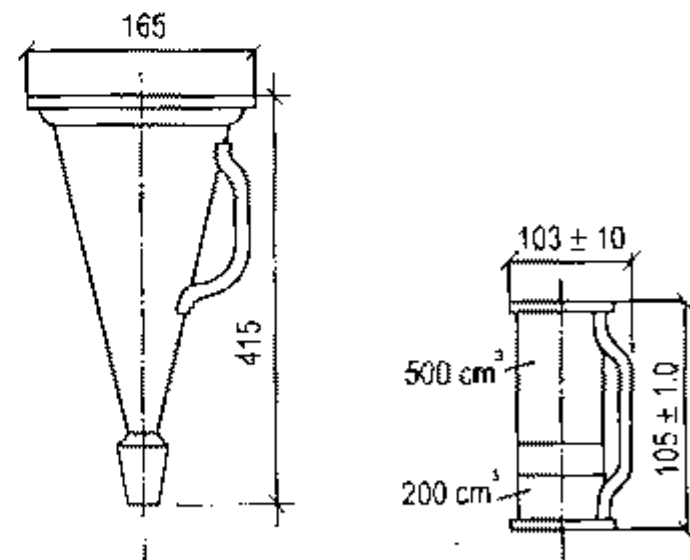
Yêu cầu về độ nhớt có những mâu thuẫn khi đào hào trong vữa sét. Nếu độ nhớt đúng thì đảm bảo giữ ổn định vách hào, tăng lớp vỏ chống thấm cho vách hào nhưng lại hạn chế sự hoạt động hay công suất máy đào và độ thấm sâu của vữa vào đất.

+ Cường độ chống cắt tĩnh được thử bằng máy gồm một ống quay trong vữa sét.

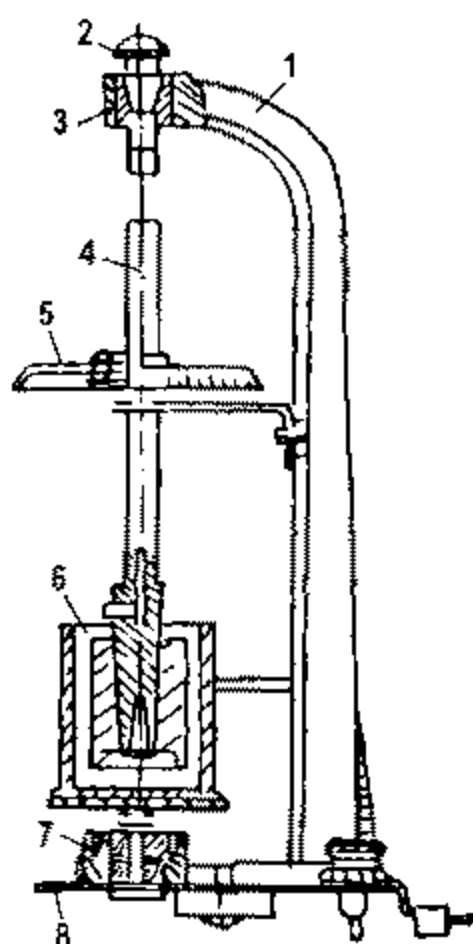
Yêu cầu ứng suất chống cắt tĩnh đạt $2 - 5 \text{ kPa}$ ($0,2 - 0,5 \text{ T/m}^2$) sau khi trộn đều sau 10 phút.



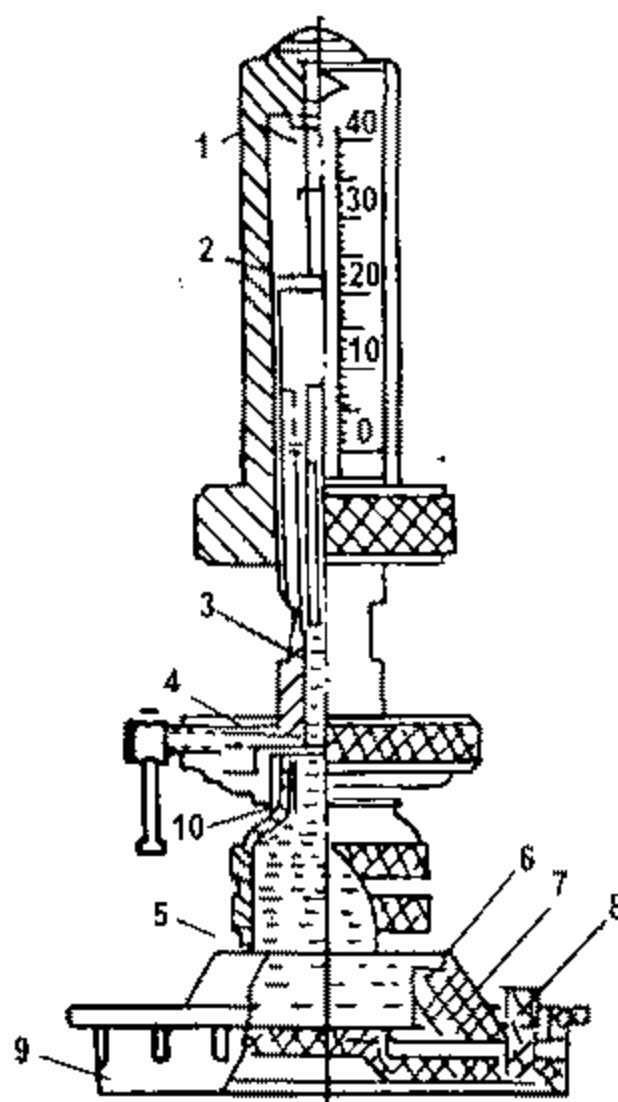
Hình 2.49. Tỷ trọng kế



Hình 2.50. Phễu đo độ nhớt



Hình 2.51. Dụng cụ đo sức chống cắt tĩnh



Hình 2.52. Dụng cụ xác định độ tách nước

+ Chỉ tiêu độ nhả nước (tách nước) là chỉ tiêu quan trọng để vữa sét có thể thấm vào đất của tường hào, được đo bằng dụng cụ để tạo nên áp lực trên vữa 0,1 MPa trên diện tích 100cm^2 trong 30' lượng nước nhả là không lớn hơn $25 - 30\text{cm}^3$.

+ Chiều dày lớp sét bám yêu cầu 3 - 4mm.

+ Độ ổn định của vữa sét thể hiện sự không phân lớp lắng đọng của vữa. Được thí nghiệm quy ước dùng một cốc 800cm^3 đổ đầy vữa sau 24 giờ. Hiệu số của trọng lượng riêng lớp trên và lớp dưới không quá $0,02\text{g/cm}^3$.

+ Hàm lượng cát biểu hiện qua % thể tích vữa. Hàm lượng cát cho phép là 4%.

+ Độ pH tốt nhất để vữa ổn định $\text{pH} = 10,5 - 11,5$.

Yêu cầu về đất sét:

Đất sét dùng làm vữa tùy yêu cầu cụ thể của từng công trình và thành phần khoáng vật của đất cốt sao giữ được sự ổn định của thành hào, ngăn cản sự lắng đọng của đất khi đào, vì nó tạo thành một lớp đất ở đáy hào, cản trở sự đào.

Đất sét có mấy loại khoáng vật chính là montmorilonit, illit, kaolinit, betonit. Trong đó thì đất sét betonit cho vữa sét có chất lượng cao nhất.

Tùy điều kiện cũng có thể dùng đất sét montmorilonit hoặc đất sét đa khoáng vật khác.

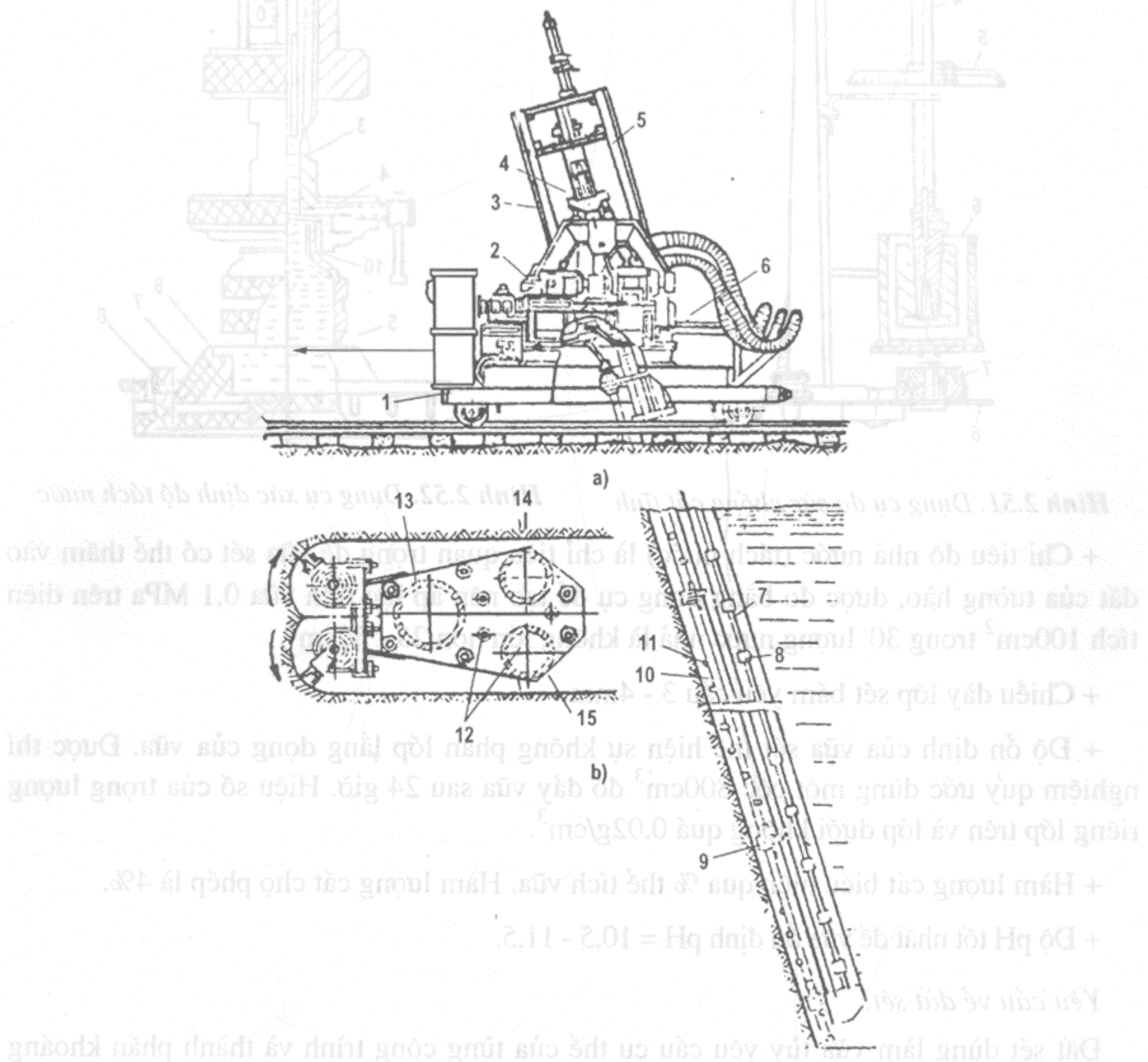
2.10.5. Đào đất

Đào hào được dùng nhiều loại máy khác nhau tùy thuộc vào loại đất và địa hình.

Đối với đá và đất cứng người ta dùng khoan xoay, khoan từng cọc trong vữa sét sau nối liền với nhau.

Khi đất có lẫn đá tảng, đá hòn lại phải dùng khoan đập để phá.

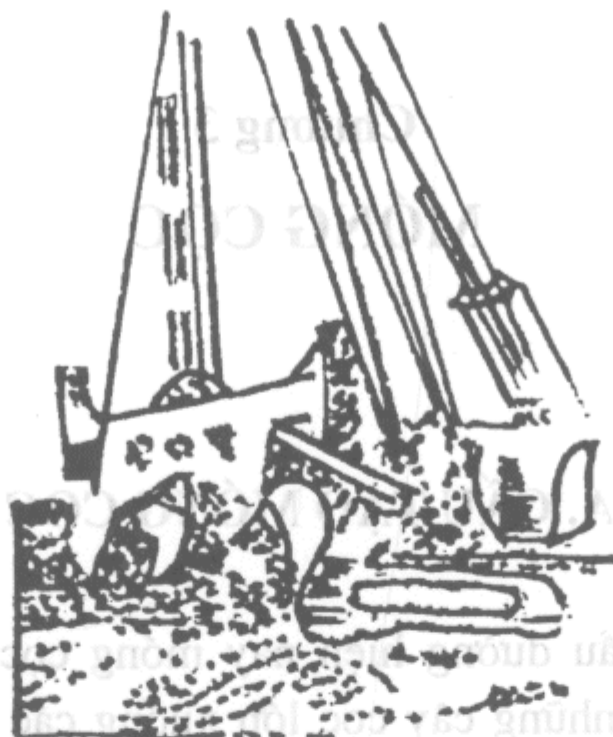
Khi đào những hào trong đất sét hoặc cát không lẫn đá lớn có thể dùng các gầu ngoạm hoặc máy xới và hút bùn kết hợp (hình 2.53).



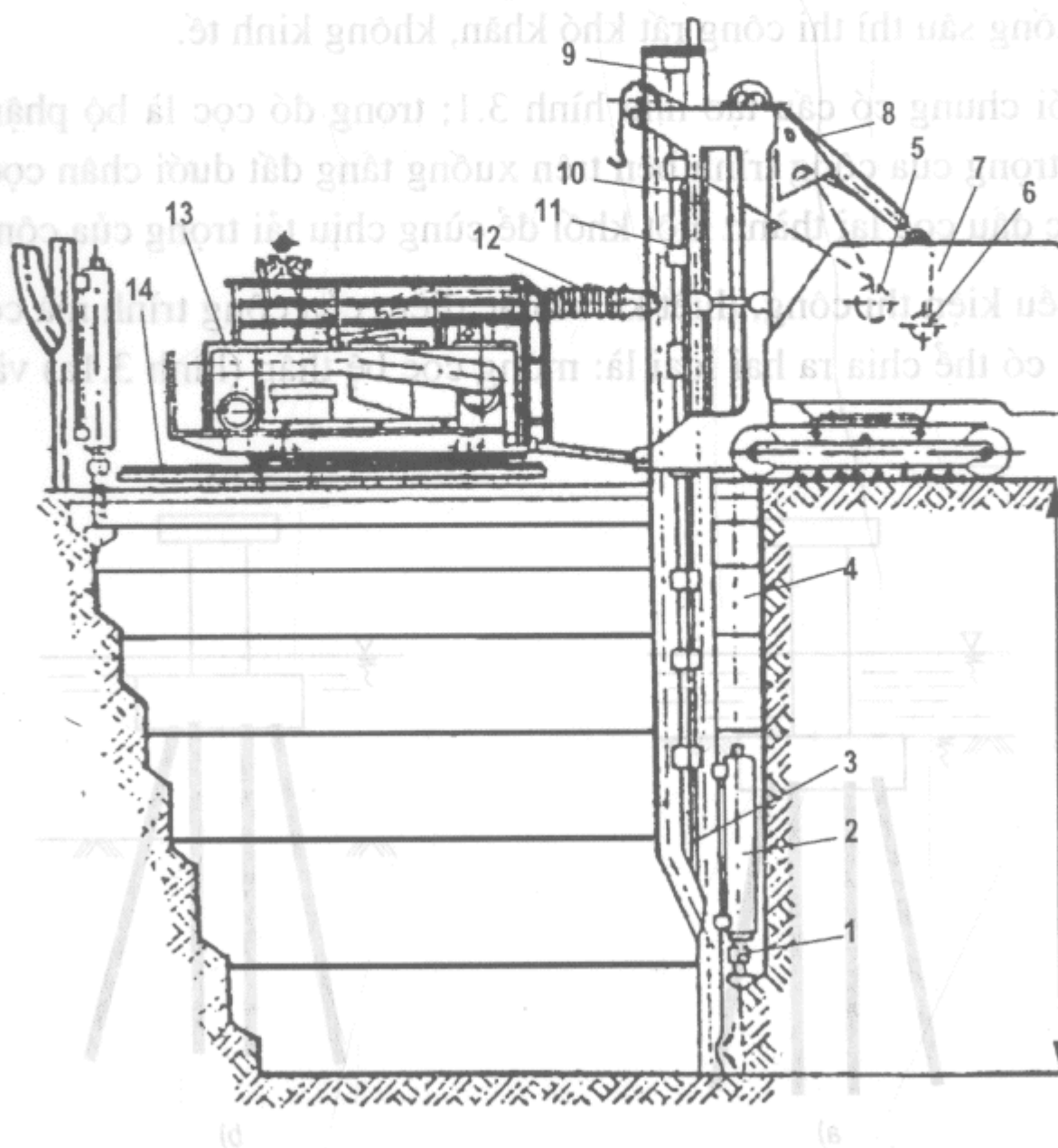
Hình 2.53. Máy đào bằng phương pháp xới và hút bùn

Phương pháp thi công tường trong đất là một phương pháp hiện đại, phương pháp này có thể thi công những công trình có kích thước lớn và đặt sâu trong đất. Quy định thi công có thể cơ giới hóa hoàn toàn do việc dùng các máy đào và chuyển đất.

Trong quá trình đào luôn bơm vữa cho đầy hào. Khi thả các thanh panen tường vào trong đất, hoặc đổ bê tông dưới nước đối với tường đổ tại chỗ, nếu vữa sét trào ra cần có rãnh để thu lấy vữa sét và lọc để dùng lại cho những đoạn sau.



Hình 2.54. Máy đào gầu ngoạm



Hình 2.55. Một kiểu máy đào hào.

Chương 3

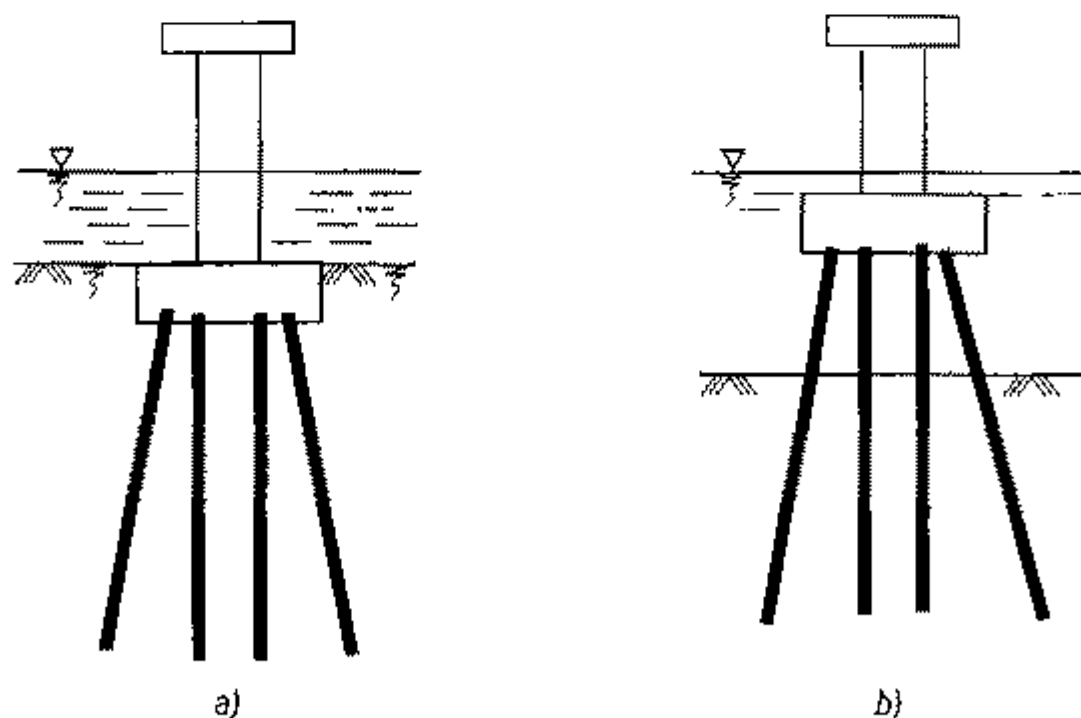
MÓNG CỌC

A. CẤU TẠO MÓNG CỌC

Trong ngành xây dựng cầu đường hiện nay móng cọc được sử dụng rất rộng rãi. Người ta đã có thể hạ được những cây cọc lớn xuống các tầng đất rất sâu, nhờ đó mà móng có khả năng chịu tải trọng lớn. Móng cọc thường được dùng trong trường hợp chịu tải trọng lớn, các lớp đất trên mặt là đất yếu, các tầng đất cứng và đá gốc lại ở tương đối sâu. Trong điều kiện địa chất như vậy dùng móng nông thì không chịu nổi tải trọng, nếu hạ đáy móng xuống sâu thì thi công rất khó khăn, không kinh tế.

Móng cọc nói chung có cấu tạo như hình 3.1; trong đó cọc là bộ phận chính có tác dụng truyền tải trọng của công trình bên trên xuống tầng đất dưới chân cọc, bệ cọc là bộ phận liên kết các đầu cọc lại thành một khối để cùng chịu tải trọng của công trình.

Bệ cọc tùy điều kiện thi công, thiết kế và đặc điểm của công trình mà có cấu tạo khác nhau, nói chung có thể chia ra hai loại là: móng cọc bệ thấp (hình 3.1a) và móng cọc bệ cao (hình 3.1b).



Hình 3.1. a) Móng cọc bệ thấp; b) Móng cọc bệ cao.

Móng cọc có nhiều ưu điểm hơn các loại móng khác ở chỗ có thể xây dựng được những công trình chịu tải trọng lớn vì có thể đóng cọc xuống những tầng đất sâu, thường

từ 10 - 30m, có những loại cọc đóng sâu đến 50m và cá biệt có một số công trình trên thế giới đã thiết kế móng với cọc dài trên 100m.

Móng cọc còn cho phép thi công nhanh và không phụ thuộc nhiều vào điều kiện thời tiết. Các loại cọc nói chung thường được chế tạo sẵn ở trên bờ, khi thi công dùng các biện pháp cơ giới để vận chuyển và đóng cọc. Móng cọc còn rất kinh tế về mặt tiết kiệm khối lượng vật liệu sử dụng trong móng, thường so với các loại móng khác giảm được (20 - 30%) bê tông.

Trong những năm gần đây do yêu cầu phát triển của ngành xây dựng, môn học nền móng có nhiều tiến bộ to lớn và nói riêng về móng cọc là một lĩnh vực được đặc biệt chú ý và ngày càng có nhiều công trình nghiên cứu khoa học có giá trị giúp cho việc thi công và thiết kế sát thực tế hơn.

Cho đến nay trong sản xuất người ta đã sử dụng đến trên 100 loại hình cọc khác nhau, xu hướng nghiên cứu chủ yếu là nhằm mục đích nâng cao sức chịu tải, cải tiến biện pháp thi công cũng như chính xác hoá các phương pháp tính toán.

Bán thân cọc có thể làm bằng nhiều loại vật liệu khác nhau và cấu tạo theo nhiều kiểu khác nhau, ở đây chúng ta sẽ nghiên cứu các loại thường dùng nhất trong các ngành xây dựng hiện nay.

3.1. CẤU TẠO CÁC LOẠI CỌC

Để phân loại cọc người ta thường căn cứ vào vật liệu làm cọc, dùng loại vật liệu nào là tùy theo tính chất của công trình, điều kiện địa chất thủy văn cũng như tình hình vật liệu địa phương v.v... Hiện nay trong xây dựng người ta hay dùng các loại cọc gỗ, cọc thép, cọc bê tông và cọc bê tông cốt thép.

Mỗi loại cọc lại có thể phân loại tùy theo hình dáng của nó, thí dụ tùy theo tiết diện ngang cọc chia ra cọc vuông, cọc chữ nhật, cọc tròn, cọc đa giác, cọc rỗng, cọc ống. Về tiết diện dọc trục cọc cũng có thể phân loại ra: cọc hình trụ (tiết diện ở đầu bằng ở chân) cọc hình nón (chân nhỏ, đầu to) và cọc cổ bầu. Dưới đây sẽ giới thiệu cấu tạo của các loại cọc thường dùng nhất trong các công trình cầu cống.

3.1.1. Cọc gỗ

Móng cọc các cầu nhỏ, cầu trung và các kết cấu tạm thời thường dùng gỗ. Gỗ có ưu điểm nói chung là rẻ, chịu lực tương đối tốt, và tốn ít công chế tạo. Ở nước ta có tương đối nhiều loại gỗ cứng chắc có thể làm được cọc. Tuy nhiên gỗ có nhược điểm là dễ bị phá hoại bởi nấm và các loại sâu mọt mà đối với các nước nhiệt đới như Việt Nam chính là nơi có các điều kiện thuận lợi nhất cho sự phát triển.

Muốn đảm bảo cho cọc gỗ chịu lực được bền lâu người ta thường thiết kế sao cho toàn bộ cây cọc chìm dưới mực nước thấp nhất, vì những bộ phận gỗ nhô lên khỏi mực

nước, do nước lên xuống, độ ẩm luôn thay đổi, gỗ rất chống mục nát. Có tài liệu đã nói rằng nếu để cho gỗ được ngâm hoàn toàn dưới nước thì chất lượng của nó có thể đảm bảo đến hàng trăm năm.

Ngoài ra đối với các vùng nước biển mặn ở nước ta gỗ còn bị phá hoại rất nhanh bởi các loại côn trùng dưới nước, trong đó chủ yếu là các loại hà, chúng bám vào mặt gỗ và chui vào trong thân gỗ để sống làm gỗ bị mục ruỗng rất nhanh (trong vòng một năm).

Để kéo dài thời gian sử dụng cho cọc gỗ, hiện nay người ta thường dùng các biện pháp phòng mục quét lên thân cọc hoặc cho ngâm sâu vào gỗ các chất hoá học có tác dụng chống các loại côn trùng trên.

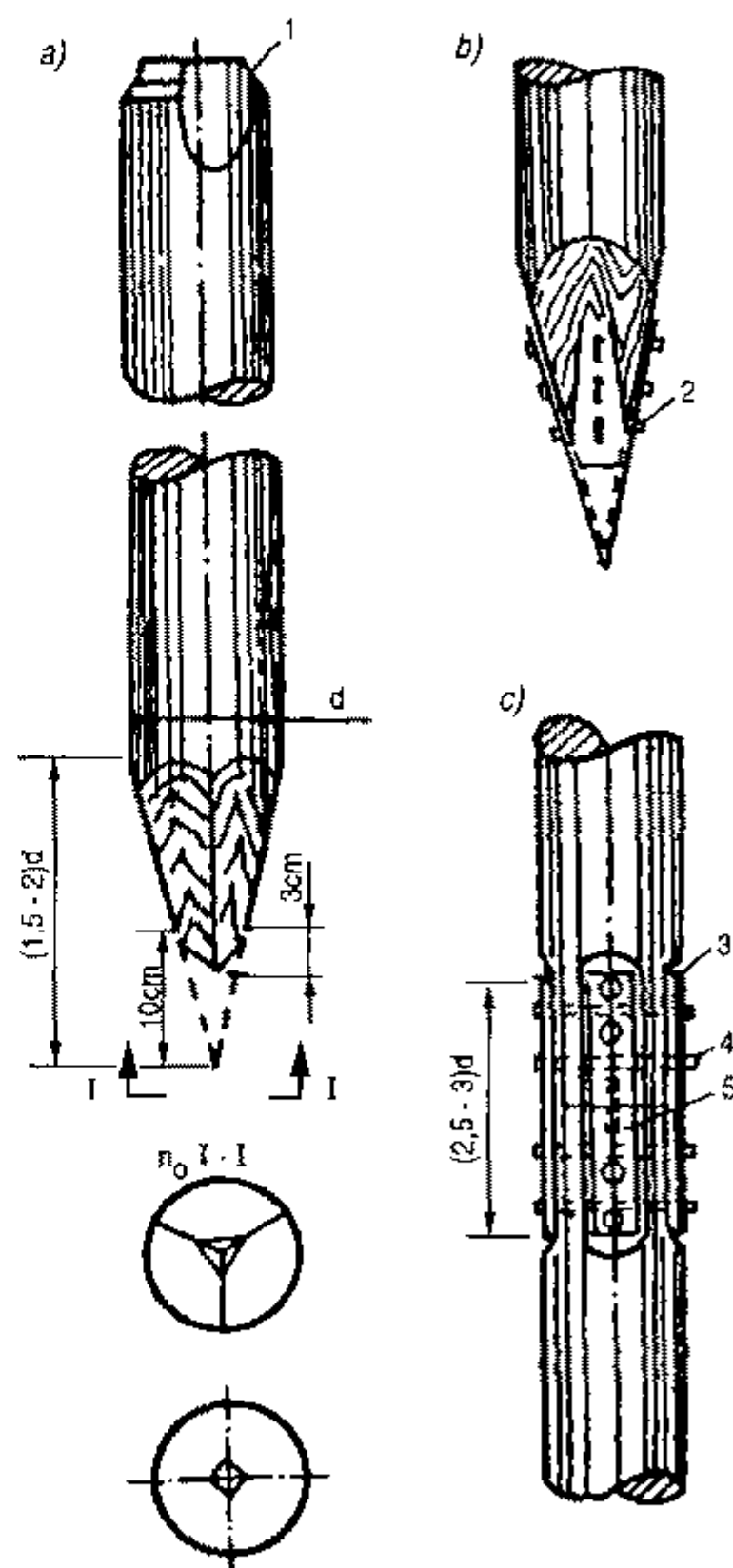
a) Yêu cầu về chất lượng gỗ làm cọc

Nói chung phải dùng các loại gỗ chắc, cứng và thẳng, đường kính cây gỗ thường từ 22 - 34cm và dài từ 4 - 16m. Độ cong cho phép của cọc theo chiều dọc là 1% độ dài, không được dùng loại gỗ cong 2 chiều. Độ thon vát của cọc không nên quá 1 cm trên 1m (đường kính tiết diện ngang trong một mét dài không chênh nhau quá 1cm). Về các loại gỗ dùng làm cọc cho các công trình quan trọng cần lựa chọn cẩn thận, tìm hiểu kỹ các tính năng của gỗ và có biện pháp phòng mục chu đáo.

b) Cấu tạo cọc gỗ

Muốn cho cọc khi đóng xuống đúng vị trí và không bị đập nứt, khi gia công cọc cần làm chính xác, đúng kích thước. Chân cọc phải vót nhọn mũi đảm bảo đúng tim (hình 3.2a) khi đóng cọc gỗ vào các lớp đất cứng lẫn cuội sỏi, nên bịt chân cọc bằng sắt như hình 3.2b. Để đảm bảo khi cưa chân cọc mũi nhọn đúng tim nên dùng một hộp mẫu như hình 3.2d.

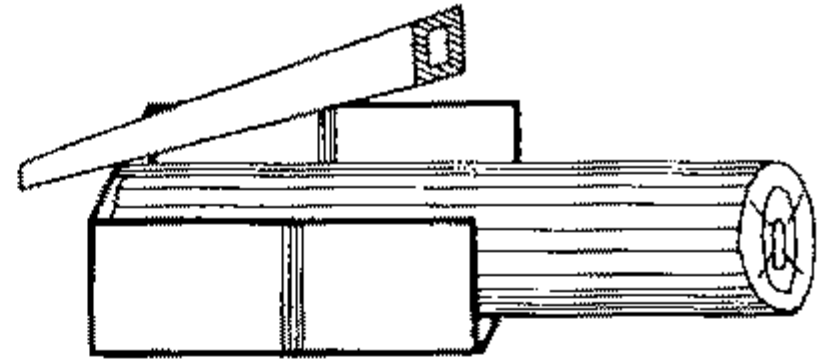
Đầu cọc gỗ phải cưa phẳng và thẳng góc với trục dọc. Đầu cọc chịu tác dụng



Hình 3.2.

a) Cấu tạo cọc gỗ; b) Mũi cọc gỗ;
c) Nối cọc gỗ.

va đập nhiều lần của búa nên dễ bị nứt và ảnh hưởng đến toàn bộ cây cọc, để bảo vệ đầu cọc thường dùng đai sắt bó chặt như hình 3.2a. Đai sắt dùng thép bản dày 8mm, cao khoảng 50 - 70mm.



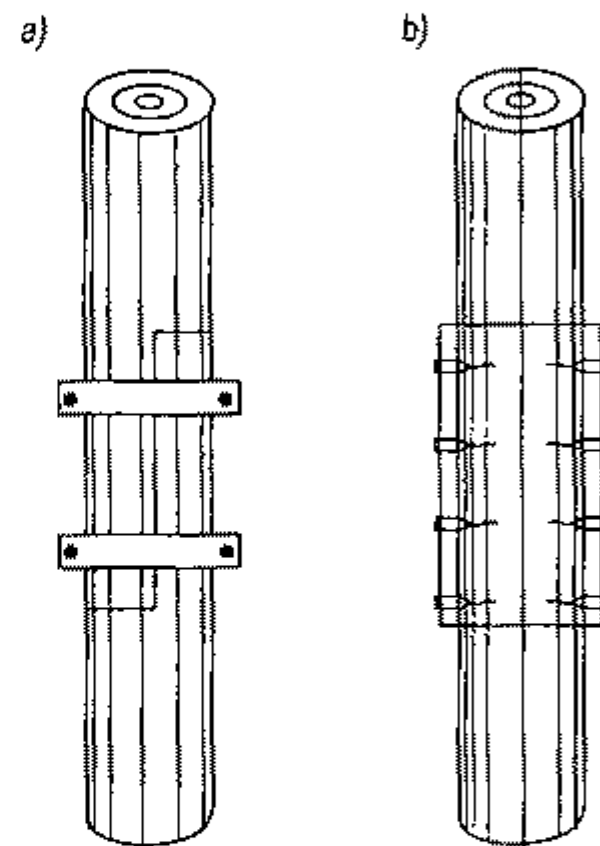
Hình 3.2d. Hộp mẫu của đầu cọc

Nối cọc gỗ: Trong thực tế đôi khi cần những cọc rất dài mà gỗ không có đủ kích thước, lúc đó có thể dùng cách nối cọc. Vì cường độ chỗ nối so với các tiết diện khác của cọc là rất kém, cho nên chỉ khi nào không tìm ra gỗ dài mới xét tới việc dùng cọc nối. Nói chung có ba cách nối cọc sau đây:

b.1) Nối tấp: Một đầu cây gỗ cưa thành gỗ nửa tròn, rồi tấp lại với đầu gỗ nửa tròn của một đoạn khác sau đó dùng bu lông hoặc đai sắt tròn bắt chặt lại như hình 3.3a.

b.2) Nối đối đầu có bản ốp: Cưa thật bằng đầu nối của hai loại cọc chập lại và dùng 4 hoặc 6 bản thép bố trí đối xứng đôi một quanh tiết diện rồi dùng bu lông bắt chặt như hình 3.2c. Thường người ta còn bố trí thêm một lõi sắt ở giữa tiết diện nối có tác dụng giữ cho hai đầu nối không trượt lên nhau khi đóng bằng các loại búa nặng và các bản ốp tương đối yếu.

b.3) Nối đối đầu bằng ống thép: Dùng một ống thép ngắn bao chặt lấy hai đầu định nối của cọc, để giữ cho đầu nối không bị tuột khỏi ống thép người ta đóng thêm các đinh như hình 3.3b.



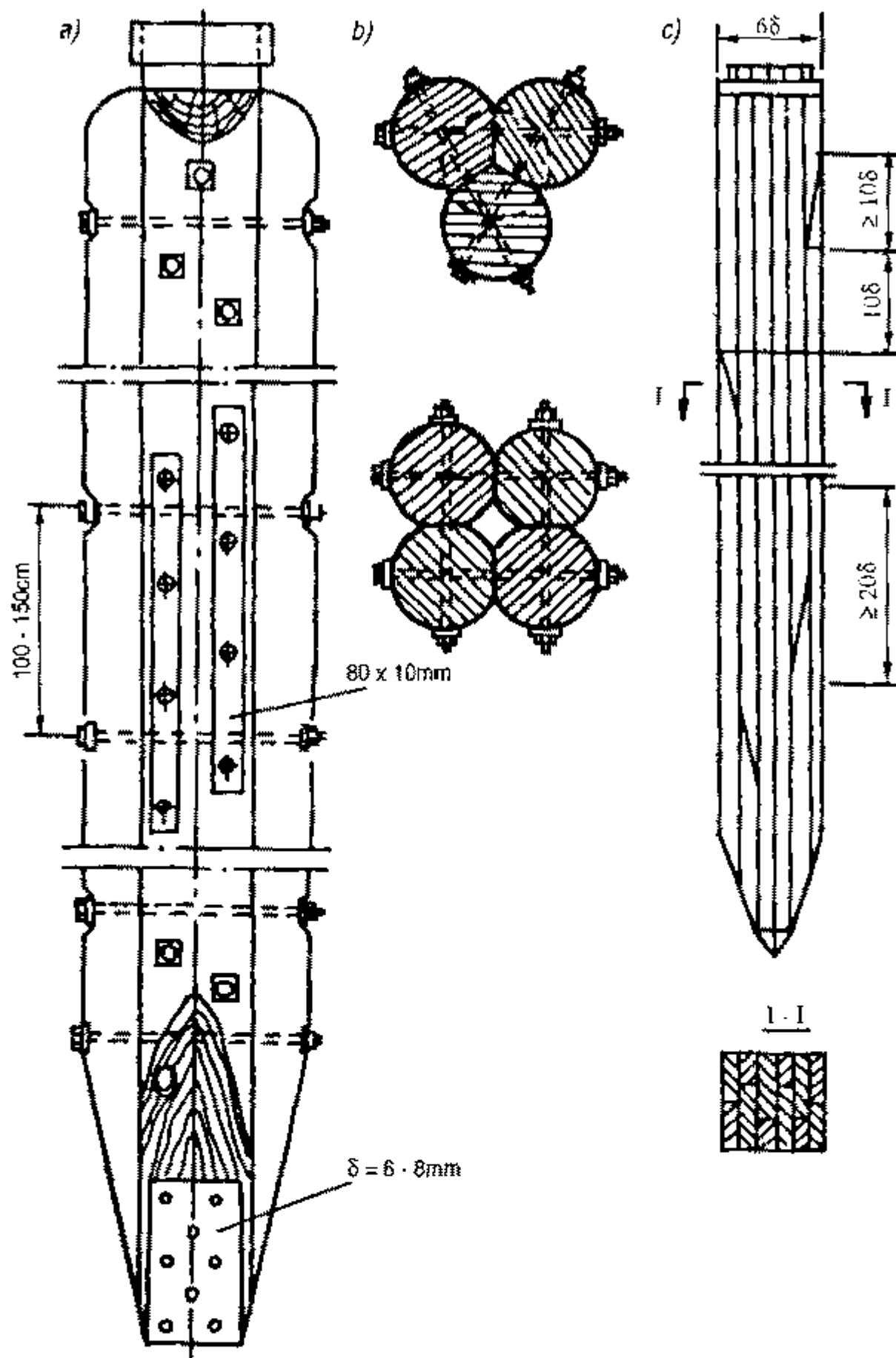
Hình 3.3.

a) Nối tấp; b) Nối đối đầu
1- Cọc; 2- Đai sắt; 3- Ống thép; 4- Đinh thuyền

Trong các cách nối trình bày ở trên loại thứ ba chắc chắn nhất nhưng tốn thép hơn hai loại kia, thường hay dùng loại thứ hai.

Chỗ nối trong cọc là chỗ yếu nhất vì vậy quy phạm thi công thường chỉ cho phép nối hai đoạn với nhau, trong một cọc không nên có hai chỗ nối. Chỗ nối cọc gỗ phải được bố trí sao cho nằm sâu dưới mặt đất ít nhất 1m, các cọc đứng bên cạnh nhau mỗi nối phải bố trí so le cách nhau ít nhất là 1,5m.

Cọc tổ hợp: để tăng đường kính của cọc hoặc để lợi dụng gỗ ngắn và nhỏ có thể dùng bu lông ghép 3 hay 4 cây gỗ thành cọc tổ hợp như hình 3.4.



Hình 3.4. Cọc tổ hợp

Đường kính của gỗ phần nhiều dùng từ 16 đến 26cm, chiều dài khoảng 4 - 8m. Dọc theo cọc cứ cách nhau 0,5m lại dùng bulông đường kính từ 16 đến 25mm xuyên tâm các cây cọc và bắt chặt lại. Các chỗ nối trong một cây cọc tổ hợp phải bố trí so le nhau ít nhất là 1,5m.

Nói chung cọc tổ hợp ba thanh rẻ hơn cọc tổ hợp 4 thanh.

Cọc tăng cường: Khi xây dựng cầu tạm thời, cần xây dựng thật gấp, để tăng tiến độ thi công móng cọc, hoặc khi làm móng cọc ở chỗ đất yếu có thể dùng cọc gỗ tăng cường để giảm bớt độ sâu đóng cọc.

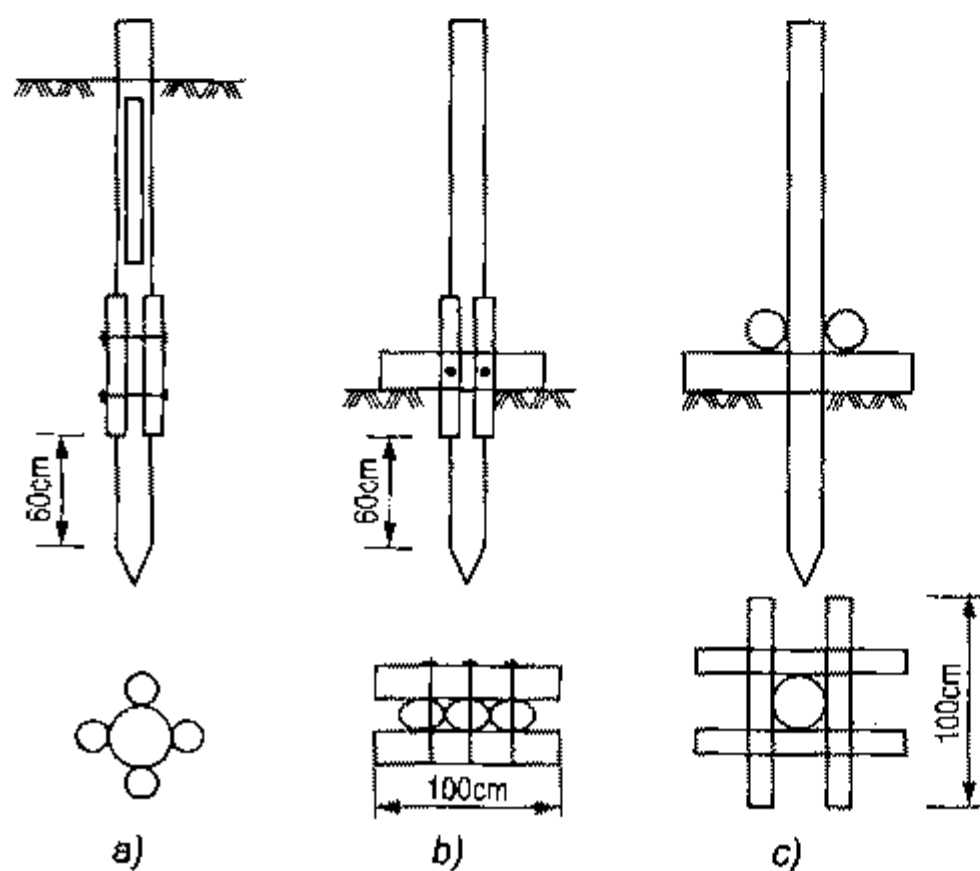
Cọc tăng cường là cọc dùng thêm các đoạn gỗ ngắn ốp vào thân cọc theo dọc trục hay thẳng góc với trục cọc. Tác dụng của các đoạn gỗ ốp thêm là để tăng sức đề kháng dọc trục của cọc, mở rộng diện tích chân cọc tựa lên đất.

Bảng 3.1. Trị số diện tích và chu vi của cọc đơn tương đương với các loại cọc tổ hợp

Đường kính của cọc đơn (cm)	Cọc tổ hợp 3 cây		Cọc tổ hợp 4 cây	
	Diện tích	Chu vi	Diện tích	Chu vi
20	3 ϕ 15	3 ϕ 10	4 ϕ 12	4 ϕ 9
22	3 ϕ 15	3 ϕ 11	4 ϕ 13	4 ϕ 10
24	3 ϕ 16	3 ϕ 12	4 ϕ 15	4 ϕ 11
26	3 ϕ 17	3 ϕ 13	4 ϕ 16	4 ϕ 12
28	3 ϕ 19	3 ϕ 14	4 ϕ 17	4 ϕ 14
30	3 ϕ 20	3 ϕ 15	4 ϕ 18	4 ϕ 14
32	3 ϕ 21	3 ϕ 16	4 ϕ 19	4 ϕ 15
34	3 ϕ 23	3 ϕ 17	4 ϕ 21	4 ϕ 16
36	3 ϕ 24	3 ϕ 18	4 ϕ 22	4 ϕ 17
38	3 ϕ 25	3 ϕ 19	4 ϕ 23	4 ϕ 18
40	3 ϕ 27	3 ϕ 20	4 ϕ 24	4 ϕ 19
45	3 ϕ 30	3 ϕ 23	4 ϕ 27	4 ϕ 21
50	3 ϕ 33	3 ϕ 25	4 ϕ 39	4 ϕ 23

Chú thích: Đường kính cây gỗ trong cọc tổ hợp lấy lớn hơn ϕ trong bảng 1 cm.

Trên hình 3.5a là cọc tăng cường thích hợp cho loại đất không xấu lắm. Hình 3.5b và 3.5c là loại cọc dùng trong các trường hợp đất yếu.



Hình 3.5. Cọc gỗ tăng cường

3.1.2. Cọc bê tông cốt thép

Trong ngành xây dựng hiện nay cọc bê tông cốt thép được sử dụng rộng rãi nhất.

Sở dĩ như vậy vì cọc bê tông cốt thép có rất nhiều ưu điểm so với các loại cọc khác. Cọc bê tông cốt thép có thể chịu được các tải trọng rất lớn, tùy vào hình dạng cấu tạo và kích thước, cho đến nay có những loại cọc bê tông cốt thép có thể chịu được tải trọng đến hàng ngàn tấn.

Cọc bê tông cốt thép tương đối rẻ về mặt sử dụng vật liệu, các loại vật liệu chế tạo bê tông như cát, sỏi, đá dăm là những loại thường sẵn có ở nhiều địa phương của nước ta. Số lượng thép sử dụng tương đối ít.

Cọc bê tông ít bị tác dụng phá hoại của môi trường chung quanh hơn các loại cọc khác. Riêng đối với những vùng nước mặn, vật liệu bê tông cốt thép có thể bị tác dụng phá hoại tương đối nhanh nếu chất lượng bê tông thi công không được tốt, trong đó chủ yếu là ảnh hưởng do độ xốp rỗng của bê tông, cũng như các vết nứt có chiều rộng lớn làm cho nước mặn hoặc hơi nước mang theo muối ngấm qua bê tông vào cốt thép, cốt thép bị gỉ đường kính cốt thép tăng lên làm bê tông bị nứt đưa đến phá hoại.

Để khắc phục hiện tượng trên hiện nay có một số biện pháp được dùng trong thực tế như quét các chất chống ngấm nước lên bộ phận bê tông nằm trong nước mặn (có nơi dùng nhựa đường) hoặc tăng chất lượng bê tông bằng cách thi công kỹ, tăng độ chặt và thêm các chất chống xâm thực của muối vào bê tông. Cuối cùng người ta còn dùng các biện pháp dự ứng lực để tăng độ chặt và hạn chế vết nứt cho các công trình bê tông cốt thép dùng trong vùng nước mặn.

Nói chung các loại bê tông cốt thép thường được đúc sẵn trước khi đóng, khi thi công phải vận chuyển từ nơi đúc đến vị trí móng. Trong quá trình vận chuyển, cọc bê tông hay bị nứt do bê tông là loại vật liệu kéo kém. Cốt thép bố trí trong cọc chủ yếu là để tác dụng của trọng lượng bản thân trong khi vận chuyển, chỉ có ít trường hợp khi mà công trình chịu lực ngang quá lớn khi đó cốt thép mới chịu nội lực do công trình tác dụng lớn hơn.

Đối với những cọc bê tông cốt thép có kích thước lớn cả về chiều dài và tiết diện ngang thường thì dù đã bố trí nhiều cốt thép cũng khó đảm bảo không bị nứt trong quá trình vận chuyển. Trong trường hợp như vậy người ta thường dùng biện pháp bê tông dự ứng lực để tăng cường tính chất chống nứt cho cọc.

Cọc bê tông cốt thép thường làm theo hình trụ, có tiết diện ngang hình vuông, hình chữ nhật, đôi khi dùng hình tròn, hình đa giác hoặc tam giác.

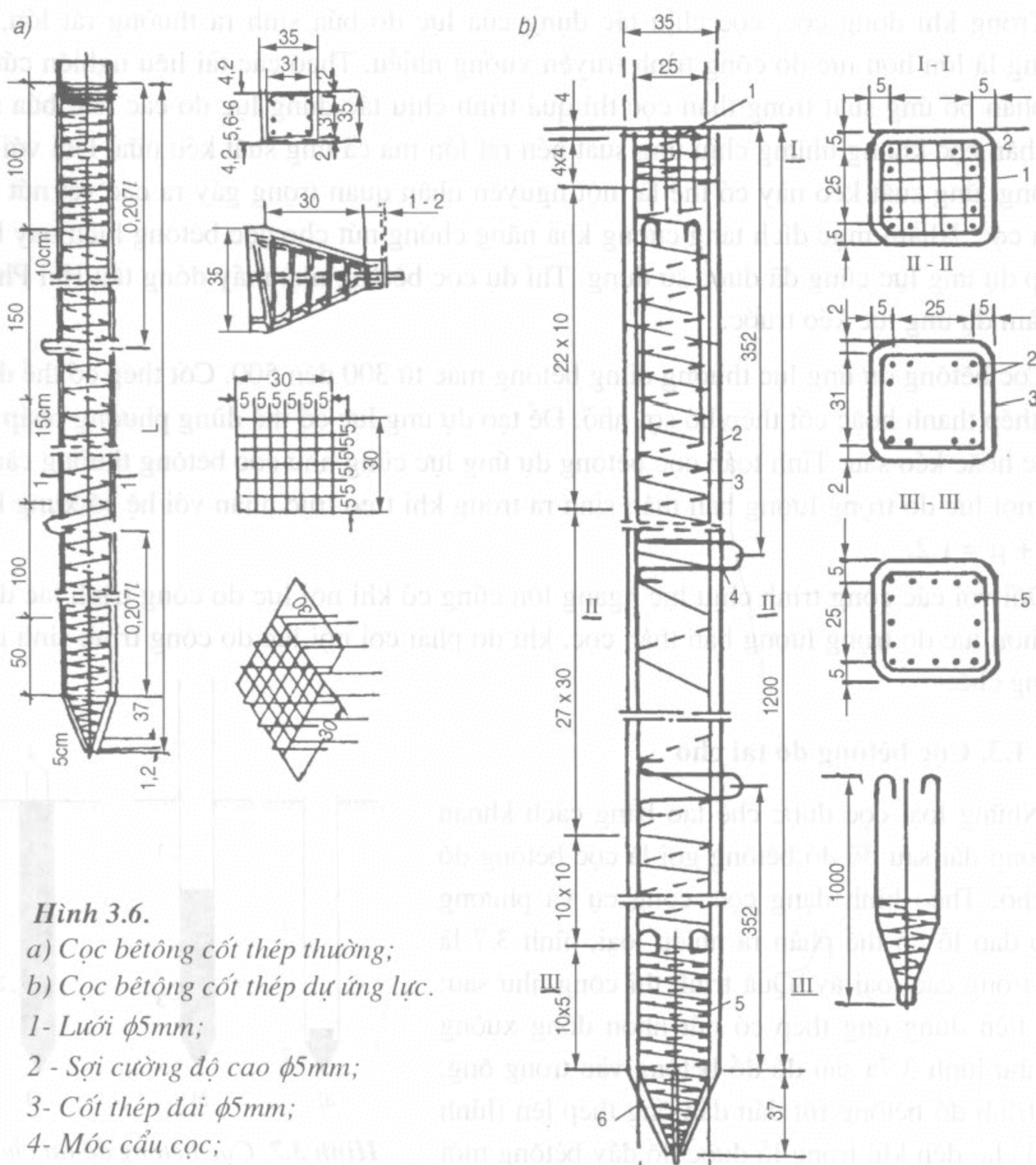
Cọc bê tông cốt thép thường có kích thước tiết diện hình vuông từ $20 \times 20\text{cm}$ đến $45 \times 45\text{cm}$ (cọc yêu cầu tiết diện to hơn thường làm hình ống). Bê tông dùng làm cọc thường có mác từ 250 đến 400.

Cốt thép trong cọc bê tông cốt thép gồm có cốt thép dọc và cốt thép đai (cốt thép đai xoắn ốc hay đai rời).

Mỗi cọc dùng ít nhất tám thanh cốt thép dọc, phân bố đều theo tiết diện, đường kính cốt thép dọc nên dùng từ 13 đến 25mm, lượng cốt thép từ 1% đến 4%.

Cốt thép đai dùng loại đường kính từ 6 đến 10mm, ở giữa thân cọc khoảng cách bước cốt thép đai là 20cm, ở đầu và chân cọc khoảng cách cốt thép đai dày hơn (từ 5 đến 10cm).

Đầu và chân cọc là những bộ phận chịu ứng suất tập trung lớn nhất trong khi đóng cọc, do đó không những cốt thép đai được bố trí dày hơn mà ở đầu cọc còn bố trí thêm các lưới thép mắt ô vuông có cạnh từ 5 đến 7cm. Các cốt thép dọc được bó chụm lại ở chân cọc, dùng một vòng đai sắt bọc chung quanh và hàn chặt (xem hình 3.6).



Hình 3.6.

a) Cọc bê tông cốt thép thường;
 b) Cọc bê tông cốt thép dự ứng lực.

- 1- Lưới $\phi 5\text{mm}$;
- 2- Sợi cường độ cao $\phi 5\text{mm}$;
- 3- Cốt thép đai $\phi 5\text{mm}$;
- 4- Móc cầu cọc;
- 5- Cốt thép mũi cọc $\phi 16\text{mm}$;
- 6- Thanh sắt mũi cọc 24mm.

Các cốt thép sử dụng trong cọc hiện nay hay dùng các loại thép CT3 và CT5 và loại tương đương của các nước khác.

Để đảm bảo cho cọc không chịu ứng suất quá lớn sinh ra trong khi vận chuyển cọc bê tông, người ta phải bố trí sẵn các móc treo đúng vị trí đã dự định trước trong khi thiết kế, thường thì khi treo cọc ở hai điểm, móc treo được bố trí cách hai đầu cọc $0,207l$; khi treo cọc ở một điểm thường bố trí móc treo cách đầu cọc $0,294l$ (l là chiều dài đoạn cọc được treo).

Đối với những cọc bê tông tiết diện lớn và dài khi vận chuyển và treo rất khó đảm bảo không bị nứt.

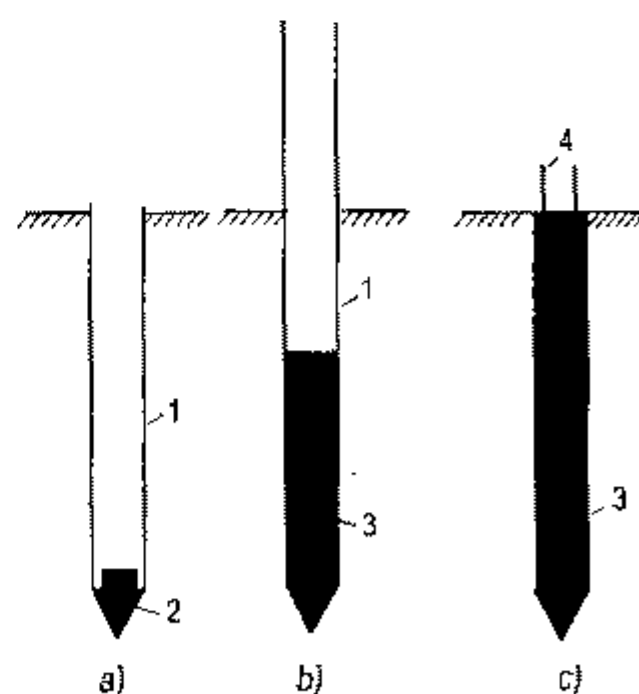
Trong khi đóng cọc, cọc chịu tác dụng của lực do búa sinh ra thường rất lớn, nói chung là lớn hơn lực do công trình truyền xuống nhiều. Theo các tài liệu nghiên cứu về sự phân bố ứng suất trong thân cọc thì quá trình chịu tác dụng lực do các loại búa sinh ra, thân cọc không những chịu ứng suất nén rất lớn mà cả ứng suất kéo nữa. Đối với cọc bê tông, ứng suất kéo này có thể là một nguyên nhân quan trọng gây ra các vết nứt trên thân cọc. Nhằm mục đích tăng cường khả năng chống nứt cho cọc bê tông hiện nay biện pháp dự ứng lực cũng đã được sử dụng. Thí dụ cọc bê tông nhà máy đóng tàu Hải Phòng đã làm dự ứng lực kéo trước.

Cọc bê tông dự ứng lực thường dùng bê tông mác từ 300 đến 500. Cốt thép có thể dùng cốt thép thanh hoặc cốt thép bó sợi nhỏ. Để tạo dự ứng lực có thể dùng phương pháp kéo trước hoặc kéo sau. Tính toán cọc bê tông dự ứng lực cũng như cọc bê tông thường căn cứ vào nội lực do trọng lượng bản thân sinh ra trong khi treo trực nhân với hệ số xung kích là $1 + \mu = 1,2$.

Đối với các công trình chịu lực ngang lớn cũng có khi nội lực do công trình tác dụng lớn hơn lực do trọng lượng bản thân cọc, khi đó phải coi nội lực do công trình sinh ra là khống chế.

3.1.3. Cọc bê tông đổ tại chỗ

Những loại cọc được chế tạo bằng cách khoan lỗ trong đất sau đó đổ bê tông gọi là cọc bê tông đổ tại chỗ. Theo hình dạng cọc, công cụ và phương pháp đào lỗ có thể phân ra nhiều loại, hình 3.7 là một trong các loại ấy. Quá trình thi công như sau: Đầu tiên dùng ống thép có nút nhọn đóng xuống đất như hình 3.7a sau đó đổ bê tông vào trong ống, quá trình đổ bê tông rút dần dần ống thép lên (hình 3.7b) cho đến khi trong lỗ được đổ đầy bê tông mới thôi, như vậy là đúc thành cọc bê tông tại chỗ kiểu không có vỏ cọc, trong quá trình rút ống thép lên



Hình 3.7. Cọc bê tông đổ tại chỗ

1- Ống thép; 2- Mũi cọc;
3- Bê tông thân cọc; 4- Cốt thép.

rất dễ kéo đứt bê tông, để tránh cọc bị hỏng vì hiện tượng này, có thể để ống thép lại trong đất làm thành loại cọc bê tông tại chỗ có ống vách, song như vậy kinh phí tăng lên nhiều.

Để đào lỗ cọc hiện nay có một số dụng cụ hay dùng như:

- Lưỡi khoan xoắn dùng cho các loại đất mềm dính.
- Gầu ngoạm hai cánh hoặc bốn cánh cho các loại đất rời rạc lẫn cuội sỏi.
- Khoan bánh răng khi gặp các tầng đá.
- Khoan đập khi gặp các tầng đá rất cứng.

Cọc bê tông đổ tại chỗ hiện nay một số nơi còn gọi là cọc khoan nhồi hay được dùng làm móng nhà cửa, công trình ở thành thị vì khi hạ cọc không dùng lực đóng hoặc chấn động. Tuy nhiên cần lưu ý: tùy loại đất nơi thi công và tình hình nước ngầm mà khi khoan lỗ có thể dùng ống vách hay không? Ống vách hạ đến độ sâu nào? Có thể dùng vữa sét thay ống vách hay không? Ống vách để lại hay có rút lên? Trình tự thi công từng cọc của móng?

Các vấn đề trên có liên quan đến sự biến dạng ngang thành lỗ khoan gây lún đất chung quanh, do đó các công trình xây dựng lân cận cũng bị lún vì nứt nẻ nguy hiểm cho người sử dụng.

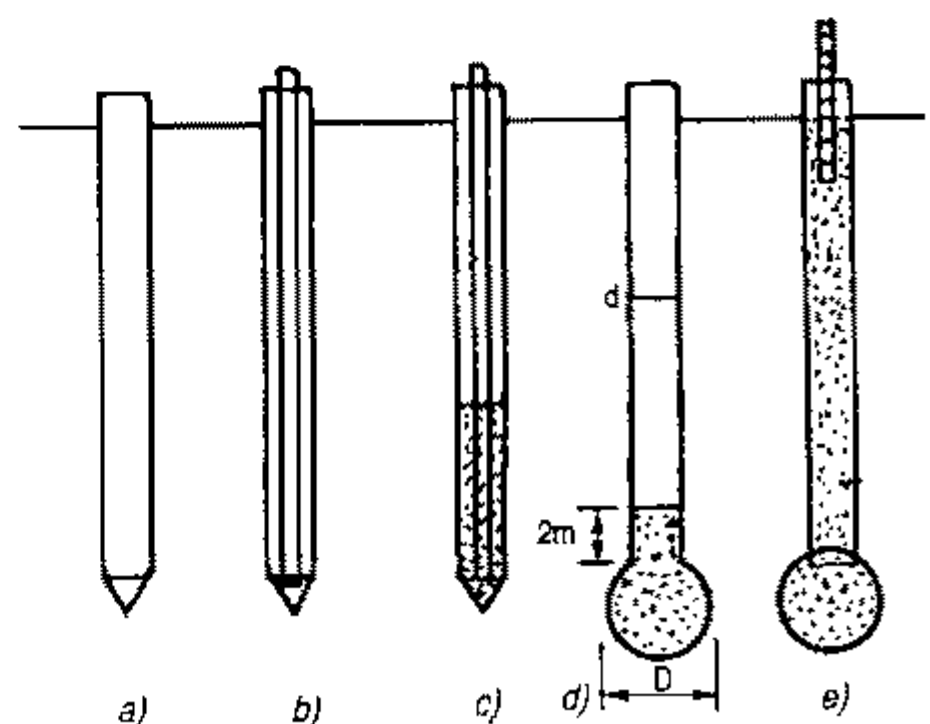
Hiện nay một số công trình ở nước ta có dùng móng cọc khoan đổ bê tông tại chỗ đã gây sự cố cho các công trình chung quanh.

Cần lưu ý trình tự thi công cọc, từng hàng cọc, hạn chế biến dạng ngang tích lũy do nhiều cọc gây ra với các công trình chung quanh. Hạn chế nước ngầm chảy vào trong cọc mang theo các hạt đất, nên chú ý dùng vữa sét thích hợp để giữ vách hố cọc, hạn chế lún sụt và thi công khoan đất được dễ dàng.

Đổ bê tông thân cọc bằng bê tông dưới nước cần lưu ý bê tông phải nhuyễn, cốt liệu nhỏ, độ sụt không quá lớn ($S = 16$ đến 20cm) để tránh hiện tượng vữa xi măng bị áp lực lớn đẩy trôi lên phía trên đỉnh cọc, bê tông sẽ bị xốp rỗng, cường độ kém chịu ảnh hưởng chất lượng chung của công trình.

3.1.4. Cọc nổ mìn

Để tăng diện tích mặt chống đỡ ở đầu cọc, có thể dùng thuốc nổ mở rộng đầu cọc như hình 3.8. Phương pháp làm như sau: đầu tiên đóng ống thép xuống đất chân cọc bịt kín hoặc để hở thì phải lấy đất trong ống ra, cho một lượng thuốc nổ nhỏ vào đáy ống sau đó



Hình 3.8. Cọc nổ mìn

đổ bê tông như hình 3.8a, b, c rút ống lên một đoạn sau đó cho thuốc nổ, đáy lỗ sẽ bị phá thành một bầu hình quả lê, bê tông tự động sụt xuống lấp đầy bầu và làm thành một chân cọc đường kính lớn (hình 3.8d), tiếp tục vừa rút ống vừa đổ bê tông cho đến khi đáy lỗ mới thôi.

Nếu làm cọc có cốt thép thì có thể dùng phương pháp ép hơi nghĩa là dọi cho ống thép đóng xuống đất và cốt thép đặt xong xuôi, có thể đặt một thiết bị ép hơi đặc biệt ở trên mặt lỗ, khiến cho suốt trong quá trình đổ bê tông lúc nào trong ống cũng giữ một áp lực cao nhất định. Áp lực cao không những có tác dụng ép nước mạch ra khỏi lỗ ép bê tông vào trong đất đồng thời nó lại giúp cho việc đẩy ống thép lên.

3.1.5. Cọc thép

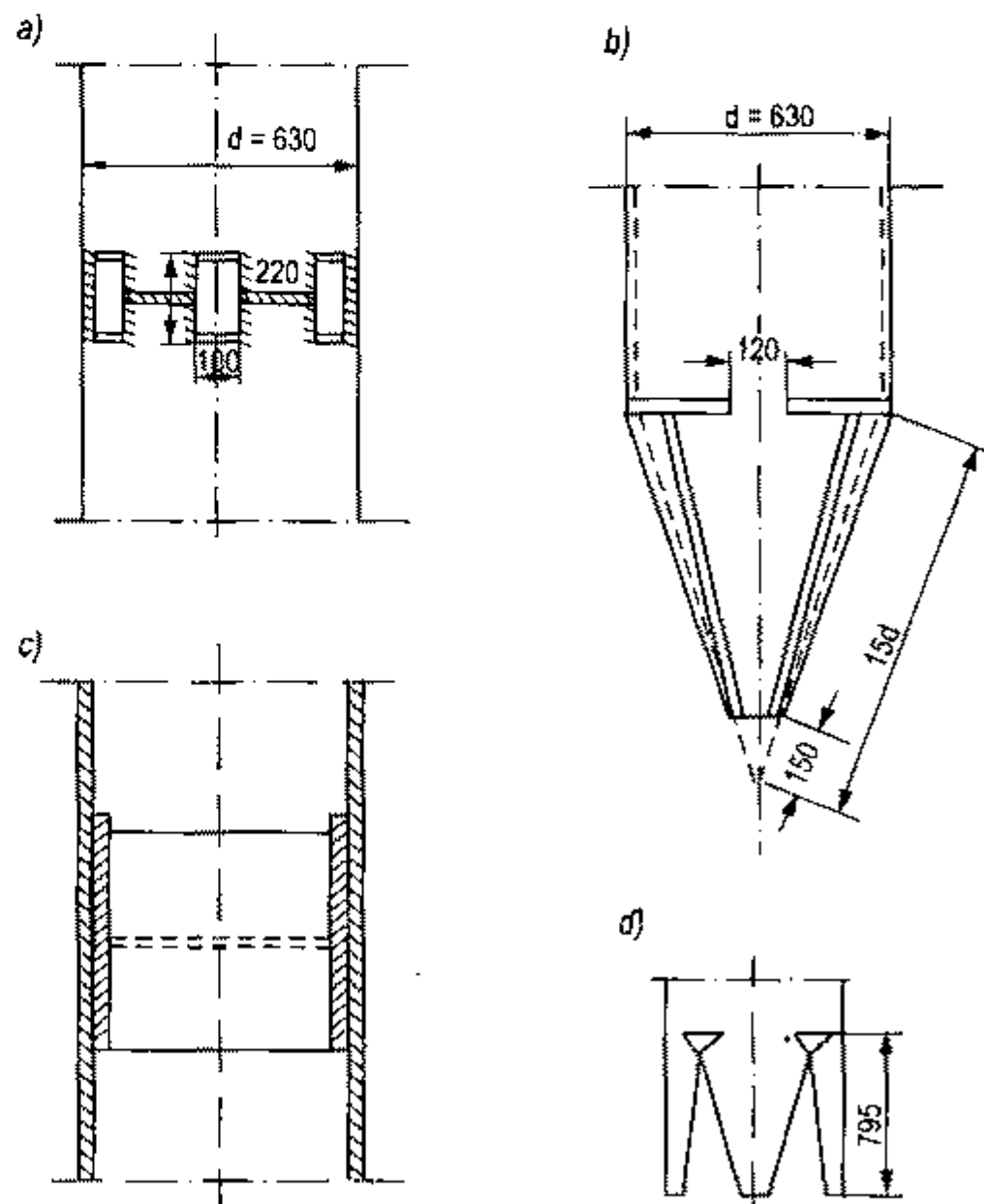
Cọc thép dùng trong các công trình vĩnh cửu và chịu tải trọng ngang lớn. Cọc thép có ưu điểm chủ yếu là chịu được tải trọng lớn do cường độ tính toán của vật liệu cao, vì vậy thường hay dùng khi cọc chịu mômen nội lực lớn. Tuy nhiên thép là một vật liệu đắt cho nên ít được dùng rộng rãi.

a) Cọc ống thép

Cọc ống thép là một ống thép có chiều dày từ 8 đến 16mm, đường kính thường từ 200 đến 1000mm. Với những cọc đường kính nhỏ hơn 450mm thường làm mũi cọc bằng cách cắt chân cọc như hình 3.9d, sau đó gò lại thành hình nón và hàn (hình 3.9b). Nối dài cọc ống thép có thể dùng các bản hàn phía ngoài (hình 3.9a) hoặc thêm một đoạn ống phía trong (hình 3.9c).

Cọc đường kính lớn thường để chân cọc hở cho cọc lún đến đâu đào đất ở trong ra đến đó.

Để tăng cường độ cho cọc thường hay đổ bê tông vào trong ống. Cọc ống thép đặc biệt thích hợp cho móng cọc bệ cao mà cọc đóng rất sâu vào trong lòng đất.



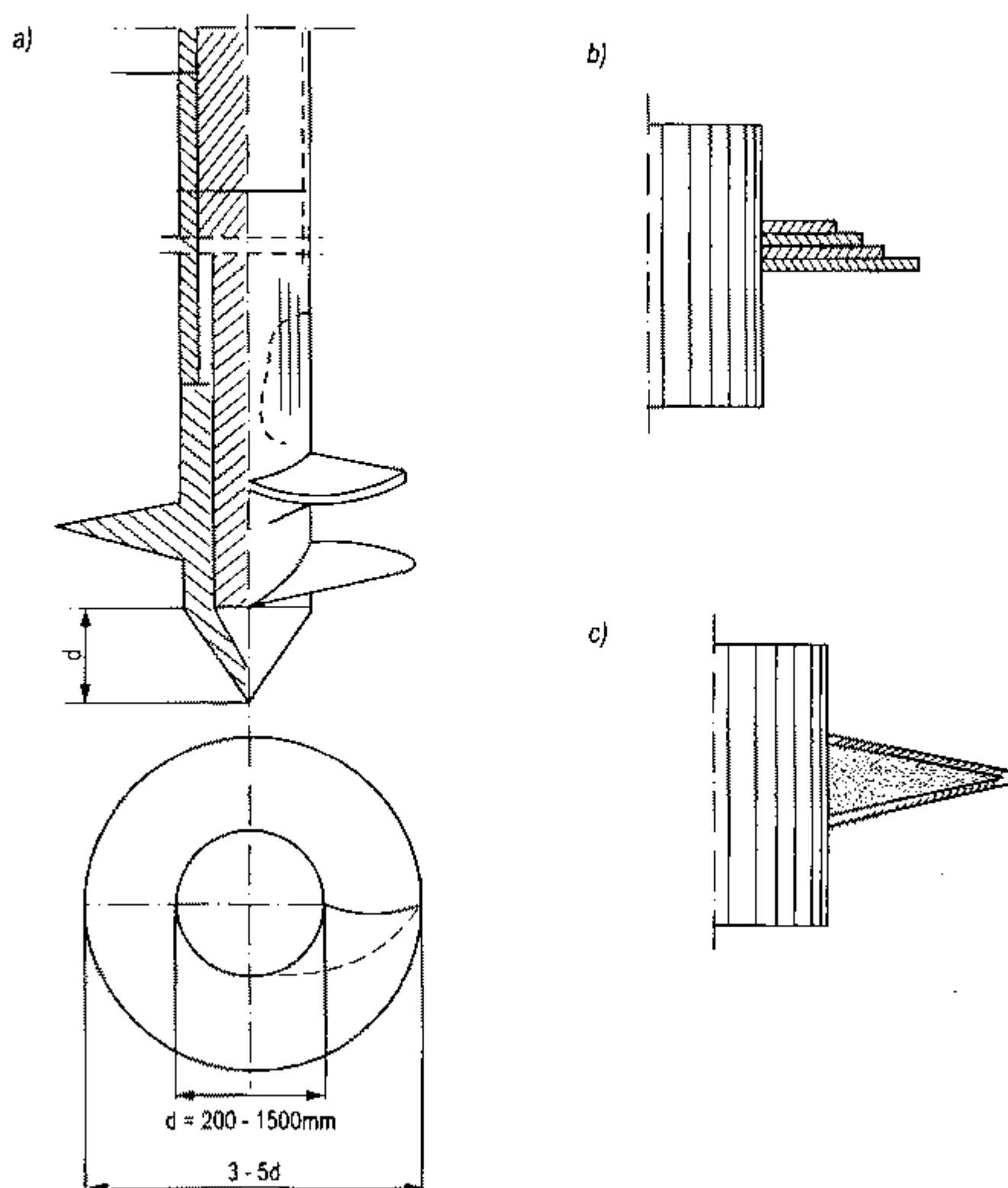
Hình 3.9

b) Cọc thép hình chữ H

Tốt nhất là dùng thép hình chữ H có cánh rộng, do đó mômen quán tính theo hai phương thẳng góc không chênh nhau bao nhiêu vì vậy hiệu suất lợi dụng của vật liệu của nó tuy không được bằng ống thép, song so với thép hình có tiết diện tiêu chuẩn thì tốt hơn.

3.1.6. Cọc xoắn ốc

Cọc xoắn ốc là cọc có thân bằng ống thép hoặc ống bê tông cốt thép, đầu dưới có lưỡi thép làm thành hình xoắn ốc. Thân cọc có đường kính từ 30 đến 120cm. Đường kính lưỡi khoan xoắn ốc có thể to đến 3m nhưng nói chung không lớn quá 4 lần đường kính thân cọc.



Hình 3.10. Cọc xoắn ốc

*a) Mặt cắt cọc; b) Lưỡi khoan chân cọc bằng thép hàn;
c) Lưỡi khoan chân cọc bằng bê tông bọc thép.*

Cọc xoắn ốc được xoáy ngập vào trong đất là nhờ ở sức quay của một máy đặc biệt, gồm có tời điện và một hệ thống bánh răng, có thể gọi là máy xoắn cọc. Cấu tạo cọc xoắn xem hình 3.10. Máy xoắn cọc được đặt trên đỉnh cọc, khi động cơ điện hoạt động sinh ra một mômen quay để xoắn cọc vào trong đất.

Do đầu cọc có lá xoắn nên sức chịu tải của cọc được tăng lên rất nhiều đồng thời có thể giảm bớt độ sâu hạ cọc so với các loại cọc thường, như vậy từ quan điểm kinh tế và tiến độ thi công mà xét, cọc xoắn ốc có nhiều ưu điểm đặc biệt, song vì dùng nó tốn kém vật liệu và chi phí thi công cao nên hiện nay không còn được phổ biến nữa.

Ở Trung Quốc trước đây đã dùng cọc xoắn ốc trong móng cọc của cầu thép lớn qua sông Hoàng Hà trên đường sắt Bắc Kinh - Hán Khẩu. Ở Liên Xô và nhiều nước khác loại cọc xoắn này cũng đã được sử dụng trong các công trình cầu.

3.2. CẤU TẠO BỆ CỌC

Bệ cọc có tác dụng liên kết các đầu cọc thành một khối để cùng tham gia chịu tải trọng của công trình bên trên truyền xuống. Tùy theo vị trí của bệ cọc so với mặt đất, bệ cọc được phân loại ra bệ cọc thấp và bệ cọc cao.

Đối với những nơi cạn, mặt đất không bị xói lở bởi các dòng nước trong mùa mưa, bệ cọc thường được chôn sâu trong đất với một độ sâu tùy thuộc vào tính chất chịu lực của đất bao quanh. Loại bệ đó gọi là bệ cọc thấp như hình 3.1a. Bệ cọc thấp có ưu điểm là làm cho cọc bớt chịu tải trọng ngang mà đối với cọc đó là một loại lực nguy hiểm, đồng thời nó còn ổn định và có biến dạng nhỏ hơn so với cọc bệ cao.

Trụ cầu ở những nơi nước sâu như giữa lòng sông hoặc ở những khe cạn là nơi trụ cầu có chiều cao lớn, để tiết kiệm vật liệu xây dựng trụ người ta thường thiết kế móng cọc bệ cao. Ưu điểm chính của nó là tiết kiệm được vật liệu và thi công bệ cọc đơn giản hơn. Đối với dòng sông không thông thuyền hoặc vật trôi lớn trên sông trong mùa nước, đáy bệ cọc cao có thể làm cao hơn mực nước thi công... Đối với những sông có thông thuyền đáy bệ cọc cao phải đặt dưới mực nước thấp nhất từ 0,5 đến 1m. Nói chung, nếu bố trí bệ cọc càng cao thì khối lượng vật liệu sẽ giảm nhỏ nhưng khi đó bệ cọc sẽ có chuyển vị lớn và cọc chịu lực nhiều hơn, vì vậy phải đóng nhiều cọc và tăng thêm cọc xiên (hình 3.1b).

Bệ cọc đối với trụ mố cầu thường có chiều dày từ 1 đến 3m. Mặt trên của bệ được xác định tùy vào mặt bằng của kết cấu bên trên. Đáy của bệ lấy kích thước tùy theo số lượng cọc khi thiết kế. Nói chung có thể căn cứ vào mặt bằng công trình bên trên mà cho mở rộng xuống với một góc 45° .

Bệ cọc trụ mố cầu thường dùng bê tông mác không dưới 150. Nếu đáy bệ có độ mở rộng lớn quá so với mặt trên thì để đảm bảo cho bệ chịu được lực do các hàng cọc ngoài tác dụng lên, phải bố trí thêm cốt thép trong bê tông để chịu mômen uốn ở những tiết

diện nguy hiểm. Để đảm bảo cho bê truyền tải trọng cho cọc được tốt, cọc phải được neo chặt vào trong bê, không kể phần bê tông thi công dưới nước. Thường yêu cầu đối với các loại cọc nhỏ, đầu cọc phải cắm trong bê ít nhất hai lần đường kính hay bề rộng của nó, nếu đường kính cọc lớn hơn 60cm thì độ chôn sâu của đầu cọc trong bê không được nhỏ hơn 1,2m.

Muốn tăng cường sự liên kết giữa cọc và bê thường đối với những cọc bê tông cốt thép tiết diện đặc, người ta cho cốt thép thò ra ăn vào trong bê tông bê từ 20 đến 40 ϕ của cốt thép còn phần bê tông của cọc ngấp vào bê ít nhất 10cm. Đối với những loại cọc rỗng như cọc ống bê tông cốt thép, cọc thép v.v... thường cho vào đầu cọc một khung cốt thép, đầu những cốt thép nằm trong bê từ 1m đến 2,5m.

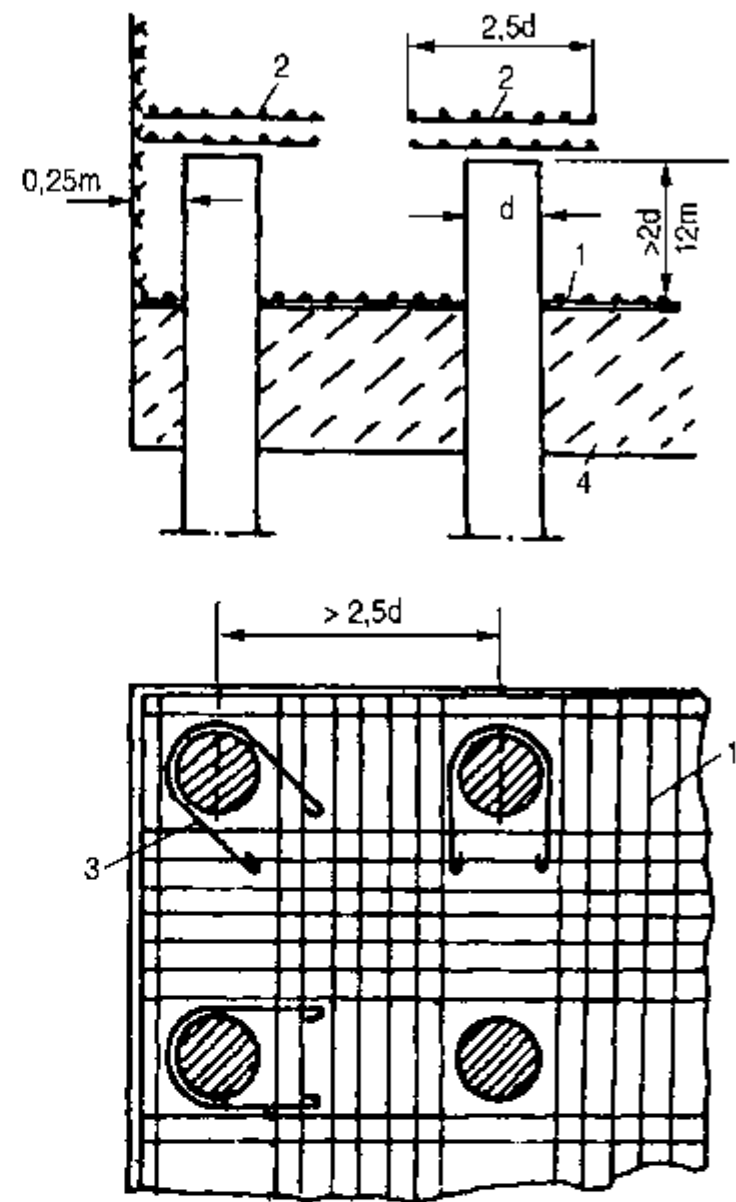
Với bê cọc cao, cọc chịu lực uốn lớn, để tăng cường cho bê cọc người ta thường bố trí thêm một lưới cốt thép ở đáy bê (hình 3.11a).

Số lượng cốt thép dùng tùy thuộc vào tính toán, thường bố trí khoảng 15 - 20cm² diện tích cốt thép trên một mét dài của cạnh bê. Cốt thép hay dùng các loại thanh đường kính không nhỏ hơn 20 đến 25mm. Khoảng cách giữa các thanh từ 10 - 20cm. Lớp bê tông bảo vệ phải dày hơn 5cm.

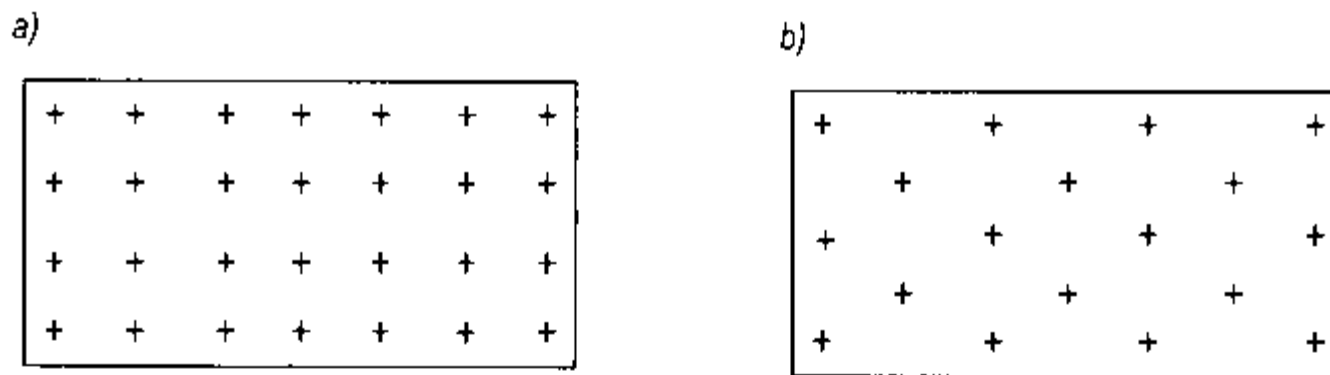
Nếu áp lực do đầu cọc truyền lên bê tông bê (không kể lực dính của mặt bên) vượt quá cường độ tính toán chịu ép của bê tông thì phía trên đầu cọc người ta đặt những lưới cốt thép buộc lại bởi các thanh đường kính không nhỏ hơn 12mm, mắt lưới từ 10 \times 10cm đến 15 \times 15cm. Đầu của những cọc đứng ở cạnh mép bê nên tăng cường bằng những vòng đai neo như hình 3.11.

Về bình diện hình thức của bê cọc, thường tùy theo hình dạng của kết cấu bên trên có mở rộng thêm ra một gờ từ 0,2 - 0,5m. Cọc bố trí trong bê tốt nhất là làm sao cho nội lực trong các cọc xấp xỉ bằng nhau. Nhưng như vậy thường làm cho công việc tính toán phức tạp thêm đồng thời khi thi công cũng khó khăn hơn. Thường cọc được bố trí thành từng dãy theo hình ô chữ nhật hay ô vuông (hình 3.12a) hoặc hình hoa mai (hình 3.12b).

Khoảng cách giữa tim các cọc ở đáy bê phải bố trí sao cho không nhỏ hơn 1,5 đường kính của cọc, khoảng cách từ mép bê đến mép cọc ngoài cùng phải lớn hơn 25cm.



Hình 3.11. Cấu tạo cốt thép bê cọc
1- Cốt thép đáy bê; 2- Lưới thép trên đầu cọc; 3- Cốt thép choàng;
4- Bê tông dưới nước bịt đáy.



Hình 3.12. Sơ đồ bố trí cọc theo bình diện
a) Bố trí kiểu ô chữ nhật; b) Bố trí kiểu hoa mai.

Khoảng cách giữa tim các chân cọc tùy vào loại cọc. Đối với những cọc thông thường khoảng cách này không nhỏ hơn $3d$, nhưng cọc có mở rộng hoặc cọc xoắn, tĩnh không giữa các bầu hay cánh xoắn phải bằng hoặc lớn hơn $1m$. Với các cọc nổ mìn, khoảng cách tim của các chân cọc phải lớn hơn 1,6 lần đường kính của bầu.

Khoảng cách giảm nhỏ giữa tim các đầu cọc so với chân cọc cho phép rút nhỏ kích thước bệ, do đó mà giảm bớt được khối lượng vật liệu, trong trường hợp này phải bố trí cọc nghiêng, thường đóng cọc nghiêng có khó khăn hơn cọc đứng. Hiện nay người ta có thể đóng cọc đến độ nghiêng lớn nhất là $3:1$. Độ sâu đóng cọc tối thiểu không được nhỏ hơn $4m$.

Trên hình 3.13a giới thiệu cấu tạo của một bệ cọc thấp dưới trụ một cầu qua đường. Kết cấu bên trên của trụ gồm có 5 cột tiết diện ngang $40 \times 60cm$. Phía trên các cột được nối liền bằng một xà ngang bê tông cốt thép lắp ghép, các dầm cầu tựa trực tiếp lên xà ngang này. Các cột được đặt trên bệ cọc hình băng có kích thước $2 \times 10,9m$.

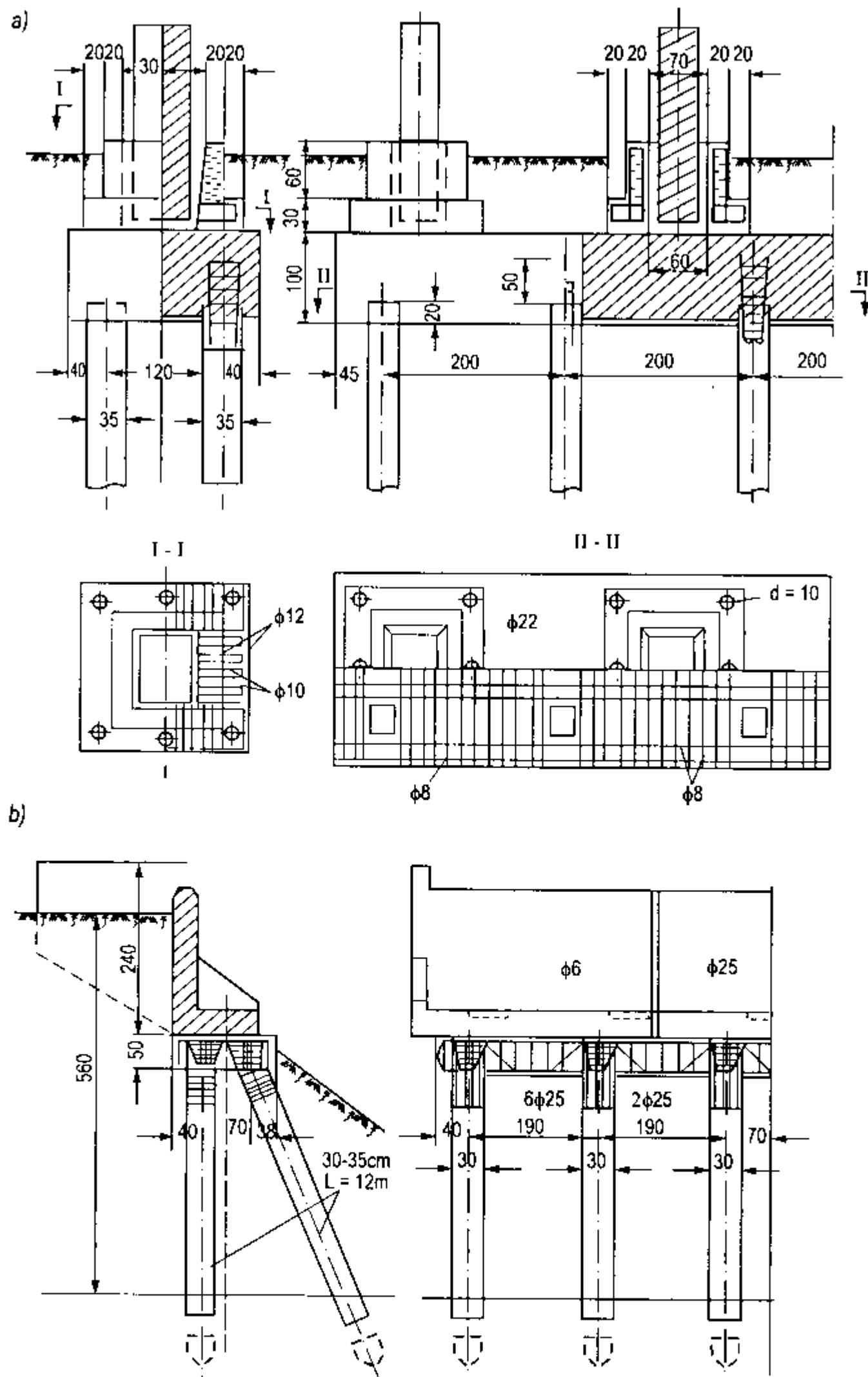
Móng có 12 cọc bê tông cốt thép tiết diện $30 \times 35cm$ dài $8m$. Cọc đóng qua lớp đất cát nhỏ, sét pha cát và đất sét. Áp lực tính toán trên mỗi cọc là 37 tấn.

Đầu các cọc được nối liền bởi một bản bệ có chiều dày là $1m$, bệ dùng bê tông mác 200. Đầu cọc cắm sâu trong bệ $20cm$. Đầu cọc được đập vỡ để thò cốt thép nằm trong bệ một đoạn $50cm$. Bản bệ có bố trí một lưới cốt thép dưới đáy bằng các cốt thép $\phi 8mm$.

Trên bệ dưới mỗi cột có một cấu tạo hình cốc để cắm chân cột, những cọc này được neo vào bệ bằng 6 bu lông đường kính $22mm$, khe hở giữa chân cột và cọc được lấp bằng bê tông.

Trên hình 3.13b là một mố cọc bê tông cốt thép dưới kết cấu nhịp $33m$ khi chiều cao đất đắp là $5,5m$. Mố cọc được cấu tạo như một bệ cọc cao, trên bệ là kết cấu nhịp. Trong mố bố trí hai dãy cọc tiết diện $30 \times 35cm$ dãy ngoài nghiêng $4:1$, dãy trong thẳng đứng. Bản bệ trên đầu cọc được đổ bê tông tại chỗ có tiết diện $0,5 \times 1,4m$, cốt thép dọc trong bản bệ dùng loại có cốt $\phi 25mm$ vòng đai $\phi 6mm$, đặt cách nhau $25cm$. Cốt thép đầu cọc nằm trong bệ dài $50cm$.

Bên trên bệ đặt một bộ phận tường chắn đất có cấu tạo lắp ghép, bộ phận tường chắn gắn với bản bệ bằng vữa xi măng.

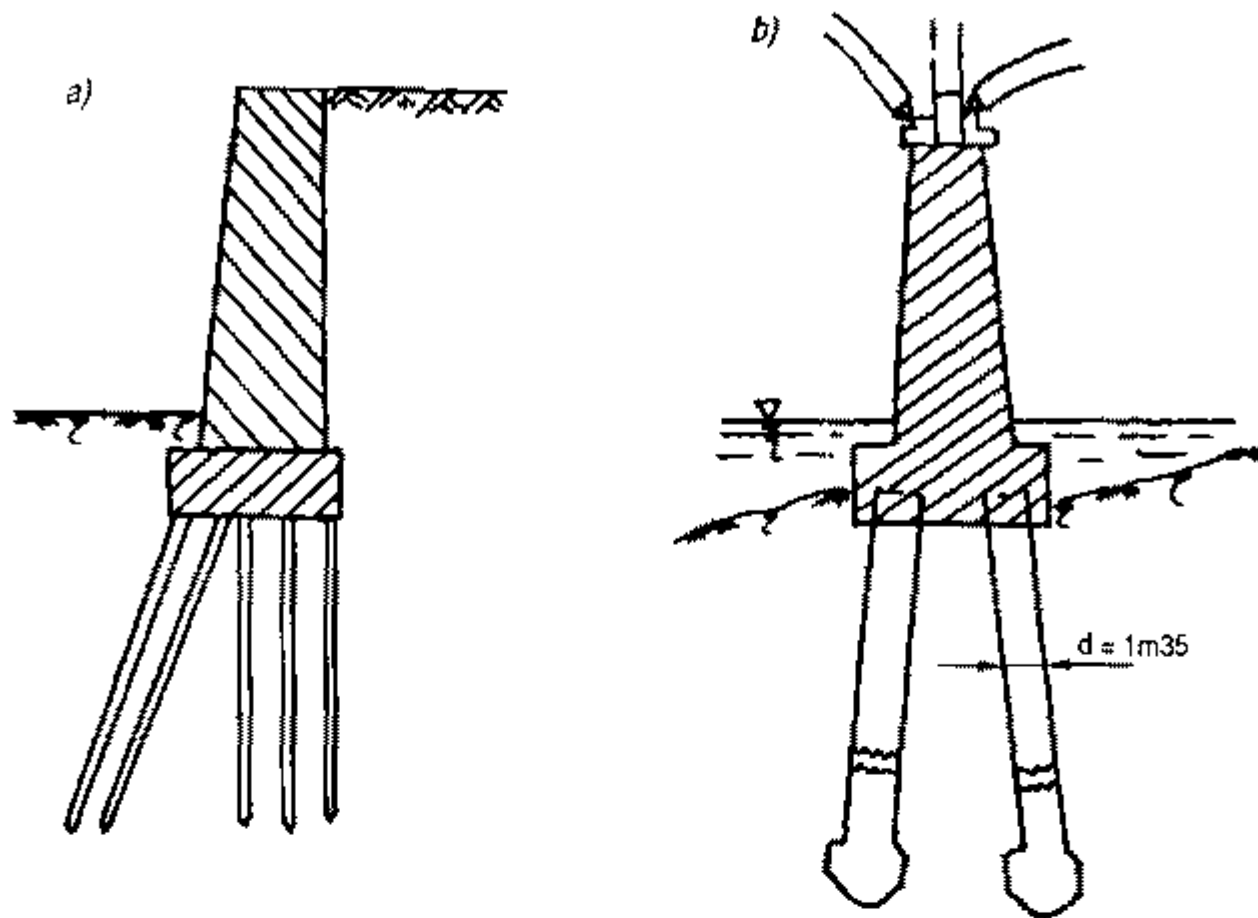


Hình 3.13.

a) Móng bệ thấp trụ cầu vượt; b) Móng cọc móng cầu.

Khi thiết kế móng cọc việc bố trí cọc chủ yếu làm sao cho cọc chịu nội lực dọc trục là cơ bản còn lực ngang chỉ hạn chế với một giá trị rất nhỏ. Trong các công trình chịu tải trọng ngang lớn nói chung nên bố trí cọc nghiêng để chuyển lực ngang ngoại lực thành các nội lực dọc trục trong cọc. Trên hình 3.14a là bệ cọc dưới tường chắn, móng cọc

chịu hai loại lực chủ yếu là trọng lượng bản thân tường và áp lực của đất. Chiều nghiêng của cọc nên tận dụng bố trí cho hợp với hướng của hợp lực tác dụng bên trên.



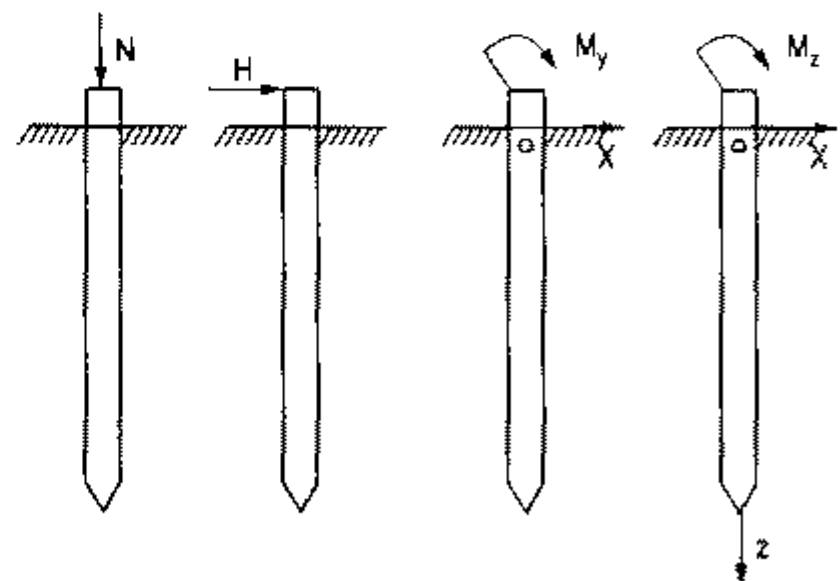
Hình 3.14

Đối với các công trình chịu lực ngang lớn mà lại luôn thay đổi chiều thí dụ như trụ cầu thường phải bố trí cọc nghiêng theo hai chiều. Trên hình 3.14b là móng cọc đỡ trụ cầu vòm đặt trên các cọc đường kính 1,35m có mở rộng chân cọc.

B. THIẾT KẾ VÀ TÍNH TOÁN MÓNG CỌC

3.3. SỰ CHỊU LỰC CỦA CỌC TRONG MÓNG CỌC

Mục đích của việc tính toán móng cọc là đảm bảo cho kết cấu mà chúng ta thiết kế ra dưới tác dụng của tất cả các loại tải trọng bên trên vẫn sử dụng được bình thường, an toàn mà không ảnh hưởng đến tốc độ của các phương tiện vận tải trên công trình. Muốn vậy thường có mấy yêu cầu khống chế: một là công trình không có những chuyển vị lớn quá, hai là tất cả các bộ phận trong kết cấu móng không bị phá hoại và ba là toàn bộ công trình phải ổn định.



Hình 3.15

Cọc là một bộ phận chính trong công trình móng cọc trước khi nghiên cứu cách tính toán móng cọc phải biết sự chịu lực của một cọc như thế nào.

Nói chung một cọc nằm trong móng thường chịu hai loại lực chính là lực dọc trục và lực ngang trục, ngoài ra cũng có thể có tác dụng của cả những mômen uốn và xoắn nữa (xem hình 3.15).

Dưới tác dụng của các tải trọng trên, cọc có hai khả năng bị phá hoại, nếu lực tác dụng có giá trị lớn, cọc làm bằng vật liệu cứng khi đó chỉ có thể đất bị phá hoại làm cho cọc lún sâu xuống trong trường hợp chịu lực dọc trục N , hoặc đầu cọc bị ngã hay xô dịch ngang dưới tác dụng của lực ngang H hoặc mômen M . Nếu đất chung quanh cọc rất tốt mà cọc lại làm bằng vật liệu xấu, khi đó cọc sẽ bị gãy dưới tác dụng của những tải trọng này.

Chính vì vậy khi nghiên cứu tính toán của một cọc đơn ta phải xét nó về hai mặt chịu lực của đất chung quanh cọc và sức chịu của vật liệu chế tạo cọc. Dưới đây chúng tôi sẽ trình bày riêng về sự chịu lực của cọc trong đất dưới tác dụng của lực dọc trục, dưới tác dụng của lực ngang trục và sau đó là sức chịu của cọc theo vật liệu chế tạo cọc. Sau các vấn đề cần nghiên cứu đối với một cọc đơn, tiếp sẽ là phần về sự làm việc cùng nhau của các cọc trong một móng. Mỗi một vấn đề trên đúng về khoa học mà nói là một chuyên đề cần phải nghiên cứu sâu, nhưng trong phạm vi một giáo trình chúng tôi sẽ giới thiệu các kết quả có tính chất phổ biến và đáp ứng mục tiêu cụ thể là thiết kế công trình móng cọc an toàn, kinh tế dựa trên những tài liệu hiện có.

3.4. SỨC CHỊU LỰC DỌC TRỤC CỦA CỌC ĐƠN TRONG ĐẤT

Xác định tải trọng tính toán của một cọc trong đất là xác định khả năng chịu lực của nó dưới tác dụng của một tổ hợp lực bất lợi nhất mà vẫn đảm bảo công trình bên trên sử dụng được bình thường.

Để xác định tải trọng tính toán dọc trục cọc hiện nay người ta thường dùng ba phương pháp, các phương pháp này chủ yếu là dựa trên những kết quả thực nghiệm mà suy ra, khi tính toán thường tùy vào mức độ chính xác yêu cầu của công trình mà sử dụng bổ sung cho nhau. Phương pháp lý thuyết để tính sức chịu tải của một cọc trong đất cho đến nay vẫn còn ít được dùng vì sự làm việc của cọc trong đất phụ thuộc vào nhiều yếu tố phức tạp như loại đất, cấu tạo của cọc và biện pháp thi công v.v... do đó sai số của kết quả tính so với thực tế thường quá lớn, không dùng được.

3.4.1. Phương pháp thí nghiệm tải trọng tĩnh

Phương pháp thí nghiệm tải trọng tĩnh hiện nay được coi là đáng tin cậy nhất, để biết khả năng chịu tải tính toán của cọc. Phương pháp này dựa trên nguyên tắc thí nghiệm ép một số cọc của móng ngay tại vị trí xây dựng, với các điều kiện địa chất, cấu tạo và thi công cụ thể để xác định lực phá hoại của cọc, từ đó suy ra sức chịu tải an toàn của cọc.

Số lượng cọc thí nghiệm thường tùy theo kích thước của móng và số cọc sử dụng trong công trình. Có quy trình thi công quy định cứ 100 cọc phải thí nghiệm một cọc

điều đó chủ yếu nhằm đảm bảo tránh tình trạng địa chất không đều có thể ảnh hưởng đến giá trị sức chịu tải của cọc.

Trong một móng cọc thường chọn vị trí nào thuận tiện cho bố trí thí nghiệm đồng thời có thể biểu hiện chung cho tính chất chịu lực của các cọc trong móng. Cọc thí nghiệm có kích thước như thật và đóng bằng cùng một loại búa sẽ sử dụng sau này. Do cách làm như vậy nói chung phương pháp thí nghiệm này hơi công kênh và đắt cho nên thường không thể tổ chức thí nghiệm trong giai đoạn thiết kế mà hay làm trong giai đoạn bắt đầu thi công để tiện cho việc vận chuyển, chế tạo, thi công toàn công trình. Với các công trình chịu lực lớn muốn đảm bảo an toàn sử dụng và kinh tế cần thiết phải tổ chức thí nghiệm tải trọng tĩnh cho cọc.

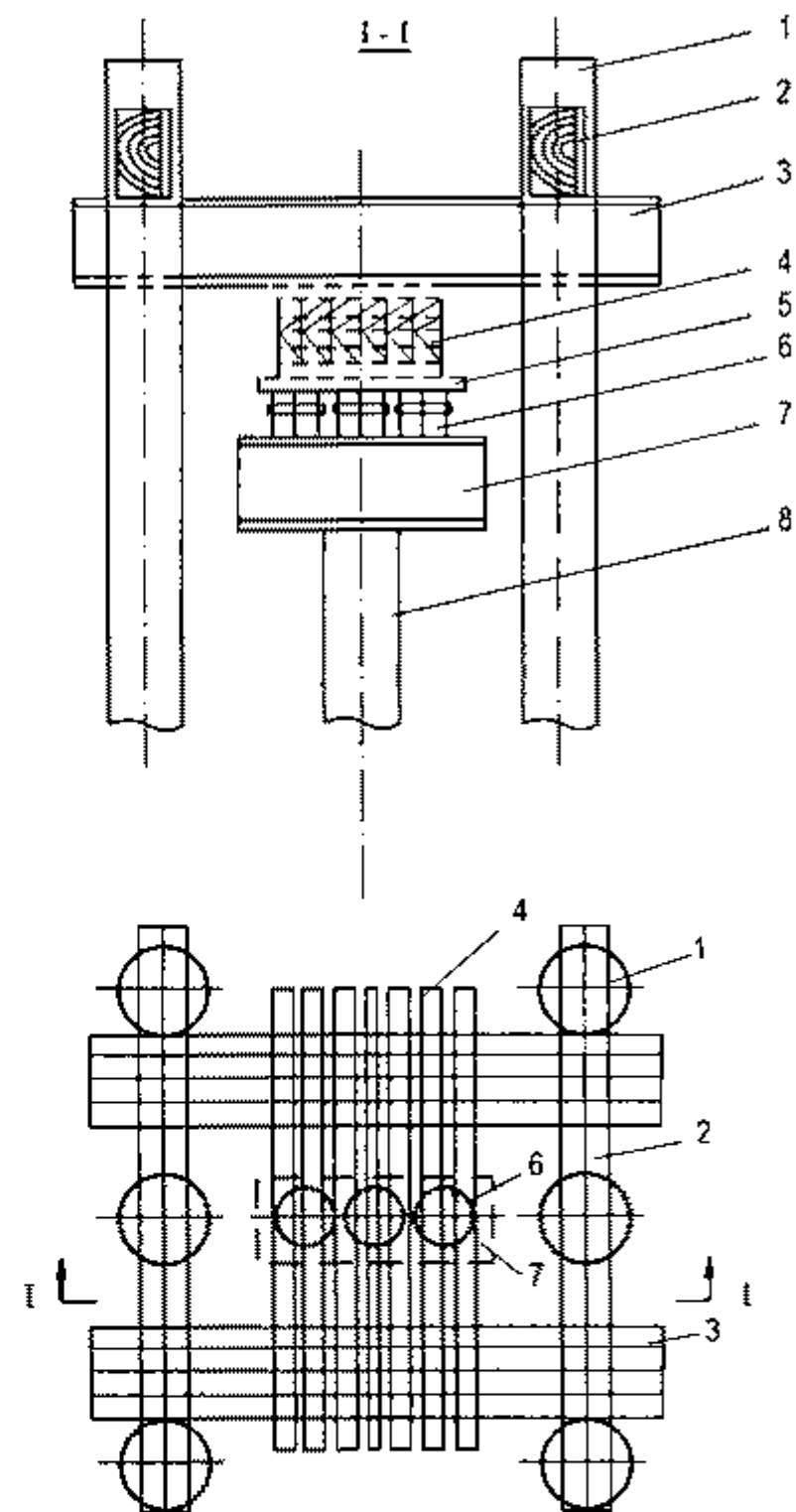
Để tạo ra lực nén tác dụng lên cọc tiện lợi nhất là dùng các loại kích thủy lực. Phản lực của kích khi ép cọc sẽ được truyền lên một hệ thống dầm, những dầm này lại liên kết chặt với các cọc neo ở chung quanh, (xem sơ đồ trên hình 3.16).

Cũng có trường hợp nếu cấu tạo của móng hoặc công trình cho phép có thể kích từa lên bề cọc hoặc công trình bên trên mà nén cọc xuống. Biện pháp này chỉ dùng để đánh giá mức độ an toàn của móng khi chịu lực vì công trình đã xây dựng xong. Sau khi thí nghiệm cọc muốn tăng cường hay sửa chữa đều khó khăn và tốn kém nhiều.

Kinh nghiệm thực tế cho thấy rằng đối với các loại đất tốt hoặc trung bình có thể dùng 4 cọc neo, nếu đất xấu quá nhiều khi phải bố trí đến 6 cọc neo hoặc nhiều hơn.

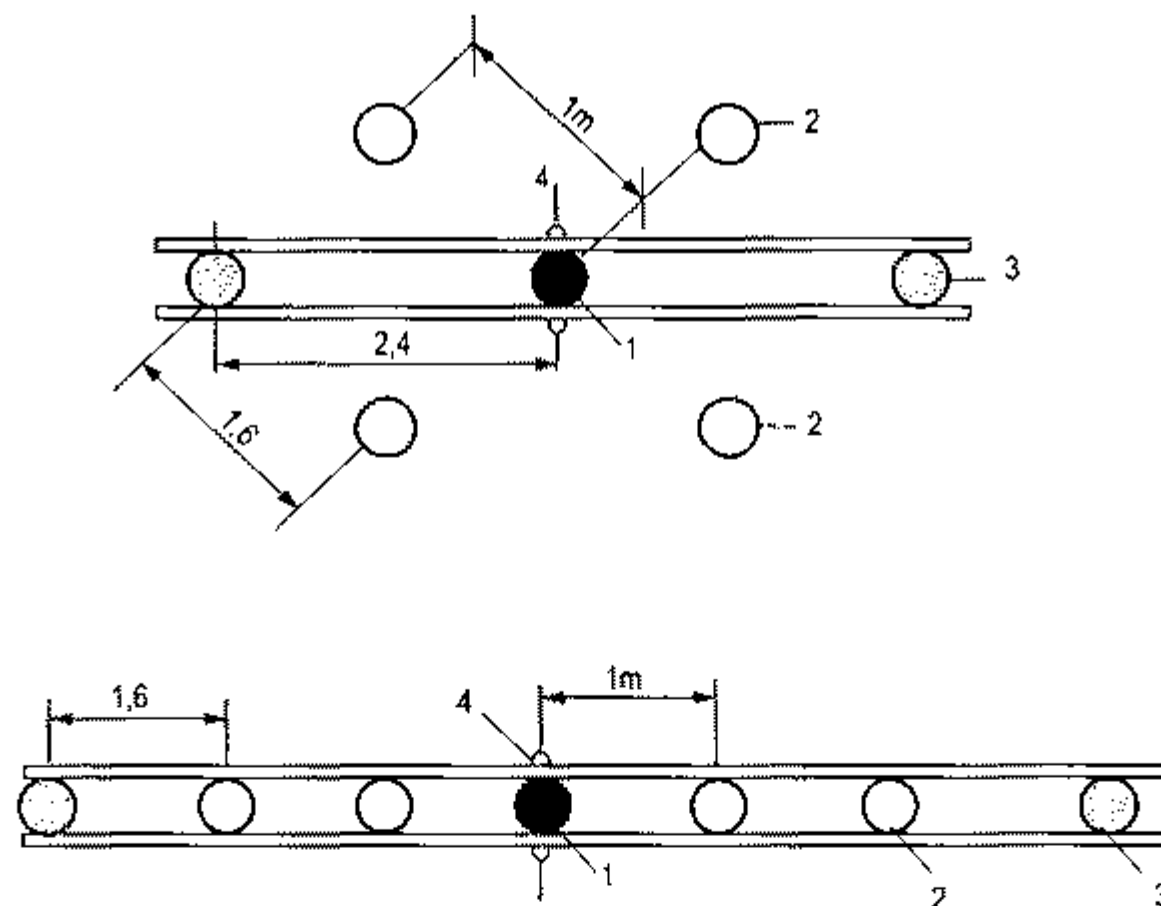
Để cho sự ảnh hưởng của các cọc cạnh nhau không làm sai lệch các kết quả đo đạc, người ta quy định khoảng cách tĩnh tối thiểu giữa cọc neo và cọc thí nghiệm là 1m (khi 4 cọc neo), hoặc 0,6m (khi 6 cọc neo).

Giữa cọc móc do đạc với cọc neo và cọc thí nghiệm cũng phải có một khoảng cách nhất định cho từng trường hợp bố trí 2, 4 cọc neo (xem hình 3.17).



Hình 3.16. Thí dụ về sơ đồ bố trí thí nghiệm tải trọng tĩnh cho cọc

- 1- Cọc neo; 2- Dầm ngang; 3- Dầm dọc;
4- Dầm tựa; 5- Bản lót đệm; 6- Kích dẫu;
7- Thanh đệm dầu cọc; 8- Cọc thí nghiệm.



Hình 3.17. Sơ đồ bố trí cọc neo và cọc móc để thí nghiệm cọc;
a) Bố trí cọc thành nhóm; b) Bố trí cọc thành hàng.
1- Cọc thí nghiệm; 2- Cọc neo; 3- Cọc móc; 4- Thiên phân kế.

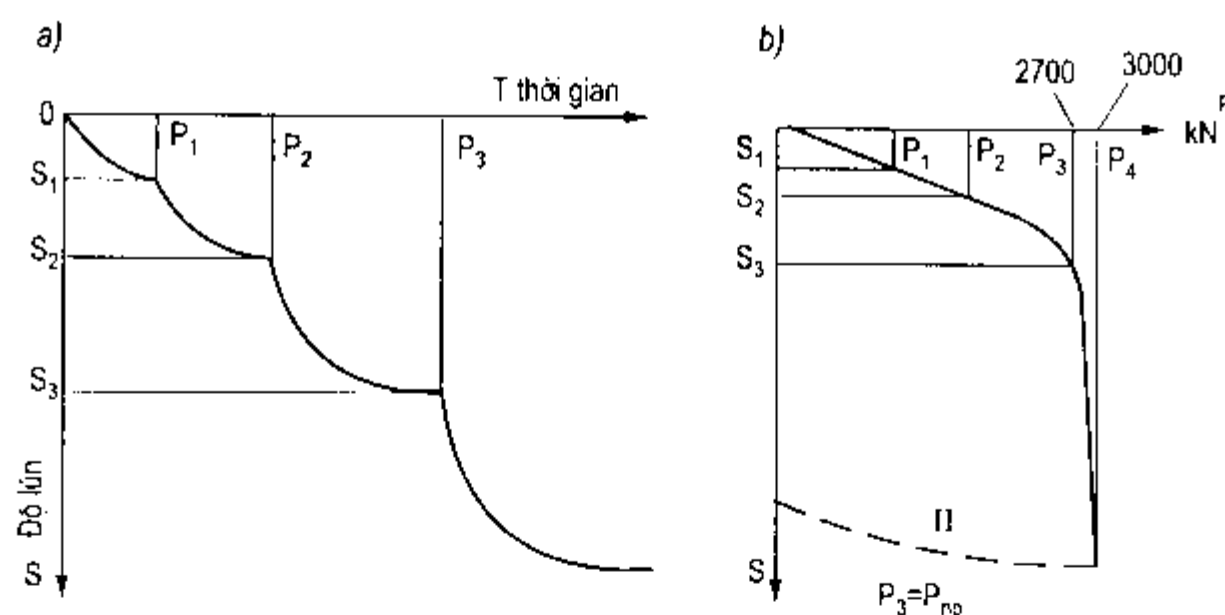
Độ lún của cọc thí nghiệm cũng như sự nhô lên của cọc neo cần được đo đạc theo dõi trong khi thí nghiệm, phương tiện đo có thể dùng bất kỳ loại máy nào với độ chính xác từ 0,1 - 0,01mm, thường dùng thiên phân kế.

Khi thí nghiệm tải trọng tác dụng lên cọc được tăng từng cấp một, mỗi cấp khoảng từ 1/10 - 1/15 giá trị lực phá hoại ước tính của cọc. Dưới mỗi cấp tải trọng, cọc sẽ lún vào trong đất và dần dần ổn định. Thường theo thời gian tốc độ lún ban đầu nhanh hơn, dần dần giảm đi đến ngừng lún. Nếu đợi cho cọc ngừng hẳn lún mới đặt cấp tải trọng khác thì thời gian thí nghiệm kéo quá dài, cho nên thường quy ước đối với đất sét nếu trong một giờ độ lún không tăng quá 0,1mm, đối với đất cát cũng trong thời gian đó độ lún không hơn 0,2mm thì bắt đầu tăng lực nén cấp sau lên cọc.

Tải trọng tác dụng được tăng lên đến khi mà cọc bị coi là không làm việc được bình thường thì thôi, lúc đó ta gọi là cọc bị phá hoại. Thường thì tải trọng phá hoại sẽ không làm hỏng cọc một cách đột ngột và khó xác định ngay. Phải căn cứ vào một số quy định như sau để coi là cọc bị phá hoại.

- Cọc có biến dạng đột ngột lớn, giá trị biến dạng của cấp tải trọng này lớn hơn năm lần giai đoạn trước.
- Tổng độ lún của cọc lớn hơn 40mm.
- Sau một ngày đêm cọc vẫn tiếp tục lún nhiều.

Sau khi thí nghiệm với các kết quả đo đạc được người ta vẽ biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và độ lún và giữa độ lún với thời gian. Các biểu đồ này thường có dạng như hình 3.18.



Hình 3.18

Trên hình 3.18 là một thí dụ về biểu đồ thí nghiệm tải trọng tĩnh một cọc có đường kính $d = 600\text{mm}$. Trên biểu đồ ta thấy tải trọng $N = 3000\text{kN}$ gây ra một độ lún rất lớn có thể coi đó là tải trọng phá hoại của cọc. Người ta lấy tải trọng giới hạn của cọc là tải trọng dưới tải trọng cấp phá hoại một bậc, như hình 3.18 là cấp 2700kN . Từ tải trọng giới hạn ta có thể xác định được tải trọng tính toán của cọc theo công thức sau:

$$N_u = k_0 m_2 N_{gh} \quad (3-1)$$

Trong đó: k_0 - hệ số đồng nhất của đất, k_0 lấy bằng 0,7;
 m_2 - hệ số điều kiện chịu lực dùng theo bảng 3.2.

Hệ số m_2 xét đến khả năng giảm sức chịu tải của một số cọc trong móng. Sự giảm nhỏ sức chịu tải của một số cọc trong móng sẽ có ảnh hưởng đến sức chịu chung của móng tùy theo số cọc nhiều hay ít, vì vậy số cọc trong móng mà nhiều thì m_2 lấy lớn lên.

N_{gh} - tải trọng giới hạn xác định trên biểu đồ độ lún tải trọng "S-P"

Bảng 3.2. Hệ số m_2

Loại bệ cọc	Giá trị m_2 tùy theo số cọc trong móng			
	1 - 5	6 - 10	11 - 20	≥ 21
Bệ cao	0,80	0,85	0,90	1,00
Bệ thấp	0,85	0,90	1,00	1,00

Trên biểu đồ tải trọng độ lún nhánh II là đường giảm tải trọng.

Khi giảm tải trọng cũng theo thứ tự từng cấp cho đến hết. Qua nhánh II chúng ta biết được tính chất biến dạng đàn hồi và biến dạng dẻo của đất và cọc. Biểu đồ độ lún thời gian cho ta biết tình hình lún theo thời gian của đất và qua đó xét đoán thêm về tải trọng phá hoại.

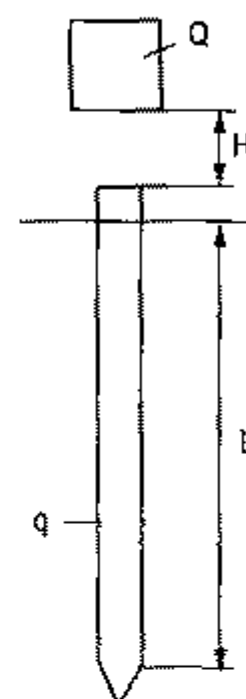
3.4.2. Phương pháp thí nghiệm tải trọng động

Phương pháp thí nghiệm tải trọng động dựa trên nguyên lý của sự va chạm tự do của hai vật thể đàn tính, công sinh ra do sự rơi của quả búa được truyền cho cọc và làm cho cọc có một độ lún nhất định vào đất.

Qua quan sát thực tế chúng ta có thể thấy rằng với cùng một loại búa rơi từ một độ cao nhất định xuống hai cọc khác nhau, nếu cọc nào bị lún nhiều đương nhiên có thể nói rằng cọc đó chịu lực kém hơn.

Yêu cầu của phương pháp này là tìm được một quan hệ giữa tải trọng cực hạn của cọc và độ lún của nó, tức là $R = f(e)$.

Để tìm quan hệ này nhiều tác giả đã nghiên cứu và đề xuất một số công thức dựa trên những giả định khác nhau. Các công thức đóng cọc đó thường chỉ đúng cho một số ít trường hợp nhất định mà không thể tùy tiện trong bất cứ điều kiện nào. Hiện nay trên các hiện trường của ta hay dùng công thức động lực đóng cọc của một nhà bác học Liên Xô cũ là N. M. Gersiêvanov. Trong tài liệu của một số nước tư bản chúng ta cũng thấy giới thiệu các công thức tương tự như dạng công thức này.



Hình 3.19

Căn cứ vào định luật bảo toàn năng lượng khi một quả búa có trọng lượng Q rơi từ độ cao H xuống một cọc nằm trong đất có trọng lượng q , động năng sinh ra là QH truyền cho cọc, làm cho nó chuyển động và lún vào đất một độ sâu là c . Ngoài ra một phần công bị mất vào chỗ làm cho quả búa nảy lên, làm ép chặt các tấm đệm, khe nối cũng như biến dạng đàn hồi của cọc và đất v.v... ta có thể viết được đẳng thức sau:

$$QH = Re + Qh + \alpha QH \quad (3-2)$$

Trong đó: h - độ cao nảy lên của búa;

α - hệ số xét đến sự mất động năng do các nguyên nhân khác.

Các ký hiệu khác giải thích ở trên (xem hình 3.19).

Trong đẳng thức trên hệ số α và chiều cao h khó xác định chính xác, để đơn giản hóa Gersiêvanov giả thiết $h = 0$ tức là quả búa rơi xuống đầu cọc thì không nảy lên. Đẳng thức trên có thể chuyển thành:

$$QH = Re + \alpha Q.H$$

hay: $(1 - \alpha)QH = Re$

Đặt: $(1 - \alpha) = \beta$

Ta có: $\beta QH = Re \quad (3-3)$

Căn cứ vào nguyên lý hai vật thể đàn tính va chạm tự do và định luật bảo toàn năng lượng ta có thể viết được hai công thức sau:

$$k = \frac{v'_2 - v'_1}{v_1 - v_2}$$

và:
$$Qv'_1 + qv'_2 = Qv_1 + qv_2$$

Trong đó:

k - hệ số va chạm của vật thể đàn tính tùy theo tính chất vật liệu của bộ phận va chạm;

v_1 - tốc độ của búa trước khi va chạm vào cọc;

v_2 - tốc độ của cọc trước khi bị lún ($v_2 = 0$);

v'_1 - tốc độ của búa sau khi va chạm vào cọc;

v'_2 - tốc độ của cọc sau khi búa va chạm;

Q - trọng lượng búa;

q - trọng lượng cọc (kể cả cọc, cọc dẫn v.v...)

Giải hai biểu thức trên được:

$$v'_1 = \frac{Q + kq}{Q + q} \cdot v_1$$

$$v'_2 = \frac{Q(1 + k) + 2kq}{Q + q} \cdot v_1$$

Sau khi búa và cọc va chạm nhau công có hiệu là:

$$E = Q \cdot \frac{(v'_1)^2}{2g} + q \cdot \frac{(v'_2)^2}{2g}$$

Dem v'_1 và v'_2 thay vào biểu thức trên ta được:

$$E = \frac{Q + k^2q}{Q + q} \times Q \cdot \frac{v_1^2}{2g} = \beta_0 QH \quad (3-4)$$

Trong đó ta đặt:

$$\beta_0 = \frac{Q + k^2q}{Q + q} \text{ (hệ số công có hiệu sau khi va chạm tự do);}$$

$$Q \cdot \frac{v_1^2}{2g} = QH \text{ (công có hiệu trước khi va chạm).}$$

Trở lại đẳng thức (3-3) ta có β là hệ số công có hiệu khi đóng cọc. Gersiêvanov cho rằng β liên quan đến vật liệu làm cọc, phương pháp đóng cọc (cọc có đệm hay không, có đai cọc hay không, tình hình vát nhọn đầu cọc v.v...) và tải trọng cực hạn R của cọc ở bất

kỳ thời điểm nào, nhưng các nhân tố ấy, trong một quá trình đóng cọc nào đó đều bất biến, trừ R , do đó β chỉ biến thiên theo R . Nghĩa là trong một điều kiện đóng cọc nhất định trị số β có thể coi là phụ thuộc vào ứng lực trong bản thân cọc $\left(\frac{R}{F}\right)$, tức $\beta = f\left(\frac{R}{F}\right)$.

Muốn tìm được hàm số này Gersiêvanov giả định $\beta = f\left(\frac{R}{F}\right)$ là một hàm số giảm dần và là hàm số hypecbol:

$$\beta = \frac{A + B\left(\frac{R}{F}\right)}{n + \left(\frac{R}{F}\right)} \quad (3-5)$$

Trong đó: A , B và n là hằng số.

Hai hằng số A , B có thể tìm được theo hai điều kiện $\frac{R}{F} = 0$ và $\frac{R}{F} = \infty$, n tìm được do thí nghiệm.

Đem $\frac{R}{F} = 0$ thay vào biểu thức (3-5) được $\beta = \frac{A}{n}$.

$\frac{R}{F} = 0$ chứng tỏ rằng trong cọc chưa chịu ứng suất gì, nổ tương ứng với lúc búa chưa đặt lên đầu cọc, cho nên $\beta = \beta_0$ tức $A = n\beta_0$.

Đem $\frac{R}{F} = \infty = \sigma_{ch}$ thay vào biểu thức $\beta = B$. Nhưng $\frac{R}{F} = \sigma_{ch}$ biểu thị trong cọc ứng suất đạt tới trạng thái giới hạn, lúc đó công có hiệu hoàn toàn dùng vào việc phá hoại vật liệu của cọc chứ không đóng cọc vào đất (cũng tức là $c = 0$), cho nên $\beta = 0$, tức $B = 0$, theo (3-3).

Đem A , B vừa tìm được thay vào hàm số hypecbol được:

$$\beta = \frac{n\beta_0}{n + \frac{R}{F}} = \frac{n}{n + \frac{R}{F}} \cdot \frac{Q + k^2 q}{Q + q}$$

Thay giá trị của β vào bất đẳng thức (3-3) ta được:

$$\left[\frac{n}{n + \frac{R}{F}} \cdot \frac{Q + k^2 q}{Q + q} \right] QH = Re$$

Biến đổi biểu thức này sẽ có một phương trình bậc hai theo R :

$$eR^2 + nFeR - \frac{nF(Q + k^2q)}{Q + q}QH = 0$$

Giải phương trình trên theo R ta được công thức:

$$R = \frac{-nF}{2} + \sqrt{\left(\frac{nF}{2}\right)^2 + \frac{nF}{e}QH \frac{Q + k^2q}{Q + q}} \quad (3-6)$$

Trong công thức n và k được xác định bằng thí nghiệm, thường dùng $k = 0,45$ tức là $k^2 = 0,2$.

Bảng 3.3. Giá trị của n

Vật liệu cọc và điều kiện đóng cọc	Hệ số n, daN/cm ²
Cọc gỗ không có đệm cọc	10
Cọc gỗ có đệm cọc	8
Cọc bê tông cốt thép có đệm gỗ	15
Cọc bê tông cốt thép có đệm bằng bao tải	10
Cọc thép không có đệm	50

Công thức (3-6) giúp chúng ta tính được sức chịu lực giới hạn của cọc $R = N_{gh}$ khi biết độ lún của cọc sau một nhát búa là e.

Sức chịu tính toán của cọc theo công thức (3-1) có thể viết:

$$N_n = k_v m_2 \left[\frac{-nF}{2} + \sqrt{\left(\frac{nF}{2}\right)^2 + \frac{nF}{e}QH \frac{Q + k^2q}{Q + q}} \right] \quad (3-7)$$

Trong đó: k_v và m_2 xác định như trong công thức (3-1).

Công thức (3-6) thường dùng khi đóng thử cọc, qua độ lún sau một nhát búa biết được sức chịu tải của cọc làm tham khảo cho số liệu thiết kế.

Khi đóng cọc người phụ trách thi công phải theo dõi độ lún của cọc qua các vạch đánh dấu sẵn trên thân cọc. Nói chung tốc độ đóng cọc tương đối nhanh cho nên không thể theo dõi độ lún sau từng nhát búa, mà người ta thường lấy độ lún trung bình sau một số nhát.

Với những loại búa có tốc độ chậm như búa treo và búa đơn động thường lấy e là độ lún trung bình của cọc sau 10 nhát, với búa ma dút và song động lấy giá trị trung bình của độ lún sau thời gian 1 phút đóng cọc, (lấy giá trị độ lún đó chia cho số nhát búa trong một phút). Để cho công thức không sai số quá nên chọn búa sao cho $e \geq 2\text{mm}$. Về mặt thi công để cho thuận tiện khi đóng cọc cũng không nên dùng loại búa quá nặng, tức là $e \leq 30 - 50\text{mm}$.

Công thức (3-6) có thể biến đổi thành dạng sau:

$$e = \frac{nFQH}{N_{gh}(N_{gh} + nF)} \cdot \frac{Q + k^2q}{Q + q} \quad (3-8)$$

Công thức (3-8) thường dùng để theo dõi đóng cọc, hướng dẫn thi công ngoài hiện trường. Qua N_{gh} ta biết được độ lún của cọc sau một nhát búa, khi đóng cọc phải đảm bảo độ lún của cọc e nhỏ hơn giá trị tính ra theo công thức (3-8).

Khi đóng cọc người ta phát hiện thấy rằng sau một thời gian nào đó độ lún của cọc khác với độ lún đầu tiên. Hiện tượng này thường gọi là lún giả của cọc.

Nếu đóng cọc qua các tầng đất cát, giả dụ đến độ lún là e_1 để sau một thời gian từ 4 đến 5 ngày, đem đóng lại ta thấy độ lún $e_2 > e_1$, trái lại đối với đất sét lại được $e_2 < e_1$.

Hiện tượng này chính là do ảnh hưởng của sự chấn động sinh ra trong quá trình đóng cọc, đối với đất cát trong một thời gian tương đối dài đóng cho cọc ngập vào trong đất sự chấn động của cọc làm cho cát nén chặt lại do đó sức kháng ma sát tăng lên, làm cho độ lún e_1 nhỏ. Để cho cọc nghỉ một thời gian đất hồi phục lại tình trạng ban đầu, do đó độ lún e_2 lớn hơn.

Trong nền đất sét khi đóng cọc lần đầu sự chấn động của búa và cọc làm cho đất bị phá hoại tính kết tụ, nếu để cọc nghỉ một thời gian từ 8 đến 10 ngày, tính kết tụ khôi phục lại làm cho sức chịu của cọc tăng lên do đó $e_2 < e_1$.

Để khắc phục hiện tượng này khi thi công đóng cọc ta nên đóng thử để xác định e_1 và e_2 qua đó ta biết được tỷ số chênh lệch về độ lún của cọc $\frac{e_1}{e_2}$.

Khi yêu cầu đóng một cọc với độ lún yêu cầu là e'_2 ta chỉ cần đóng một lần đến độ chối:

$$e'_1 = \frac{e_1}{e_2} e'_2 \quad (3-9)$$

Chọn búa đóng cọc: Để cho độ lún tính ra theo công thức (3-8) không nhỏ quá, khó chính xác ta phải chọn loại búa cho thích hợp, vấn đề này đối với thi công có ý nghĩa rất quan trọng để đảm bảo chất lượng và sức chịu của cọc.

Nếu dùng búa nhỏ đóng cọc búa sẽ phải nâng cao đồng thời liên tục nhiều nhát do đó dễ làm hỏng vật liệu ở đầu cọc, còn khi dùng búa nặng quá để đóng cọc thì tốt nhưng lại không kinh tế vì việc vận chuyển xê dịch giá búa rất cồng kềnh chiếm quá nhiều thời gian.

Chọn loại búa thường tùy theo năng lượng xung kích, có thể lấy như sau:

$$E \geq 25N_u \quad (3-10)$$

Trong đó: E - năng lượng xung kích của búa tính bằng N/m;

N_u - sức chịu tính toán của cọc tính bằng kN.

Ngoài ra có thể dựa trên công thức kinh nghiệm sau:

$$K_c = \frac{Q + q}{E} \quad (3-11)$$

Trong đó: K_c - hệ số thích dụng của búa;

Q - trọng lượng của búa (daN);

q - trọng lượng của cọc kể cả mũ, đệm, cọc dẫn v.v... (daN);

E - năng lượng xung kích (daNm).

Hệ số thích dụng K_c đối với các loại búa không được vượt các trị số sau:

- Búa hơi song động và búa ma dút $K_c \leq 5,0$;
- Búa hơi đơn động $\leq 3,0$;
- Búa treo $\leq 2,0$.

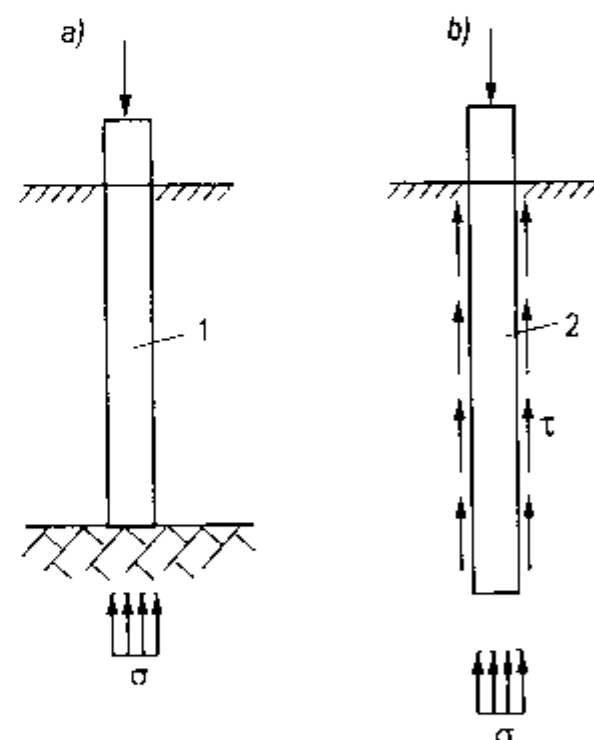
3.4.3. Tính sức chịu của cọc bằng công thức kinh nghiệm

Căn cứ của công thức thực nghiệm cho rằng sức chịu của cọc gồm hai phần: một là lực ma sát của đất ở chung quanh thân cọc, hai là lực kháng của đất dưới chân cọc.

Đối với loại cọc đóng trong đất mà chân cọc tựa lên tầng đá cứng thì tải trọng của cọc chủ yếu là do tầng đất chịu ta gọi là cọc chống. Nếu chân cọc không tựa lên tầng đá khi đó thường bộ phận sức kháng do ma sát trên thân cọc là chủ yếu, loại này gọi là cọc ma sát hay cọc treo (xem hình 3.20).

Sức kháng của đất dưới chân cọc phân bố trong một phạm vi không lớn, vì vậy thường giả thiết là phân bố đều trên diện tích tiết diện ngang. Lực ma sát trên thân cọc trái lại rất phức tạp, do chiều dài cọc tương đối lớn so với kích thước tiết diện, ngoài ra cọc lại đóng qua nhiều lớp đất, trong quá trình đóng cọc đất còn bị tác dụng của nhiều hiện tượng vật lý và cơ học như sự chấn động, sự nén chặt, sự thấm nước v.v... cho nên quy luật phân bố lực ma sát rất khó xác định. Để đơn giản hóa và dễ tính toán người ta thường giả định là lực ma sát phân bố đều trên thân cọc đối với từng lớp đất.

Với các giả thiết trên người ta tiến hành nhiều thí nghiệm với tải trọng tĩnh trong các loại đất khác nhau. Khi thí nghiệm cần có loại cọc có cấu tạo đặc biệt để có thể đo riêng lực ma sát và sức kháng chân cọc. Ngoài ra còn căn cứ trên kinh nghiệm thiết kế lâu năm cho mỗi loại đất ở các vùng khác nhau mà quy định lực ma sát và sức kháng chân cọc.



Hình 3.20

1- Cọc chống; 2- Cọc ma sát.

Dưới đây giới thiệu công thức thực nghiệm để xác định sức chịu tải tính toán của một cọc theo quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn 1979 của Bộ Giao thông vận tải:

$$N_u = km_2 \left(U \sum_1^n \alpha_i f_i^{lc} l_i + FR^{lc} \right) \quad (3-12)$$

Trong đó: N_u - sức chịu tải tính toán của cọc;

k - hệ số đồng nhất lấy bằng 0,7;

m_2 - hệ số điều kiện chịu lực, bảng 3.2;

U - chu vi tiết diện cọc;

n - số lớp đất mà cọc đi qua;

l_i - bề dày tầng đất thứ i mà cọc đi qua;

f_i^{lc} - lực ma sát đơn vị tiêu chuẩn trung bình của lớp đất thứ i , xác định theo bảng 3-4;

F - diện tích tiết diện ngang chân cọc;

R^{lc} - sức kháng tiêu chuẩn của đất nền dưới chân cọc lấy theo bảng 3.5;

α_i - hệ số tra bảng 3.6.

Bảng 3.4. Lực ma sát giới hạn f_i^{lc} , kN/m²

Độ sâu trung bình lớp đất (m)	Cát và cát pha (1)			Sét pha và sét có độ sệt I_L						Cọc xoắn cọc khoan
	Hạt to và vừa	Nhỏ	Bột	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	> 0,6	
1	35	23	15	35	23	15	12	5	2	8
2	42	30	20	42	30	20	17	7	3	11
3	48	35	25	48	35	25	20	8	4	13
4	53	38	27	53	38	27	22	9	5	14
5	56	40	29	56	40	29	24	10	6	15
7	60	43	32	60	43	32	25	11	7	16
10	65	46	34	65	46	34	26	12	8	17
15	72	51	38	72	51	38	28	14	10	18
20	79	56	41	79	56	41	30	16	12	20
25	86	61	44	86	61	44	32	18	-	22
30	93	66	47	93	66	47	34	20	-	24
35	100	70	50	100	71	50	36	22	-	26

(1) Khi đóng bằng phương pháp xói phải nhân với hệ số 0,9.

Giá trị của f_i^{tc} xác định tùy vào tính chất đất và độ sâu trung bình của lớp đất (kể từ giữa bề dày của lớp đất đến mực nước thấp nhất ở những chỗ có nước, hoặc đến mặt đất đối với nơi không có nước mặt).

Khi đóng cọc bằng xối nước giá trị f_i^{tc} trong bảng phải nhân với hệ số 0,9.

Giá trị của f_i^{tc} còn bị ảnh hưởng của phương pháp đóng và đường kính của cọc. Khi đóng cọc bằng chấn động giá trị của f_i^{tc} đối với đất sét giảm nhiều so với đóng bằng búa đập, trái lại đối với đất cát thì lại tăng lên.

Để xét vấn đề này trị số f_i^{tc} cần phải nhân thêm với hệ số α_i dẫn ra trong bảng 3.6.

Bảng 3.5. Cường độ giới hạn của đất dưới chân cọc R^{tc} , kN/m²

Cát và cát pha chặt vừa (1)		Sạn	To	-	Vừa	Nhỏ	Bột
Sét và sét pha với độ sét I_L		0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
Chiều sâu đóng cọc tính bằng (m)	4	8200	5300	3800	2800	1800	1200
	5	8800	5600	4000	3000	1900	1300
	7	9500	6000	4300	3200	2100	1400
	10	10500	6800	4900	3500	2400	1500
	15	11700	7500	5600	4000	2800	1600
	20	12600	8200	6200	4500	3100	1700
	25	13400	8800	6800	5000	3400	1800
	30	14200	9400	7400	5500	3700	1900
	35	15000	10000	8000	6000	4000	2000

(1) Cát và cát pha chặt trị số trong bảng được tăng lên 30%.

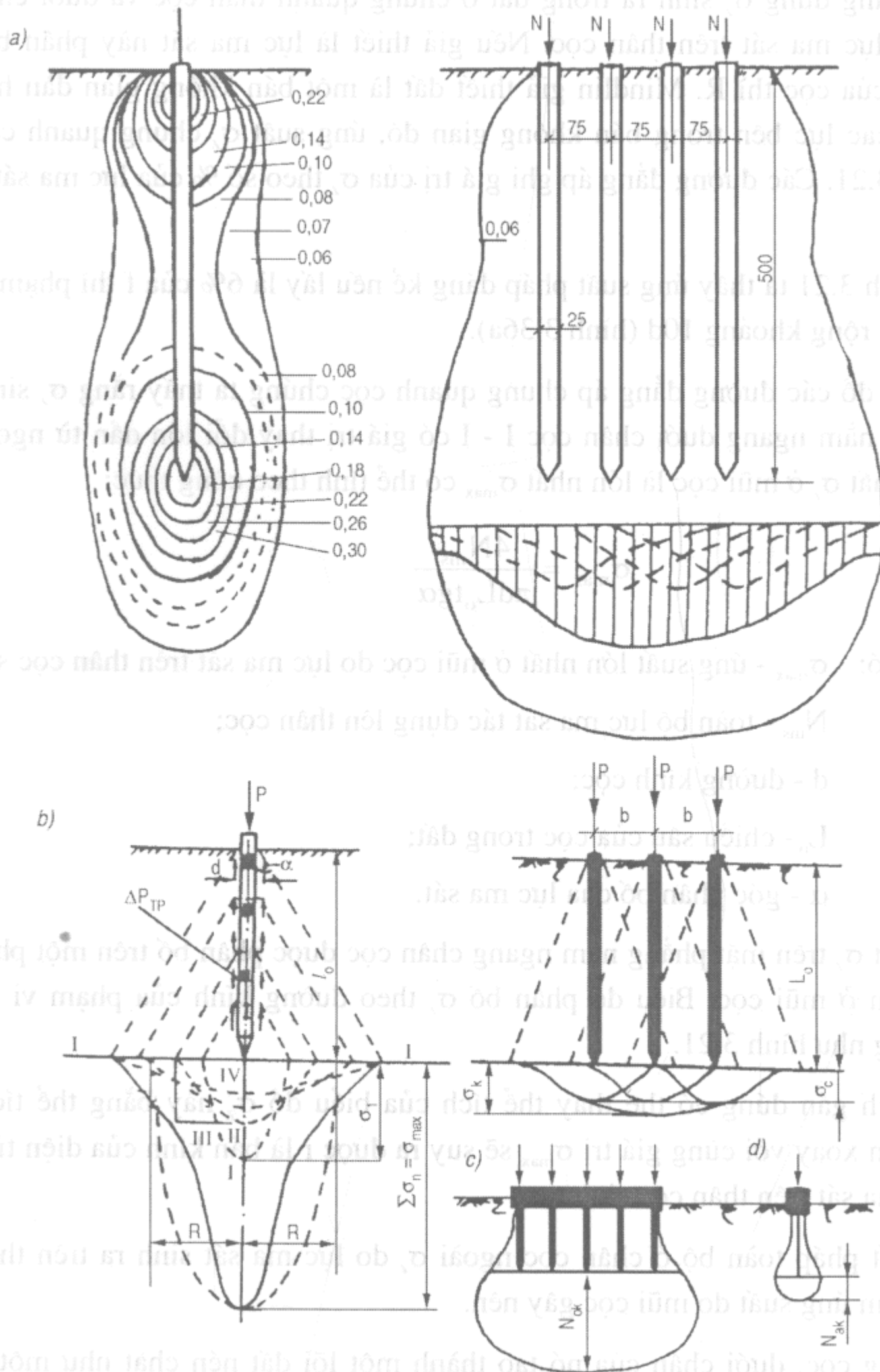
Bảng 3.6. Hệ số α_i

Loại cọc	Hệ số α_i				
	Cọc đóng	Cọc chấn động			
		Cát	Cát pha	Sét pha	Sét
Cọc	1,0	1,1	0,9	0,7	0,6
Ống ($0,8 < d < 2$)	0,9	1,0	0,9	0,7	0,6
Ống ($d > 2$)	-	0,9	0,7	0,6	0,5

3.5. SỰ CHỊU LỰC CỦA NHÓM CỌC

Phần trên chúng ta đã nghiên cứu các phương pháp xác định sức chịu lực dọc trục của cọc đơn, nhưng trong thực tế một công trình móng bao giờ cũng gồm có nhiều cọc, một vấn đề được đặt ra là sức chịu của nhiều cọc đứng cạnh nhau có ảnh hưởng lẫn nhau hay không?

Qua quan sát các công trình xây dựng cũng như nhiều tài liệu nghiên cứu thực nghiệm và lý thuyết chỉ ra rằng sức chịu của nhóm cọc trong đất khi các cọc bố trí đứng gần nhau rất khác nhau với sức chịu của tổng số những cọc đơn trong trường hợp nền đất dưới chân cọc là lớp đất bị nén lún nhiều.



Hình 3.21. a) Biểu đồ phân bố ứng suất chung quanh thân cọc;
b) Phân bố ứng suất dưới chân cọc đứng một mình.

Có thể quan sát được sự khác nhau này nếu so sánh trạng thái ứng suất trong đất của cọc đơn và của nhóm cọc dưới tác dụng của cùng một tải trọng lên cọc.

Khi một cọc ma sát chịu tác dụng của tải trọng dọc trục ứng suất pháp tuyến theo phương thẳng đứng σ_z sinh ra trong đất ở chung quanh thân cọc và dưới chân cọc chủ yếu là do lực ma sát trên thân cọc. Nếu giả thiết là lực ma sát này phân bố đều theo chiều sâu của cọc thì R. Mindlin giả thiết đất là một bán không gian đàn hồi dưới tác dụng của các lực bên trong bán không gian đó, ứng suất σ_z chung quanh cọc phân bố theo hình 3.21. Các đường đẳng áp ghi giá trị của σ_z theo số % của lực ma sát f do lực N sinh ra.

Qua hình 3.21 ta thấy ứng suất pháp đáng kể nếu lấy là 6% của f thì phạm vi phân bố ứng suất sẽ rộng khoảng $10d$ (hình 3.36a).

Từ biểu đồ các đường đẳng áp chung quanh cọc chúng ta thấy rằng σ_z sinh ra ở trên mặt phẳng nằm ngang dưới chân cọc I - I có giá trị thay đổi lớn dần từ ngoài vào mũi cọc. Ứng suất σ_z ở mũi cọc là lớn nhất σ_{\max} có thể tính theo công thức:

$$\sigma_{\max} = \frac{4N_{ms}}{\pi d L_o \operatorname{tg} \alpha} \quad (3-13)$$

Trong đó: σ_{\max} - ứng suất lớn nhất ở mũi cọc do lực ma sát trên thân cọc sinh ra;

N_{ms} - toàn bộ lực ma sát tác dụng lên thân cọc;

d - đường kính cọc;

L_o - chiều sâu của cọc trong đất;

α - góc phân bố của lực ma sát.

Ứng suất σ_z trên mặt phẳng nằm ngang chân cọc được phân bố trên một phạm vi hình tròn có tâm ở mũi cọc. Biểu đồ phân bố σ_z theo đường kính của phạm vi này là một đường cong như hình 3.21.

Một cách gần đúng có thể thay thế tích của biểu đồ σ_z này bằng thể tích của một parabol tròn xoay với cùng giá trị σ_{\max} sẽ suy ra được r là bán kính của diện tích phân bố σ_z do lực ma sát trên thân cọc sinh ra:

Ứng suất pháp toàn bộ ở chân cọc ngoài σ_z do lực ma sát sinh ra trên thân cọc còn phải kể thêm ứng suất do mũi cọc gây nên.

Khi đóng cọc, dưới chân của nó tạo thành một lõi đất nén chặt như một cái đế mở rộng tự nhiên. Đường kính của khu vực nén chặt khoảng từ 2 - 3 lần đường kính của cọc. Trong trường hợp đất chặt và cọc đóng tốt, đất ở mũi cọc có thể chịu được 60 đến 70% toàn bộ tải trọng.

Qua các vấn đề giới thiệu ở trên, tóm lại chúng ta có thể thấy rằng tải trọng ngoài tác dụng lên cọc sẽ được cọc truyền cho nền trong một phạm vi có kích thước tương đối lớn so với tiết diện cọc.

Trong một móng cọc, các cọc được đóng gần nhau và liên kết thành một khối bởi hệ cọc, nếu khoảng cách các cọc bố trí tương đối xa nhau lớn hơn phạm vi phân bố ứng suất pháp thì sức chịu của một cọc trong móng coi như bằng tổng số sức chịu của từng cọc tính theo cọc đơn. Đối với cọc chống, phạm vi phân bố ứng suất ở chân cọc không lớn, nhưng với các cọc ma sát thì trong điều kiện bình thường R là bán kính vùng phân bố ứng suất σ_z , nói ở trên có giá trị từ $2,5d$ đến $4d$ (d là đường kính của cọc). Muốn cho phạm vi phân bố ứng suất không chạm vào nhau thì khoảng cách các cọc phải bố trí xa nhau ít nhất $6d$, với điều kiện đó bề cọc trên sẽ rất lớn và đưa đến không kinh tế về khối lượng vật liệu.

Trong thực tế, khoảng cách các cọc thường quy định không được nhỏ hơn $3d$ (kể từ tim đến tim), do đó phạm vi phân bố σ_z dưới chân cọc đã chồng lên nhau, làm cho tổng ứng suất σ_z dưới chân cọc lớn lên rất nhiều và khả năng chịu tải của một cọc trong móng cọc sẽ nhỏ hơn của cọc đơn, hay nói cách khác độ lún của móng sẽ lớn hơn của cọc đơn (xem hình 3.21).

Về vấn đề này thí dụ cụ thể sau đây có thể cho chúng ta thấy rõ sự làm việc của cọc trong móng cọc khác với một cọc đơn như thế nào. Một trong những ngôi nhà xây dựng trên bờ sông Sen ở Pháp đã bị phá hoại vì lý do sau: cấu tạo địa chất ở vùng này nói chung là đá vôi cứng nằm dưới một số lớp đất sét, đá dăm, bùn lầy v.v... Móng cọc dưới công trình được bố trí ô vuông $1 \times 1m$, chân cọc tựa lên tầng cuội sỏi, tải trọng một cọc phải chịu là $500kN$. Khi thí nghiệm tải trọng tĩnh dưới 500 , độ lún của cọc không đáng kể. Nhưng sau khi xây dựng xong một thời gian công trình đã bị phá hoại vì độ lún không đều quá lớn.

Khoan kiểm tra lại về cấu tạo địa chất mới phát hiện rằng chân cọc chỉ tựa lên tầng cuội sỏi dày có $2m$ còn dưới chân cọc là một lớp đất bùn. Bởi vậy khi thí nghiệm tải trọng tĩnh nếu coi là áp lực phân bố đều trên mặt tầng đất yếu trên một phạm vi có đường kính $3m$ thì:

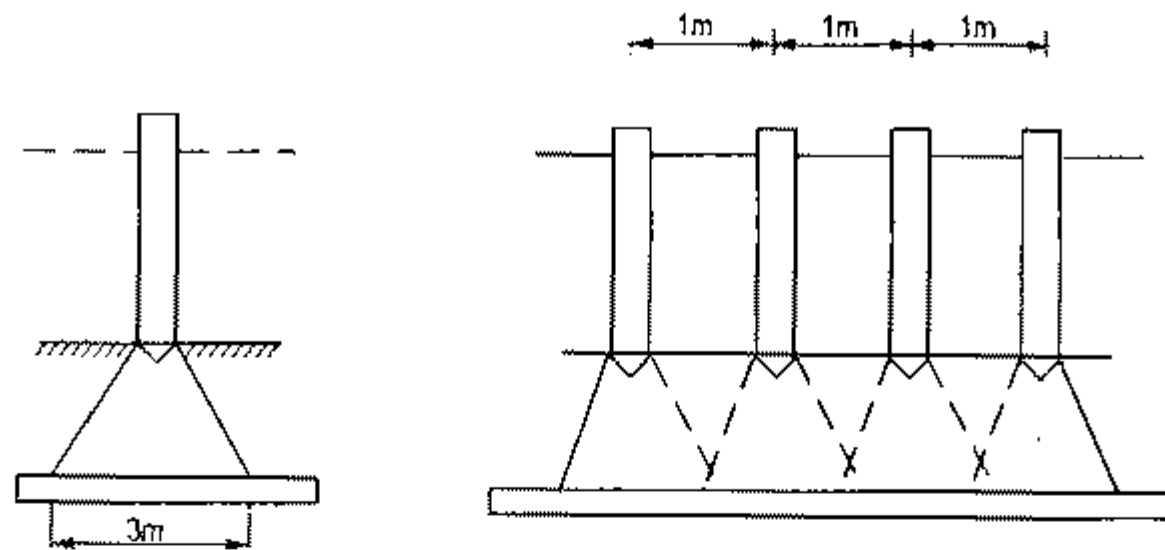
$$P_1 = \frac{500.000}{70.000} \approx 7N/cm^2$$

Khi xây dựng công trình lớp đất yếu chịu tải trọng của toàn bộ cọc cho nền diện tích phân bố áp lực trên mặt tầng mềm của một cọc chỉ còn là $1m^2$.

Vậy:

$$P_2 = \frac{500.000}{10.000} = 50 N/cm^2$$

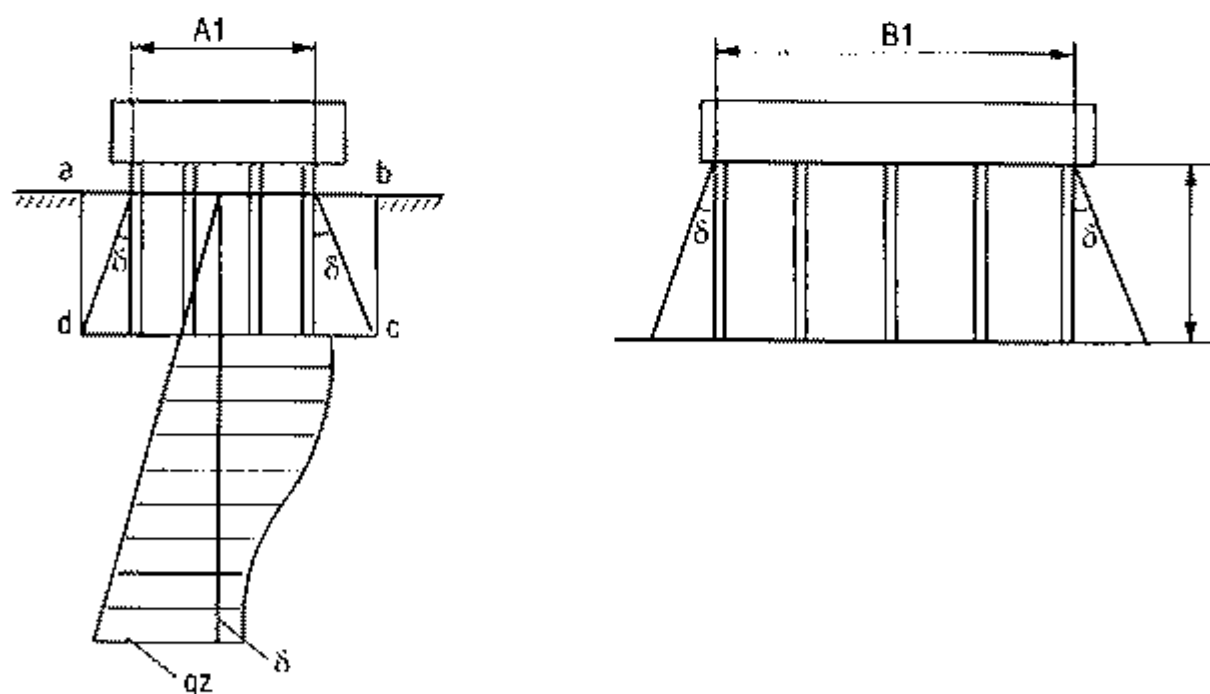
Áp lực lớn gấp 7 lần cho nên cọc đã bị lún lớn và sinh ra biến dạng không đều phá hoại công trình (hình 3.22).



Hình 3.22. a) Áp lực từ cọc đơn xuống nền đất;
b) Áp lực từ nhóm cọc xuống nền đất yếu.

Do nhận xét tình hình chịu lực của cọc trong móng cọc khác với một cọc đơn như trên, trong công việc tính toán móng cọc hiện nay thường phải kiểm tra cả hai mặt. Đầu tiên tính sức chịu của cọc trong móng như một cọc đơn, sau đó tính cả nhóm cọc cùng làm việc với đất như một khối, nghĩa là coi móng cọc gồm cả đất nằm giữa các cọc như một móng khối đặc và tính theo một móng nông.

Độ lún của móng cọc khi tính coi như một móng khối đặc xác định bởi phạm vi abcd trên hình 3.23.



Hình 3.23. Sơ đồ tính lún móng cọc
1- Biểu đồ ứng suất vốn có; 2- Biểu đồ ứng suất phụ thêm.

Điểm c và d xác định bằng cách kẻ từ mép cọc ngoài cùng một đường thẳng hợp với phương thẳng đứng một góc:

$$\delta = \frac{\varphi_{tb}}{4}$$

φ_{tb} - góc ma sát trong trung bình của các lớp đất mà cọc xuyên qua.

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i}$$

Tính lún theo phương pháp cộng lún từng lớp đã học trong cơ học đất. Đáy móng quy ước là cdc'd'.

Ứng suất phụ thêm σ_z được tính như ứng suất sinh ra ở một độ sâu z dưới trọng tâm của hình chữ nhật cdc'd'.

$$\sigma_z = K_0 \sigma_0, \text{ N/cm}^2 \quad (3-14)$$

Trong đó: K_0 - hệ số tính ứng suất pháp của những điểm nằm dưới trọng tâm hình chữ nhật;

σ_0 - áp lực phân bố đều dưới diện tích dcd'c' do tải trọng ngoài sinh ra:

$$\sigma_0 = \frac{P + G}{F} \quad (3-15)$$

P - tính tải hay trọng lượng của các bộ phận công trình bên trên;

G - trọng lượng cọc trong móng và bệ cọc;

F - diện tích phân bố áp lực dưới chân cọc:

$$F = (A_1 + 2htg\delta).(B_1 + 2htg\delta)$$

Về mặt cường độ của nền khi tính móng cọc như một móng khối cũng coi đáy móng là diện tích cdc'd' và áp suất đáy móng phải thỏa mãn yêu cầu sau:

$$\sigma = \frac{\sum P}{F} + \frac{\sum M}{W} \leq R \quad (3-16)$$

Trong đó: σ - ứng suất phân bố đều dưới đáy móng quy ước cdc'd'.

$\sum P$ - tổng cộng tất cả các lực tác dụng bên trên đáy móng cdc'd' trong đó kể cả trọng lượng khối đất abcd (hình 3.23);

$\sum M_y$ - tổng cộng tất cả mômen do lực đứng và lực ngang gây ra ở trọng tâm diện tích đáy móng cdc'd'.

F và W - diện tích và mômen kháng uốn của diện tích đáy móng cdc'd'.

R - tải trọng tính toán của đất nền dưới chân cọc.

3.6. SỨC CHỊU LỰC NGANG CỦA CỌC

Cọc trong móng không những chịu lực tác dụng dọc trục mà còn có thể chịu cả những lực ngang hoặc mômen uốn ở đầu cọc.

Dưới tác dụng của lực ngang cọc có hai khả năng bị phá hoại. Đối với những cọc ngắn chế tạo bằng vật liệu cứng khả năng chịu lực thường bị hạn chế do biến dạng

ngang quá lớn, khi đó mặt đất ở mặt bên phía sau của cọc bị phá hoại và phồng lên. Đối với những cọc dài theo kinh nghiệm tính toán thực tế cho thấy rằng cọc thường bị hỏng do ứng suất quá lớn dưới tác dụng của lực ngang trước khi đất ở mặt bên phía sau bị phá hoại.

Tóm lại khi tính toán cọc dưới tác dụng của lực ngang phải đảm bảo hai vấn đề. Đầu tiên là xem xét cọc có ổn định hay không nghĩa là áp lực truyền lên đất do lực ngang sinh ra phải nhỏ hơn áp lực ngang tính toán của đất, thứ hai là cường độ và biến dạng của cọc phải nhỏ hơn cường độ và biến dạng tính toán của cọc.

Những cọc cứng thường $\frac{l}{d} < 20$ (l là chiều sâu của cọc trong đất, d là đường kính của cọc tròn hay cạnh của cọc vuông) người ta cho phép giả thiết cọc là vật tuyệt đối cứng và tính toán cọc dưới tác dụng của các áp lực đất theo các giả thiết của tường chắn đất (xin xem trong phần tính ổn định cọc ván Chương 2).

Những cọc có tỷ số $\frac{l}{d} \geq 20$ gọi là những cọc mềm thường được tính toán với giả thiết là một dầm trên nền đàn hồi.

3.6.1. Tính toán cọc chịu lực ngang như một dầm trên nền đàn hồi

Để tính toán cọc mềm có thể dùng các giả thiết của I. V. Urban coi đất là một vật thể biến dạng đàn hồi. Tính chất đàn hồi của đất được đặc trưng bằng hệ số nền C_z , tăng theo độ sâu:

$$C_z = m.z \quad (3-17)$$

Tính toán dựa trên giả thiết này tương đối gần đúng với thực tế nếu biết chọn hợp lý giá trị của m . Giá trị của m được xác định bằng phương pháp thí nghiệm cọc dưới tải trọng ngang. Trong quy trình thiết kế cầu cống 1979 có cho giá trị của m tùy thuộc vào tính chất đất theo bảng 3.7.

Bảng 3.7. Giá trị hệ số m

Loại đất	m , (kN/m ⁴)
- Đất sét và sét pha chảy dẻo, bùn	1000 ÷ 2000
- Đất sét, sét pha và cát pha dẻo mềm, cát bột, cát rời rạc	2000 ÷ 4000
- Đất sét, sét pha và cát pha dẻo cứng cát nhỏ, cát vừa	4000 ÷ 6000*
- Đất sét, sét pha và cát pha cứng, cát to	6000 ÷ 10000*
- Cát cuội sỏi, đất hạt to	10000 ÷ 20000*

* Đối với cát và cát pha chặt cho tăng thêm m lên 30%.

Giá trị của m trong bảng 3-7 được xác định bằng cách cho những biến dạng của cọc theo tính toán bằng giá trị biến dạng đo được trong thí nghiệm.

Coi cọc như dầm có độ cứng EI dưới tác dụng của tải trọng phân bố theo quy luật nào đó, phương trình vi phân của đường cong đàn hồi của cọc có dạng chung là:

$$EI \cdot \frac{d^4 u}{dz^4} = q_z \quad (3-18)$$

Cường độ áp lực bên của đất q_z có thể tính được bằng tích số của chuyển vị ngang u của một điểm nào đó ở độ sâu z với hệ số nền C_z .

$$q_z = u C_z a_{tt} \approx u m z a_{tt} \quad (3-19)$$

Trong đó:

a_{tt} - kích thước tính toán của cạnh tiết diện của cọc thẳng góc với mặt phẳng tác dụng của lực (hình 3.24).

Cạnh tính toán của cọc được xác định bằng công thức sau:

$$a_{tt} = K_1 K_2 a \quad (3-20)$$

Trong đó:

K_1 - hệ số xét đến hình dạng tiết diện của cọc khác với giả thiết tính toán là hình chữ nhật, vì vậy với cọc tròn $K_1 = 0,9$, với cọc tiết diện chữ nhật $K_1 = 1$;

K_2 - hệ số xét đến sự khác nhau của một bài toán không gian (đối với một cọc đơn) và bài toán phẳng (là giả thiết của Urban):

$$K_2 = 1 + \frac{l}{d} \leq 2$$

Thay (3-19) vào (3-18) ta được:

$$\frac{d^4 u}{dz^4} - \frac{m a_{tt}}{EI} u z = 0$$

nếu đặt:

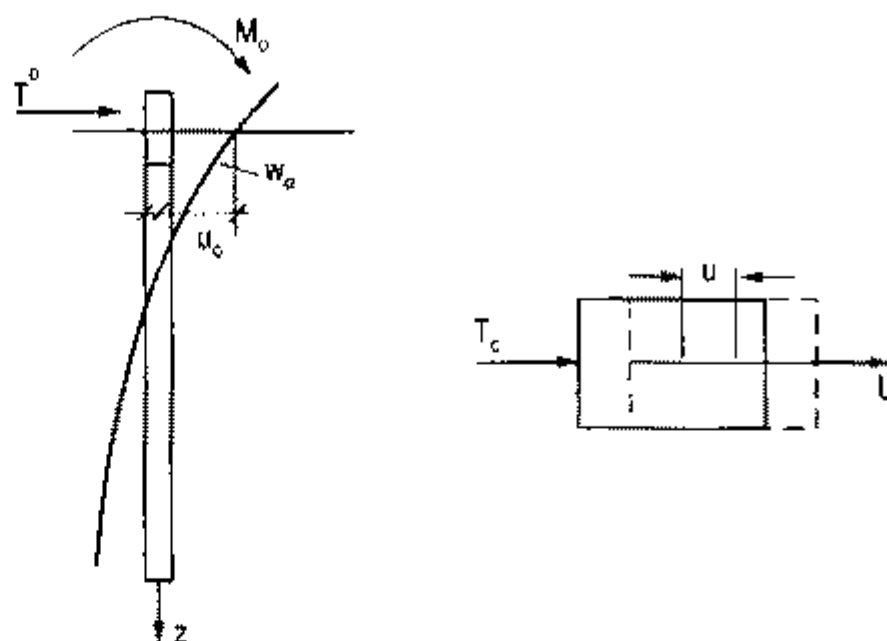
$$\bar{z} = \alpha z \quad (3-21)$$

Trong đó:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{m a_{tt}}{EI}} \quad (3-22)$$

Ta được phương trình vi phân sau:

$$\frac{d^4 u}{d\bar{z}^4} + u \bar{z} = 0 \quad (3-23)$$



Hình 3.24. Sơ đồ biến dạng của cọc dưới tác dụng lực ngang.

Giải phương trình này bằng phương pháp thông số ban đầu ta được hàm số:

$$u = u_0 A_1 + \frac{\omega_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_1 + \frac{T_0}{\alpha^3 EI} D_1 \quad (3-24)$$

Trong đó: u_0 , ω_0 , M_0 , T_0 - chuyển vị ngang, góc quay, mômen và lực ngang tác dụng tại $z = 0$ (trên mặt đất).

Các hàm số ảnh hưởng A_1 , B_1 , C_1 , và D_1 biểu diễn bằng các chuỗi hội tụ sau:

$$A_1 = 1 - \frac{\bar{z}^5}{5!} + 6 \cdot \frac{\bar{z}^{10}}{10!} - 6 \cdot 11 \cdot \frac{\bar{z}^{15}}{15!} + 6 \cdot 11 \cdot 16 \cdot \frac{\bar{z}^{20}}{20!} - \dots$$

$$B_1 = \bar{z} - 2 \cdot \frac{\bar{z}^6}{6!} + 2 \cdot 7 \cdot \frac{\bar{z}^{11}}{11!} - 2 \cdot 7 \cdot 12 \cdot \frac{\bar{z}^{16}}{16!} + \dots$$

$$C_1 = \frac{\bar{z}^2}{2!} - 3 \cdot \frac{\bar{z}^7}{7!} + 3 \cdot 8 \cdot \frac{\bar{z}^{12}}{12!} - 3 \cdot 8 \cdot 13 \cdot \frac{\bar{z}^{17}}{17!} + \dots$$

$$D_1 = \frac{\bar{z}^3}{3!} - 4 \cdot \frac{\bar{z}^8}{8!} + 4 \cdot 9 \cdot \frac{\bar{z}^{13}}{13!} - 4 \cdot 9 \cdot 14 \cdot \frac{\bar{z}^{18}}{18!} + \dots$$

Lợi dụng những quan hệ vi phân đã biết khi một dầm chịu uốn, từ công thức (3-24) chúng ta có thể nhận được các biểu thức để xác định góc quay ω_z , mômen uốn M_z và lực ngang Q_z trong một tiết diện bất kỳ ở độ sâu z kể từ mặt đất.

$$\frac{\omega_z}{\alpha} = u_0 A_2 + \frac{\omega_0}{\alpha} B_2 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_2 + \frac{T_0}{\alpha^3 EI} D_2 \quad (3-25)$$

$$\frac{M_z}{\alpha^2 EI} = u_0 A_3 + \frac{\omega_0}{\alpha} B_3 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_3 + \frac{T_0}{\alpha^3 EI} D_3 \quad (3-26)$$

$$\frac{Q_z}{\alpha^3 EI} = u_0 A_4 + \frac{\omega_0}{\alpha} B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_4 + \frac{T_0}{\alpha^3 EI} D_4 \quad (3-27)$$

Những hàm số ảnh hưởng A_2 , A_3 , A_4 là đạo hàm của A_1 bậc 1, bậc 2 và bậc 3. Tương tự như vậy đối với B_2 , B_3 , B_4 , C_2 , C_3 , C_4 và D_2 , D_3 , D_4 , giá trị của những hàm số ảnh hưởng phụ thuộc vào \bar{z} có thể tra trong bảng 3.8.

Đối với những cọc nhỏ, chân cọc không cắm vào tầng đá, thì mômen và lực ngang ở chân cọc có giá trị: $M_h = Q_h = 0$.

Nếu trên cọc có tác dụng lực ngang T_0 và mômen M_0 thì theo (3-26) và (3-27) ta có thể được hai phương trình để xác định hai ẩn số u_0 và ω_0 .

$$A_3 u_0 = \frac{B_3}{\alpha} \omega_0 = -\frac{1}{\alpha^2 EI} \left(C_3 M_0 + \frac{D_3}{\alpha} T_0 \right) \quad (3-28)$$

Trong hệ thống trên các hàm số ảnh hưởng tính theo $\bar{z} = \alpha z$.

Bảng 3.8. Giá trị các hàm số ảnh hưởng

z	A_1	B_1	C_1	D_1	A_2	B_2	C_2	D_2
0	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000
0,1	1,00000	0,10000	0,00017	0,00017	-0,00000	1,00000	0,10000	0,00500
0,2	1,00000	0,20000	0,00133	0,00133	-0,00007	1,00000	0,20000	0,02000
0,3	0,99998	0,30000	0,00450	0,00450	-0,00034	0,99996	0,30000	0,04500
0,4	0,99991	0,39999	0,01067	0,01067	-0,00107	0,99983	0,39998	0,08000
0,5	0,99974	0,49996	0,02085	0,02085	-0,00260	0,99948	0,49994	0,12499
0,6	0,99935	0,59987	0,03600	0,03600	-0,00540	0,99870	0,59981	0,17998
0,7	0,99860	0,69967	0,05716	0,05716	-0,01000	0,99720	0,69951	0,24494
0,8	0,99727	0,79927	0,08532	0,08532	-0,01707	0,99454	0,79891	0,31983
0,9	0,99508	0,89852	0,12146	0,12146	-0,02733	0,99016	0,89779	0,40462
1	0,99167	0,99722	0,16657	0,16657	-0,04167	0,98333	0,99583	0,49921
1,1	0,98658	1,09508	0,22163	0,22163	-0,06096	0,97317	1,09262	0,60346
1,2	0,97927	1,19171	0,28758	0,28758	-0,8632	0,95855	1,18756	0,71716
1,3	0,96908	1,28660	0,36536	0,36536	-0,11883	0,93817	1,27990	0,84002
1,4	0,95523	1,37910	0,45588	0,45588	-0,15973	0,91047	1,36865	0,97163
1,5	0,93681	1,46839	0,55997	0,55997	-0,21030	0,37365	1,45259	1,11145
1,6	0,91280	1,55346	0,67842	0,67842	-0,27194	0,82565	1,53020	1,25872
1,7	0,88201	1,63307	0,81193	0,81193	-0,34604	0,76413	1,59963	1,41247
1,8	0,84313	1,70575	0,96109	0,96109	-0,43412	0,68645	1,65867	1,57150
1,9	0,79467	1,76972	1,12637	1,12637	-0,53768	0,58967	1,70468	1,73422
2	0,73502	1,82294	1,30801	1,30801	-0,65822	0,47061	1,73457	1,89872
2,2	0,57491	1,88709	1,72042	1,72042	-0,95616	0,15127	1,73110	2,22299
2,4	0,34691	1,87450	2,19535	2,19535	-1,33889	-0,30273	1,61286	2,51874
2,6	0,033146	1,75473	2,72365	2,72365	-1,81479	-92602	1,33485	2,74972
2,8	-0,38548	1,49037	3,28760	3,28760	-2,38756	-1,75483	0,84177	2,86653
3	-0,92809	1,03679	3,85838	3,85838	-3,05319	-2,82410	0,068369	2,80406
3,5	-2,92799	-1,27172	4,97982	4,97982	-4,98062	-6,70806	-3,58647	1,27018
4	-5,85333	-5,94097	4,51780	4,51780	-6,53316	-12,15810	-10,60840	-3,76647
4,5	-9,05936	-13,41600	0,25502	0,25502	-5,60969	-17,41190	-21,30210	-14,52750
5	-10,39410	-22,47610	-11,15810	-11,15810	1,79465	-17,21760	-32,96950	-32,21610

Bảng 3.8 (tiếp theo)

z	A ₃	B ₃	C ₃	D ₃	A ₄	B ₄	C ₄	D ₄
0	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	1,00000
0,1	-0,00017	-0,00001	1,00000	0,10000	-0,00500	-0,00033	-0,00001	1,00000
0,2	-0,00133	-0,00013	0,99999	0,20000	-0,02000	-0,00267	-0,00020	0,99999
0,3	-0,00450	-0,00067	0,99994	0,30000	-0,04500	-0,00900	-0,00101	0,99992
0,4	-0,01067	-0,00213	0,99974	0,39998	-0,08000	-0,02133	-0,00320	0,99966
0,5	-0,02083	-0,00521	0,99922	0,49991	-0,12499	-0,04167	-0,00781	0,99896
0,6	-0,03600	-0,01080	0,99806	0,59974	-0,17997	-0,07199	-0,01620	0,99741
0,7	-0,05716	-0,02001	0,99580	0,69935	-0,24490	-0,11433	-0,03001	0,99440
0,8	-0,08532	-0,03412	0,99181	0,79854	-0,31975	-0,17060	-0,05120	0,98908
0,9	-0,12144	-0,05488	0,98524	0,89705	-0,40443	-0,24284	-0,08198	0,98032
1	-0,16652	-0,08329	0,97301	0,99445	-0,49881	-0,33298	-0,12493	0,96667
1,1	-0,22152	-0,12192	0,95975	1,09016	-0,60268	-0,44298	-0,18285	0,94634
1,2	-0,28737	-0,17260	0,93783	1,18342	-0,71573	-0,57450	-0,25886	0,91712
1,3	-0,36496	-0,23760	0,90727	1,27320	-0,83753	-0,72950	-0,35631	0,87638
1,4	-0,45515	-0,31933	0,86573	1,35821	-0,96746	-0,90954	-0,47883	0,82101
1,5	-0,55870	-0,42039	0,81654	1,43680	-1,10468	-1,11609	-0,63027	0,74745
1,6	-0,67629	-0,54348	0,73859	1,50695	-1,24808	-1,35042	-0,81466	0,65156
1,7	-0,80848	-0,69144	0,64637	1,56621	-1,39623	-1,61346	-1,05616	0,52871
1,8	-0,95564	-0,86715	0,52997	1,61162	-1,54728	-1,90577	-1,29909	0,37368
1,9	-1,11796	-1,07357	0,38503	1,63969	-1,69889	-2,22745	-1,60770	0,18071
2	-1,29535	-1,31361	0,20676	1,64628	-1,84816	-2,57798	-1,96620	-0,05652
2,2	-1,69334	-1,90587	-0,27087	1,57538	-2,12481	-3,35952	-2,84858	-0,69158
2,4	-2,14117	-2,66329	-0,94885	1,35201	-2,33901	-4,22811	-3,97323	-1,59151
2,6	-2,62126	-3,59987	-1,87734	0,91679	-2,53695	-5,14023	-5,35541	-2,82106
2,8	-3,10541	-4,71748	-3,10791	0,19729	-2,34558	-6,02299	-6,99007	-4,44491
3	-3,54058	-5,99979	-4,68788	-0,19729	-1,96928	-6,76460	-8,84029	-6,51972
3,5	3,91921	-9,54367	-10,34040	-5,85402	1,07408	-6,78895	-13,69240	-13,82610
4	-1,61428	-11,73070	-17,91860	-15,07550	9,24368	-0,35762	-5,61050	-23,14040
4,5	6,63993	-7,60958	-24,08430	-28,48410	25,23210	19,89220	-6,09194	-29,10540
5	24,97670	11,94850	-19,60110	-41,35540	49,08510	62,70540	30,07450	-27,67440

Giải hệ phương trình (3-26) ta được công thức để tính u_0 và ω_0 :

$$u_0 = \frac{(B_3C_4 - B_4C_3)M_0 + \frac{1}{\alpha}(B_3C_4 - B_4C_3)T_0}{\alpha^2 EI(A_3B_4 - A_4B_3)} \quad (3-29)$$

$$\omega_0 = \frac{(A_4C_3 - A_3C_4)M_0 + \frac{1}{\alpha}(A_4D_3 - A_3D_4)T_0}{\alpha^2 EI(A_3B_4 - A_4B_3)} \quad (3-30)$$

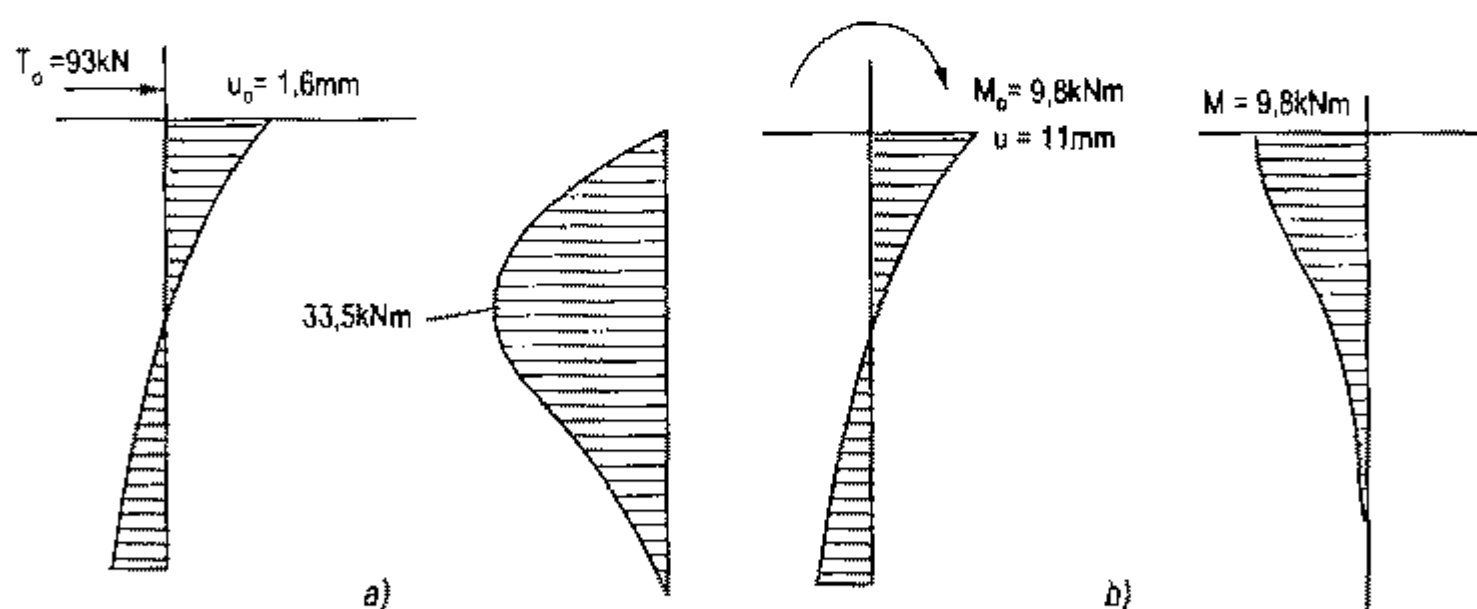
Khi tính được u_0 thường phải xét xem biến dạng ngang ở đầu cọc này có lớn hơn trị số u_0 tính toán hay không. Quy trình thiết kế 1979 có quy định biến dạng ngang của đầu cọc không được lớn hơn 10mm.

Thay u_0 và ω_0 vào (3-24) và (3-26) ta có thể tìm được chuyển vị u_z và mômen uốn M_z trong một tiết diện ở độ sâu z . Phản lực đất lên mặt bên của cọc có thể tính theo công thức:

$$P_z = Q_z = umz \quad (3-31)$$

Đối với các loại cọc nhỏ, không chế thiết kế thường là giá trị của u_0 và $M_{z\max}$.

Trên hình 3.25a vẽ biểu đồ u , M đối với một cọc tiết diện $30 \times 30\text{cm}$ dài 8,5m trên cọc có tác dụng một lực ngang $T_0 = 98\text{kN}$ và hình 3.25 là trường hợp tác dụng một mômen uốn $M_0 = 9,8\text{kNm}$.



Hình 3.25

Trong thực tế tính toán thường cần xác định các giá trị mômen, lực cắt và phản lực đất lên mặt bên thân cọc ở một độ sâu z nào đó: M_z , Q_z , và P_z . Để có thể dùng máy tính tính toán được nhanh các yếu tố trên dưới những tổ hợp lực và độ sâu z khác nhau người ta biểu diễn các công thức (3-26), (3-27) và (3-31) dưới dạng ma trận.

Các công thức trên được biến đổi chút ít thành dạng sau:

$$M_z = \alpha^2 EI \left(u_0 A_3 + \frac{\omega_0}{\alpha} B_3 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_3 + \frac{T_0}{\alpha^3 EI} D_3 \right)$$

$$Q_z = \alpha^3 EI \left(u_0 A_4 + \frac{\omega_0}{\alpha} B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_4 + \frac{T_0}{\alpha^3 EI} D_4 \right)$$

$$P_z = \frac{m}{\alpha} \bar{z} \left(u_0 A_1 + \frac{\omega_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_1 + \frac{T_0}{\alpha^3 EI} D_1 \right)$$

Có thể biểu diễn hệ thống phương trình tuyến tính trên dưới dạng ma trận như sau:

$$\bar{T}_z = K_1 K_2 K_3 \bar{T}_0$$

Trong đó: $\bar{T}_z = \begin{vmatrix} M_z \\ Q_z \\ P_z \end{vmatrix}$

$$K_1 = \begin{vmatrix} \alpha^2 EI & 0 & 0 \\ 0 & \alpha^2 EI & 0 \\ 0 & 0 & \frac{m}{\alpha} \bar{z} \end{vmatrix}; \quad K_2 = \begin{vmatrix} A_3 & B_3 & C_3 & D_3 \\ A_4 & B_4 & C_4 & D_4 \\ A_1 & B_1 & C_1 & D_1 \end{vmatrix}$$

$$K_3 = \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{\alpha} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{\alpha^3 EI} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{\alpha^3 EI} \end{vmatrix}; \quad \bar{T}_0 = \begin{vmatrix} u_0 \\ \omega_0 \\ M_0 \\ T_0 \end{vmatrix}$$

Công thức (3-29) và (3-30) có thể biểu diễn dưới dạng:

$$u_0 = aM_0 + bT_0$$

$$\omega_0 = cM_0 + dT_0$$

Trong đó: $a = \frac{B_3 C_4 - B_4 C_3}{\alpha^2 EI (A_3 B_4 - A_4 B_3)}; \quad b = \frac{B_3 D_4 - B_4 D_3}{\alpha^2 EI (A_3 B_4 - A_4 B_3)}$

$$c = \frac{A_4 C_3 - A_3 C_4}{\alpha^2 EI (A_3 B_4 - A_4 B_3)}; \quad d = \frac{A_4 D_3 - A_3 D_4}{\alpha^2 EI (A_3 B_4 - A_4 B_3)}$$

Các công thức (3-29) và (3-30) lại có thể biểu diễn dưới dạng sau:

$$\bar{T}_z = \delta_1 H_0$$

Trong đó:

$$\delta_1 = \begin{vmatrix} b & a \\ d & c \\ 0 & 1 \\ 1 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\bar{H}_0 = \begin{vmatrix} T_0 \\ M_0 \end{vmatrix}$$

Phương trình ma trận cuối cùng là:

$$\bar{T}_R = K_1 K_2 K_3 \delta_1 \bar{H}_0$$

Khi có nhiều tổ hợp của T_0 và M_0 tác dụng, trong công thức trên chỉ có ma trận \bar{T}_z và \bar{H}_0 thay đổi thành dạng sau:

$$\bar{T}_z = \begin{vmatrix} M_{z1} & M_{z2} & \dots & M_{zj} & \dots & M_{zm} \\ Q_{z1} & Q_{z2} & \dots & Q_{zj} & \dots & Q_{zm} \\ P_{z1} & P_{z2} & \dots & P_{zj} & \dots & P_{zm} \end{vmatrix}$$

$$\bar{H}_0 = \begin{vmatrix} T_{01} & T_{02} & \dots & T_{0j} & \dots & T_{0m} \\ M_{01} & M_{02} & \dots & M_{0j} & \dots & M_{0m} \end{vmatrix}$$

Trong hai ma trận trên M_{zj} , Q_{zj} , P_{zj} , T_{0j} và M_{0j} là phần tử tương ứng với tổ hợp tải trọng thứ j .

3.6.2. Tính sức chịu lực ngang của cọc theo công thức thực nghiệm

Theo quy trình thiết kế cầu cống CH-200-62 cũng như quy trình của Liên Xô về thiết kế nhà cửa hoặc quy phạm kỹ thuật 69-04 của Viện thiết kế Bộ Giao thông vận tải nước ta về thiết kế cầu cống, sức chịu lực ngang của cọc trong móng bê thấp được tính như sau:

Giá trị của lực ngang tiêu chuẩn T^{tc} do tải trọng tiêu chuẩn trên công trình truyền xuống cho cọc phải nhỏ hơn lực ngang tiêu chuẩn tính theo biến dạng của đầu cọc u . Trong đó có xét đến tác dụng của đất chung quanh cọc:

$$T^{tc} \leq P^{tc} \quad (3-32)$$

Lực P^{tc} tính theo công thức (3-33) đối với cọc có đầu ngầm và theo công thức (3-34) cho cọc có đầu liên kết chốt trong bệ:

$$P_n^{tc} = \beta \frac{12EI}{l_0^3} u \quad (3-33)$$

$$P_n^{tc} = \beta \frac{3EI}{l_0^3} u \quad (3-34)$$

Trong đó: EI- độ cứng của tiết diện ngang thân cọc;

β - hệ số tính đến sức kháng của đất chung quanh cọc theo bảng 3-9.

l_0^3 - độ sâu mà từ đó trở xuống coi như cọc bị giữ chặt không biến dạng (chiều dài chịu uốn của cọc bệ thấp). l_0 - lấy theo bảng (3-10) và $l_0 > 1,5m$.

Trị số của P^{tc} tính theo chuyển vị ngang u của đầu cọc tùy theo yêu cầu của thiết kế.

Nếu $u = 1cm$ thì giá trị P^{tc} có thể lấy theo bảng (3.10).

Nếu $u < 1cm$ thì giá trị P^{tc} tính theo giá trị nội suy từ $P^{tc} = 0$ do $u = 0$; với P^{tc} do $u = 1cm$ lấy từ bảng (3.10).

Khi $u > 1cm$, P^{tc} phải xác định theo thí nghiệm tải trọng tĩnh.

Thí nghiệm tải trọng tĩnh của cọc chịu lực ngang thường được tiến hành như sau:

- Đóng một cọc tương đương với cọc sẽ dùng trong móng sau này, sau đó dựa vào một chỗ tựa vững chắc như các công trình gần đó hoặc một bệ tựa thí nghiệm bằng các cọc bên cạnh liên kết lại.

- Dùng kích thủy lực hay dây cáp kéo bằng tời để tạo lực ngang tác dụng lên cọc.

Lực tác dụng tăng từng cấp, mỗi cấp lấy từ 0,2 - 1T. Mỗi cấp tác dụng lực giữ lại 10 phút rồi ghi độ xê dịch của đầu cọc, sau đó giảm tải trọng của cấp đó đến hết, để 10 phút đọc biến dạng, mỗi cấp tải trọng làm đi làm lại 5 - 6 lần.

Tác dụng lực cho đến khi cọc bị phá hoại thì thôi.

Dùng các số liệu đo được vẽ biểu đồ quan hệ giữa thời gian và độ xê dịch đầu cọc (biểu đồ t-u) và vẽ biểu đồ tải trọng với chuyển vị đầu cọc (biểu đồ T-u). Dựa trên các biểu đồ này mà xác định tải trọng ngang cực hạn của cọc.

Bảng 3.9. Giá trị hệ số sức kháng của đất β

Loại đất (kể từ đáy bệ đến độ sâu l_0)	β
- Cát chặt vừa, đất sét dẻo cứng	0,20
- Cũng loại trên nhưng nằm dưới mực nước ngầm	0,16
- Cát rời rạc, đất sét dẻo mềm thấp hơn mực nước ngầm	0,12
- Bùn, sét dẻo chảy	0,08

Bảng 3.10. Giá trị của l_0 và P^{tc}

Loại đất (kể từ đáy bệ đến $1,5l_0$)	l_0		Lực ngang tiêu chuẩn (kN)					
	Cọc bê tông	Cọc gỗ	Cọc bê tông cốt thép			Cọc gỗ (d, cm)		
			30 × 30	35 × 35	40 × 40	28	30	32
- Cát (trừ cát bụi) độ chặt trung bình: Sét pha và sét dẻo cứng	6d	4,5d	60	70	80	26	28	28
- Cát rời và cát bụi: cát pha dẻo sét pha và sét dẻo mềm.	7d	5d	25	30	35	14	15	16
- Sét pha và sét dẻo chảy, bùn	8d	6d	10	15	20	5	5	6

3.7. SỨC CHỊU LỰC CỦA CỌC THEO VẬT LIỆU

Khi chịu tác dụng của những lực do công trình truyền xuống cọc không những có khả năng bị phá hoại do đất xung quanh không chịu nổi mà nó còn có thể bị phá hoại do nội lực trong vật liệu quá lớn.

Tính toán sức chịu của cọc theo vật liệu tức là kiểm toán nó về mặt cường độ và ổn định. Đối với những cọc bê tông còn cần phải kiểm tra cả về mặt ổn định chống nứt dưới tác dụng của tải trọng thi công, lắp ráp và tải trọng sử dụng lâu dài do công trình tác dụng lên.

Nói chung cọc thường chịu tác dụng của những nội lực nén hoặc kéo, đúng tâm hoặc lệch tâm. Đối với các vật liệu đồng chất như gỗ, thép... tính toán các kết cấu này không có gì phức tạp, dưới đây chúng tôi chỉ giới thiệu các công thức tính toán đối với các loại cọc bê tông cốt thép thường dựa theo nguyên lý tính toán các thanh chịu nén đúng tâm hoặc lệch tâm trong các giáo trình về kết cấu công trình.

3.7.1. Xác định sức chịu tải của cọc bê tông cốt thép chịu nén đúng tâm

Đối với một cọc bê tông cốt thép chịu nén đúng tâm khi xác định sức chịu tính toán có xét đến ổn định thường dùng công thức sau:

$$N_{tt} = m_2 \varphi (R_n F_b + R_a F_a) \quad (3-35)$$

Trong đó: φ - hệ số uốn dọc;

F_b - diện tích của bê tông;

F_a - diện tích của cốt thép dọc chủ;

R_n - cường độ chịu nén tính toán của bê tông;

R_a - cường độ chịu kéo tính toán của thép;

m_2 - hệ số điều kiện chịu lực.

Chiều dài tính toán của thân cọc khi bị uốn dọc l_u đối với móng cọc bê cao có những cọc xiên có thể dùng bằng $0,5l_M$ (l_M gọi là chiều dài chịu uốn xin xem phần tính móng cọc bê cao). Đối với móng toàn cọc thẳng $l_u = l_M$.

Khi $\frac{l_u}{r} \leq 34,6$ hệ số $\varphi = 1$

Trong công thức trên r là bán kính quán tính của tiết diện ngang cọc.

Đối với những cọc tiết diện tròn, trong cọc có dùng vòng đai xoắn ốc thì khi $\frac{l_u}{d} < 12$ sức chịu tính toán của cọc xác định theo công thức sau:

$$N_u = m_2 (R_n F_l + R_a F_a + 2,5 R_{ax} \bar{F}_{ax}) \quad (3-36)$$

Trong đó: F_l - diện tích phần lõi bê tông của cọc;

R_{ax} - cường độ tính toán của cốt thép đai xoắn ốc;

$\bar{F}_{ax} = \frac{\pi d_l F_{ax}}{t_x}$ - diện tích tính đối của cốt thép xoắn;

d_l - đường kính của phần lõi bê tông;

F_{ax} - diện tích tiết diện cốt thép xoắn;

t_x - bước xoắn của vòng đai.

Khi $\frac{l_u}{r} > 12$ người ta không tính đến sức chịu tải của vòng đai nữa, sức chịu tính toán của cọc tính theo (3-35).

3.7.2. Xác định sức chịu tính toán của cọc chịu nén lệch tâm

a) Đối với cọc bê tông cốt thép tiết diện chữ nhật và hình vuông

Đối với loại cọc này cốt thép thường được bố trí đối xứng như hình 3.26.

Đầu tiên sức chịu tính toán của cọc được xác định theo công thức:

$$N_u = m_2 \frac{0,4 R_u b_c h_0^2 + F_a R_a (h_0 - a_c)}{e} \quad (3-37)$$

Nhưng nếu $\frac{N_u}{m_2 b_c R_u} < 0,55 h_0$ là thuộc trường hợp lực tác dụng có độ lệch tâm lớn.

Sức chịu tính toán của cọc xác định theo công thức sau:

$$N_u = m_2 b_c R_u x \quad (3-38)$$

Trong đó: x - chiều cao khu vực chịu nén của tiết diện tính theo công thức:

$$x = h_0 - e + \sqrt{(h_0 - e)^2 + \frac{2 R_a F_a (h_0 - a_c)}{b_c R_u}} \quad (3-39)$$

Khi tính x nếu thấy giá trị $x \leq 2a_c$ thì sức chịu tải tính toán của cọc tính theo công thức sau:

$$N_u = m_2 \frac{F_a R_a (h_0 - a_c)}{c + (h_0 - a_c)} \quad (3-40)$$

Trong các công thức trên: R_u - cường độ chịu uốn tính toán của bê tông;

F_a - diện tích các cốt thép trên một cạnh của cọc.

Đối với những cọc có 8 thanh cốt thép dọc như hình 4.26 khi tính có thể không xét đến hai thanh nằm trên trục đối xứng của tiết diện.

$$e = e_0 \psi + 0,5 (h_0 - a_c) \quad (3-41)$$

Trong đó: e_0 - độ lệch tâm của lực tác dụng đối với trục đối xứng của tiết diện;

ψ - hệ số xét đến sự ảnh hưởng của lực tác dụng lệch tâm đến biến dạng ngang của một thanh chịu ép:

$$\psi = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_0}} \quad (3-42)$$

$$N_0 = \frac{0,7\pi^2 E_b I}{l_u^2}$$

N - lực dọc trục tác dụng;

E_b - mô đun đàn hồi của bê tông;

I - mômen quán tính của tiết diện

b) Cọc ống bê tông cốt thép (hình 3.26c)

Tính sức chịu tải của cọc ống bê tông cốt thép cũng được chia ra hai trường hợp:

Trường hợp 1: Độ lệch tâm lớn:

$$N_u = \frac{m_2}{\pi e_0 \psi} \left[R_u F \frac{r_{tr} + r_n}{2} + 2F_a R_a r_c \right] \cdot \sin \frac{\pi R_a F_a}{R_u F + 2R_a F_a} \quad (3-43)$$

Nếu thấy rằng:
$$\frac{N_u}{m_2} > 0,5 R_u I \quad (3-44)$$

thì tính theo trường hợp 2.

Trường hợp 2: Độ lệch tâm nhỏ:

$$N_u = m_2 \frac{(R_a F + 0,67 R_a F_a)}{1 + \frac{e_0}{r_c} \psi} \quad (3-45)$$

c) Cọc bê tông cốt thép tiết diện tròn (hình 3.26d)

Cũng chia hai trường hợp.

Trường hợp 1: Độ lệch tâm lớn góc $\psi' \leq 95^\circ$

Giá trị của ψ' xác định từ phương trình sau:

$$\psi' = \sin \psi' \cos \psi' - \sin^3 \psi' \frac{d}{e_0 \psi'} - \left(\pi - 2\psi' + \sin \frac{\psi' d - 2a_c}{e_0 \psi'} \right) \frac{R_a F_a}{R_u F} \quad (3-46)$$

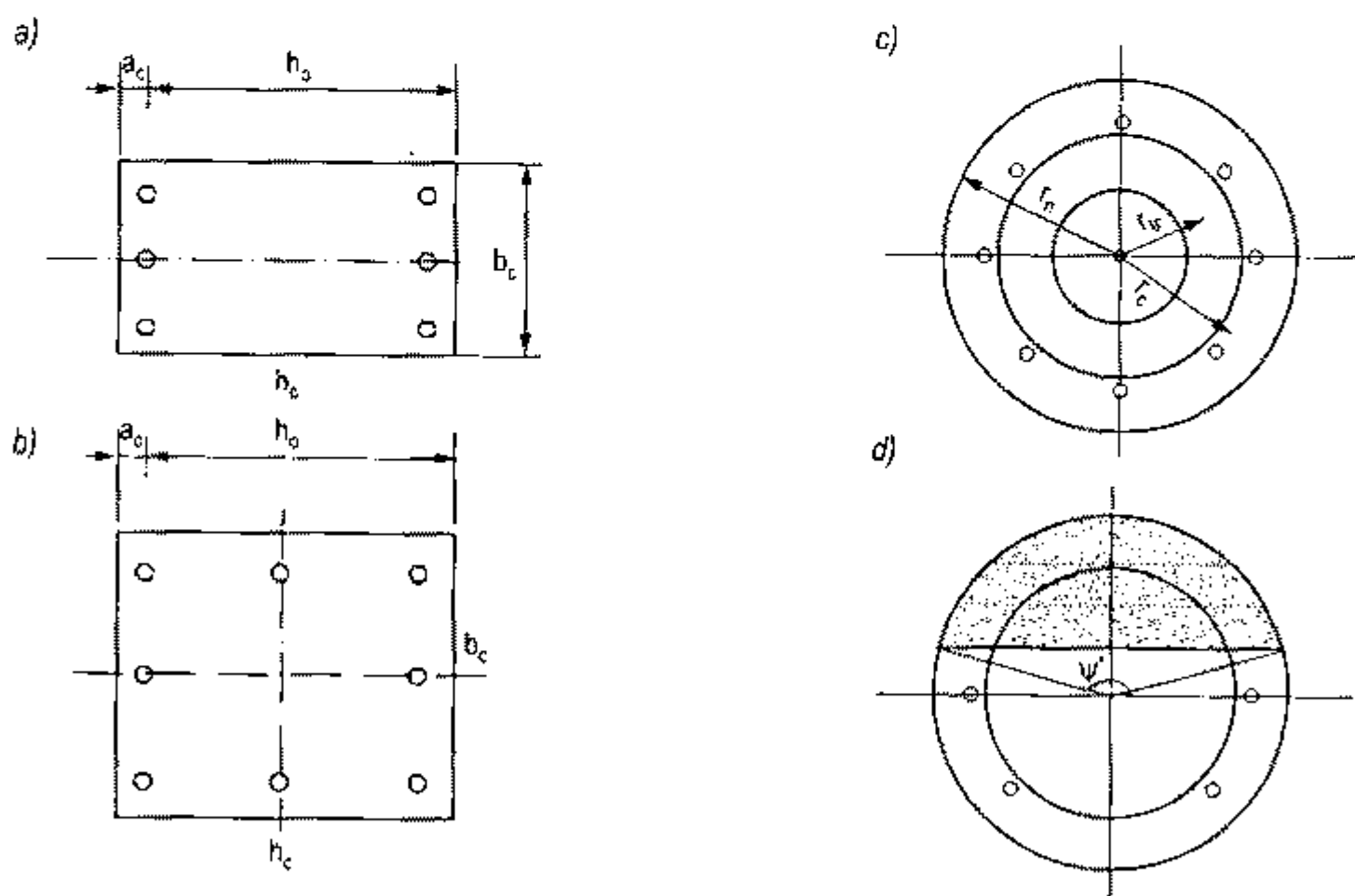
Sức chịu tính toán của cọc tính theo công thức:

$$N_u = \frac{m_2}{e_0 \psi'} \left[\frac{\sin^3 \psi'}{3\pi} R_u F_b + \frac{\sin \psi'}{\pi} (d - 2a_0) F_a R_a \right] \quad (3-47)$$

Trường hợp 2: Nếu theo phương trình (3-46) tính ra $\psi' > 95^\circ$ tức là sẽ thuộc trường hợp độ lệch tâm nhỏ, sức chịu tính toán của cọc tính theo (3-45) ở trên.

3.7.3. Tính cọc theo uốn ngang

Tính cọc theo uốn ngang thường dùng khi cọc chịu uốn đơn thuần, nội lực dọc trục bằng 0. Trong thực tế thường gặp trường hợp này khi vận chuyển và cầu cọc.



Hình 3.26. Sơ đồ tính toán các tiết diện cọc

a) Cọc bê tông tiết diện chữ nhật hoặc hình vuông có cốt thép bố trí đối xứng

Giá trị mômen uốn lớn nhất mà tiết diện cọc có thể chịu được xác định theo công thức:

$$M_u = m_2 R_a F_a (h_0 - a_c) \quad (3-48)$$

b) Cọc ống bê tông cốt thép (tiết diện hình vành khăn)

$$M_u = \frac{m_2}{\pi} \left[FR_u \frac{r_{tr} + r_n}{2} + 2F_a R_a r_a \right] \sin \frac{\pi F_a R_a}{FR_u + 2F_a R_a} \quad (3-49)$$

3.8. THIẾT KẾ VÀ TÍNH TOÁN MÓNG CỌC BÊ THẤP

Móng cọc bê thấp là loại có đáy bệ nằm thấp hơn mặt đất. Trong tính toán thiết kế hiện nay người ta thường giả định để cho an toàn là toàn bộ lực ngang tác dụng lên móng cọc sẽ được truyền cho đất ở phía sau bệ chịu.

Để đảm bảo yêu cầu này đáy bệ phải được đặt đến độ sâu nhất định. Có thể tìm được độ sâu này từ đẳng thức sau:

$$H_x = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3-50)$$

Trong đó:

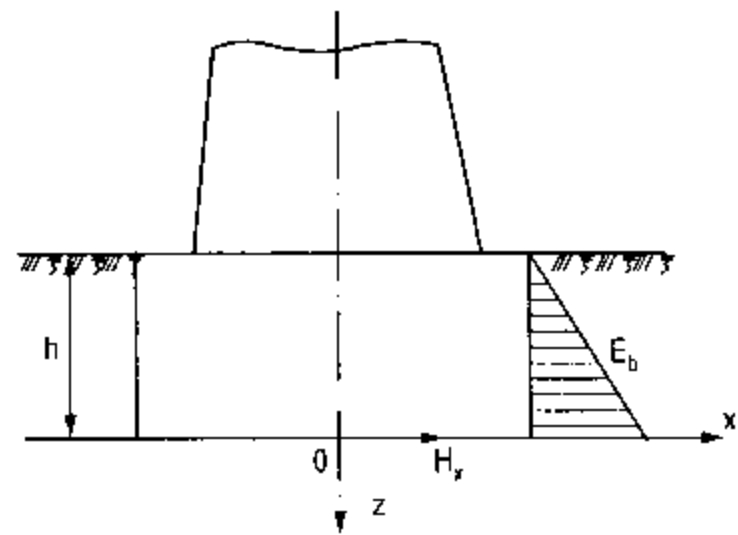
H_x - lực ngoài tác dụng theo chiều trục x;

γ - trọng lượng riêng của lớp đất từ đáy bệ trở lên;

h - độ chôn sâu đáy bệ;

a - cạnh của đáy bệ thẳng góc với mặt phẳng tác dụng của lực;

φ - góc ma sát trong của lớp đất từ đáy bệ trở lên.



Hình 3.27

Phần bên phải của đẳng thức (3-50) là áp lực bị động của đất lên thành bên của bệ E_b hình 3.27.

Biến đổi (3-50) và rút h sang một bên ta được công thức xác định độ sâu tối thiểu để đặt đáy bệ cọc thấp:

$$h_{\min} = \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \sqrt{\frac{2H_x}{a\gamma}}$$

Có nghĩa là khi thiết kế nếu độ chôn sâu đáy bệ cọc đảm bảo điều kiện:

$$h \geq h_{\min}$$

Lúc đó mới tính toán theo móng cọc bê thấp.

Để xét đến các lực ma sát trên mặt bên và đáy của bệ với đất người ta cho thêm một hệ số $m = 0,75$.

$$h_1 \geq 0,75 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \sqrt{\frac{2H_x}{\gamma a}} \quad (3-51)$$

3.8.1. Xác định kích thước của móng cọc bê thấp

Khi thiết kế móng cọc bê thấp công việc đầu tiên phải làm là xác định kích thước của bê, chọn loại cọc, số cọc và bố trí chúng trong bê. Sau đó tính toán nội lực trong cọc.

Kích thước của bê tùy vào cấu tạo công trình bên trên, điều kiện địa chất, địa chất thủy văn và kết cấu của cọc.

Móng cọc bê thấp thường dùng khi xây dựng công trình ở chỗ khô hay nước mặt rất nông chẳng hạn như những trụ mố đứng ở bãi sông gần bờ.

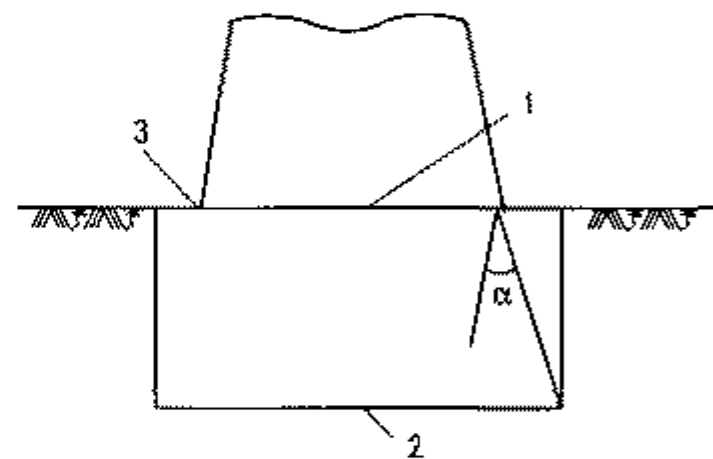
Cao độ mặt trên của bê thường nằm ngang mặt đất thiên nhiên hoặc thấp hơn mực nước thấp nhất 0,5m. Cao độ đáy bê tùy vào độ sâu xói lở lòng sông và đảm bảo điều kiện (3-51), khi móng có cọc bằng gỗ, đáy bê phải đặt thấp hơn mực nước ngầm.

Kích thước mặt bằng phía trên của bê tùy vào cấu tạo của công trình bên trên mà làm rộng ra một gờ từ 0,2 - 1m.

Nếu bê cọc dùng bê tông thường không có cốt thép, đáy bê chỉ được mở rộng với một góc $\alpha < 30^\circ$ (xem hình 3.28). Nếu góc $\alpha > 30^\circ$ phải bố trí thêm cốt thép để tránh cho bê không bị phá hoại vì nứt.

Kích thước của bê sau này còn phải sửa lại tùy vào số lượng cọc dùng và cách bố trí của chúng trong mặt bằng.

Loại cọc và số lượng cọc dùng trong móng tùy vào điều kiện đất nền và khả năng thi công.



Hình 3.28

1- Mặt trên bê cọc; 2- Đáy bê cọc;
3- Gờ bê cọc

Khi tầng đá cứng không quá sâu, các lớp đất trên mặt tương đối yếu, người ta đóng cọc xuống đến tận tầng đá. Cọc lúc này chịu lực như một cọc chống và sức chịu tải rất cao. Với những điều kiện như vậy nên dùng cọc có tiết diện ngang lớn để giảm bớt số cọc.

Đối với trường hợp cọc chịu lực như cọc ma sát nói chung cũng nên giảm số lượng cọc và tăng sức chịu tải bằng cách tăng chiều dài cọc hoặc dùng loại cọc có mở rộng chân như cọc nổ mìn, cọc xoắn hoặc cọc khoan. Nguyên tắc chung là đảm bảo cho sức chịu lực của cọc theo đất gần xấp xỉ sức chịu theo vật liệu.

Sau khi đã xác định kích thước của đáy bê và chọn loại cọc, tiếp tục tính số lượng cọc và bố trí cọc trong mặt phẳng đáy bê.

Giả thiết trong mặt phẳng zox cổ tác dụng các lực thẳng đứng P, lực ngang H_x và mômen M_y ở điểm o trọng tâm đáy bê.

Nếu đáy bệ không có cọc thì toàn bộ tải trọng trên sẽ truyền cho đất, biểu đồ ứng suất tiếp xúc đáy bệ sẽ có dạng hình thang như trên hình 3.29. Giả thiết đáy bệ là hình chữ nhật ta có thể tính ra giá trị của ứng suất ở hai mép móng theo công thức:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{P}{ab} \pm \frac{6M_y}{ab^2} \quad (3-52)$$

Trong đó: a - cạnh đáy của móng thẳng góc với trục ox;

b - cạnh đáy của móng song song với trục ox.

Đối với móng cọc biểu đồ áp suất này được tiếp thu hoàn toàn bởi các cọc.

Sau khi chọn loại cọc, độ sâu đóng cọc, kích thước tiết diện ngang của cọc, ta có thể xác định được sức chịu tải của một cọc theo công thức (3-12). Tiếp theo tính số cọc gần đúng theo công thức:

$$k = \beta \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} ab \frac{1}{N_{tt}} = \beta \frac{P}{N_{tt}} \quad (3-53)$$

Trong đó: β - hệ số xét đến sự phân bố không đều của ứng suất.

- Nếu biểu đồ là hình chữ nhật, tức là lực tác dụng đúng tâm β lấy bằng 1.

- Nếu biểu đồ là hình thang $\beta = 1,1 - 1,3$ xác định tùy theo mức độ phân bố không đều của ứng suất.

Số lượng cọc tính ra cần bố trí vào đáy bệ theo hình thức nào đó để cho cọc chịu lực tương đối đồng đều, nghĩa là nội lực trong tất cả các cọc xấp xỉ với N_{tt} .

Theo hướng thẳng góc với trục ox, người ta thường bố trí các cọc cách đều nhau với khoảng cách c như trên hình 3.29. Số lượng cọc trong một dãy bố trí theo hướng này, hướng của cạnh a, có thể suy ra là:

$$k_a = \frac{a}{c} + 1 \quad (3-54)$$

Số k_a nên lấy số nguyên nhỏ.

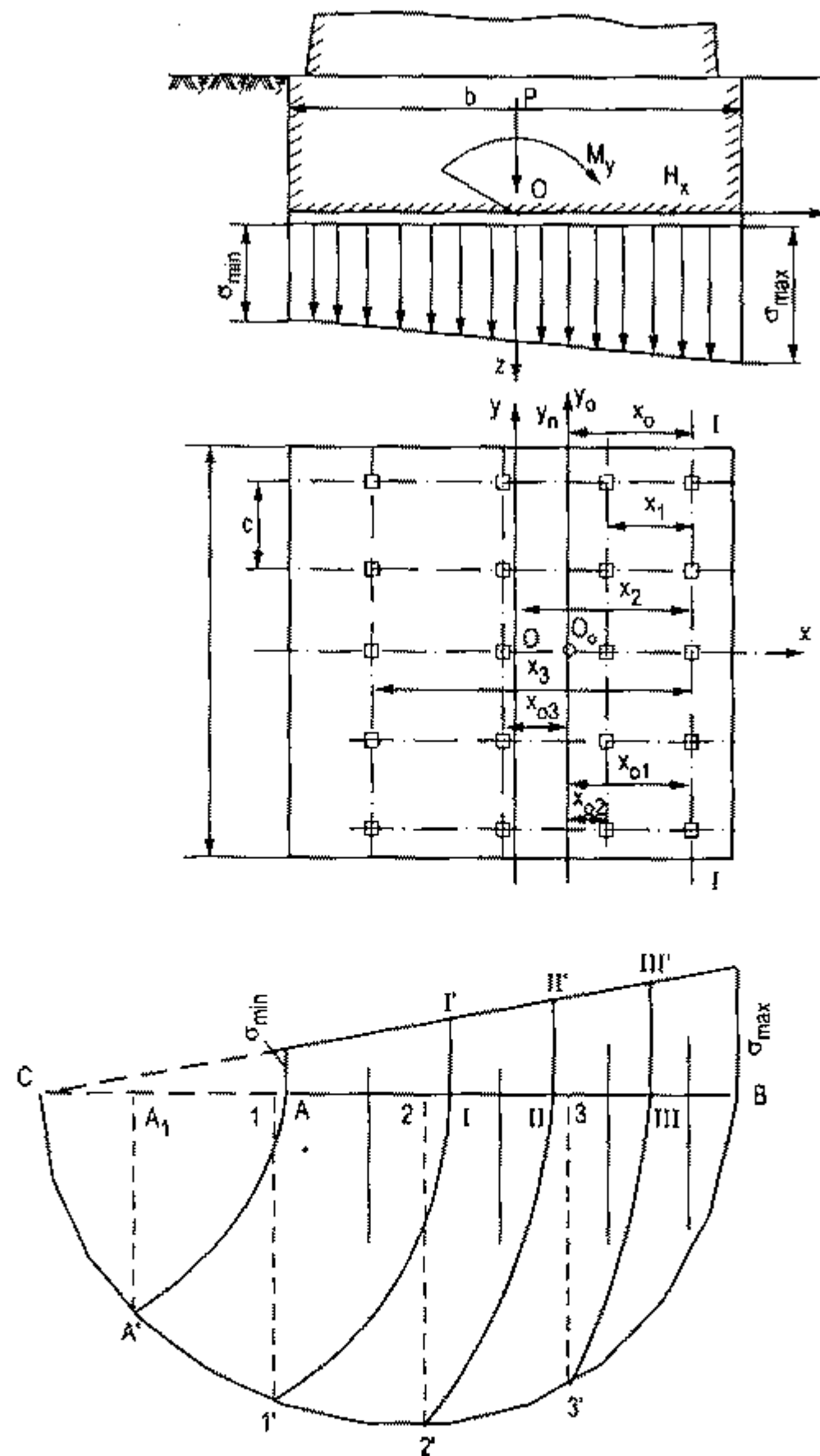
Số cọc trên bố trí theo cạnh a của đáy bệ phải đảm bảo các quy định của quy phạm về khoảng cách giữa các cọc cũng như giữa cọc ngoài cùng với mép bệ, nếu kích thước đáy bệ không đủ có thể sửa lại cho thích hợp (khoảng cách tìm cọc phải lớn hơn hay bằng 3d, khoảng cách từ mép cọc ngoài cùng đến mép bệ lớn hơn 2,5cm).

Theo hướng cạnh b số lượng cọc trong một hàng sẽ là:

$$k_b = \frac{k}{k_a} \quad (3-55)$$

Số k_b nhận được cần bố trí sao cho các cọc chịu tải trọng tương đối đồng đều. Để đảm bảo điều đó chúng ta có thể dùng phương pháp vẽ như sau:

Trên biểu đồ ứng suất σ ta kéo dài cạnh nghiêng của hình thang cho đến khi gặp cạnh nằm ngang ở điểm C (hình 3.29).



Hình 3.29

Coi BC là đường kính ta vẽ một nửa vòng tròn. Lấy C làm tâm và bán kính là CA quay một cung tròn gặp nửa đường tròn lớn ở A' . Từ A' kéo đường thẳng góc với CB sẽ được A_1 .

Chia A_1B ra k_b phần bằng nhau, thí dụ trên hình 3.29 chia ra làm 4 ta được các điểm 1, 2, 3. Tiếp tục từ 1, 2, 3 kéo các đường thẳng góc với BC và được $1', 2', 3'$.

Lấy C làm tâm quay các cung tròn với bán kính C- $1'$, C- $2'$, C- $3'$ gặp cạnh BC ở I, II và III. Từ những điểm này kéo các đường thẳng góc với BC, lên phía trên ta được I', II', III' .

Các đường I - I', II-II' và III-III' chia biểu đồ ứng suất σ ra 4 phần bằng nhau.

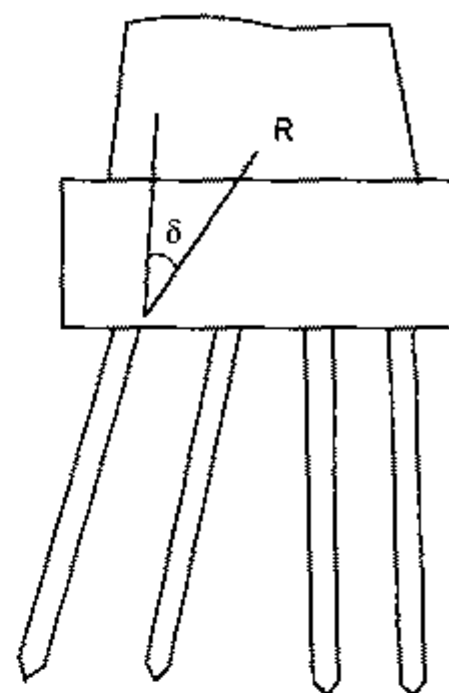
Các cọc theo hướng cạnh b sẽ bố trí qua trọng tâm của các hình thang nhỏ này.

Khoảng cách các cọc và kích thước bệ sau đó có thể sửa lại chút ít cho thích hợp các yêu cầu của quy phạm.

Khi tính toán trụ cầu dưới tác dụng của tải trọng người ta thấy móng có thể chịu nhiều tổ hợp lực khác nhau theo chiều dọc cũng như ngang cầu. Biểu đồ ứng suất đáy móng khi thiết kế không phải là lấy từ một tổ hợp tải trọng nào mà phải lập nên từ các giá trị σ_{\max} ở hai mép bệ móng của các tổ hợp khác nhau.

Sau khi bố trí cọc trong mặt phẳng đáy bệ ta còn phải tiếp tục xác định hướng của cọc trong mặt phẳng thẳng đứng.

Nếu trên móng, ngoài lực thẳng đứng và mômen lại còn tác dụng của lực ngang rất lớn với góc nghiêng hợp lực $\delta > 5^\circ$, khi đó nếu cọc bố trí thẳng đứng sẽ phải chịu lực ngang lớn dễ làm gãy cọc. Để giảm bớt lực ngang tác dụng lên cọc nên bố trí cọc xiên. Hướng của cọc xiên bố trí chống lại chiều của ngoại lực ngang tác dụng (xem hình 3.30).



Hình 3.30

3.8.2. Tính toán nội lực trong cọc của móng bệ thấp

Sau khi xác định được số lượng cọc và bố trí chúng trong móng, chúng ta tiếp tục phải kiểm toán lại nội lực trong các cọc. Mục đích của bước này là để xem dưới tải trọng tác dụng của những tổ hợp ngoại lực cụ thể cọc có đảm bảo an toàn không?

Giả sử các tải trọng ban đầu cho tại điểm O, thì trình tự tính toán như sau:

Đầu tiên phải xác định điểm trọng tâm của nhóm cọc O_0 (hệ tọa độ $X_0O_0Y_0$ - hình 3.29). Ta có thể dùng một công thức quen biết trong sức bền vật liệu:

$$x_c = \frac{S_1}{F} \quad (3-56)$$

Trong đó: x_c - khoảng cách từ trục cần tìm Y_0 đến một trục bất kỳ song song với nó I - I là trục giả định;

S_1 - mômen tĩnh của tất cả các diện tích đầu cọc đối với trục I - I;

F - tổng diện tích các đầu cọc.

Trục I-I thường chọn thuận tiện nhất là một hàng cọc ngoài cùng và gọi khoảng cách từ đầu các cọc đến trục này x_1, x_2, \dots . Ký hiệu diện tích đầu 1 cọc là ΔF ta có:

$$S_1 = k_a \Delta F (x_1 + x_2 + \dots) = k_a \Delta F \sum_{n=1}^{n=k_b-1} x_n$$

$$F = k\Delta F = k_a k_b \Delta F$$

$$x_o = \frac{\sum_{n=1}^{n=k_b-1} x_n}{k_b} \quad (3-57)$$

Để tính toán nội lực trong các cọc ta phải chuyển lực ngoài về trọng tâm mới $O_o Y_o$. Như trên hình 3.29 ta chuyển hệ lực P, M_y tác dụng ở điểm O sang điểm O_o . Ta sẽ được:

- Lực thẳng đứng giữ nguyên: $P_o = P$
- Mômen ngoại lực đối với $O_o Y_o$

$$M_{y0} = M_y - P.t$$

Trong đó: t - khoảng cách của trục $O_o Y_o$ với trục trọng tâm đáy bệ OY .

Nội lực dọc trục trong các cọc có thể dùng công thức ép lệch tâm trong sức bền vật liệu để suy ra như sau:

$$N_n = \sigma \Delta F = \Delta F \left(\frac{P_o}{F} + \frac{M_{y0}}{J_{y0}} x_{0n} \right) \quad (3-58)$$

Trong đó: N_n - nội lực dọc trục trong cọc thứ n ;

σ - ứng suất trong tiết diện đầu cọc;

x_{0n} - khoảng cách từ đầu cọc thứ n đến trục $O_o Y_o$;

J_{y0} - mômen quán tính của các cọc đối với trục $O_o Y_o$.

$$J_{y0} = \sum_{n=1}^n J_{bt} + k_a \Delta F (x_{01}^2 + x_{02}^2 + \dots) \quad (3-59)$$

J_{bt} - mômen quán tính của tiết diện cọc đối với trục của bản thân, thường thành phần này (J_{bt}) rất nhỏ so với thành phần thứ hai trong vế phải của (3-59), nếu bỏ (J_{bt}) đi ta sẽ được công thức sau:

$$J_{y0} = k_a \Delta F \sum_{n=1}^{n=k_b} x_{0n}^2 \quad (3-60)$$

Thay giá trị của $F = k \Delta F$ và J_{y0} (3-60) vào công thức (3-58) ta được:

$$N_n = \frac{P_o}{k} + \frac{M_{y0}}{k_a \sum_{n=1}^{n=k_b} x_{0n}^2} \cdot x_{0n} \quad (3-61)$$

Trong công thức trên x_{0n} có thể dương hoặc âm, chiều của trục Ox_o lấy theo chiều của mômen M_{y0} .

Nếu M_{y0} có chiều theo kim đồng hồ thì trục Ox_0 hướng từ trái sang phải.

Đối với móng có cọc nghiêng một góc δ nào đó với phương thẳng đứng, nội lực dọc trục trong cọc sẽ bằng:

$$N_n^* = \frac{N_n}{\cos \delta} \quad (3-62)$$

Các công thức trên đã được chúng ta suy ra cho trường hợp ngoại lực tác dụng trong một mặt phẳng tính toán. Nếu ngoại lực tác dụng nằm trong hai mặt phẳng tính toán ta có thể dễ dàng suy ra từ công thức (3-61) công thức sau (tương tự như trường hợp uốn xiên có lực nén dọc trục).

$$N_n = \frac{P}{k} + \frac{M_{y0}}{k_a \sum_{n=1}^{n=k_b} x_{0n}^2} x_{0n} + \frac{M_{x0}}{k_a \sum_{n=1}^{n=k_b} y_{0n}^2} y_{0n} \quad (3-63)$$

Trong đó: M_{y0} và M_{x0} - mômen thành phần của ngoại lực đối với các trục O_0Y_0 và O_0X_0 ;

x_{0n} và y_{0n} - khoảng cách từ một cọc thứ n đến trục O_0X_0 và O_0Y_0 ;

3.8.3. Kiểm toán móng cọc bê thấp theo các trạng thái giới hạn

Sau khi tính toán ra nội lực trong các cọc phải tiến hành kiểm toán cọc theo các trạng thái giới hạn.

1. Trạng thái giới hạn thứ nhất

- Đối với nội lực dọc trục:

Khi móng cọc chịu lực tác dụng trong một mặt phẳng chính, dùng công thức (3-61) ta thấy rằng các cọc ở mép sẽ có giá trị lớn nhất hoặc nhỏ nhất.

Đối với cọc chịu lực lớn nhất (N_{max}) phải đảm bảo điều kiện nhỏ hơn sức chịu tính toán của cọc theo đất:

$$N_{max} + \Delta N \leq N_{tt} \quad (3-64)$$

Trong đó: N_{max} - nội lực chịu ép lớn nhất của cọc ở ngoài cùng;

ΔN - trọng lượng bản thân cọc;

N_{tt} - sức chịu tải tính toán của cọc.

Đồng thời phải đảm bảo N_{max} phải nhỏ hơn sức chịu tính toán vật liệu của cọc:

$$N_{max} \leq N_{tt} \quad (3-65)$$

Trong đó: N_{tt} - sức chịu tính toán của cọc theo vật liệu xác định theo công thức từ (3-35) đến (3-49).

Khi móng cọc chịu lực tác dụng trong hai mặt phẳng tính toán. Cọc chịu lực lớn nhất sẽ ở một góc nào đó tùy theo tọa độ của x_{0n} và y_{0n} trong công thức (3-63). Ta cũng phải đảm bảo các điều kiện như (3-64) và (3-65) nhưng ở đây vế phải của bất đẳng thức được nhân thêm với hệ số 1,2 có nghĩa là cho sức chịu tính toán của cọc theo đất cũng như vật liệu tăng lên 20%.

- Đối với nội lực ngang trục:

Nội lực ngang trục trong cọc của móng bê thấp theo quy trình thiết kế cầu cống 1979 cũng như một số quy phạm thiết kế khác phải kiểm toán theo điều kiện sau:

$$\frac{H_x}{kP^{tc} + \sum T_x} \leq m_2 \quad (3-66)$$

Trong đó: H_x - ngoại lực ngang tác dụng trên bệ;

k - số cọc;

P^{tc} - lực ngang tiêu chuẩn của một cọc, xác định theo phần 3.6.2 (tính sức chịu lực ngang của một cọc theo công thức thực nghiệm)

$\sum T_x$ - tổng số hình chiếu trên trục ngang ox của nội lực dọc trục trong các cọc;

m_2 - hệ số điều kiện làm việc lấy theo bảng 3.11.

Bảng 3.11. Hệ số điều kiện làm việc m_2

Loại bệ	Số cọc trong bệ			
	1 - 5	6 - 10	11 - 20	21 và nhiều hơn
Bệ cao	0,8	0,85	0,9	1
Bệ thấp	0,85	0,90	1	1

2. Trạng thái giới hạn thứ hai

Tính toán độ lún của móng cọc dưới tác dụng của tải trọng ngoài. Khi tính lún các quá trình thường quy định chỉ xét đến các tải trọng tĩnh tiêu chuẩn (do tĩnh tải sinh ra).

Phương pháp tính lún của móng cọc xin xem phần 3-5 hình 3.23 của chương này.

Độ lún của móng cọc phải đảm bảo:

$$S \leq 1,5 \sqrt{L} \quad (3-67)$$

Độ chênh lệch về lún của hai trụ cạnh nhau:

$$\Delta S \leq 0,75 \sqrt{L} \quad (3-68)$$

Trong đó: L - chiều dài của nhịp ngắn nhất gác lên trụ, đơn vị là m. Nếu chiều dài nhịp $< 25m$ thì L lấy bằng $25m$.

3. Trạng thái giới hạn thứ ba

Kiểm toán chống nứt cho cọc và bê dưới tác dụng của nội lực trong cọc và bê.

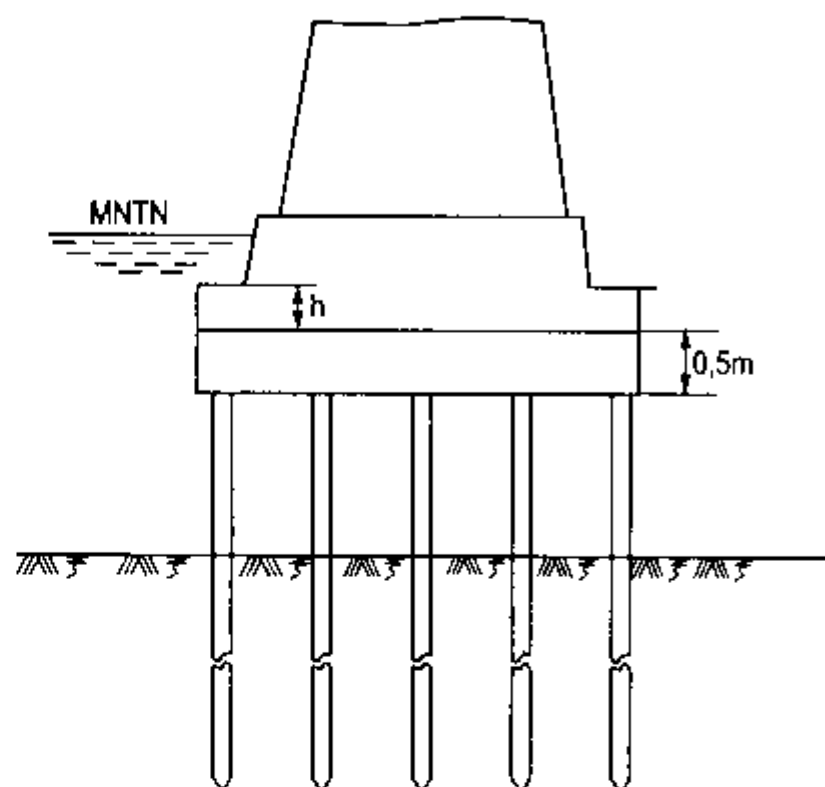
3.9. THIẾT KẾ VÀ TÍNH TOÁN MÓNG CỌC BÊ CAO

3.9.1. Xác định kích thước bê

Móng cọc bê cao là loại có đáy bê nằm cao hơn mặt đất, đối với trụ cầu mặt đất này phải là đáy sông sau khi bị xói lở lớn nhất.

Đúng về thiết kế mà nói không những trường hợp đáy bê nằm cao hơn mặt đất khi mà đáy bê đó có độ chôn sâu không thỏa mãn yêu cầu (3-51) thì móng cọc cũng tính theo bê cao.

Trước khi đi vào tính toán nội lực trong móng chúng ta phải xác định kích thước của bê cọc, chọn loại cọc, số lượng cọc và bố trí chúng trong bê cọc.



Hình 3.31

Kích thước của bê cọc về bình diện cũng xác định tương tự như đối với móng trên nền thiên nhiên và móng cọc bê thấp.

Cao độ của đáy bê cọc cao thường tùy theo điều kiện thông thuyền và các loại vật liệu trôi trên sông mà quyết định. Đối với những sông không thông thuyền hoặc các khe cạn đáy bê có thể nâng cao hơn mặt nước thi công để dễ dàng cho việc đổ bê tông bê. Nhưng đáy bê càng cao thì biến dạng ngang của bê và do đó của trụ càng lớn, muốn đảm bảo yêu cầu của quy phạm lại phải bố trí nhiều cọc xiên.

Khi sông có thông thuyền đáy bê phải bố trí thấp hơn mực nước thấp nhất 0,5m để tránh sự va chạm trực tiếp của tàu thuyền vào cọc.

Bề rộng mỗi bậc của bê thường không lớn hơn một nửa bề dày bậc đó. Bề dày của bậc lại phải thỏa mãn điều kiện không bị cọc xiên thủng, có thể căn cứ theo công thức gần đúng sau:

$$h \geq \frac{N_{\max}}{u_c R_c} \quad (3-69)$$

Trong đó: N_{\max} - nội lực dọc trục lớn nhất của cọc;

u_c - chu vi của cọc;

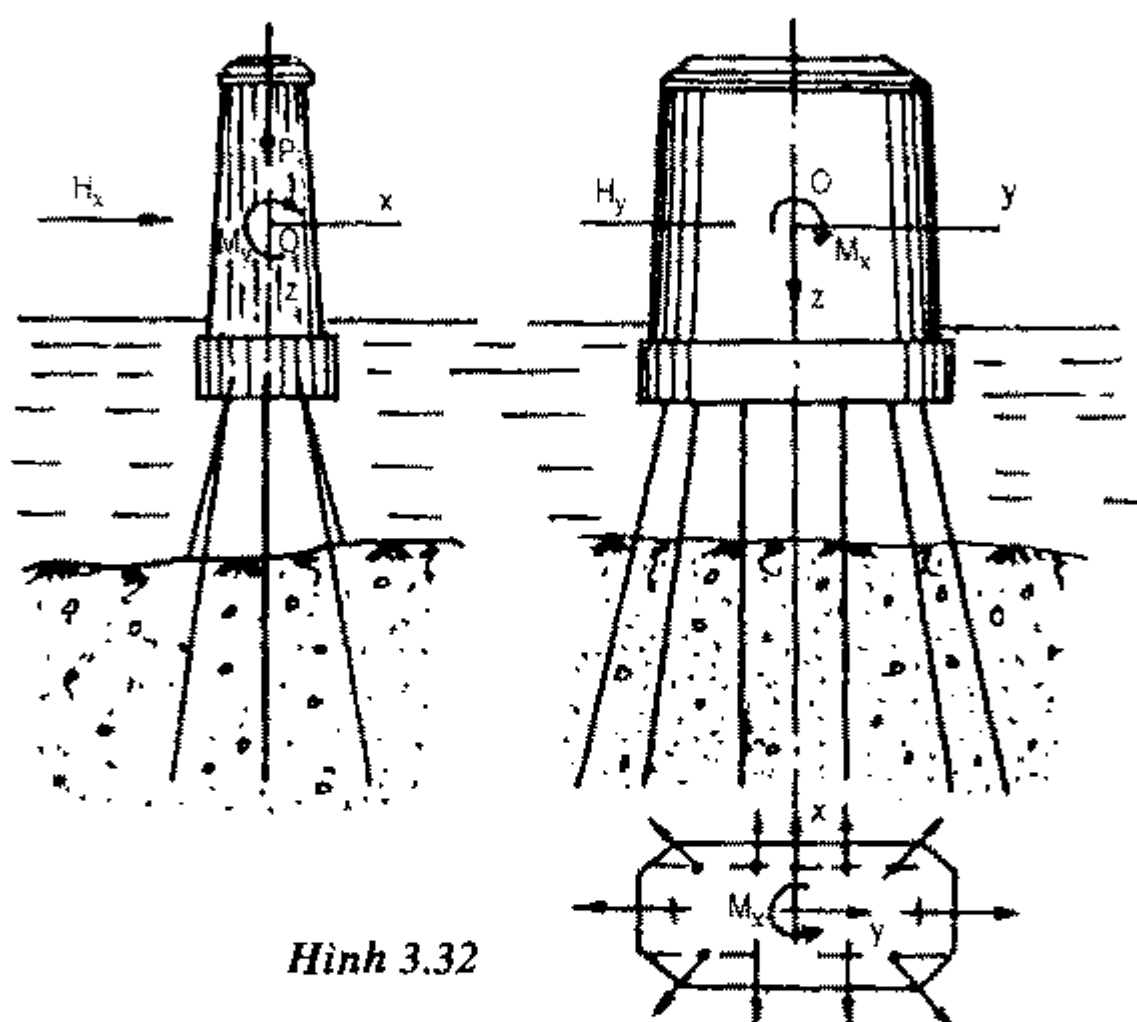
R_c - cường độ tính toán chịu cắt của bê tông;

h - bề dày của lớp bê tông trên đầu cọc (hình 3.31).

Yêu cầu của bề dày của bệ phải thích hợp với các quy phạm về độ chôn sâu của cọc trong bệ như phần cấu tạo bệ cọc đã giới thiệu.

3.9.2. Sơ đồ tính toán

Móng cọc bệ cao thường là một kết cấu khung không gian nhiều bậc siêu tĩnh, hình 3.32 là móng của một trụ cầu. Kết cấu khung này có một điểm đặc biệt: các cọc của khung không phải là thanh đàn hồi đơn giản mà là những cọc cắm sâu vào trong đất. Các cọc này khi chịu tải trọng không những có biến dạng đàn hồi của bản thân mà còn có những biến dạng do đất sinh ra.



Hình 3.32

Những nội lực và biến dạng của cọc dưới tác dụng của tải trọng ngoài tính toán chính xác rất phức tạp. Quan hệ giữa cọc và đất về mặt cơ học hiện nay còn là một vấn đề chưa được giải quyết triệt để. Vì vậy tính toán móng cọc bệ cao phải dùng một số giả thiết thực nghiệm để đơn giản hoá sẽ giới thiệu sau đây.

Về phương pháp tính toán móng cọc bệ cao hiện nay trong ngành ta nhiều cơ quan đang dùng một số lý thuyết của một số tác giả. Thực chất các phương pháp tính toán này đều dựa trên những giả thiết cơ bản được đề ra bởi nhà bác học Liên Xô Gersiévánov (1924). Sau đó vào khoảng những năm 40, Spirô đã hoàn thiện phương pháp tính này, bằng cách đưa vào các lý luận của phương pháp chuyển vị trong cơ học kết cấu, đồng thời phát triển thêm phần lý luận tính toán coi bệ cọc là một khung không gian.

Tiếp theo Spirô, một số tác giả khác như Ostenfelid, Vetter, Tsarikov... trong đó chủ yếu là Tsarikov đã giới thiệu các phương pháp tính toán đơn giản hoá hơn đối với sơ đồ phẳng đối xứng của bệ dựa trên tính chất của một số điểm đặc biệt gọi là các tâm đặc

trung. Sau đó I.A. Ten đã phát triển thêm phương pháp của Tsarikov bằng cách đưa khái niệm về các tâm đặc trưng vào cả những bệ không đối xứng, đồng thời dựa trên tính chất của các tâm này để xét chọn các sơ đồ hợp lý của móng cọc bệ cao.

Các giả thiết cơ bản để tính móng cọc bệ cao gồm mấy điểm sau:

Giả thiết 1: Tính toán bệ theo sơ đồ phẳng, như trên đã nói móng cọc bệ cao thực chất là một kết cấu khung không gian. Nhưng qua thực tế cho thấy rằng giả thiết này làm tính toán đơn giản hoá đi nhiều mà không dẫn đến những sai số quá đáng.

Tính toán bệ theo sơ đồ phẳng, nghĩa là coi khung nằm trong một mặt phẳng và lực ngoài tác dụng cũng nằm trong mặt phẳng đó, gọi là mặt phẳng tính toán.

Mặt phẳng tính toán thường lấy là những mặt đối xứng của bệ. Thí dụ trên hình 3.32 có hai mặt phẳng tính toán là zox và zoy.

Mặt phẳng zox là mặt phẳng đứng đi qua trục dọc của cầu. Mặt zoy là mặt phẳng đứng theo chiều ngang của cầu.

Trên hình 3.32a là sơ đồ phẳng của bệ cọc chịu tác dụng của các lực thẳng đứng và lực nằm ngang dọc cầu. Các cọc được biểu thị bằng đường trục của nó, nhưng trong khi chiếu hình của cọc lên mặt phẳng này thì có một số hình chiếu trùng lên nhau. Vì vậy mỗi một cọc trong sơ đồ phẳng là biểu thị cho số lượng cọc của một dãy thẳng góc với mặt phẳng zox.

Hình 3.32b là sơ đồ phẳng của bệ cọc chịu tác dụng của các lực thẳng đứng và nằm ngang theo chiều ngang cầu.

Khi thiết kế người ta thường kiểm toán móng cọc *dưới các tổ hợp lực phụ* theo từng chiều dọc hoặc ngang cầu. Tổ hợp lực phụ có xét đến lực hãm, lực gió, lực do nhiệt độ v.v... Nội lực trong cọc không được cộng lại mà xét riêng cho từng tổ hợp.

Trong trường hợp đặc biệt nếu *tổ hợp lực chủ* tác dụng không nằm trong các mặt phẳng tính toán thì người ta tiến hành tính toán riêng rẽ theo các sơ đồ phẳng với các lực tác dụng là hình chiếu của nó xuống các mặt phẳng tương tự. Nội lực trong các cọc cuối cùng là tổng số các giá trị tương ứng cho mỗi cọc khi tính riêng rẽ.

Khi tính toán theo sơ đồ phẳng, chiều dài và góc nghiêng của cọc phải dùng các giá trị hình chiếu. Thí dụ một cọc có góc nghiêng với phương thẳng đứng là δ như trên hình 3.33. Khi tính toán theo mặt zox phải dùng chiều dài cọc là:

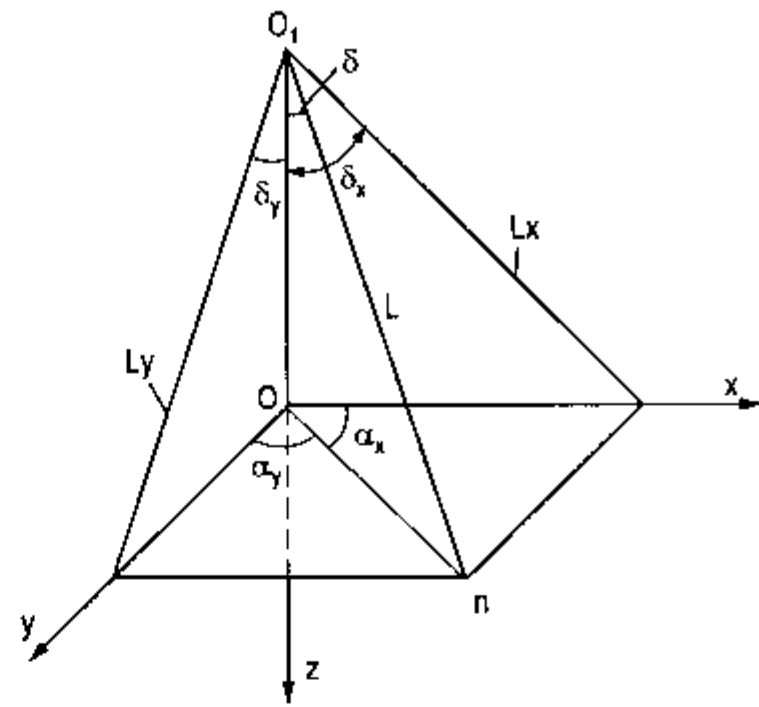
$$L_x = L \frac{\cos \delta}{\cos \delta_x} \quad (3-70)$$

Và góc nghiêng của cọc trong mặt phẳng này là δ_x .

Tương tự như vậy cho mặt phẳng zoy.

Giả thiết 2: Thay đất chung quanh cọc bằng hai liên kết quy ước.

Như trên đã nói sự chịu lực của cọc ở trong móng rất phức tạp, nếu cứ để nguyên kết cấu khung này với các cột nằm trong đất để giải thì bài toán sẽ phức tạp thêm rất nhiều. Để đơn giản hóa người ta nghĩ đến cách thay đất bằng các liên kết nào đó đảm bảo cho các cột của khung là những thanh đàn hồi thuần túy và biến dạng của chúng trong khung là tương đương như biến dạng của cọc trong thực tế.

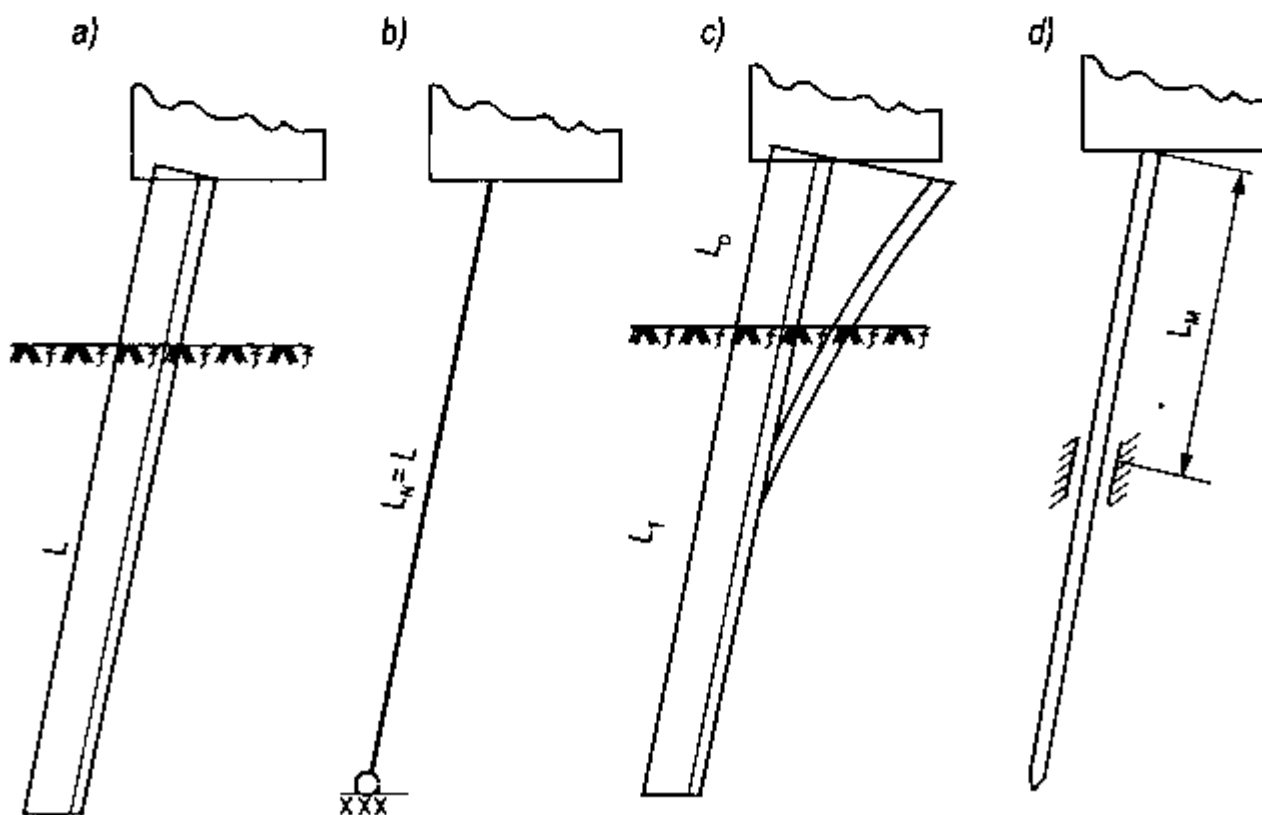


Hình 3.33

Khi chịu lực dọc trục có biến dạng lún ở đất và biến dạng nén đàn hồi của bản thân, trong sơ đồ tính toán cọc được thay bằng một thanh thẳng có một liên kết chốt ở đầu với chiều dài nào đó để cho biến dạng đàn hồi của nó bằng biến dạng thực của cọc. Chiều dài này có nhiều tài liệu nghiên cứu và đưa ra nhiều công thức để xác định, nhưng trong thực tế các công thức này hơi phức tạp, vì vậy để đơn giản hóa tính toán các quy phạm thiết kế móng cọc bê tông thường cho phép lấy bằng chiều dài cọc và gọi là chiều dài chịu nén L_N (hình 3.34a, b).

$$L_N = L \quad (3-71)$$

Trong đó: L - chiều dài thực của cọc.



Hình 3.34

Khi chịu lực ngang cọc thường có biến dạng như hình 3.34c. Ta nhận xét rằng cọc có một đoạn phía trên chịu uốn và có chuyển vị ngang trực, chuyển vị của cọc bị hạn chế bởi đất ở xung quanh cho nên chỉ có thể phát triển đến một độ sâu nào đó thì coi như các tiết diện cọc của đoạn dưới đó không có chuyển vị nữa, nghĩa là đoạn cọc phía dưới vẫn thẳng.

Đoạn cọc có chuyển vị ngang này có độ dài là bao nhiêu? Hay nói cách khác từ độ sâu nào trở xuống có thể coi là cọc vẫn giữ hình dáng thẳng.

Vấn đề này đã có rất nhiều công trình nghiên cứu về lý thuyết và thực nghiệm trên mô hình, tuy nhiên các kết quả thu được vẫn còn chưa hoàn toàn chính xác hoặc quá phức tạp đối với công việc tính toán thực tế.

Trong quy phạm thiết kế hiện nay người ta thường quy định độ sâu mà cọc bị giữ chặt này như sau:

Gọi đoạn từ đáy bệ đến độ sâu mà cọc bị giữ chặt là chiều dài chịu uốn L_M , người ta thay đất bằng một liên kết ngàm di động như hình 3.34d.

L_M được xác định theo quy ước sau:

$$\text{- Khi } L_1 < 2\eta d \text{ lấy: } L_M = L_0 + 2\eta d - \frac{L}{2} \quad (3-72)$$

$$\text{- Nếu } L_1 \geq 2\eta d \text{ lấy: } L_M = L_0 + \eta d \quad (3-73)$$

Trong đó: L_0 - đoạn dài tự do từ đáy bệ đến mặt đất (sau khi xói lở);

L - chiều dài của đoạn cọc nằm trong đất;

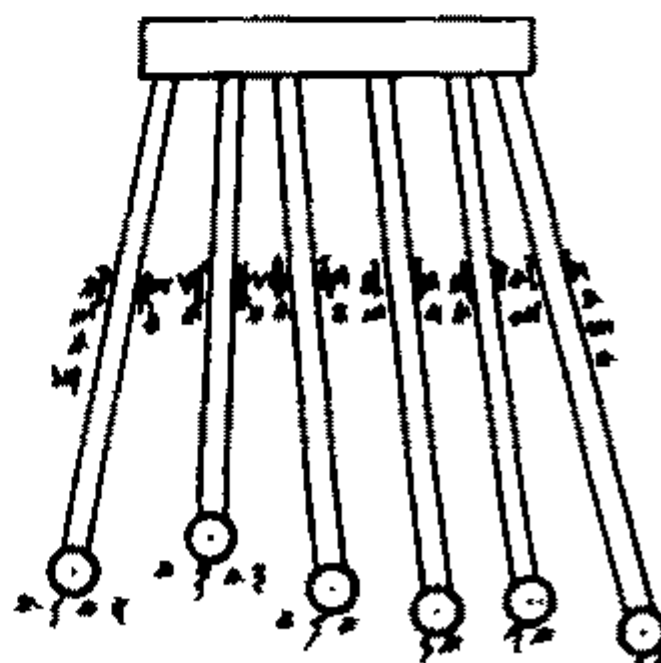
d - đường kính của cọc tròn hay cạnh của cọc vuông;

η - hệ số thường lấy bằng 5 - 7 (đất càng chặt cứng lấy càng nhỏ).

Giả thiết 3: Giả định bệ cọc là cứng vô cùng. $EJ = \infty$

Với các giả định 1 và 2 ở trên ta sẽ có sơ đồ tính toán của bệ cọc cao như hình 3.35.

Để tìm nội lực trong bệ và cọc sinh ra dưới tác dụng của tải trọng ngoài ta có thể dùng các biện pháp của cơ học kết cấu thường làm, nghĩa là tính nó như một khung siêu tĩnh nhiều bậc. Công việc tính toán cũng không có gì là khó khăn lắm. Nhưng trong các công trình móng cọc bệ cao dưới trụ mố cầu nói chung đều có một đặc điểm là kích thước của bệ rất lớn so với cọc, đồng thời kích thước các chiều của bản thân bệ cũng gần tương đương nhau. Vì vậy khi chịu tải trọng biến dạng của bệ có thể coi là rất nhỏ. Để đơn giản tính toán



Hình 3.35

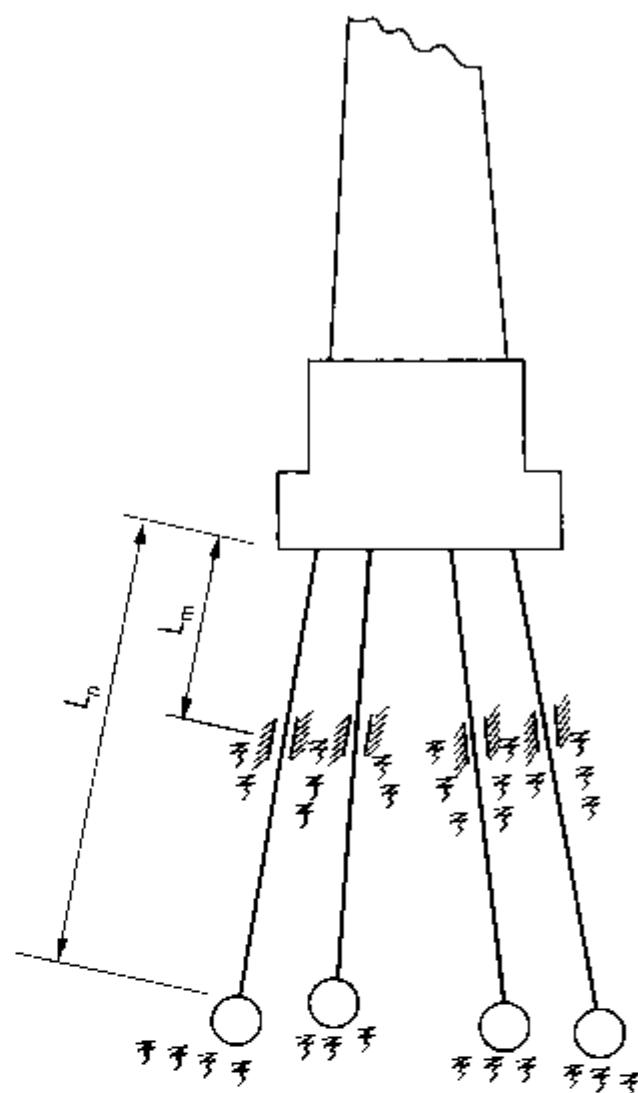
người ta thường giả định là bê có độ cứng vô cùng. Giá trị này rất sát với thực tế cấu tạo của móng vì ngoài lý do kích thước của bê lớn, còn phải kể đến kích thước của trụ cũng lớn và cùng chịu lực với bê cọc (kết cấu của thân trụ bên trên làm cho bê càng cứng thêm).

Trong thiết kế móng cọc bê cao trụ, mố cầu thường giả định có độ cứng vô cùng, nghĩa là khi móng chịu tải trọng bê chỉ có chuyển vị do các cọc biến dạng, còn bản thân bê không biến dạng (đáy bê vẫn là một mặt phẳng giữ nguyên kích thước).

Giả định như trên có tiện lợi là khi chịu tải trọng vị trí chuyển dịch của bê được xác định bằng 3 tọa độ là: chuyển vị theo chiều thẳng đứng v , chuyển vị theo chiều ngang u , và cọc quay ω . Biến dạng của tất cả các cọc trong móng đều có thể suy ra từ ba chuyển vị của bê, do đó nội lực trong cọc cũng có thể xác định được.

Tóm lại giả định này làm cho ẩn số cần tìm của khung bao giờ cũng chỉ là ba chuyển vị u , v và ω .

Sơ đồ tính toán của bê cọc cao trụ, mố cầu cuối cùng sẽ dùng là một sơ đồ khung phẳng có thanh ngang là tuyệt đối cứng và các cột có hai liên kết quy ước như hình 3.36.



Hình 3.36

Đối với móng cọc bê cao của một số loại công trình khác như trụ nhẹ, cầu tàu, bến cảng v.v... dùng giả định bê là tuyệt đối cứng cần phải đảm bảo quy định: chiều dài của bê không lớn hơn 4 lần chiều dày của bê. Nếu không đảm bảo yêu cầu này phải tính là bê mềm (xem trong [2]).

3.9.3. Tính toán nội lực trong móng cọc bê cao

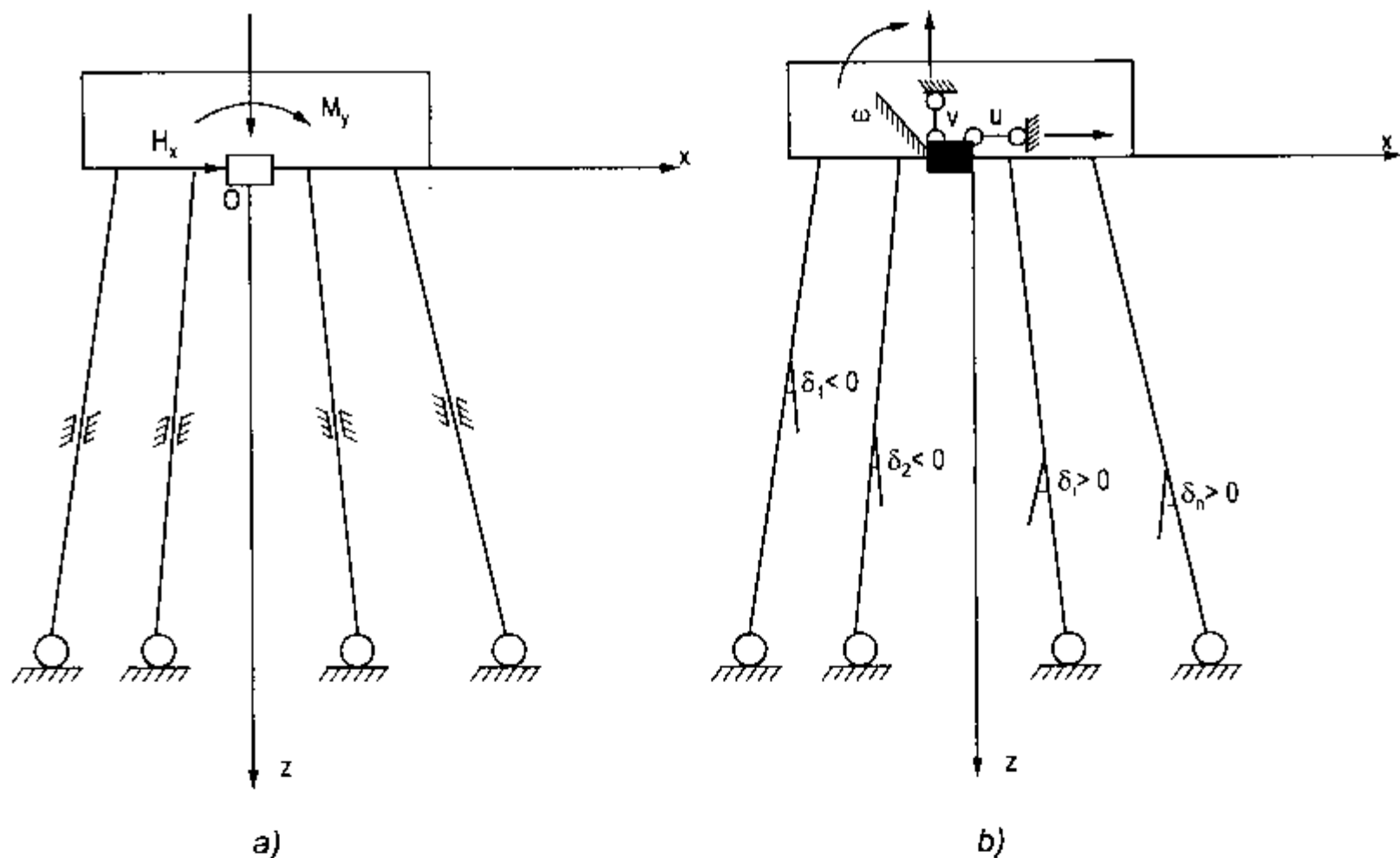
Giả định có một sơ đồ tính toán của móng cọc bê cao như hình 3.37. Ta lấy gốc tọa độ là một điểm bất kỳ của đáy bê, các trục có hướng dương quy ước như trên hình vẽ. Chuyển tất cả các lực của một tổ hợp tải trọng nào đó về gốc O và ta có thể phân ra là P , H_x và M_y với:

P - tổng số các thành phần lực thẳng đứng;

H_x - tổng số các thành phần lực nằm ngang theo chiều ox ;

M_y - tổng số mômen của các lực đối với trục oy .

Chiều dương của các lực tác dụng cũng giả định lấy như trên hình vẽ, tức là P hướng từ trên xuống dưới; H_x hướng theo chiều dương của trục O_x ; M_y làm cho bê quay theo chiều kim đồng hồ.



Hình 3.37

Như trên đã biết vì giả thiết bệ là tuyệt đối cứng nên chuyển vị của nó có thể biểu diễn qua ba thông số đối với gốc O là:

u - chuyển vị ngang;

v - chuyển vị thẳng đứng;

ω - góc quay của bệ quanh điểm O.

Quy ước chiều dương của chuyển vị là chiều tác dụng của tải trọng (u là dương khi chuyển vị theo hướng H_x hay chiều dương của Ox).

Để tính nội lực trong khung trên, đơn giản nhất là dùng phương pháp chuyển vị. Khi tính theo phương pháp này ta phải thêm vào các liên kết phụ chống lại các chuyển vị có thể của khung. Ở đây có ba chuyển vị vậy ta thêm vào ba liên kết phụ như sơ đồ hình 3.37.

Liên kết u chống lại chuyển vị ngang, liên kết v chống lại chuyển vị thẳng đứng và liên kết ω chống lại chuyển vị quay.

Theo phương pháp chuyển vị trong cơ học kết cấu chúng ta biết rằng: Tổng số phản lực sinh ra trong một liên kết phụ do chuyển vị của chính nó, cũng như do chuyển vị của các liên kết khác và ngoại lực là bằng không. Vậy ở đây ta có thể viết được phương trình chính tắc sau:

$$\left. \begin{aligned} r_{vv}v + r_{vu}u + r_{v\omega}\omega &= P \\ r_{uv}v + r_{uu}u + r_{u\omega}\omega &= H_x \\ r_{\omega v}v + r_{\omega u}u + r_{\omega\omega}\omega &= M_y \end{aligned} \right\} \quad (3-74)$$

Trong đó:

r_{vv} - phản lực trong liên kết phụ v do chuyển vị của chính nó bằng 1 sinh ra, gọi là phản lực đơn vị. Các phản lực đơn vị r_{uv} và $r_{\omega v}$ cũng tương tự suy ra như vậy.

r_{uv} - phản lực sinh ra trong liên kết phụ u do chuyển vị của liên kết $v = 1$. Theo cơ học kết cấu ta có $r_{uv} = r_{vu}$. Tương tự ý nghĩa như vậy đối với $r_{v\omega} = r_{\omega v}$ và $r_{u\omega} = r_{\omega u}$.

Các phản lực đơn vị trong phương trình chính tắc trên lại bằng tổng số nội lực ở đầu tất cả các cọc theo hướng của chỉ số thứ nhất do chuyển vị bằng 1 của liên kết ghi ở chỉ số thứ hai sinh ra. Thí dụ r_{vu} là bằng tổng số hình chiếu lên trục thẳng đứng của nội lực trong tất cả các đầu cọc do chuyển vị $u = 1$ sinh ra.

Vì vậy muốn tìm các hệ số của phương trình chính tắc trên ta phải tìm được công thức tính toán nội lực trong các cọc do các chuyển vị sinh ra.

Đầu tiên ta hãy tìm công thức tính nội lực trong cọc do các chuyển vị nói chung sinh ra. Sau đó ta thay các chuyển vị này bằng chuyển vị của đầu cọc do chuyển vị của bệ sinh ra.

1) Nội lực trong một cọc do các chuyển vị nói chung của đầu cọc sinh ra

Giả định đầu cọc là ngàm chặt trong bệ (đối với móng trụ mố cầu để đảm bảo giả định này yêu cầu đầu cọc cắm sâu trong bệ $2d$ hoặc đầu cọc có các cột thép thò ra ăn sâu trong bệ tối thiểu là hai lần đường kính cọc).

Khi đó cọc như một dầm ngàm cứng hai đầu, theo các bảng trong phương pháp chuyển vị của môn Cơ kết cấu ta có thể tìm ngay được công thức tính nội lực do các chuyển vị tương ứng của 1 đầu.

Khi đầu cọc có chuyển vị theo hướng dọc trục một lượng là ΔN trong cọc sẽ sinh ra nội lực dọc trục là N .

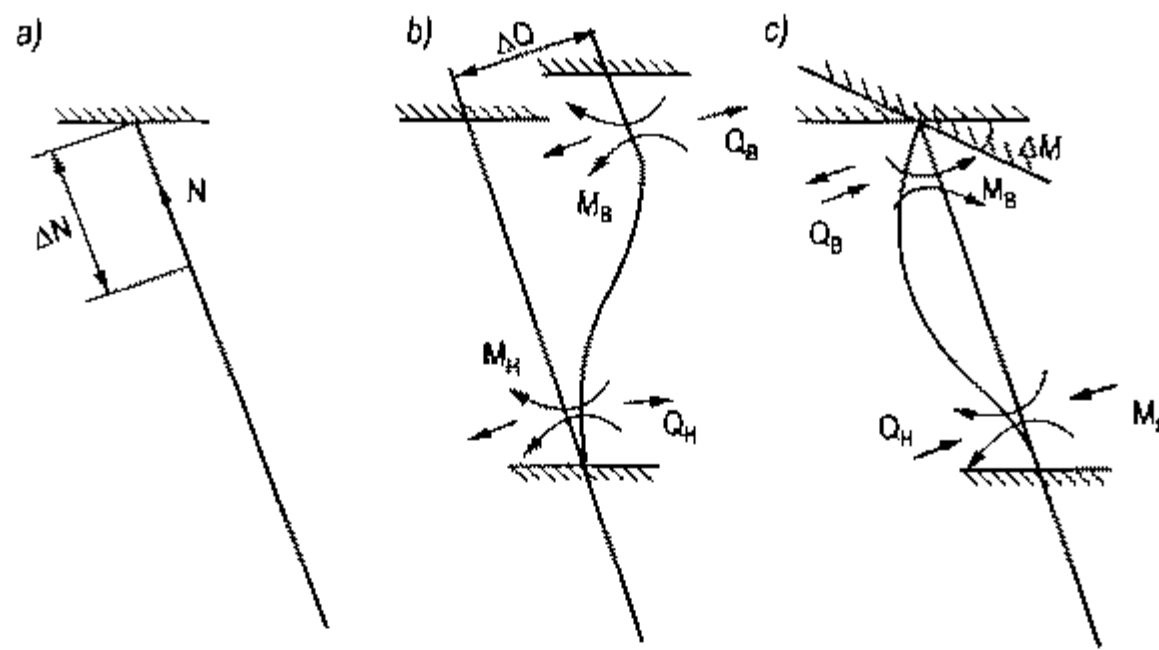
$$N = \frac{E.F}{L_N} \Delta N \quad (3-75)$$

Công thức trên là suy ra từ định luật Hook trong môn sức bền vật liệu (hình 3.38).

Khi đầu cọc có chuyển vị ngang trục một lượng là ΔQ trong cọc sẽ sinh ra một mômen M_T và một nội lực ngang trục Q_T (ở đầu cọc). Ngoài ra ở liên kết ngàm trong đất cũng sinh ra một mômen M_D và lực ngang trục Q_D (chiều của các lực này ghi trên hình 3.38).

$$M_T = -M_D = \frac{6EJ}{L_M^2} \Delta Q \quad (3-76)$$

$$Q_T = Q_D = \frac{12EJ}{L_M^3} \Delta Q \quad (3-77)$$



Hình 3.38

Khi đầu cọc có một chuyển vị quay ΔM dương (theo chiều kim đồng hồ - hình 3.38) ở đầu cọc và chỗ ngàm trong đất cũng sinh ra các mômen và lực ngang tương ứng có thể tính theo các công thức sau:

$$M_T = \frac{-4EJ}{L_M} \Delta M \quad (3-78)$$

$$M_D = \frac{2EJ}{L_M} \Delta M \quad (3-79)$$

$$Q_T = Q_D = \frac{-6EJ}{L_M^2} \Delta M \quad (3-80)$$

Trong đó: E - mô đun đàn hồi của vật liệu cọc;

F - diện tích tiết diện ngang của cọc;

J - mômen quán tính của tiết diện ngang của cọc.

(Chú ý đến chiều của các nội lực sinh ra ở đầu cọc do các chuyển vị ΔN , ΔQ và ΔM sinh ra, các chuyển vị ở đây coi là dương).

Đối với cọc có liên kết chốt với bệ cũng có thể tìm được công thức tính các nội lực tương ứng do các chuyển vị trên gây ra, xin xem trong các giáo trình cơ kết cấu về phương pháp chuyển vị.

2) Nội lực trong một cọc do chuyển vị của bệ sinh ra

Giả sử ta xét một cọc thứ n trong móng cọc (hình 3.37b). Cọc này có góc nghiêng là δ_n là dương (quy ước góc δ ở bên phải đường thẳng đứng kể từ đầu cọc là dương).

Khi bệ cọc có một chuyển vị thẳng đứng là v, đầu cọc sẽ có những chuyển vị tương ứng (hình 3.34a):

$$\Delta N_n = v \cos \delta_n \quad (3-81)$$

$$\Delta Q_n = -v \sin \delta_n \quad (3-82)$$

Khi bệ cọc có một chuyển vị ngang là u , ở đầu cọc thứ n sẽ có chuyển vị tương ứng (hình 3.39b).

$$\Delta N_n = u \cos \delta_n \quad (3-83)$$

$$\Delta Q_n = -u \sin \delta_n \quad (3-84)$$

Và khi bệ quay một góc ω quanh gốc O (hình 3.39c) ở đầu cọc này cũng có:

$$\Delta N_n = x_n \operatorname{tg} \omega \cos \delta_n \approx x_n \omega \cos \delta_n \quad (3-85)$$

$$\Delta Q_n = -x_n \operatorname{tg} \omega \sin \delta_n \approx -x_n \omega \sin \delta_n \quad (3-86)$$

$$\Delta \omega_n = \omega \quad (3-87)$$

Trong các công thức trên:

δ_n - góc nghiêng của cọc thứ n ;

x_n - khoảng cách từ đầu cọc n đến gốc tọa độ O .

Thay vào (3-75) đến (3-80) các giá trị chuyển vị đầu cọc do bệ có ba chuyển vị u , v và ω sinh ra ta sẽ được công thức tính các nội lực trong cọc thứ n :

$$N_n = \frac{EF_n}{L_{Nn}} (v \cos \delta_n + u \sin \delta_n + x_n \cos \delta_n) \quad (3-88)$$

$$Q_{Tn} = Q_{Dn} = \frac{12EJ_n}{L_{Mn}^3} (-v \sin \delta_n + u \cos \delta_n - x_n \omega \sin \delta_n) - \frac{6EJ_n}{L_{Mn}^2} \omega \quad (3-89)$$

$$M_{Tn} = \frac{6EJ_n}{L_{Mn}^2} (-v \sin \delta_n + u \cos \delta_n - x_n \omega \sin \delta_n) - \frac{4EJ_n}{L_{Mn}} \omega \quad (3-90)$$

$$M_{Dn} = -\frac{6EJ_n}{L_{Mn}^2} (-v \sin \delta_n + u \cos \delta_n - x_n \omega \sin \delta_n) + \frac{2EJ_n}{L_{Mn}} \omega \quad (3-91)$$

3) Công thức tính các phản lực đơn vị trong các liên kết như (r_{vv} , r_{vu} ...)

Như trên đã biết các phản lực đơn vị trong các liên kết phụ thì hằng tổng số nội lực các cọc theo hướng của liên kết đó do chuyển vị $= 1$ của 1 liên kết nào đó gây ra.

Để tìm các phản lực đơn vị này, hay nói cách khác là các hệ số của phương trình chính tắc (3-74), ta tìm nội lực trong tất cả các cọc của móng sinh ra do một chuyển vị của bệ $= 1$, còn hai chuyển vị kia bằng không (thí dụ $u = 1$, còn $v = \omega = 0$). Sau đó đem chiếu lên phương của liên kết ghi chỉ số thứ nhất của n_{ik} .

Thí dụ tìm phản lực đơn vị r_{uv} , ta tìm nội lực trong tất cả các cọc với chuyển vị $v = 1$ theo (3-88), sau đó chiếu tất cả các nội lực đó lên phương của u .

Bằng cách đó ta tìm công thức tính các hệ số của phương trình chính tắc (3-74):

$$r_{vv} = \sum_1^n N_n \cos \delta_n - \sum Q_{Tn} \sin \delta_n \quad (3-92)$$

Thay vào các công thức tính N_n và Q_{Tn} với $v = 1$ ở (3-88), (3-89) vào (3-92) và sau khi đơn giản một số những phân tử quá nhỏ trong tính toán ta được:

$$r_{vv} = \sum N_n \cos \delta_n - \sum Q_{Tn} \sin \delta_n \approx E \sum_1^n \frac{F_n}{L_{Nn}} \cos^2 \delta_n \quad (3-93)$$

Làm tương tự như trên ta được các hệ số khác:

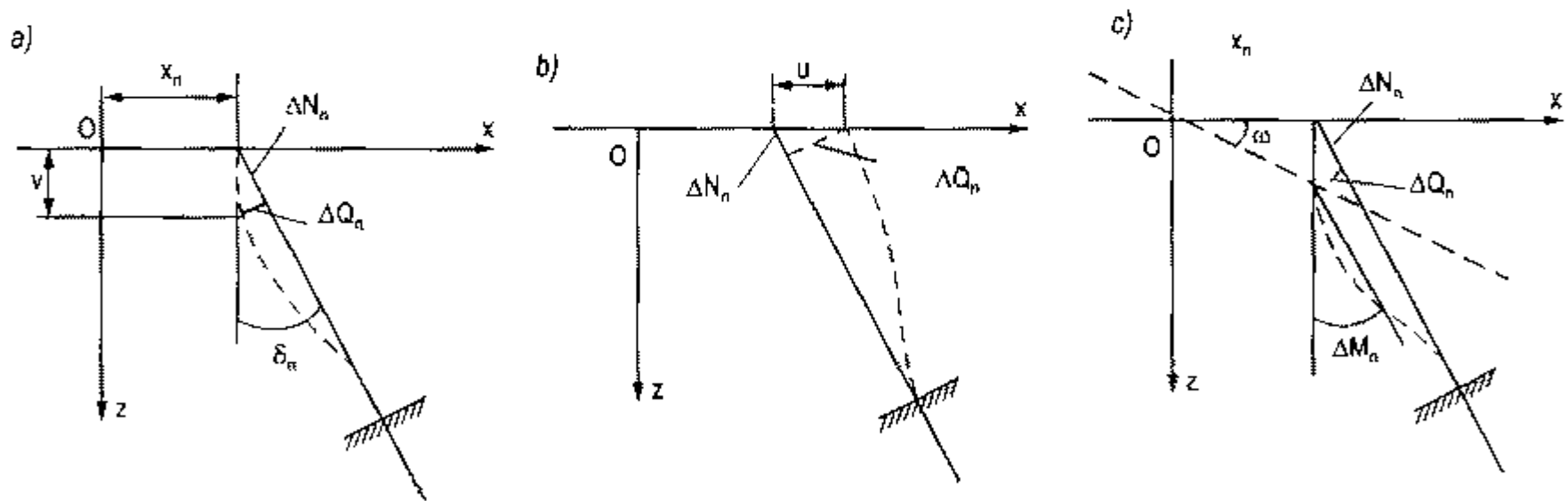
$$r_{uu} = \sum N_n \sin \delta_n + \sum Q_{Tn} \cos \delta_n = E \sum_1^n \frac{F_n}{L_{Nn}} \sin^2 \delta_n + 12 \sum_1^n \frac{J_n}{L_{Mn}^3} \cos^2 \delta_n \quad (3-94)$$

$$r_{\omega\omega} = \sum N_n x_n \cos \delta_n - \sum Q_{Tn} \sin \delta_n - \sum M_{Tn} \approx E \sum \frac{F_n}{L_{Nn}} x_n^2 \cos^2 \delta_n + 4E \sum \frac{J_n}{L_{Mn}} \quad (3-95)$$

$$r_{vu} = r_{uv} = \sum N_n \cos \delta_n - \sum Q_{Tn} \sin \delta_n \approx E \sum \frac{F_n}{L_{Nn}} \sin \delta_n \cos \delta_n \quad (3-96)$$

$$r_{v\omega} = r_{\omega v} = \sum N_n \cos \delta_n + \sum Q_{Tn} \sin \delta_n \approx E \sum \frac{F_n}{L_{Nn}} x_n \cos^2 \delta_n \quad (3-97)$$

$$r_{u\omega} = r_{\omega u} = \sum N_n \sin \delta_n + \sum Q_{Tn} \cos \delta_n \approx E \sum \frac{F_n}{L_{Nn}} x_n \sin \delta_n \cos \delta_n - 6E \sum \frac{J_n}{L_{Mn}^2} \cos \delta_n \quad (3-98)$$



Hình 3.39

d) Tính các chuyển vị của hệ

Giải hệ phương trình chính tắc (3-74) trên ta sẽ tìm được các chuyển vị của hệ:

$$\begin{cases} r_{vv} v + r_{vu} u + r_{v\omega} \omega = P \\ r_{uv} v + r_{uu} u + r_{u\omega} \omega = H_x \\ r_{\omega v} v + r_{\omega u} u + r_{\omega\omega} \omega = M_x \end{cases}$$

$$v = \frac{A}{D}; \quad u = \frac{B}{D}; \quad \omega = \frac{C}{D} \quad (3-99)$$

Trong đó:

$$\begin{aligned} A &= \begin{vmatrix} P & r_{vu} & r_{vo} \\ H_x & r_{uu} & r_{uo} \\ M_y & r_{ou} & r_{oo} \end{vmatrix}; & B &= \begin{vmatrix} r_{vv} & P & r_{vo} \\ r_{uv} & H_x & r_{uo} \\ M_{ov} & M_y & r_{oo} \end{vmatrix} \\ C &= \begin{vmatrix} r_{vv} & r_{vu} & P \\ r_{uv} & r_{uu} & H_x \\ r_{ov} & r_{ou} & M_y \end{vmatrix}; & D &= \begin{vmatrix} r_{vv} & r_{vu} & r_{vo} \\ r_{uv} & r_{uu} & r_{uo} \\ r_{ov} & r_{ou} & r_{oo} \end{vmatrix} \end{aligned} \quad (3-100)$$

e) Trình tự tính toán

Phân trên chúng ta vừa nghiên cứu cách suy ra các công thức để tính toán một móng cọc bê cao.

Dưới đây là tóm tắt trình tự tính toán cụ thể.

Khi tính toán một móng cọc bê cao dưới tác dụng của một tổ hợp lực nào đó, sau khi chuyển nó thành một khung phẳng chọn gốc tọa độ là một điểm bất kỳ, thường lấy điểm trọng tâm của đáy bê, ta chuyển tất cả các ngoại lực tác dụng lên bên trên về điểm O và sẽ có P, H_x và M_y. Tiếp đó làm theo các bước sau:

e1) Xác định các chiều dài chịu nén L_{Nn} và chịu uốn L_{Mn} của các cọc theo những công thức (3-71), (3-72) và (3-73).

e2) Tính các hệ số của hệ thống phương trình chính tắc (3-74) r_{vv}, r_{uv}... theo công thức (3-93) đến (3-98). Khi tính các hệ số này thường lập thành bảng để tiện theo dõi và đỡ nhầm lẫn.

e3) Giải hệ phương trình chính tắc bằng các công thức (3-99) và (3-100) để tìm ra chuyển vị của bê v, u và ω.

e4) Sau khi biết các chuyển vị của bê thay vào các công thức (3-88) đến (3-91) để tìm nội lực trong từng cọc. Bước này cũng nên lập thành từng bảng để tiện tính toán.

e5) Cuối cùng ta phải kiểm tra lại các kết quả tính toán xem có nhầm lẫn gì không? công thức kiểm tra dựa trên nguyên tắc cân bằng tĩnh của bê. Ta có ba phương trình sau:

$$\Sigma Y = 0; \quad \Sigma N_n \cos \delta_n - \Sigma Q_{Tn} \sin \delta_n = P \quad (3-101)$$

$$\Sigma X = 0; \quad \Sigma N_n \sin \delta_n + \Sigma Q_{Tn} \cos \delta_n = H_x \quad (3-102)$$

$$\Sigma M_0 = 0; \quad \Sigma N_n x_n \cos \delta_n - \Sigma Q_{Tn} x_n \sin \delta_n - \Sigma M_{Tn} = M_y \quad (3-103)$$

3.9.4. Tính móng cọc bệ cao đối xứng

Móng cọc bệ cao gọi là đối xứng khi nó có cấu tạo của bệ đối xứng, vị trí của cọc bố trí từng đôi một đối xứng với nhau qua một mặt phẳng thẳng đứng.

Các cọc đối xứng không những có vị trí đầu cọc là đối xứng mà còn phải có chiều dài và góc nghiêng bằng nhau, trên hình 3.40 là móng một trụ cầu có cấu tạo đối xứng.

Đối với móng cọc đối xứng tính toán có thể đơn giản hơn nếu ta lấy gốc tọa độ O nằm trên trục đối xứng.

Khi chọn gốc tọa độ như vậy ta thấy rằng các hệ số của hệ thống phương trình chính tắc tính theo các công thức (3-93) đến (3-98) có một số bị triệt tiêu, đó là bộ phận của công thức có chứa $\sin \delta_n$ hoặc x_n . Cụ thể là:

$$r_{uv} = r_{vu} = r_{v\omega} = r_{\omega u} = 0$$

Hệ thống phương trình chính tắc bây giờ sẽ là:

$$\begin{cases} r_{vv} v = P \\ r_{uu} u + r_{u\omega} \omega = H_x \\ r_{\omega u} u + r_{\omega\omega} \omega = M_y \end{cases} \quad (3-104)$$

Từ (3-104) chúng ta có thể tìm được các công thức tính chuyển vị của bệ cọc cao đối xứng như sau:

$$v = \frac{P}{r_{vv}} \quad (3-105)$$

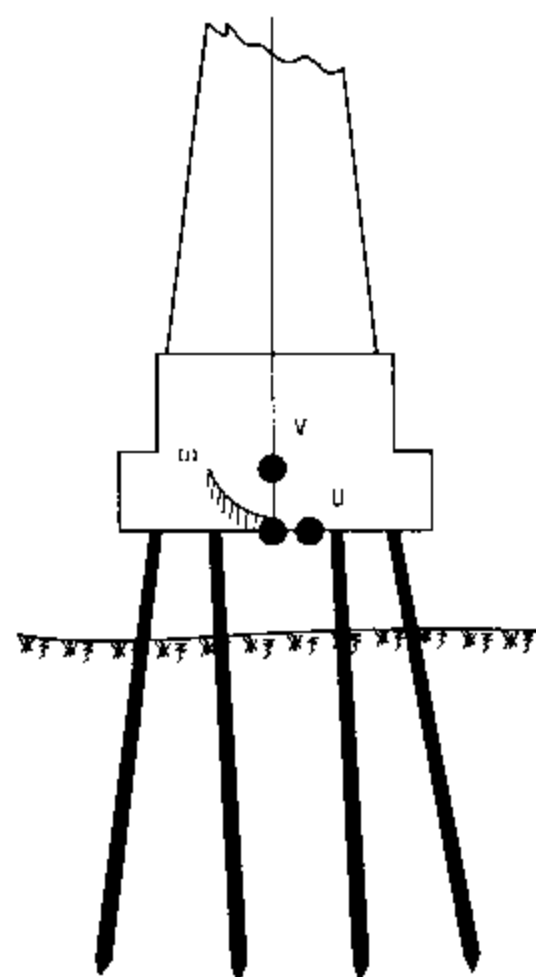
$$u = \frac{\begin{vmatrix} H_x & r_{u\omega} \\ M_y & r_{\omega\omega} \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} r_{uu} & r_{u\omega} \\ r_{\omega u} & r_{\omega\omega} \end{vmatrix}} \quad (3-106)$$

$$\omega = \frac{\begin{vmatrix} r_{uu} & H_x \\ r_{\omega u} & M_y \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} r_{uu} & r_{u\omega} \\ r_{\omega u} & r_{\omega\omega} \end{vmatrix}} \quad (3-107)$$

a) Các tâm đặc trưng

a1) Tâm đàn hồi

Hệ thống (3-104) còn có thể làm đơn giản đi nữa nếu ta chọn được một số tọa độ nào đó để $r_{u\omega} = r_{\omega u} = 0$. Người ta làm như sau:



Hình 3.40

Trong công thức (3-106) và (3-107) gọi:

$$\frac{1}{\begin{vmatrix} r_{uu} & r_{u\omega} \\ r_{\omega u} & r_{\omega\omega} \end{vmatrix}} = \Delta_0 \quad (3-108)$$

Tìm ra công thức tính u và ω có dạng sau:

$$u = \Delta_0 (H_x r_{\omega\omega} - M_y r_{u\omega}) \quad (3-109)$$

$$\omega = \Delta_0 (M_y r_{uu} - H_x r_{\omega u}) \quad (3-110)$$

Ta đặt vấn đề tìm một điểm làm gốc tọa độ để có $r_{\omega u} = 0$, tức là phản lực trong liên kết ω bằng không. Khi gốc tọa độ có định vị ngang là u . Muốn vậy điểm ta cần tìm phải có tính chất là khi đặt một lực ngang H_x vào đó, bệ cọc chỉ có chuyển vị tịnh tiến mà không có góc quay, do đó mà trong liên kết ω không sinh ra phản lực khi liên kết u chuyển vị (hình 3.40).

Trong (3-110) cho góc $\omega = 0$ và thay mômen của tải trọng ngoài là:

$$M_y = H_x c$$

Trong đó: c - khoảng cách từ lực ngang H_x đến điểm O .

Ta sẽ được đẳng thức sau: $\Delta(H_x c r_{uu} - H_x r_{\omega u}) = 0$

Vì Δ và H_x luôn $\neq 0$. Từ đây suy ra:

$$c r_{uu} - r_{\omega u} = 0$$

Hay:
$$c = \frac{r_{\omega u}}{r_{uu}} \quad (3-111)$$

Công thức (3-111) cho ta tọa độ để xác định một điểm có tính chất: khi đặt lực ngang vào đó bệ chỉ có chuyển vị tịnh tiến, người ta gọi nó là tâm đàn hồi.

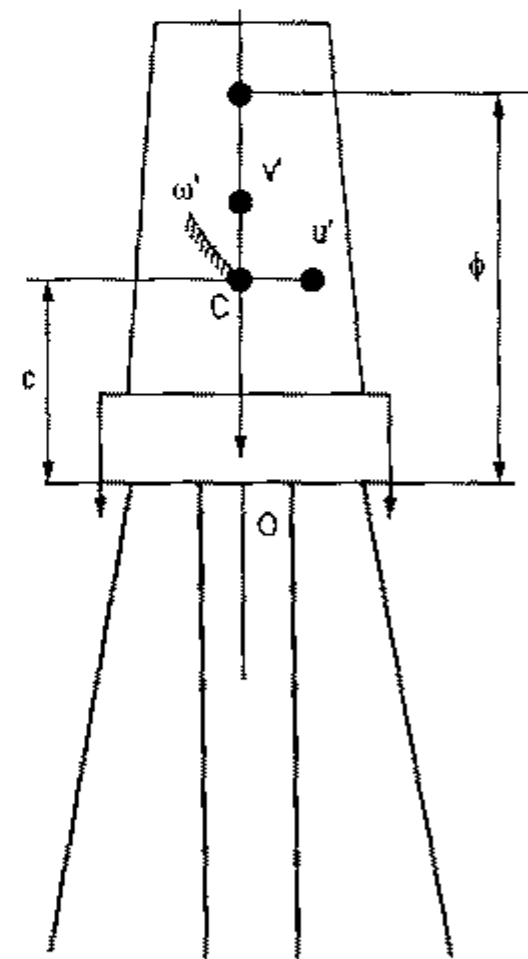
Khi chuyển gốc tọa độ về tâm đàn hồi, hệ thống phương trình (3-104) chỉ còn đơn giản như sau:

$$\left. \begin{aligned} r'_{vv} v' &= P' \\ r'_{uu} u' &= H'_x \\ r'_{\omega\omega} \omega' &= M'_y \end{aligned} \right\} \quad (3-112)$$

Trong công thức trên:

r'_{vv} , r'_{uu} , $r'_{\omega\omega}$ - phản lực đơn vị trong các liên kết phụ đặt ở điểm C (hình 3.41).

Chuyển gốc tọa độ về điểm C thì r'_{vv} là phản lực trong liên kết v' khi chính nó có chuyển vị bằng 1, r'_{vv} lại bằng tổng số hình chiếu lên phương thẳng đứng của các nội lực ở đầu cọc khi bệ có chuyển vị $v' = 0$. Vậy $r'_{vv} = r_{vv}$.



Hình 3.41

Tương tự ta suy ra $r'_{uu} = r_{uu}$.

Đối với $r'_{\omega\omega}$ ta thấy rằng nó là phản lực đơn vị trong liên kết ω' được đặt ở điểm tâm đàn hồi cách O một đoạn c. $r'_{\omega\omega}$ là mômen của tất cả nội lực ở đầu các cọc đối với điểm C khi bệ quay quanh điểm này một góc $\omega' = 1$ và khi bệ quay quanh C một góc $\omega' = 1$ thì đáy bệ cũng quay một góc $\omega = 1$, nhưng đồng thời còn có chuyển vị ngang là $u = -c$.

Vậy mômen $r'_{\omega\omega}$ sẽ là: $r'_{\omega\omega} = r_{\omega\omega} - cr_{u\omega}$

Ngoài ra tải trọng ngoài $P' = P$; $H'_x = H_x$ và M'_y mômen ngoại lực đối với điểm C.

Sau khi biết chuyển vị v' , u' và ω' của điểm C ta suy ra chuyển vị của điểm O.

$$\left. \begin{aligned} u &= u' - \omega'c \\ v &= v' \\ \omega &= \omega' \end{aligned} \right\} \quad (3-113)$$

a2) Tâm "chuyển vị bằng 0"

Cũng bằng cách làm như đối với tâm đàn hồi đã nói ở trên ta còn có thể tìm được trong móng cọc điểm có tính chất đặc biệt là: Khi lực ngang đặt vào điểm đó đáy bệ không bị chuyển dịch ngang mà chỉ quay quanh điểm O. Điểm này do tính chất đó mà có thể gọi tắt là tâm "chuyển vị bằng 0".

Cho (3-109) bằng không, vì thấy $M_y - H_x\theta = 0$, trong đó θ là khoảng cách từ điểm chuyển vị bằng không đến đáy móng cọc ta được:

$$\Delta (H_x r_{\omega\omega} - M_y r_{u\omega}) = 0$$

$$r_{\omega\omega} - \theta r_{u\omega} = 0$$

Do đó:
$$\theta = \frac{r_{\omega\omega}}{r_{u\omega}} \quad (3-114)$$

Chúng ta thấy rằng c và θ tính được bằng công thức (3-111) và (3-114) phụ thuộc vào các phản lực đơn vị mà các phản lực đơn vị này theo các công thức từ (3-94) đến (3-98) phụ thuộc vào góc nghiêng, tọa độ của đầu các cọc.

Khi góc nghiêng và vị trí các cọc thay đổi thì nội lực trong các cọc cũng thay đổi.

Vì vậy Tsarikov cũng như I. A. Ten đã lợi dụng tính chất của các tâm đặc trưng này để tìm sự thay đổi giá trị các nội lực khi bệ cọc có các sơ đồ khác nhau. Hay nói cách khác dựa trên một số quan hệ của các tâm này ta có thể chọn được các sơ đồ hợp lý với các nội lực trong cọc theo yêu cầu.

Theo Tsarikov sơ đồ là hợp lý khi đảm bảo bất đẳng thức sau:

$$1,1c < q < 0,90$$

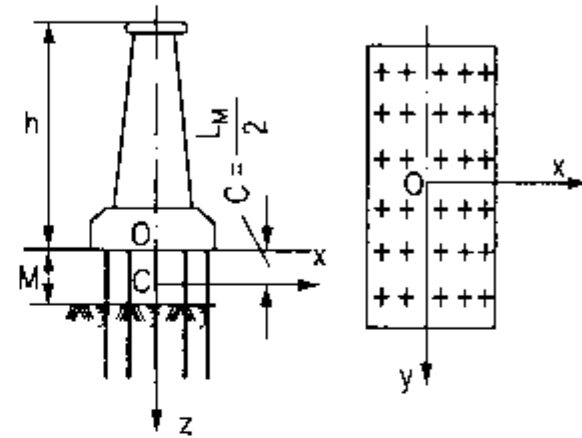
Trong đó: c - vị trí tâm đàn hồi;

θ - vị trí tâm chuyển vị bằng không;

q - cánh tay đòn của lực ngang $q = \frac{M_y}{H_x}$

3.9.5. Tính móng hệ cọc cao trên các cọc thẳng đứng

Thông thường trong thực tế đối với những công trình chịu lực ngang không lớn lắm người ta dùng sơ đồ móng bệ cao trên các cọc thẳng đứng. Móng loại này có ưu điểm là cấu tạo đơn giản, dễ thi công hơn, tuy nhiên nó cũng có nhược điểm là khi bệ chịu lực ngang mômen ở đầu cọc cũng như chuyển vị ngang của bệ tương đối lớn, điều đó cần chú ý để gia cố đầu cọc hoặc bố trí một số cọc thích đáng đủ đảm bảo các yêu cầu thiết kế.



Hình 3.42

Trên hình 3.42 là móng một trụ cầu trên các cọc thẳng đứng. Để cho dễ thi công cũng như thiết kế người ta thường bố trí cọc theo ô chữ nhật, cọc có chiều dài bằng nhau. Giả sử gọi tổng số cọc trong móng là k chọn gốc tọa độ là điểm trọng tâm của đáy bệ O .

Ta thấy trong sơ đồ tính toán này các cọc có $\sin \delta_n = 0$, $\cos \delta_n = 1$ cho nên các phản lực đơn vị tính theo công thức (3-94) đến (3-98) sẽ có dạng sau:

$$\left. \begin{aligned} r_{vv} &= \frac{EF}{L_N} k; \quad r_{uu} = \frac{12EJ}{L_M^3} k \\ r_{\omega\omega} &= \frac{EF}{L_N} \sum x_n^2 + \frac{4EJ}{L_M} k \\ r_{vu} &= r_{uv} = 0 \\ r_{v\omega} &= r_{\omega v} = 0 \\ r_{u\omega} &= r_{\omega u} = -\frac{6FJ}{L_M^2} k \end{aligned} \right\} \quad (3-115)$$

Nếu đặt gốc tọa độ vào tâm đàn hồi c ta lại có thể làm cho $r_{u\omega} = r_{\omega u} = 0$.

$$c = \frac{r_{u\omega}}{r_{uu}} = -\frac{L_M}{2}$$

Chuyển vị của gốc tọa độ có thể được tìm như sau:

$$\left. \begin{aligned} v' &= \frac{P}{r_{uv}} \\ u' &= \frac{H_x}{r_{uu}} \\ \omega' &= \frac{M_y}{r_{\omega\omega} - cr_{\omega u}} \end{aligned} \right\} \quad (3-116)$$

Trong đó: v' , u' và ω' - chuyển vị thẳng đứng, chuyển vị ngang và góc quay của bệ quanh tâm đàn hồi;

M_y - mômen của ngoại lực đối với tâm đàn hồi.

Sử dụng công thức (3-113) có thể tìm được chuyển vị của đáy bệ, sau đó với các công thức (3-88) đến (3-91) sẽ tìm ra nội lực trong các cọc, qua một số biến đổi ta có thể nhận được các công thức sau để tính nội lực trong một cọc thứ n .

- Nội lực dọc trục:
$$N_n = \frac{P}{k} + \frac{M_y + 0,5H_x L_M}{\sum x_n^2 + \frac{JL_N}{FL_M} k} \quad (3-117)$$

- Mômen uốn ở đầu cọc:

$$M_{Tn} = \frac{H_x L_M}{2k} - \frac{\frac{JL_N}{FL_M} (M_y + 0,5H_x L_M)}{\sum x_n^2 + \frac{JL_N}{FL_M} k} x_n \quad (3-118)$$

- Mômen uốn ở tiết diện ngàm trong đất:

$$M_{Dn} = \frac{H_x L_M}{2} - \frac{\frac{JL_N}{FL_M} (M_y + 0,5H_x L_M)}{\sum x_n^2 + \frac{JL_N}{FL_M} k} x_n \quad (3-119)$$

- Nội lực ngang đầu cọc:
$$Q_{Tn} = \frac{H_x}{k} \quad (3-120)$$

- Chuyển vị ngang của đáy bệ:

$$u = \frac{1}{E} \cdot \left[\frac{H_x L_M}{12Jk} - \frac{L_M (M_y + 0,5H_x L_M)}{\frac{2F}{L_N} \left(\sum x_n^2 + \frac{JL_N}{FL_M} k \right)} \right] \quad (3-121)$$

- Góc quay của hệ quanh trục oy:

$$\omega = \frac{1}{e} \cdot \frac{(M_y + 0,5H_x L_M)}{\frac{F}{L_N} \left(\sum x_n^2 + \frac{J L_N}{F L_M} k \right)} \quad (3-122)$$

3.9.6. Tính móng cọc bệ cao dưới dạng ma trận

Trình tự tính toán móng cọc bệ cao đã nói ở trên có thể biểu diễn dưới dạng ma trận ngắn gọn như sau:

Giả sử có một móng bệ cao như hình 3.37a, bệ có ba chuyển vị là u , v và ω dưới tác dụng của tải trọng ngoài.

Khi đó chuyển vị của đầu 1 cọc thứ i có thể tìm ra là bằng tổng số tương ứng trong các công thức (3-81) đến (3-87):

$$\begin{aligned} \Delta N_i &= u \sin \delta_i + v \cos \delta_i + x_i \omega \cos \delta_i \\ \Delta Q_i &= u \cos \delta_i - v \sin \delta_i - x_i \omega \sin \delta_i \\ \Delta \omega_i &= 0 + 0 + \omega_i \end{aligned}$$

Hệ thống trên có thể biểu thị thành:

$$\bar{\Delta}_i = A_{1i} \bar{U} \quad (3-123)$$

Trong đó: $\bar{\Delta}_i = \begin{bmatrix} \Delta N_i \\ \Delta Q_i \\ \Delta \omega_i \end{bmatrix}; \quad A_{1i} = \begin{bmatrix} \sin \delta_i & \cos \delta_i & x_i \cos \delta_i \\ \cos \delta_i & -\sin \delta_i & -x_i \sin \delta_i \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix};$

$$\bar{U} = \begin{bmatrix} u \\ v \\ \omega \end{bmatrix}$$

Các nội lực trong một cọc lại có thể biểu thị qua các biến dạng Δ_i . Theo các công thức từ (3-75) đến (3-80) ta có thể viết được hệ thống:

$$\begin{aligned} N_i &= \frac{EF}{L_N} \Delta N_i + 0 \cdot \Delta Q + 0 \cdot \Delta \omega \\ Q_{Ti} &= 0 \cdot \Delta N_i + \frac{12EJ}{L_M^3} \Delta Q_i - \frac{6EJ}{L_M^2} \Delta \omega_i \\ M_{Ti} &= 0 \cdot \Delta N_i + \frac{6EJ}{L_M^3} \Delta Q_i - \frac{4EJ}{L_M} \Delta \omega_i \end{aligned}$$

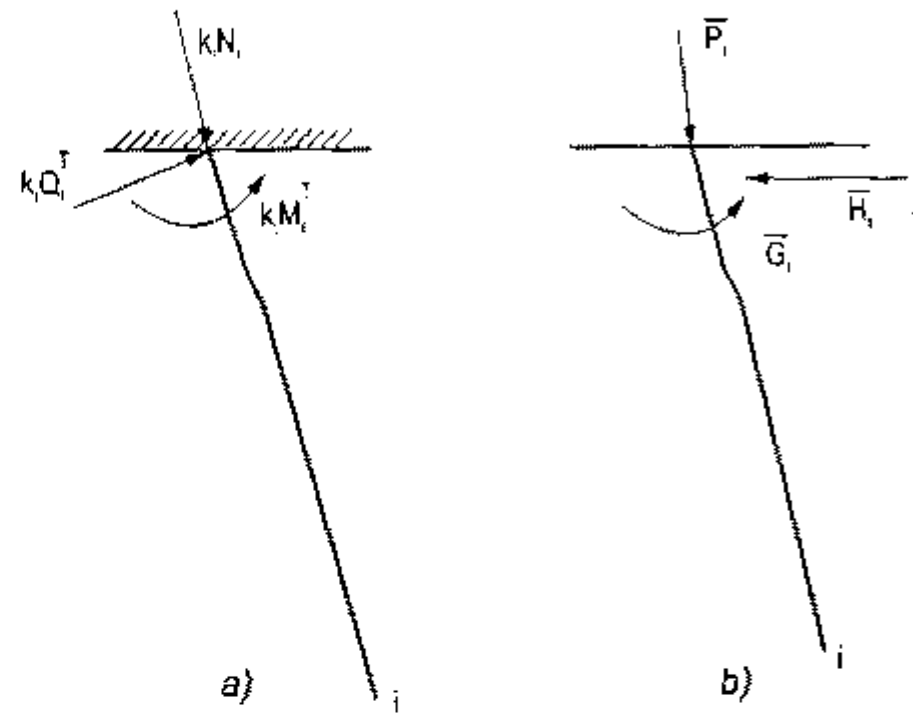
Hệ thống phương trình trên có thể biểu thị dưới dạng ma trận như sau:

$$\bar{N}_i = A_{2i} \bar{\Delta}_i = A_{2i} A_{1i} \bar{U} \quad (3-124)$$

Trong đó: $\bar{N}_i = \begin{bmatrix} N_i \\ Q_{Ti} \\ M_{Ti} \end{bmatrix}; \quad A_{2i} = \begin{bmatrix} \frac{EF}{L_N} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EJ}{L_M^3} & -\frac{6EJ}{L_M^2} \\ 0 & \frac{6EJ}{L_M^2} & -\frac{4EJ}{L_M} \end{bmatrix}$

Trên hình 3.37b đường trục đánh số i giả dụ là có k_i cọc (trong khi chiếu xuống mặt xoz các cọc này trùng lên nhau). Vậy trên sơ đồ hình 3.37b trên đầu nhóm cọc đánh số i sẽ có tác dụng các nội lực là: $k_i N_i$, $k_i Q_{Ti}$ và $k_i M_{Ti}$ (hình 3.43a).

Để tiện biểu diễn dưới dạng ma trận ta chuyển các lực tác dụng trên đầu nhóm cọc i thành các phần thẳng đứng \bar{P}_i , nằm ngang \bar{H}_i và mômen \bar{G}_i (hình 3.43b).



Hình 3.43

Ta có thể viết được đẳng thức sau:

$$\bar{P}_i = k_i A_{3i} \bar{N}_i \quad (3-125)$$

Trong đó: $\bar{P}_i = \begin{bmatrix} \bar{H}_i \\ \bar{P}_i \\ \bar{G}_i \end{bmatrix}; \quad A_{3i} = \begin{bmatrix} \sin \delta_i & \cos \delta_i & 0 \\ \cos \delta_i & -\sin \delta_i & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$

Thay \bar{N}_i bằng (3-124) được:

$$\bar{P}_i = k_i A_{3i} A_{2i} A_{1i} \bar{u}$$

Chuyển các lực tác dụng trên đầu nhóm cọc i về gốc tọa độ, theo nguyên tắc cân bằng tĩnh của bộ thì tổng số nội lực tại cả các cọc sẽ bằng lực ngoài tác dụng theo các chiều tương ứng (lực ngang, lực dọc và mômen).

Khi chuyển lực tác dụng trên đầu cọc nhóm i về gốc tọa độ ta có thể viết:

$$\bar{P}'_i = A_{4i} \bar{P}_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & x & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \bar{H}_i \\ \bar{P}_i \\ \bar{G}_i \end{bmatrix}$$

Hay:

$$\bar{P}'_i = k_i A_{4i} A_{3i} A_{2i} A_{1i} \bar{u}$$

Tổng số các nội lực trong các nhóm cọc thì bằng ngoại lực với chiều tương ứng. Ta có thể viết:

$$\bar{P} = \sum_{i=1}^{i=n} k_i A_{4i} A_{3i} A_{2i} A_{1i} u \quad (3-126)$$

Trong đó: $\bar{P} = \begin{vmatrix} H_x \\ P \\ M_y \end{vmatrix}$

Giải phương trình trên theo u ta được:

$$u = \left(\sum_{i=1}^{i=n} k_i A_{4i} A_{3i} A_{2i} A_{1i} \right)^{-1} P \quad (3-127)$$

Thay (3-127) vào (3-124) ta được công thức tính nội lực trong các cọc:

$$N_i = A_{2i} A_{1i} \left(\sum_{i=1}^{i=n} k_i A_{4i} A_{3i} A_{2i} A_{1i} \right)^{-1} P \quad (3-128)$$

Công thức trên tóm tắt trình tự tính nội lực trong cọc của móng bệ cao từ đầu đến cuối.

Ưu điểm của dạng ma trận là ta chỉ cần thay số vào các ma trận và tính toán theo các phép nhân và nghịch đảo ma trận, một người không biết gì về cấu tạo của kết cấu cũng có thể tính toán được.

Khi muốn tính toán nội lực trong cọc sinh ra dưới nhiều tổ hợp khác nhau trong công thức (3-128) chỉ có ma trận N_i và P là thay đổi có dạng sau:

$$N_i = \begin{vmatrix} N_{i1} & N_{i2} & \dots & N_{im} \\ Q_{i1} & Q_{i2} & \dots & Q_{im} \\ M_{i1} & M_{i2} & \dots & M_{im} \end{vmatrix}; P_i = \begin{vmatrix} H_{x1} & H_{x2} & \dots & H_{xm} \\ P_1 & P_2 & \dots & P_m \\ M_{y1} & M_{y2} & \dots & M_{ym} \end{vmatrix}$$

Trong đó: H_{xi}, P_i, M_{yi} - tổ hợp tải trọng thứ i;

N_{ii}, Q_{ii}, M_{ii} - nội lực sinh ra trên đầu cọc dưới tổ hợp tải trọng i.

3.9.7. Kiểm toán móng cọc bệ cao theo trạng thái giới hạn

Sau khi tính toán ra nội lực và biến dạng của cọc và bệ cao theo các phân đã trình bày ở trên ta phải kiểm tra móng cọc theo ba trạng thái giới hạn như nêu trong phần 3.10.3.

a) Theo trạng thái giới hạn thứ nhất

- Ta phải kiểm toán cọc dưới tác dụng của các nội lực lớn nhất và đảm bảo yêu cầu:

$$N_{bt} + N'_{\max} \leq N_{ll}$$

Trong đó: N_{tt} - tải trọng tính toán của cọc theo đất, công thức (3-12);

N_{bt} - trọng lượng bản thân của cọc.

- Ngoài ra, xét về mặt sức chịu tải tính toán theo vật liệu thì các cọc trong móng bê cao đều chịu nội lực nén lệch tâm, do đầu cọc có nội lực dọc trục N_i và mômen M_{Ti} . Theo công thức của 3-37 để kiểm toán:

$$N_{\max} \leq N_{tt}$$

Trong đó: N_{tt} - tải trọng tính toán theo vật liệu cọc, công thức từ (3-35) đến (3-47).

b) Theo trạng thái giới hạn thứ hai

Đối với móng cọc bê cao ngoài việc đảm bảo yêu cầu về độ lún thẳng đứng như đối với móng cọc bê thấp, chúng ta còn phải đảm bảo chuyển vị ngang của đỉnh trụ U nhỏ hơn giá trị quy định.

$$U = u + \omega h_{trụ} + \delta_{trụ} \leq 0,5\sqrt{L}, \quad \text{cm}$$

Trong đó: u - chuyển vị ngang của bệ theo tính toán ở trên

ω - góc quay theo tính toán ở trên;

$h_{trụ}$ - chiều cao từ đáy bệ đến đỉnh trụ;

$\delta_{trụ}$ - biến dạng ngang đàn hồi của thân trụ;

L - chiều dài nhịp ngắn gác lên trụ nhưng $\geq 25\text{m}$.

c) Trạng thái giới hạn thứ ba

Đảm bảo ổn định chống nứt cho cọc và bệ theo các công thức của môn kết cấu công trình.

C. THI CÔNG MÓNG CỌC

3.10. THIẾT BỊ ĐÓNG CỌC

Muốn cho cọc ngấp sâu vào trong đất cần phải có một số các thiết bị. Hiện nay người ta thường dùng các biện pháp dựa trên các nguyên lý sau để hạ cọc vào trong đất.

a) Lợi dụng công sinh ra do sự rơi của các vật nặng. Biện pháp này được dùng phổ biến nhất hiện nay trong công tác thi công móng cọc. Thuộc loại này có các búa kéo tay, búa hơi nước, búa diesel (hay còn gọi là búa mazút) và búa thủy lực.

b) Lợi dụng sự chấn động để phá hoại lực kháng của đất chung quanh cọc do đó cọc sẽ tự lún xuống do trọng lượng bản thân và các thiết bị đặt trên cọc. Loại này thường

được gọi là búa chấn động và chia ra hai loại chính là búa chấn động tần số thấp và búa chấn động tần số cao.

c) Lợi dụng tốc độ của tia nước phun ra từ những vòi nhỏ để phá hoại sức kháng của đất, do đó cọc sẽ lún xuống dưới trọng lượng bản thân. Phương pháp này gọi là hạ cọc bằng xói nước.

d) Dùng lực nén lớn của các thiết bị để ép cọc vào trong đất.

e) Cấu tạo cọc có rãnh xoắn ốc sau đó nhờ mômen xoắn sinh ra do một mô tơ điện để đưa cọc vào trong đất. Loại cọc này hiện nay ít dùng, vì các phương pháp trên có thể hạ và tạo bầu cho nhiều cọc đường kính lớn.

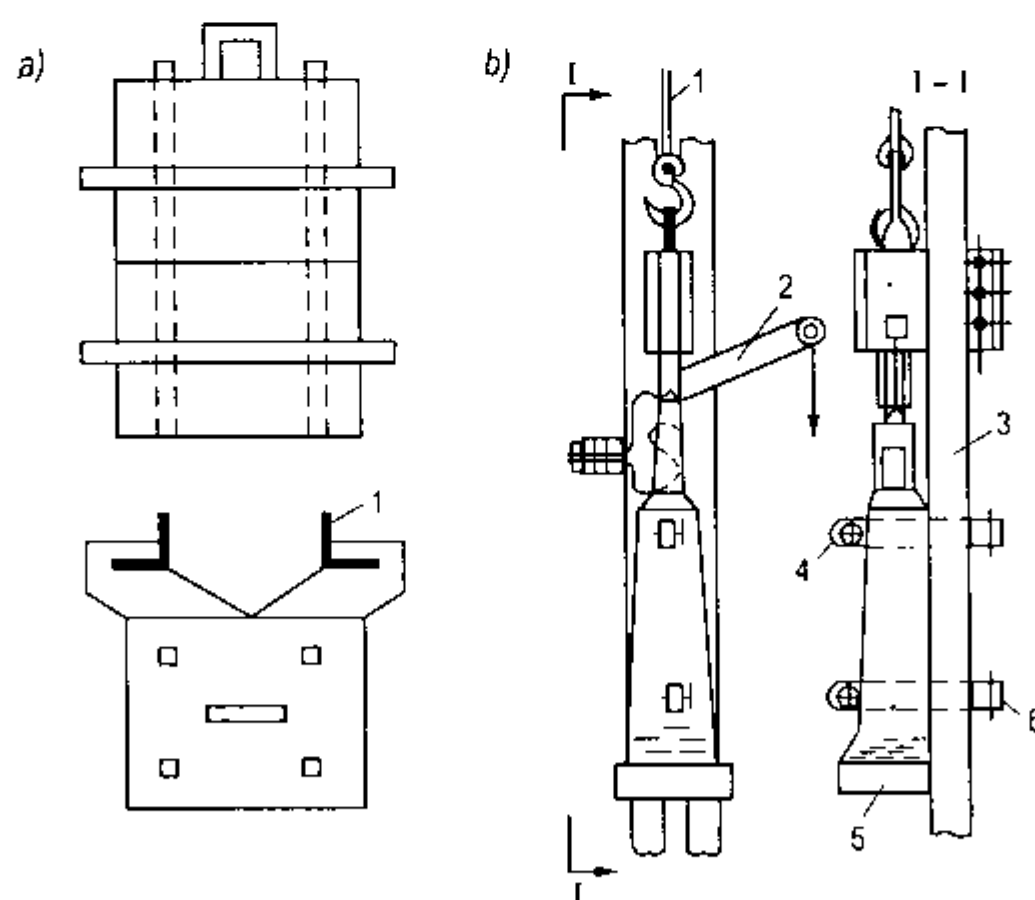
Dưới đây chúng tôi sẽ giới thiệu lần lượt các thiết bị để hạ cọc vào trong đất.

3.10.1. Búa đóng cọc

Có rất nhiều loại búa đóng cọc, cấu tạo của chúng rất khác nhau. Phân loại theo động lực nâng búa thì có mấy kiểu chính như sau:

a) Búa tay

Đây là loại búa đơn giản nhất cũng là loại búa nguyên thủy nhất, nó là một khối nặng hình trụ hoặc hình nón làm bằng sắt đúc như hình 3.44a, b, trên đỉnh có một cái vòng sắt để móc câu vào, hoặc dây cáp luồn qua để nhắc búa lên.



Hình 3.44. Búa kéo tay

a) Quả búa treo; b) Quả búa trên cần.

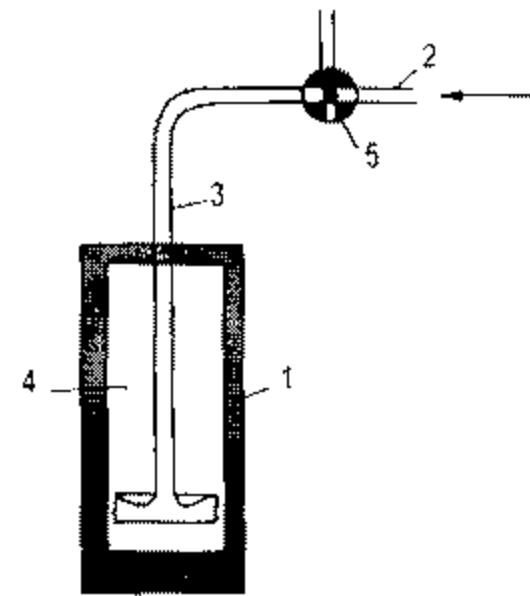
Dùng sức người để kéo quả búa lên, sau đó thả tay ra búa sẽ cùng với dây rơi xuống như hình 3.44a. Hoặc có một loại khác, đầu dây có thiết bị móc câu, thiết bị này rơi

xuống móc câu tự động móc lấy búa. Sau khi kéo búa lên đến một độ cao nhất định, chỉ cần giật dây bên phải, móc câu sẽ thả tai búa ra, búa rơi xuống đầu cọc (hình 3.15b). Loại thứ nhất không những hao phí mất nhiều năng lượng xung kích mà còn dễ làm dây bị đứt. Loại sau thì mỗi lần đều phải móc câu nên làm cho tốc độ thi công chậm hơn.

Kéo dây có thể dùng sức người hoặc tời điện. Tóm lại động tác của búa tay rất chậm mỗi phút chỉ nên được 3 đến 4 nhát, nhiều nhất là 10 đến 12 nhát (loại không có móc câu), hiệu suất rất thấp, nhưng vì cấu tạo của nó đơn giản cho nên trong các công trình đóng cọc tạm và nhỏ nó vẫn còn là công cụ hay dùng.

b) Búa hơi đơn động

Có rất nhiều loại búa hơi đơn động. Hình 3.45 là một loại gồm có vỏ ngoài 1 (bộ phận xung kích), cần pittông 3, van đóng mở 5, ống dẫn hơi 2. Động tác của búa như sau: dùng dây điều khiển mở van 5 đến vị trí như hình vẽ, hơi sẽ từ ống 2 đi qua cần pittông 3 rồi vào trong phòng hơi 4. Vì pittông được treo vào giá búa nên áp lực hơi nước sẽ nâng vỏ búa (chính là xilanh) lên khỏi đỉnh cọc. Khi cho búa được nâng lên đến một độ cao nhất định, người điều khiển đóng van cắt hơi đồng thời lúc đó phòng hơi lại thông với ống thoát hơi, cho nên hơi nước trong phòng hơi sẽ thoát ra khỏi van, áp lực đột nhiên hạ thấp, vỏ búa do sức nặng bản thân sẽ tự động rơi xuống nên vào đầu cọc.



Hình 3.45. Búa đơn động

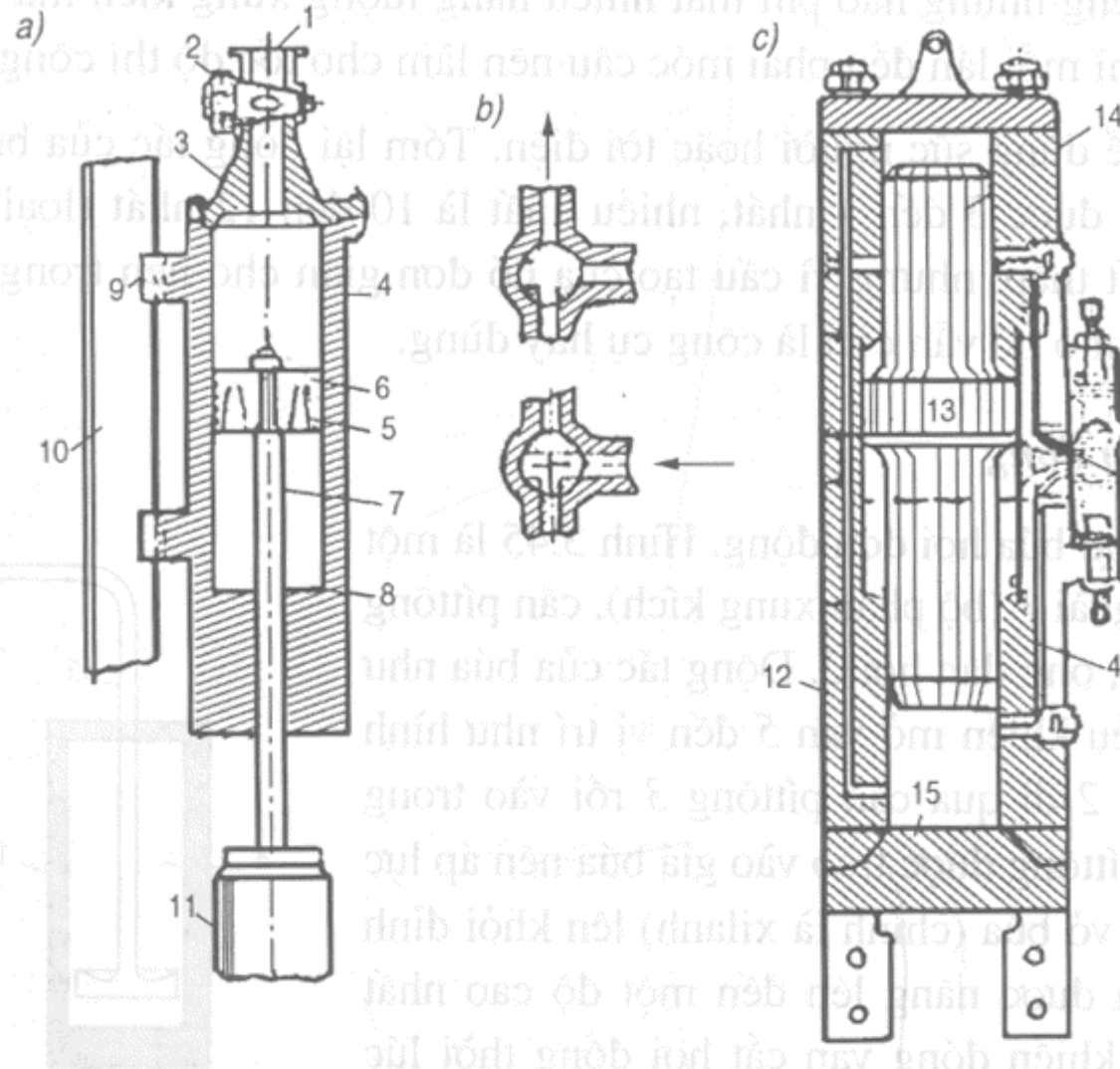
Trên hình 3.46a là một kiểu cấu tạo khác của búa hơi đơn động.

Đặc điểm: Búa hơi đơn động là vỏ búa được nâng lên cao nhờ hơi nước, rơi xuống là nhờ sức nặng bản thân nên số nhát đóng ít, mỗi phút chỉ vào khoảng 30 nhát, so với húa hơi song động thì hiệu suất nhỏ hơn nhiều, song nó có ưu điểm là cấu tạo đơn giản, tác dụng đảm bảo.

c) Búa hơi song động

Vỏ ngoài búa hơi song động (tức là xilanh) cố định trên đầu cọc còn búa sẽ lên xuống tự do ở trong xilanh. Búa này có nhiều loại, cấu tạo khác nhau rất xa, ở đây để nói rõ nguyên lý hoạt động của búa chỉ giới thiệu một loại như hình 3.46c. Búa được nâng lên là nhờ hơi nước đi vào phía dưới pittông 13, khi pittông được đẩy đến độ cao nhất định, thiết bị trong van 16 sẽ tự động thay đổi đường đi của hơi nước khiến nó đi từ phía trên pittông xuống, như vậy búa rơi xuống không những do sức nặng bản thân mà còn do áp lực hơi nước tác dụng ở mặt trên của pittông, không những tăng năng lực xung kích mà còn tăng tốc độ búa nữa. Búa hơi song động mỗi phút nên được từ 100 đến 300 nhát, trọng lượng bộ phận xung kích chỉ chiếm 20 - 30% trọng lượng toàn thể, năng lượng xung kích của mỗi nhát so với búa đơn động nhỏ, cho nên khó đóng cọc tương đối nặng.

Nếu động lực của búa hơi song động đổi thành không khí ép, thì có thể đóng cọc trong nước không cần dùng cọc dẫn, tăng được hiệu suất xung kích.



Hình 3.46. Búa hơi: a) Búa hơi đơn động;

b) Sơ đồ van ba chiều trong búa hơi đơn động; c) Búa hơi song động.

- 1- Lỗ xả hơi; 2- Van 3 chiều; 3- Phần trên của xilanh; 4- Xilanh; 5- Pittông;
6- Vòng nén; 7- Cán dẫn hướng; 8- Lỗ để không khí và nước ngưng tụ thoát ra;
9- Ngàm trượt; 10- Cán dẫn hướng giá búa; 11- Cọc; 12- Xilanh; 13- Pittông;
14- Đầu pittông; 15- Đế xilanh; 16- Van điều chỉnh hơi nước.

Bảng 3.12. Tính năng các loại búa đơn động của Liên Xô cũ

Kích thước và trọng lượng các bộ phận	Đơn vị	Số hiệu của búa			
		CCCM 007	CCCM 570	CCCM 582	CCCM 68
- Trọng lượng toàn bộ	N	19320	27000	43000	88500
- Trọng lượng phần xung kích	N	12500	18000	30000	60000
- Chiều cao rơi	m	1,55	1,50	1,3	1,37
- Năng lực xung kích	Nm	18000	27000	39000	82000
- Số va chạm trong 1 phút	Nhát	30	30	30	30
- Lượng hơi yêu cầu	m ³ /h	210	350	550	1100
- Áp lực hơi	N/cm ²	65	100	100	100
- Kích thước búa:					
+ Cao	mm	4760	4840	4840	4960
+ Dài	-	780	810	1180	1410
+ Rộng	-	790	780	900	830

Bảng 3.13. Tính năng các loại búa song động của Liên Xô cũ

Kích thước và trọng lượng các bộ phận	Đơn vị	Số hiệu búa					
		CCCM 503	CCCM 502	CCCM 501	CCCM 708	CCCM 742A	BP - 28
- Trọng lượng toàn bộ	N	7000	14300	20900	29700	44500	65500
- Trọng lượng phần xung kích	N	700	1800	3650	6800	11300	14500
- Hành trình của pittông	mm	177	222	242	406	508	500
- Đường kính của xilanh	-	177	248	317	215	254	330- 480
- Năng lượng 1 lần va chạm	Nm	1400	3300	5700	9000	18200	25000
- Số nhát trong 1 phút	Nhát	300	275	225	130	105	120

Chú thích: Áp suất hơi nước hoặc hơi ép 70 - 80 N/cm².

d) Búa diesel

Búa diesel bản thân nó vừa là búa vừa là máy phát sinh động lực. Về căn bản có hai loại: Loại cột dẫn (hình 3.47a) và loại ống (hình 3.47b).

Nguyên lý của búa diesel cũng giống như các loại búa động cơ chạy bằng nhiên liệu dầu mazút. Quá trình hoạt động của búa diesel kiểu cột dẫn như sau: Trước khi mở máy, kéo xilanh (bộ phận xung kích) lên một độ cao nào đó, sau đó thả móc câu cho nó rơi xuống tự do; khi xilanh rơi xuống đến mức cuối cùng, cái núm ở bên ngoài xilanh ấn vào tay quay bơm dầu, dầu sẽ được phun ra như hạt bụi vào trong buồng trống của xilanh. Khi đó không khí trong xilanh do bị ép chặt lại rất nhanh nên nóng lên làm cho hỗn hợp dầu mazút bị cháy nổ, năng lượng nổ lại tung xilanh lên cao sau đó do trọng lượng bản thân xilanh lại rơi xuống và đập vào đầu cọc.

Quá trình hoạt động của búa mazút kiểu ống giống như trên, chỉ khác pittông là bộ phận xung kích còn xilanh cố định trên đầu cọc.

Khi pittông theo ống xilanh tự do rơi xuống tận đáy, nó sẽ đẩy vào tay quay của bơm dầu khiến dầu được phun vào máng lõm ở dưới đáy xilanh, lúc đó không khí ở trong xilanh bị ép nóng lên sẽ làm cho dầu mazút nổ. Pittông được tung lên cao và bắt đầu chu trình mới.

Đặc điểm của búa dầu mazút là không cần thêm một bộ thiết bị động lực công kênh như nồi hơi, hoặc máy ép khí, trọng lượng búa nhẹ. Cho nên nó là loại dụng cụ đóng cọc tiện lợi, nhẹ nhàng, nhưng do năng lượng xung kích hơi nhỏ cho nên chỉ đóng được các loại cọc trung bình.

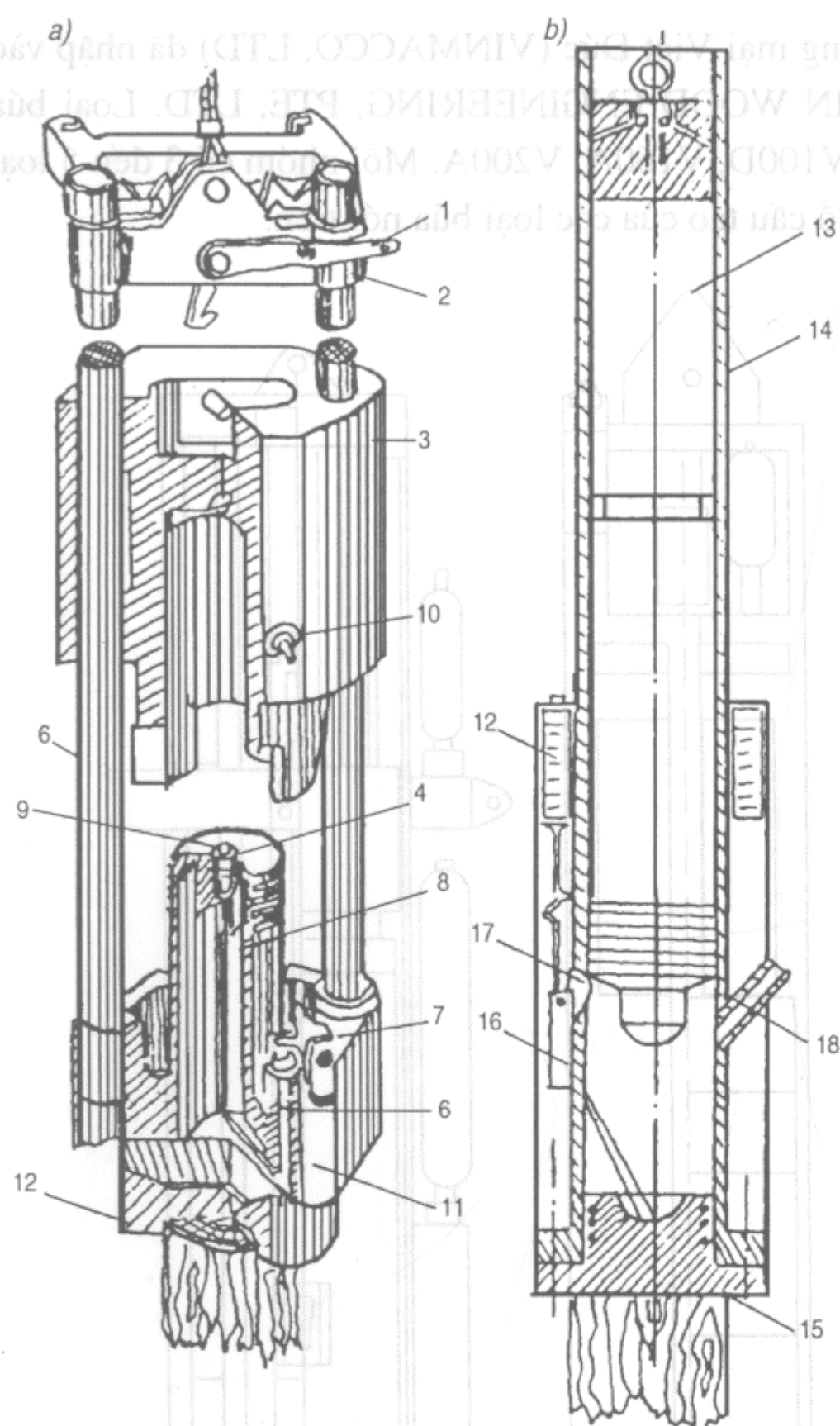
Hiện nay trên các công trường cầu của ta đang dùng các loại búa mazút kiểu cột dẫn của Liên Xô hoặc Trung Quốc chế tạo, người ta thường gọi tên búa theo trọng lượng bộ phận xung kích như búa 1,8 tấn, búa 1,2 tấn và búa 600kg tức là búa có bộ phận xung kích nặng 18 kN, 12kN và 6kN.

Bảng 3.14. Các loại búa đóng cọc điện

Các đặc trưng	Tên búa														
	Ru-500	Delmag Diesel	BSP-2	BSP-3	Ru-1250	Delmag Diesel D - 12	MC Kierman - Terry DE - 20	MC Kierman - Terry DE - 30	Delmag Diesel D-22	MC Kierman - Terry DE - 40	UR-2500	SDM-1	S-222	S-268	S-333
	Liên Xô	Đức	Anh	Anh	Liên Xô	Đức	Mỹ	Mỹ	Đức	Mỹ	Liên Xô	Liên Xô	Liên Xô	Liên Xô	Liên Xô
	r	r	r	r	r	r	r	r	r	r	r	pr	pr	pr	pr
Trọng lượng búa, KG	1000	1050	1270	1830	2100	2400	2495	3685	4430	4491	4920	810	2700	3700	4200
Trọng lượng đập, KG	500	500	1117	1588	1250	1250	907	1270	2200	1814	2500	460	1200	1800	2500
Chiều cao đập, mm	180	-	91	120	180	-	244	244	-	244	200	150	175	185	250
Số lần đập/ phút	49	60	60	65	49	60	52	52	60	52	48	60	60	60	55
Năng lượng đập, KGm	900	1250	550 ⁽¹⁾	1650 ⁽¹⁾	3120	3120	2211	3096	5500	4410	5000	690	3330	6250	1700 ⁽¹⁾
Lực ép lên đầu cọc, KG	-	21000	-	-	-	42500	-	-	72000	-	-	-	-	-	-
Nhiên liệu dùng, l/h	3,2	5	1,8	2,25	5,3	8	6	7,5	13	11,4	10,6	3	5	6	10
Lượng chứa nhiên liệu, l	10	11,5	5,5	18	12	15,5	56,5	64	38,5	72	25	1,8	15	20	-
Lượng chứa dầu nhớt, l	-	2	-	0,9	-	3	11,4	18,2	7	18,2	-	-	-	-	-
Chiều cao quả búa, cm	349	342	-	-	364	371	356	425	390	432	443	273	335	382	454
T	-	-	-	-	-	-	0,5 - 2,0	1,0 - 1,5	-	5,0 ÷ 9,0	-	-	-	-	-

Chú thích: r- kiểu ống, pr - kiểu cột dẫn

(1): Năng lượng chuyển sang cọc.



- 1- Cần để giật cho xilanh rơi xuống;
- 2- Bộ phận di động để móc xilanh lên;
- 3- Xilanh (bộ phận xung kích);
- 4 - Pittông;
- 5- Cột dẫn hướng;
- 6- Bơm dầu;
- 7- Cần để bơm dầu;
- 8- Ống dẫn dầu;
- 9- Miệng lỗ phun;
- 10- Mấu đập vào cần số 7;
- 11- Chỗ để dầu;
- 12- Gối tựa hình cầu;
- 13- Pittông (bộ phận xung kích);
- 14- Xilanh;
- 15- Đế tựa;
- 16- Bơm dầu;
- 17- Cần bơm dầu;
- 18- Cửa thông hơi;
- 19- Chỗ chứa dầu.

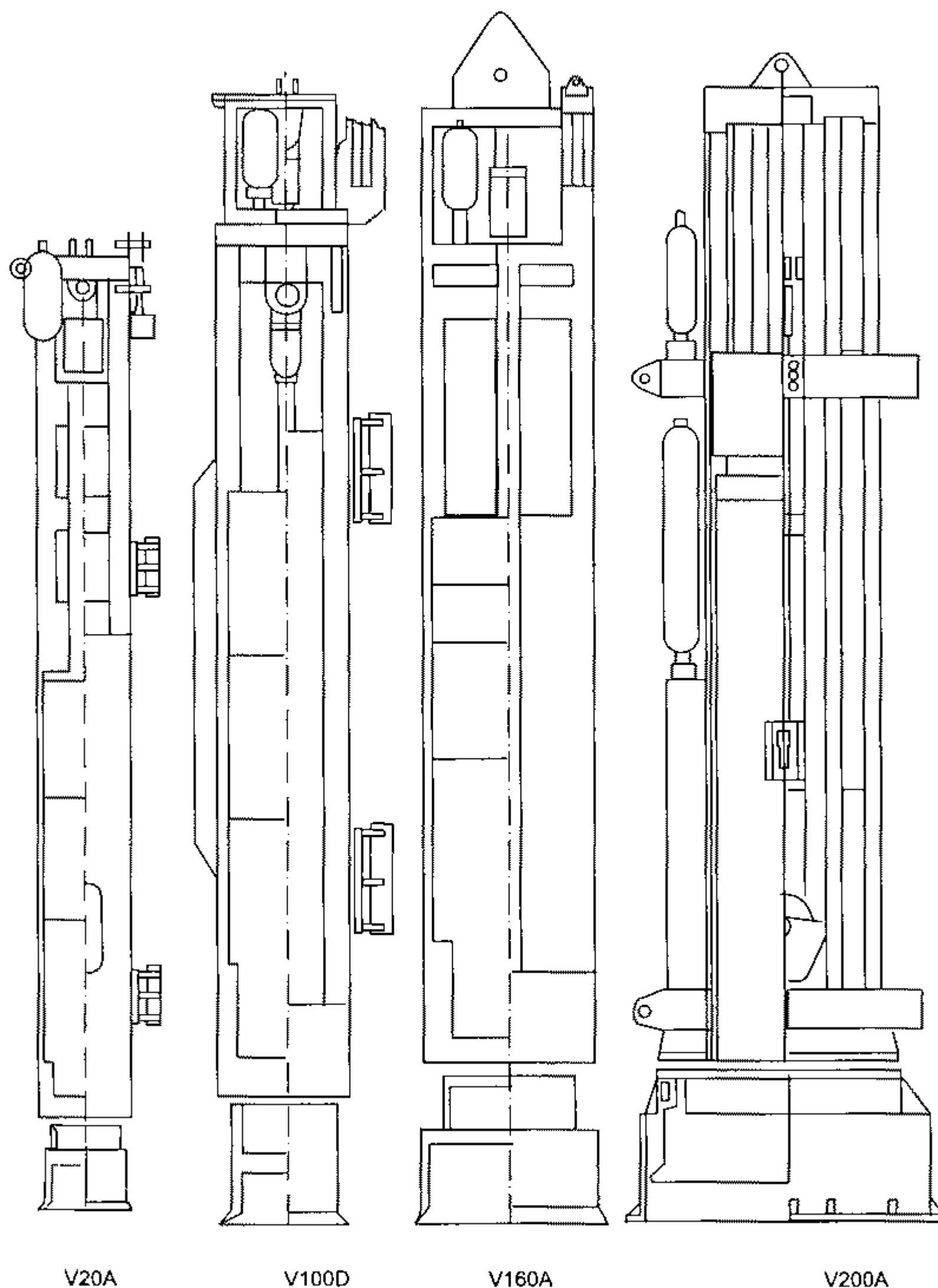
Hình 3.47. Búa điêzen
a) Kiểu cột dẫn; b) Kiểu ống.

Trên đây đã giới thiệu với bạn đọc các loại búa chủ yếu dùng để đóng các loại cọc thông thường, ngoài ra gần đây trong xây dựng người ta bắt đầu sử dụng các loại búa theo nguyên lý rung động cọc theo chu kỳ được gọi chung là búa chấn động. Để tiện cho việc trình bày chương trình môn học, loại búa này chúng tôi sẽ giới thiệu trong chương móng cọc đường kính lớn (chương 4).

e) Búa thủy lực

Hiện nay trong thi công đóng cọc người ta mới đưa vào sử dụng loại búa mới gọi là búa thủy lực. Loại búa này dựa vào sự chuyển động thủy lực của các loại dầu nhớt để tạo ra áp lực nâng búa và ép búa xuống.

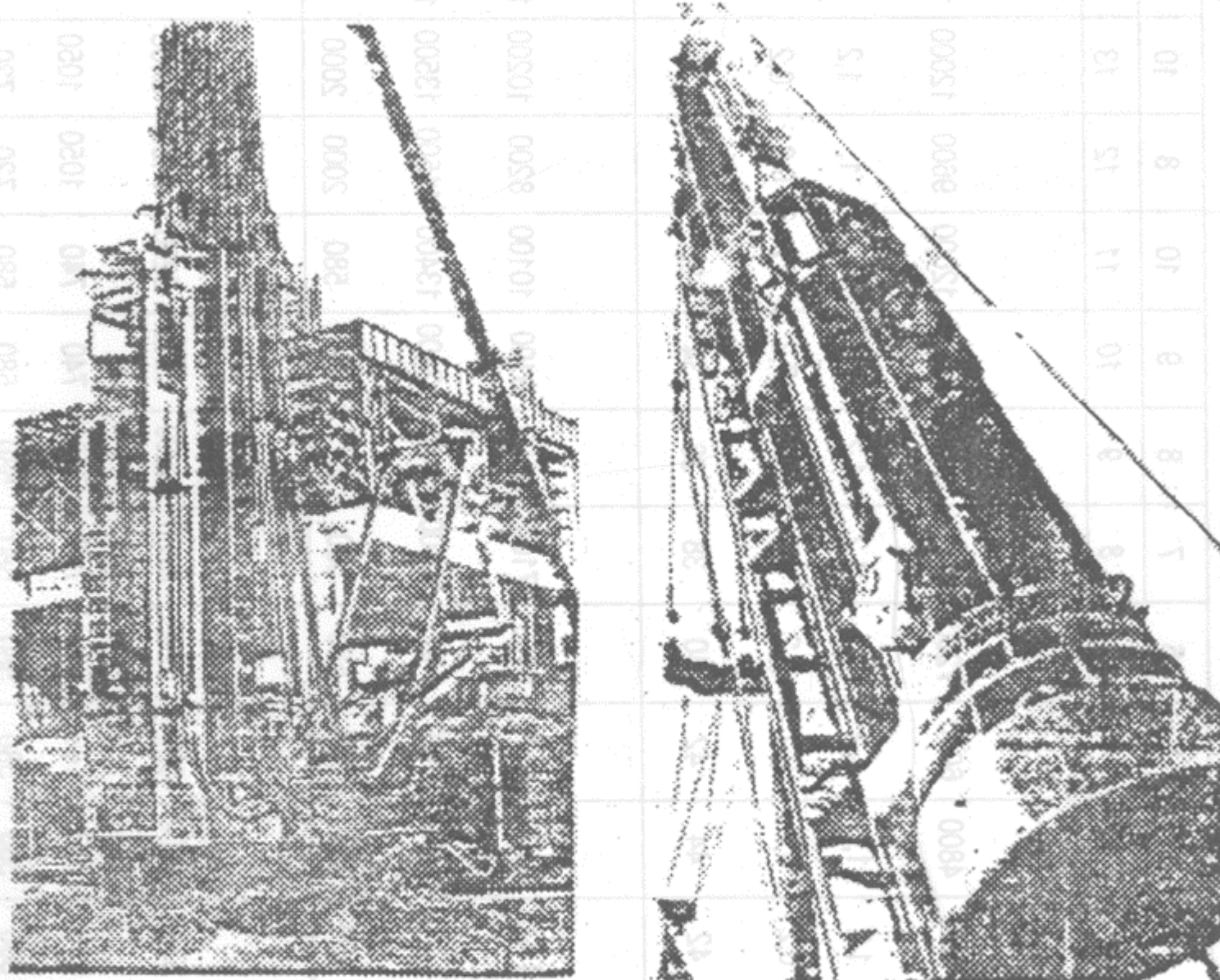
Ở nước ta có Công ty TNHH thương mại Việt Đức (VINMACCO, LTD) đã nhập vào các loại búa thủy lực của hãng TWIN WOOD ENGINEERING, PTE, LTD. Loại búa này có bốn nhóm ký hiệu là: V20A, V100D, V160A, V200A. Mỗi nhóm có 3 đến 5 loại búa khác nhau. Trên hình 3.48 là sơ đồ cấu tạo của các loại búa nói trên.



Hình 3.48

Trên bảng 3.15 là số hiệu các đặc trưng kỹ thuật của búa thủy lực.

Qua các số liệu trong bảng 3.15 ta thấy rằng búa thủy lực có thể có năng lực xung kích lớn, bộ phận xung kích đã được chế tạo có trọng lượng từ 2,1 đến 24 tấn, búa nâng cao đến 1,2m, do đó có thể đóng các cọc đường kính lớn xuống đến độ sâu 50 đến 100m. So với búa diesel các loại đang dùng phổ biến hiện nay thì năng lực xung kích lớn hơn rất nhiều (trọng lượng bộ phận xung kích của búa diesel lớn nhất hiện nay là 7 tấn). Tuy nhiên khi đóng bằng búa có năng lực xung kích quá lớn đối với cọc bê tông cốt thép cần chú ý hiện tượng đầu cọc bị nứt vỡ, để khắc phục cần có biện pháp bảo vệ hoặc đệm đầu cọc đảm bảo truyền đều tải trọng, tránh ứng suất tập trung.



Hình 3.49. Búa thủy lực treo trên giá đóng cọc

Đặc điểm của búa thủy lực:

- Đóng búa thẳng đứng và đóng búa nghiêng 1 : 3 không cần phải biến thế;
- Có thể đóng theo cách móc treo với bộ tiếp hợp điều khiển;
- Có thể dẫn động dưới mặt nước;
- Vận hành bằng tay và tự động với một nút điều khiển;
- Kết cấu có bộ phận giảm âm, độ ồn được ghi nhận là 80dB ở khoảng cách 30m lúc vận hành.

Bảng 3.15. Các số liệu kỹ thuật của búa thủy lực

Loại búa	V20A			V100D								V100A				V200A			
	2	3	4	4	5	6	7	8	9	10	8	10	12	14	16	16	18	20	24
<i>f</i>	2	3	4	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Đặc tính khi hoạt động																			
Năng lực đóng tối đa/1 nhát búa, kGm	2400	3600	4800	4800	6000	7200	8400	9600	10800	12000	9600	12000	14400	16800	19920	19200	24000	28800	
Một hành trình tối đa, m	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Một hành trình tối thiểu, m	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Tốc độ đóng búa khi hành trình dài 12m	46	44	42	42	44	40	38	36	34	32	36	32	30	28	28	36	28	24	24
Trọng lượng																			
Thân trượt của búa, kG	2100	3100	4100	4100	5100	6100	7100	8100	9100	10100	8200	10200	12200	14200	16200	16500	20500	24500	
Đầu búa, không kể nắp mũ, kG	3770	4770	5770	7400	8400	9400	10400	11400	12400	13400	11500	13500	15500	17500	19500	27000	31000	35000	
Nắp mũ dẫn động, kG	430	430	430	580	580	580	580	580	580	580	2000	2000	2000	2000	2000	4200	4200	4200	
Kích thước																			
Chiều dài (không kể nắp mũ dẫn động), mm	5380	5380	5380	6200	6200	6200	6200	6200	6200	6200	6400	6400	6400	6400	6400	6250	6250	6250	
Chiều sâu và rộng, mm	560	560	560	740	740	740	740	740	740	740	1050	1050	1050	1050	1050	1712	1712	1712	1712
Đầu búa đến mặt dẫn động	500	500	500	580	580	580	580	580	580	580	720	720	720	720	720	830	830	830	830

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Hệ thống thủy lực																		
	Áp lực cần thiết để hoạt động	140	160	200	180	210	230	250	260	270	280	240	250	260	280	260	270	270
	Lưu lượng dầu thủy lực cần thiết, l/s	100	100	100	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	390	390	390
Các nguồn động lực																		
	Động cơ, kW	90	90	90	157	157	157	157	157	157	157	180	180	180	180	280	280	280
	Thùng nhiên liệu diesel, lít	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	930	930	930
	Thùng dầu thủy lực, lít	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	740	740	740
Kích thước, mm																		
		270 × 1400 × 1900	3100 × 1400 × 1900							3100 × 1400 × 1900							1600 × 1600 × 2400	
Trọng lượng																		
	Khi máy không có dầu nhiên liệu, kg	2100	2100	2100	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2600	2600	2600	2600	3900	3900	3900
	Khi máy hoạt động, kg	2800	2800	2800	3100	3100	3100	3100	3100	3100	3100	3300	3300	3300	3300	5100	5100	5100

3.10.2. Giá đóng cọc

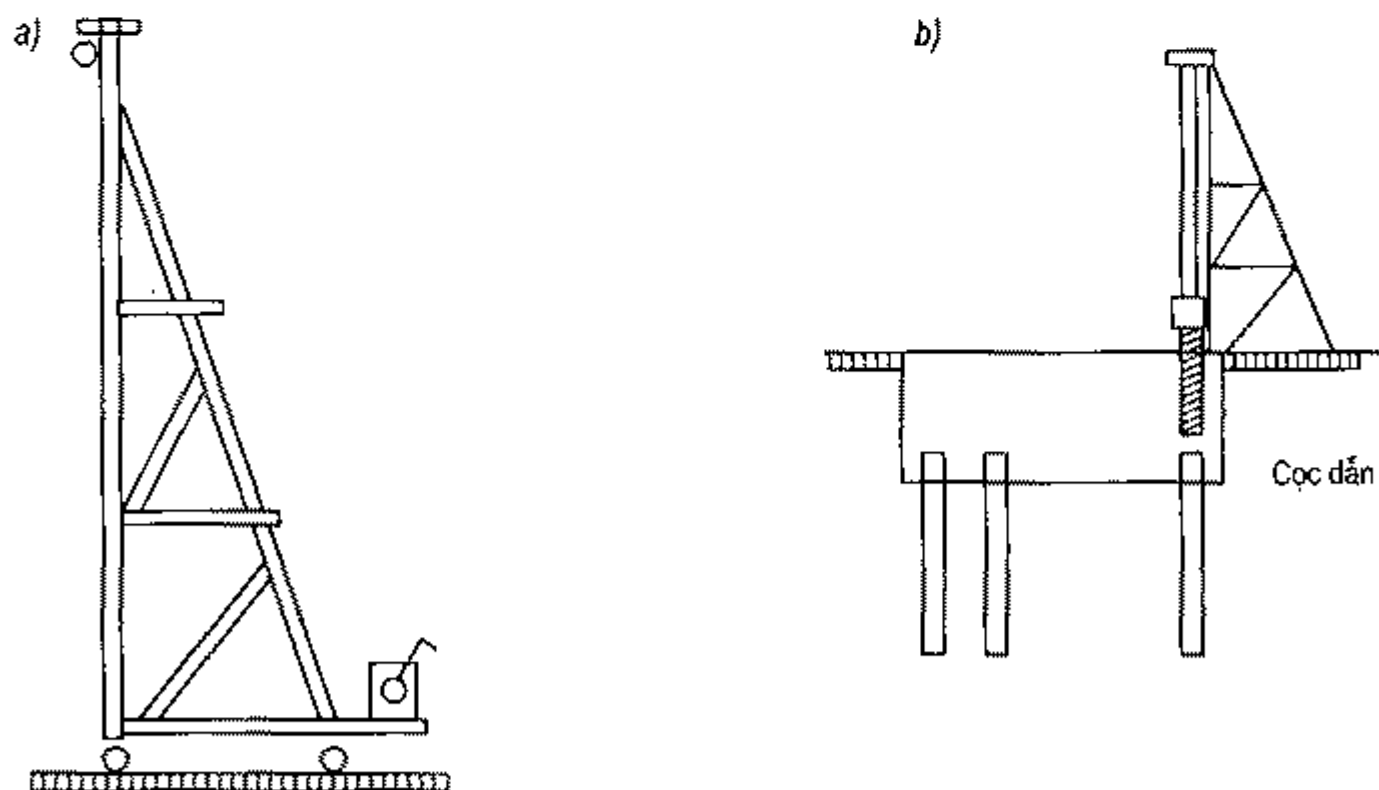
Công dụng của giá đóng cọc là để treo cọc và treo búa, ngoài ra còn để hướng dẫn chuyển động cho búa.

Các bộ phận chủ yếu của giá đóng cọc gồm có: 1- Cột dẫn dùng để khống chế phương hướng chuyển động của búa; 2- Quả búa và thiết bị treo như pu-li, tời, 3- Giá đỡ ghép lại bằng các thanh tạo thành một giàn để giữ cột dẫn và thiết bị treo búa và cọc, 4- Khung đế là bộ phận để đỡ cột dẫn và giá đỡ, khung đế thường được lắp trên bánh xe để giá búa dễ di chuyển từ vị trí này sang vị trí khác trong khi đóng cọc.

Khi thi công móng cọc thường tùy vào loại búa đóng cọc mà chọn loại giá cho thích hợp. Với các loại búa nhỏ kéo tay, khi thi công tùy vào điều kiện địa hình, cấu tạo của móng và cọc mà thiết kế giá cho thích hợp. Đối với các loại búa cơ giới như búa hơi nước và mazút thường có giá đóng cọc chế tạo sẵn kèm theo. Dưới đây sẽ giới thiệu với bạn đọc các loại giá hay gặp trong thi công móng cọc trên các hiện trường của ta hiện nay.

a) Giá đóng cọc bằng gỗ

Loại giá này thường dùng cho búa kéo tay, tùy vào kích thước, trọng lượng cọc và búa mà thiết kế. Thường có thể làm theo kiểu tháo lắp để dùng được nhiều lần. Cấu tạo của giá đóng cọc bằng gỗ như hình 3.50.



Hình 3.50. Giá gỗ tháo lắp

Cột dẫn làm bằng gỗ vuông, để giảm bớt ma sát với quả búa khi kéo lên hoặc khi rơi có thể bọc thêm các thép góc vào cột dẫn. Trên đầu cột dẫn có treo hai pu-li, một cái để treo búa, một cái để treo cọc.

Khi đóng cọc, nhiều lúc phải đóng đỉnh cọc xuống thấp hơn đế giá đóng cọc như hình 3.50. Biện pháp giải quyết thường dùng là:

1- Dùng một đoạn gỗ cứng chắc, tiết diện và chiều dài tùy theo cọc và chiều sâu hố móng, gọi là đoạn cọc dẫn, khi đóng đầu cọc đã xuống gần đế giá người ta nối tiếp thêm đoạn cọc dẫn đến đầu cọc chính và đóng, nhược điểm của biện pháp này là năng lượng xung kích của búa bị hao tổn một phần do biến dạng đàn hồi của đoạn cọc dẫn và các khe hở tiếp giáp giữa cọc chính và đoạn cọc dẫn.

2- Làm cột dẫn kéo dài ra được khi đó có thể đóng cọc sâu hơn đế giá, tuy nhiên biện pháp này chỉ dùng được khi đã đào hố móng trước.

Chiều cao giá đóng cọc gỗ thường từ 6 đến 10m tùy theo chiều dài của cọc và chiều sâu của hố móng. Nếu đóng cọc trên mặt đất thì chiều cao tối thiểu của giá đóng cọc bằng chiều dài của cọc cộng với chiều cao của búa. Nếu là búa kéo tay hoặc búa hơi đơn động thì phải cộng thêm chiều cao nâng búa ban đầu.

Bảng 3.16. Quy cách kỹ thuật của giá đóng cọc gỗ tháo lắp

Quy cách kỹ thuật	Đơn vị	Loại nhẹ	Loại tiêu chuẩn	Loại 2 cột dẫn
Trọng lượng của búa tay	N	4000	8000	2 × 8000
Chiều cao có hiệu quả của giá đóng cọc	Mét	5	5	5
Độ nghiêng của cột dẫn, hướng về phía trước (hướng về phía sau)	Độ	8 (7)		
Kích thước ngoài của búa ở trạng thái công tác				
Cao	Mét	7,5	9,6	9,0
Rộng	-	5,6	5,5	7,0
Dài	-	5,15	5,0	5,0
Trọng lượng giá đóng cọc (không kể búa và các thiết bị treo)	kN	7	1,3	3,4
Số người trong tổ công tác	Người	7 - 9	10 - 12	15 - 18
Thời gian cần thiết để lắp giá đóng cọc	Phút	10 (số ước lượng)	60 - 90	120 - 150
Thời gian cần thiết để tháo giá đóng cọc	-	8 (nt)	Dưới 60	90 - 120

b) Giá đóng cọc kiểu long môn

Nó là loại giá gỗ có hình dạng chung như một khung cửa, có bốn đôi bánh xe sắt, có goòng nhỏ chạy được trên xà ngang của giá, cột dẫn để cho búa và cọc tựa được treo vào xe goòng này, xe goòng di chuyển bằng tời kéo.

Bảng 3.17

Quy cách kỹ thuật	Đơn vị	Giá đóng cọc PMK -5	Giá đóng cọc dùng cho búa C-254, C-222	Giá đóng cọc dùng cho búa mazút nặng 18kN
Trọng lượng giá đóng cọc (không kể tời)	kN	18,5	45,6 - 47,40	82,70
Trọng lượng giá đóng cọc (kể cả tời và búa)	kN	33,5	74,84	106,00
Trọng lượng các bộ phận xung kích của búa	kN	6	6/12	18
Loại tời		Quay tay 2 trục cuốn	Quay tay 2 trục cuốn	Kiểu động lực 2 trục cuốn
Năng lượng trực vật nặng	kN	15	15	20
Dung lượng của động cơ điện	kW	-	-	5,6
Kích thước ngoài: Chiều cao	mm	10955	12300	16708
Chiều cao có hiệu	-	7500	9000	11900
Quãng cách của bánh xe ở đầu	-	3600	3900	5054
Chiều dài	-	3300	4000	5275
Quãng cách của bánh xe giữa A	-	1550	1900	2700
Độ nghiêng về phía trước (phía sau) của cột dẫn	-	1 : 10	1 : 10	1 : 10

Bảng 3.18. Quy cách đóng cọc dùng cho búa mazút do Trung Quốc sản xuất

Quy cách kỹ thuật	Dùng cho búa 6kN	Dùng cho búa 12kN
Chiều cao giá đóng cọc (m)	11	12
Trọng lượng giá đóng cọc (kN)	183	22,36
Trọng lượng tời (kN)	42	8,36
Đường kính của dây cáp tời (mm)	14	1

d) Giá đóng cọc vạm năng

Cấu tạo xem hình 3.52.

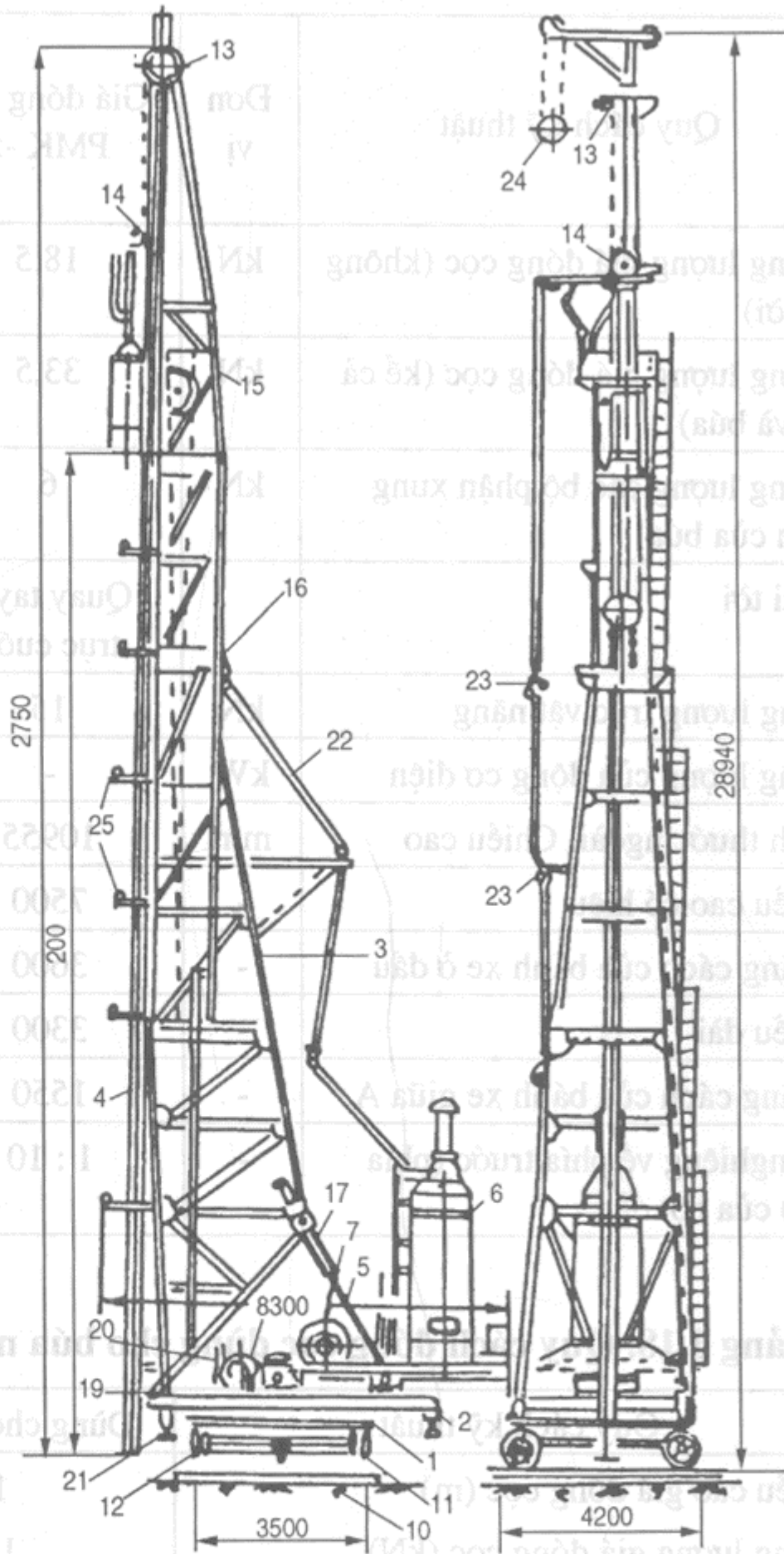
Giá gồm có các bộ phận chính là đế giá, bàn quay và giá đỡ. Đặc điểm của giá đóng cọc này là có thể tự chạy trên ray, có thể quay 60° trên bình diện; cột dẫn có thể rút ngắn lại, kéo dài ra; có thể đặt nghiêng (để đóng cọc nghiêng) v.v... Tất cả động tác trên đều do các thiết bị máy móc và động lực của giá đóng cọc điều khiển.

Để giá đóng cọc do thép chữ I, thép U hàn lại với nhau thành một khung nằm ngang, ở dưới có trục bánh xe và bốn bánh xe sắt, ở trên có bàn quay. Giữa đế và bàn quay có trục đứng và bánh xe răng nghiêng liên hệ với nhau, cho nên có thể dùng máy móc điều khiển đặt trên bàn quay làm cho bánh xe chạy được.

Bàn quay cũng là một khung nằm ngang, ở trên có lát ván sắt, ở dưới có thiết bị quay. Đằng trước bàn quay có giá đỡ, ở phía sau có tời, máy hơi nước và nồi súp de. Dưới bốn góc của bàn quay mỗi góc có một kích, lúc cần có thể kích bàn quay và các bộ phận ở trên quay để đi 90° , đổi phương hướng di chuyển của giá đóng cọc, để đóng cọc ở một phương hướng khác.

Giá đỡ gồm các đốt hợp thành, một đốt do một số thanh lắp lại và giữa các đốt dùng bulông để nối tiếp với nhau. Giá đỡ sở dĩ có thể nghiêng được chủ yếu là nhờ điều chỉnh ốc co dẫn. Độ nghiêng lớn nhất về phía sau có thể đến 1 : 3.

Giá đóng cọc vạn năng là loại có thể làm các động tác chủ yếu như di chuyển giá đóng cọc, treo cọc v.v... được đơn giản đi nhiều và do cơ giới hóa cao độ cho nên công tác đóng cọc nặng nề như vậy đã được nhẹ nhàng hơn, nâng cao được hiệu suất lao động, thường dùng khi thi công đóng một số lượng cọc lớn trên mặt đất.



Hình 3.52. Giá đóng cọc vạn năng

- 1- Khung đế; 2- Sàn quay; 3- Dàn; 4- Cột dẫn hướng;
5- Máy hơi nước; 6- Nồi hơi; 7- Tời nâng búa và cọc;
8- Tời để nâng và hạ cần dẫn hướng.

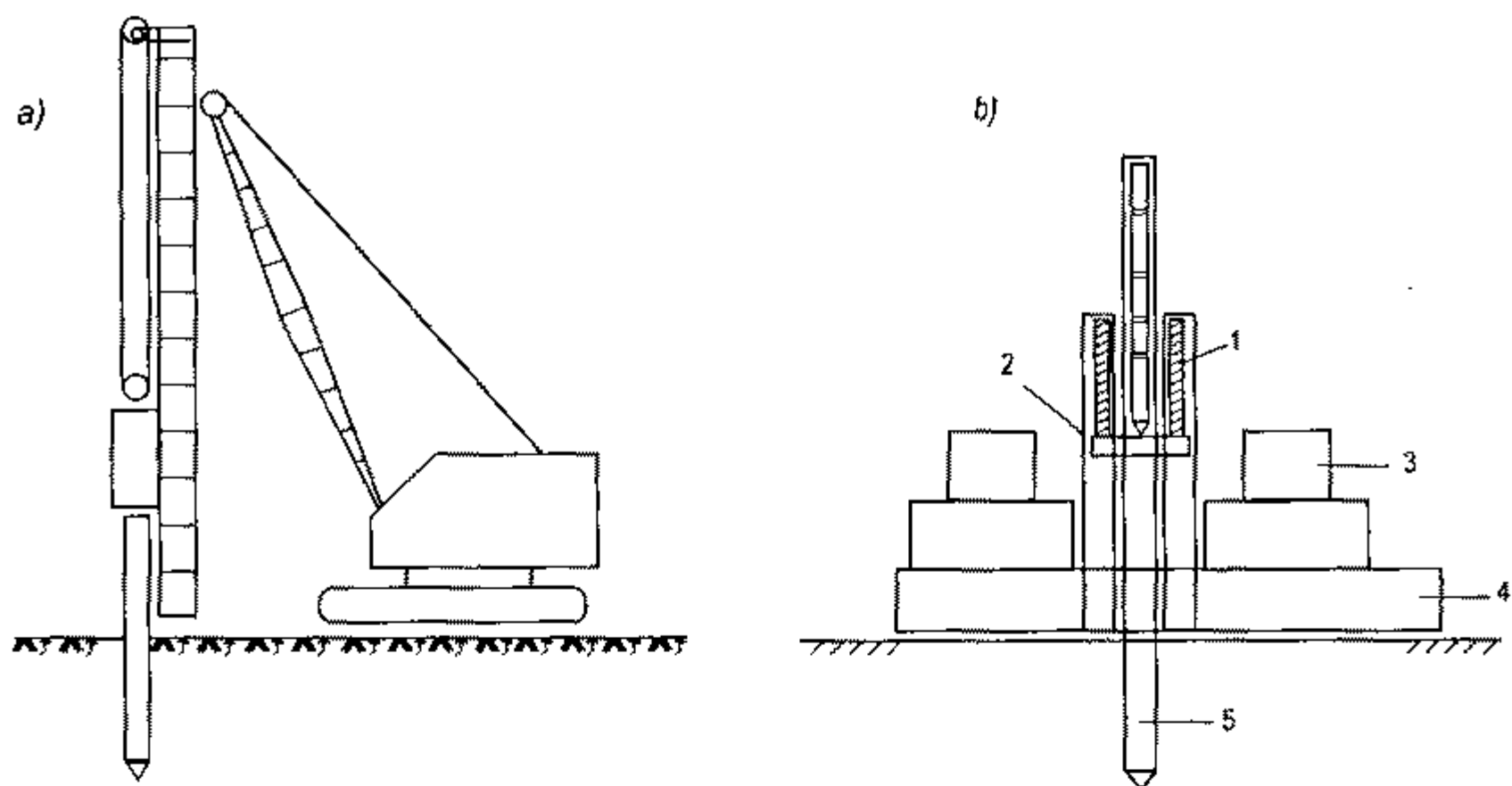
Bảng 3.19. Quy cách kỹ thuật của giá đóng cọc vụn năng bằng kim loại

Quy cách kỹ thuật	Đơn vị	Giá đóng cọc vụn năng		Loại YK -35/6
		Q = 1800kN	Q = 3000kN	Q = 6000kN
Kích thước ngoài:				
- Dài	mm	7010	8380	10355
- Rộng	mm	3500	4200	7280
- Cao	mm	21070	28940	35702
Trọng lượng lớn nhất của cọc	kN	15	25	125
Chiều cao có hiệu quả của đóng cọc	mm	14000	20000	28000
Năng lực nhấc vật nặng của tời hơi nước	kN	17	36	
Mã lực của máy hơi nước	mã lực	22	22	85
Chiều dài đoạn kéo dài xuống phía dưới của cột dẫn (kéo dài xuống phía dưới đỉnh ray)	mm	3000	3500	7140
Cự ly của ray	-	3000	3500	5200
Góc quay của giá	độ	360	360	360
Tốc độ di chuyển trên đường ray	m/giây	14,5	14,2	2,65
Tốc độ quay của giá	vg/phút	0,76	-	0,84
Độ nghiêng của cột dẫn hướng:				
- Về phía trước	-	1:6	1:6	1:6
- Về phía sau	-	1:6	1:6	1:6
Độ điều chỉnh lớn nhất của bộ gối chốt của giá đỡ	mm	400	600	-
Trọng lượng tổng cộng của giá đóng cọc với tất cả các thiết bị	kN	305	427	955

Chú thích: Q - Trọng lượng của hệ phận búa đập.

e) Giá đóng cọc kiểu cần trục

Trong quá trình đóng cọc việc di chuyển giá đóng cọc chiếm phần lớn thời gian, cho nên nếu ở tay với của cần trục ta thêm một cột dẫn biến nó thành giá đóng cọc thì có thể tăng tốc độ đóng cọc. Cần trục thường điều khiển đơn giản, động tác nhanh gọn, cột dẫn lại có thể nghiêng tùy theo ý muốn cho nên giá đóng cọc kiểu cần trục rất hay dùng để đóng cọc ở chỗ không có nước. Hình 3.53a là giá đóng cọc kiểu cần trục đường sắt, chỉ chạy được trên đường ray.



Hình 3.53.

a) Giá đóng cọc trên cần trục; b) Sơ đồ máy ép cọc;

1- Kịch; 2- Dầm tựa đầu cọc; 3- Vật nặng chất tải; 4- Dầm đế; 5- Cọc.

f) Máy ép cọc

Một phương pháp hạ cọc hay dùng gần đây trong các công trình xây dựng ở nơi chật hẹp, chen giữa các công trình đã có từ trước là ép cọc. Phương pháp này dùng lực nén lớn hơn sức chịu cực hạn của cọc để ấn cọc vào trong đất đến độ sâu cần thiết.

Ưu điểm của phương pháp nén cọc là không gây ra sự rung động ảnh hưởng đến các công trình chung quanh như các loại búa đập, không gây ra tiếng ồn làm ảnh hưởng đến môi trường gần kề.

Tuy nhiên cần lưu ý là khi ép cọc vùng đất chung quanh công trình có bị ảnh hưởng vì đất bị dồn trôi lên phạm vi ảnh hưởng có bán kính khoảng bằng chiều sâu ép cọc, các công trình nhỏ nằm trong phạm vi trên có thể bị nứt nẻ biến dạng. Cần chú ý trình tự các cọc để giảm bớt ảnh hưởng đất trôi đối với các công trình lân cận.

Hiện nay ở Việt Nam đã chế tạo được các máy ép cọc có lực nén khoảng 500 - 700kN để ép cọc 15 × 15cm đến 25 × 25cm xuống độ sâu 10m đến 20m tùy cấu tạo địa chất các tầng lớp đất mà cọc xuyên qua.

Trên hình 3.53b là sơ đồ cấu tạo máy ép cọc.

3.11. THI CÔNG MÓNG CỌC

3.11.1. Vận chuyển cọc

Các loại cọc nói chung, trừ những cọc đổ bê tông tại chỗ, đều được chế tạo sẵn hoặc tại hiện trường trên các bãi dành riêng hoặc chế tạo tại những xưởng chuyên nghiệp. Đối

với các loại cọc gỗ và thép chế tạo đơn giản hơn các loại cọc bê tông. Khi đúc cọc bê tông tại hiện trường người ta tổ chức một bãi bằng phẳng, đầm lèn kỹ để tránh cho cọc bị nứt vì lún. Bãi đúc cọc nên chọn thế nào để thuận tiện cho việc vận chuyển đến nơi đóng cọc. Nếu số lượng cọc cần đúc lớn quá có nhiều công trình đã tổ chức bãi đúc riêng có thể xa đến 10 - 15km và dùng ô tô hoặc xe hoả vận chuyển cọc. Nếu công trường gần các xưởng bê tông đúc sẵn nên nghĩ đến vấn đề lợi dụng xưởng máy để chế tạo cọc bê tông được nhanh, đảm bảo chất lượng hơn. Cọc bê tông cốt thép rất dễ bị nứt trong khi vận chuyển vì vậy người ta phải quy định sẵn các điểm kê hoặc treo cọc. Khi treo cọc ở hai điểm, điểm treo cách hai đầu của cọc là $0,207l$, treo một điểm ở vị trí cách đầu cọc $0,294l$, (l - chiều dài cọc).

Vì cọc là một kết cấu dài và tiết diện nhỏ cho nên trọng lượng bản thân nặng rất dễ bị nứt, khi vận chuyển cần nhẹ nhàng, tránh va chạm mạnh.

3.11.2. Đóng cọc ở những nơi không có nước mặt

Trong thi công móng cọc công tác đóng cọc là một khâu chính, rất quan trọng vì nó quyết định khả năng chịu lực của công trình sau này. Đồng thời công tác đóng cọc cũng là một việc tương đối nặng nên đòi hỏi có sự bố trí, sắp xếp và trình tự thi công cho hợp lý. Yêu cầu chủ yếu của công tác đóng cọc là làm sao hạ được cọc đúng độ sâu thiết kế, đúng vị trí của nó trong hố móng để đảm bảo cho cọc chịu lực được phù hợp với các dự kiến đã được cân nhắc khi thiết kế. Trong quá trình đóng cọc, việc vận chuyển, di dịch giá búa chiếm rất nhiều thời gian (có khi chiếm đến 70 - 80%) so với việc đóng cọc, do đó vấn đề thiết kế thi công cọc cho thích hợp với việc di chuyển giá búa là quan trọng, nó không những đảm bảo cho tốc độ thi công nhanh, chi phí ít mà còn ảnh hưởng đến sự chịu lực của cọc.

Tuỳ theo điều kiện địa hình và cấu tạo của móng cũng như loại búa mà người ta có thể dùng các biện pháp đóng cọc sau đây:

a) Đóng cọc trên mặt đất

Đóng cọc trên mặt đất tức là đóng cọc trước khi đào hố móng, ưu điểm của phương pháp này là giá búa có thể di chuyển dễ dàng trên mặt đất, không cần phải hút nước trong thời gian đóng cọc, không mất công làm thêm các kết cấu phụ cho giá búa đứng, dễ định vị và đóng cọc đúng vị trí. Để đóng cho đầu cọc ngập vào trong đất phải dùng thêm một đoạn cọc dẫn, tuy nhiên cần lưu ý rằng đoạn cọc dẫn sẽ làm tổn thất năng lượng của búa, nên phải chọn búa cho năng lượng tăng thêm một chút. Sau khi đóng xong cọc, tiếp tục đào đất, chống vách hố, hút nước và đổ bê tông bệ cọc (hình 3.54a).

b) Đóng cọc sau khi đào hố móng

Đối với các công trình ở những nơi không có nước ngầm, kích thước của hố móng rộng và số lượng cọc nhiều, thí dụ như trong các công trình công nghiệp và dân dụng, có thể

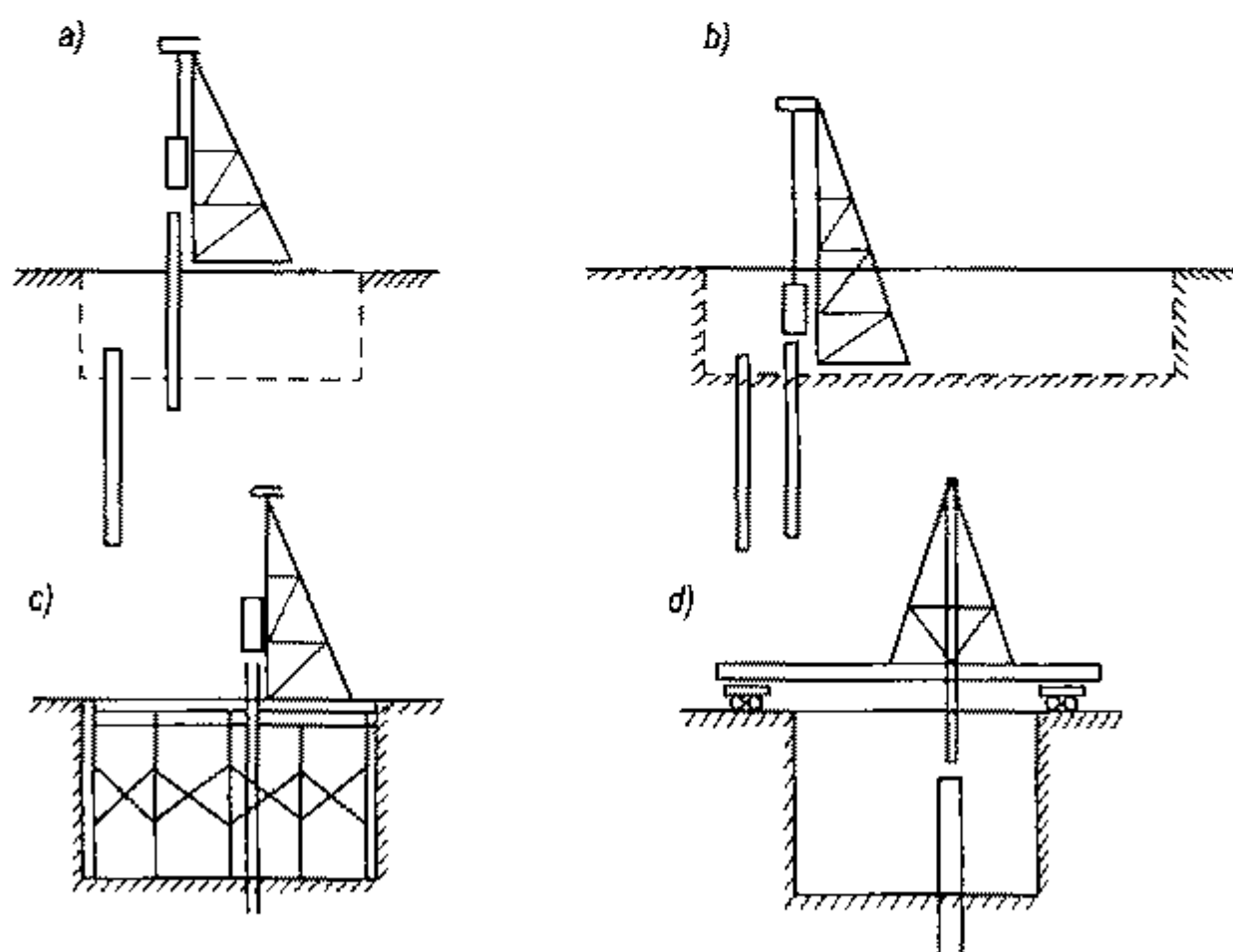
dùng biện pháp đào đất trước đến vị trí đáy bệ sau đó đặt giá búa vào trong hố móng để đóng cọc, như vậy có tiện lợi là không phải dùng cọc dẫn và công tác đào đất trước đó có thể thi công nhanh hơn. Đối với các hố móng hẹp dùng biện pháp này không có lợi vì khó di chuyển giá búa đồng thời kích thước của hố móng tăng lên do phải đào rộng ra để đóng các cọc ở góc, làm tăng khối lượng đất đào và công lắp sau này (xem hình 3.54b).

c) Đóng cọc trên sàn tạm trong hố móng

Phương pháp này có nhược điểm là phải tốn thêm khối lượng vật liệu và công làm sàn để giá búa đứng, năng suất đóng cọc không cao. Có thể dùng khi không có búa lớn và không muốn dùng cọc dẫn vì hố móng tương đối sâu (xem hình 3.54c).

d) Đóng cọc trên sàn di động

Sàn di động có thể dịch chuyển dọc theo hố móng, trên sàn đặt giá búa lại có thể di động theo hướng ngang, do cấu tạo như vậy cho phép có thể nhanh chóng di chuyển giá búa và đóng cọc ở bất cứ vị trí nào. Phương pháp này thường dùng khi hố móng có bề ngang tương đối ngắn và chiều dài lớn. Sàn di động thường làm bằng những dầm sắt chữ I có thể tháo lắp dễ dàng, khi muốn di chuyển sàn, người ta dùng các tời đặt trên sàn hoặc trên mặt đất để kéo (hình 3.54d).



Hình 3.54. Các sơ đồ móng cọc

3.11.3. Đóng cọc ở nơi có nước mặt

Đóng cọc ở những nơi có nước mặt phải căn cứ vào điều kiện địa hình, độ sâu mực nước để quyết định biện pháp thi công. Thường hay dùng ba biện pháp như sau:

a) Đóng cọc trên đảo đất

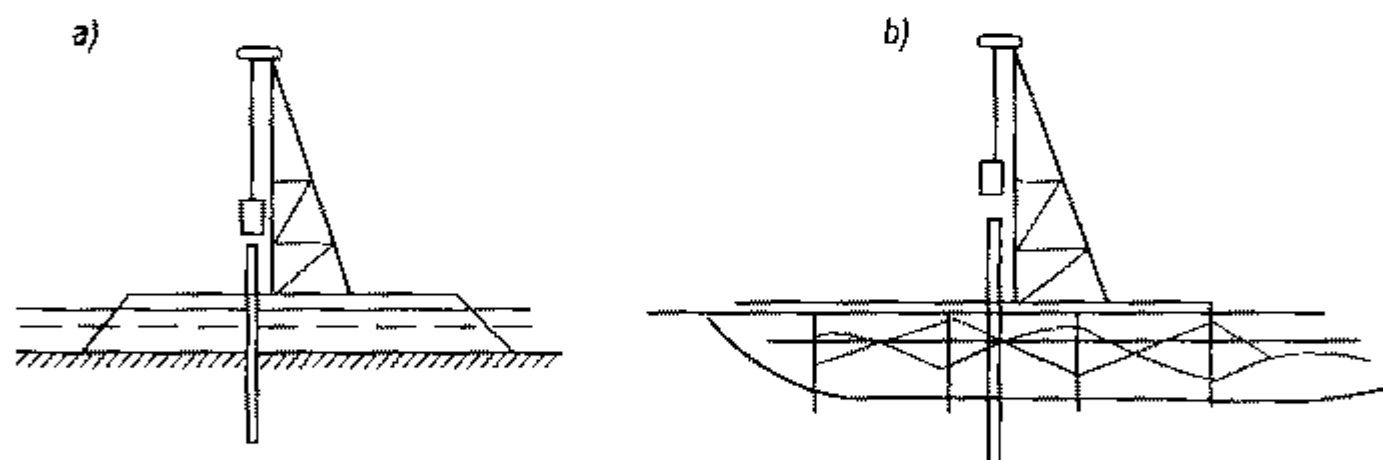
Khi mực nước ở chỗ đóng cọc không sâu lắm, tốc độ nước nhỏ thì tạo ra một nền vững chắc cho giá búa đứng và đóng cọc người ta đắp một đảo đất cao hơn mực nước khoảng 50 - 70cm, trên đảo lát tà vẹt và đường ray cho búa chạy, trình tự đóng cọc cũng như khi thi công trên mặt đất. Ưu điểm của phương pháp này là thi công đơn giản, rẻ tiền để đảm bảo an toàn trong khi đóng cọc. Tuy nhiên chỉ khi mực nước không sâu lắm thì khối lượng đất mới nhỏ và không chắn mất nhiều diện thoát nước của lòng sông. Nếu tốc độ dòng sông lớn cần phải gia cố bờ của đảo để tránh xói mòn (hình 3.55a).

b) Đóng cọc trên sàn tạm

Phương pháp này thường dùng khi độ sâu nước từ 2 - 5m. Chung quanh móng làm một sàn tạm đặt trên cọc gỗ. Trên sàn tạm đặt một cầu di động. Trên cầu di động đặt giá búa có thể chuyển động theo hướng ngang.

Khi có nhiều trụ móng cọc cạnh nhau, sàn tạm thường được nối liền lại bằng những cầu tạm để vận chuyển cọc và di chuyển giá búa từ trụ này sang trụ khác.

Trên hình 3.55b là một thí dụ về đóng cọc trên sàn tạm đặt trên các cọc gỗ, giá búa mazút đặt trên cầu di động để đóng cọc bê tông cốt thép tiết diện vuông.



Hình 3.55. Đóng cọc nơi có mặt nước nông
a) Đóng cọc trên đảo đất; b) Đóng cọc trên sàn tạm.

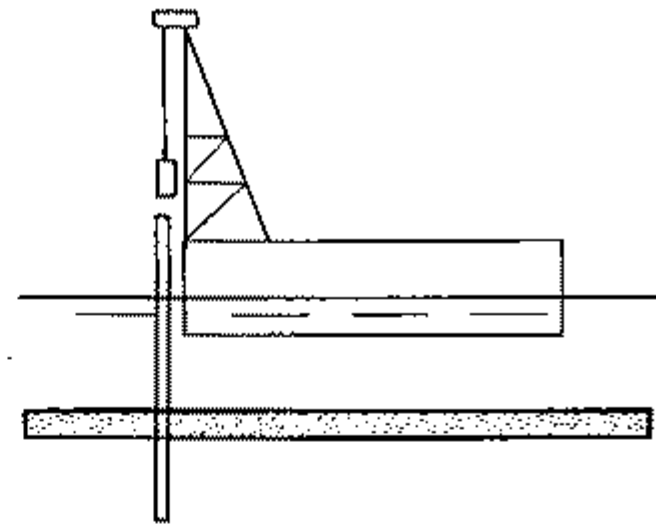
c) Đóng cọc trên phao nổi

Phương pháp này thích hợp cho những nơi nước sâu hoặc những sông có thông thuyền nếu dùng các biện pháp trên sẽ cản trở tàu bè đi lại.

Đóng cọc ở những nơi nước sâu trên các công trường của ta hiện nay hay dùng xà lan hoặc phà hoặc những loại phao lắp ghép, liên kết chặt chẽ lại thành một phao lớn chịu được tải trọng do búa, giá búa, một số cọc và các dụng cụ thiết bị khác.

Nếu có phao lớn và giá búa không quá nặng có thể bố trí như hình 3.25. Dùng các phao nhỏ lắp ghép thành một phao lớn tùy tải trọng tác dụng bên trên và kích thước của giá búa. Bên trên phao giá búa được đặt và neo chặt ở một đầu. Hình 3.56 là một thí dụ

về bố trí giá đóng cọc vịn năng trên một phao lắp ghép loại KC của Liên Xô, do bố trí giá đóng cọc ở một đầu phao nên khi đóng cọc có hiện tượng chìm không đều của phao để khắc phục cần phải bố trí một bộ phận đối trọng ở đầu kia của phao, tốt nhất là làm đối trọng có thể di động được trên mặt phao bằng các vật nặng trên các xe goòng chạy trên đường ray.

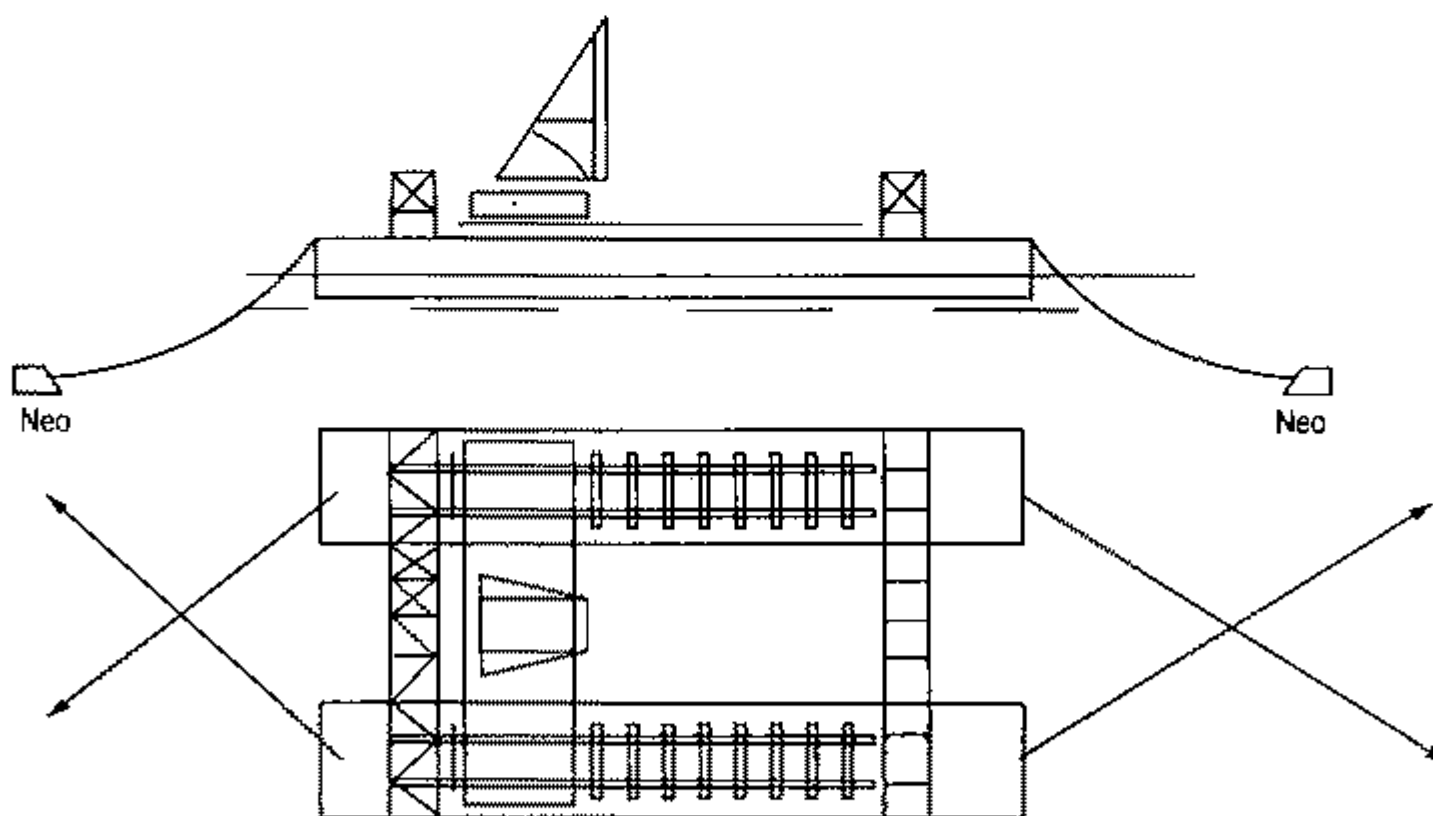


Hình 3.56. Đóng cọc trên phao

Phương pháp bố trí này nhiều khi giá búa bị chòng chành khó đóng cọc chính xác đúng vị trí.

Khi kích thước của hố móng không rộng quá, người ta bố trí giá búa đặt trên hai xà lan hay phao, những xà lan này được liên kết chặt với nhau. Trên hai xà lan đặt một cầu di động có thể dịch chuyển dọc theo trục của xà lan, trên cầu di động đặt giá búa có thể di động ngang thẳng góc với trục của xà lan (xem hình 3.57). Phương pháp bố trí như trên đóng cọc tương đối nhanh hơn, đồng thời phao ổn định và dễ định vị cọc.

Khi đóng cọc cần phải cố định phao bằng các neo bố trí như hình 3.57 khi di chuyển phao dùng các tời đặt trên phao để kéo dây cáp đã được buộc chặt vào những neo lớn thả xuống đáy sông.



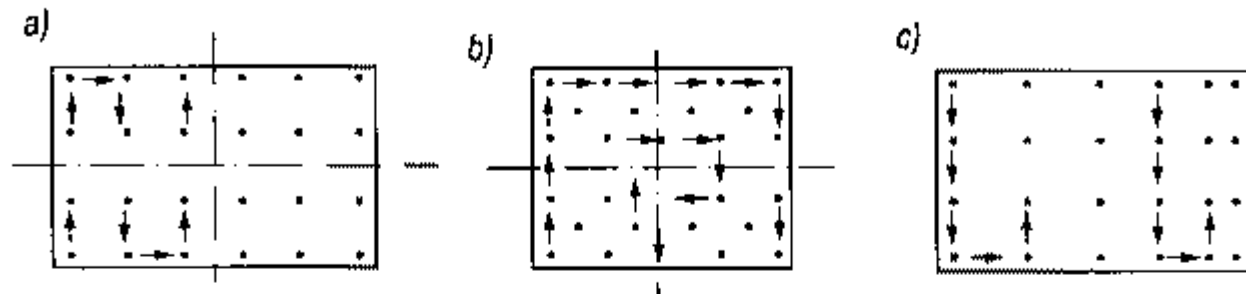
Hình 3.57. Búa đóng cọc trên hai phao

3.11.4. Trình tự đóng cọc

Trình tự đóng cọc cần phải căn cứ vào số lượng cọc, khoảng cách tương đối giữa các cọc và kích thước hố móng mà bố trí cho thích hợp. Thường thường khi đóng cọc, thời gian di chuyển giá búa, quay giá, thay đổi độ nghiêng đóng cọc chiếm phần lớn thời

gian so với thời gian đóng cọc vào đất. Ngoài ra việc bố trí trình tự đóng cọc cần đảm bảo cho chất lượng của công trình được đúng như yêu cầu của thiết kế.

Thường đóng cọc theo trình tự từng dãy, đi theo đường chữ chi như hình 3.58a phù hợp với những hố móng chữ nhật kích thước hai cạnh không chênh nhau nhiều. Nếu trong hố móng có các cọc đứng và cọc nghiêng nên đóng cọc đứng trước, cọc nghiêng sau.



Hình 3.58. Trình tự đóng

Khi số lượng cọc nhiều mà khoảng cách các cọc lại gần thì trình tự đóng cọc có ảnh hưởng rất nhiều đến độ chặt của đất, khi đóng cọc theo từng dãy thì đất sẽ bị dồn và ép chặt theo hướng tiến của đường đóng cọc, đồng thời mặt đất cũng bị phồng lên theo hướng này. Hiện tượng này có thể gây ra sự dịch chuyển của công trình hoặc khối đất ở gần những dãy đóng cọc cuối cùng của hố móng làm ảnh hưởng đến chất lượng của công trình chung quanh.

Khi đóng cọc theo vòng tròn ốc từ ngoài vào trong sẽ gây ra hiện tượng nén chặt đất ở giữa và những cọc cuối cùng rất khó đóng cho đúng độ sâu thiết kế. Để tránh điều đó khi số lượng cọc lớn nên đóng hướng tâm từ trong ra ngoài (xem hình 3.58h).

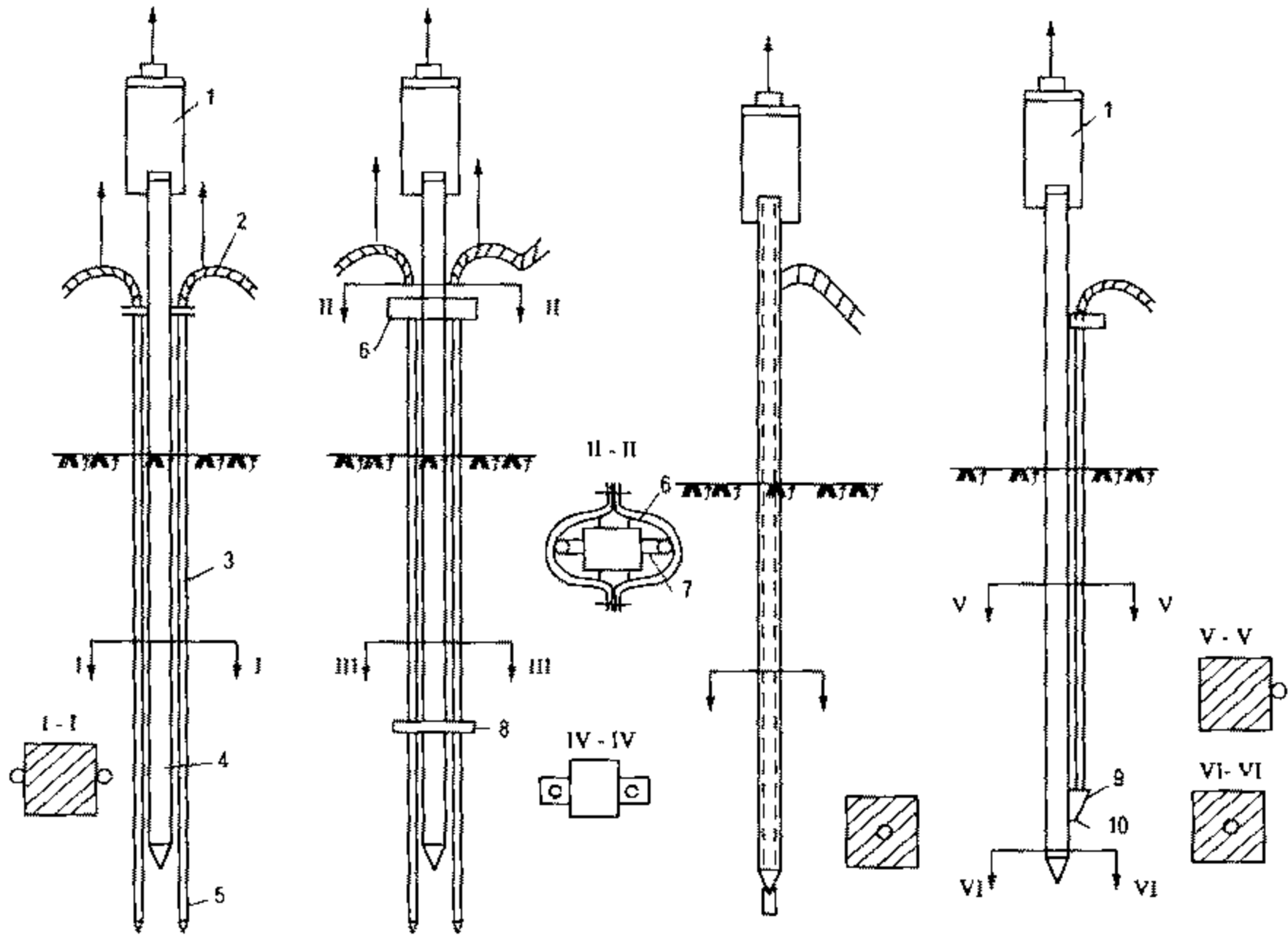
Đối với những móng cọc có chiều dài lớn hơn chiều rộng nhiều lần, hợp lý hơn cả là chia từng đoạn và đóng đồng thời một số đoạn như hình 3.58c.

Khi số cọc ít và khoảng cách giữa các cọc lớn $> (4 - 5)d$, trình tự đóng cọc ít ảnh hưởng đến đặc trưng biến dạng của đất giữa các cọc và trong những trường hợp đó nên quyết định trình tự đóng cọc tùy theo sự thuận tiện cho thi công.

3.11.5. Hạ cọc bằng xói nước

Nguyên lý của phương pháp xói nước là lợi dụng dòng nước có áp lực cao phun ra từ vòi xói. Nước xói lở đất ở xung quanh đầu cọc giảm bớt sức cản của đất, đồng thời phân lớn lượng nước phun ra lại men theo bốn xung quanh thân cọc tràn lên mặt đất, như vậy có thể giảm bớt lực ma sát giữa cọc và đất, khiến cho cọc do sức nặng bản thân hoặc thêm một ít ngoại lực nữa là có thể lún xuống được. Phương pháp xói nước và phương pháp đóng cọc bằng búa thường cũng được dùng một lúc, hỗ trợ cho nhau. Nếu tầng đất thích hợp, năng lực của vòi xói nước đủ, có thể chỉ dùng phương pháp xói cho đến khi cọc ngập sâu xuống cách cao độ thiết kế từ 1 đến 1,5m mới dùng búa đóng đến độ sâu

yêu cầu. Hai phương pháp này có thể đồng thời sử dụng vừa xói nước vừa đóng búa, người ta thường thi công như vậy khi gặp tầng đất rắn và cọc dài. Tóm lại phương pháp xói nước thích hợp nhất cho việc đóng các cọc bê tông cốt thép nặng xuống tầng đất cát, vì lực ma sát lên cọc rất lớn, nếu chỉ dùng búa thì đóng không nổi (xem hình 3.59).



Hình 3.59. Sơ đồ bố trí vòi xói trên thân cọc

1- Búa; 2- Ống dẫn nước; 3- Ống xói; 4- Cọc; 5- Đầu ống xói;
6- Vòng đai; 7- Đệm; 8- Vòng khuyên; 9- Đầu nối; 10- Ống xói.

a) Thiết bị máy móc chủ yếu của phương pháp xói nước

Thiết bị chủ yếu của phương pháp này là máy bơm nước cao áp và vòi xói nước. Vì lượng nước, áp lực nước, kích thước và hình thức của vòi xói nước có ảnh hưởng rất lớn đối với hiệu suất công tác đóng cọc cho nên cần phải hiểu rõ về máy bơm và vòi xói nước.

a1) Máy bơm nước

Máy bơm có thể dùng loại pittông hoặc máy bơm ly tâm cao áp nhiều cấp. Động lực của nó là điện hay máy mazút tùy theo tình hình thực tế của địa phương đó và thiết bị động lực của các máy móc khác mà quyết định.

Trong máy bơm nước kiểu pittông, lượng nước bơm và áp lực nước rất ít quan hệ với nhau, nghĩa là khi áp lực nước thay đổi, lượng nước bơm hầu như không đổi, như vậy đối với phương pháp xói nước rất thích hợp nhưng bảo quản khó khăn, giá đắt, động lực thiết bị hạn chế, cho nên dùng máy bơm ly tâm tốt hơn, nhưng áp lực nước và lượng nước bơm của máy ly tâm tỷ lệ nghịch với nhau, nghĩa là nếu cần nước áp lực cao thì lượng nước bơm sẽ giảm, do đó dùng máy bơm này đóng cọc, lượng nước bơm thường bị thiếu.

Trong công tác đóng cọc, áp lực nước nhỏ sẽ không xói lở được đất, lượng nước ít sẽ không cuốn được đất đá bị xói lở đi.

Bảng dưới đây là các trị số tham khảo về áp lực nước và lượng nước cần thiết, các trị số này đã được căn cứ vào các nhân tố: chất đất, kích thước của cọc, độ sâu đóng cọc, kích thước và xói nước v.v... để định ra. Căn cứ vào bảng này có thể sơ bộ chọn lọc được quy cách máy bơm.

Khi chọn máy bơm, nếu một chiếc không thoả mãn được yêu cầu, thì có thể ghép song song hoặc nối tiếp để tăng lượng nước và áp lực nước.

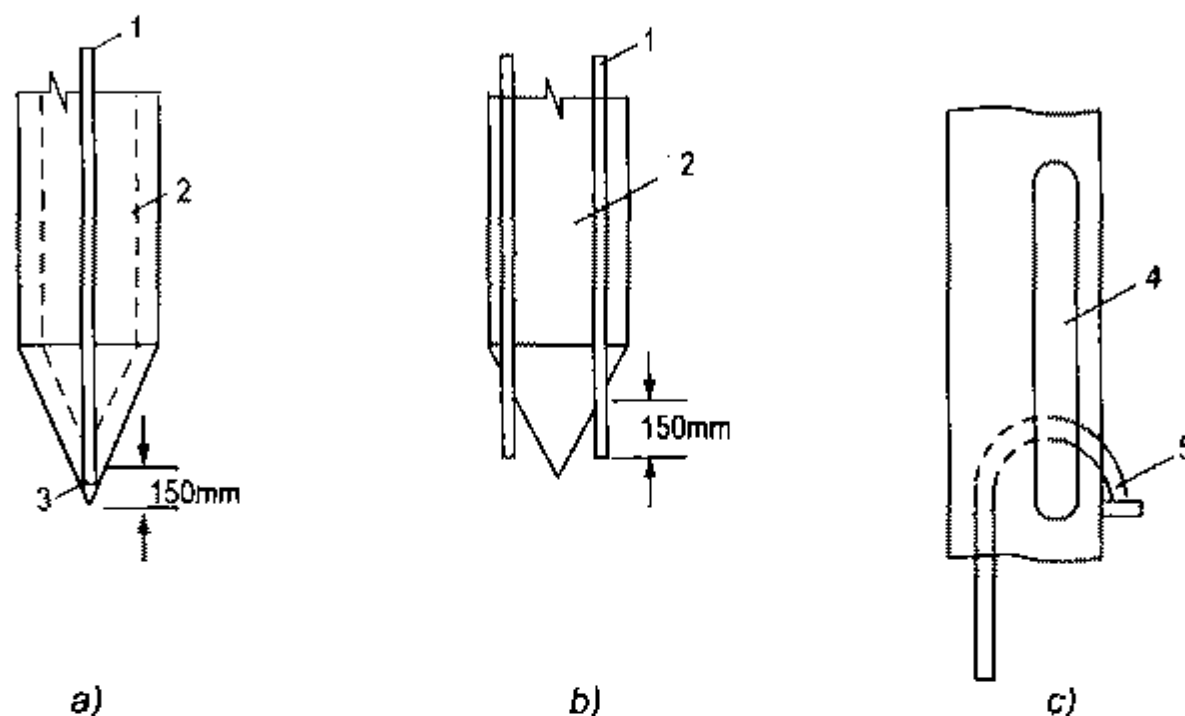
Bảng 3.20. Lượng nước và áp lực nước cần thiết

Đất	Độ sâu ngập vào trong đất (mét)	Áp lực nước cần thiết ở miệng vòi (áp-mét-phe)	Số vòi xói nước, đường kính (mm) và lượng nước dùng cho mỗi vòi (lít/phút)			
			Tiết diện cọc tròn hoặc chữ nhật $d \leq 30\text{cm}$	Tiết diện cọc tròn $d \leq 40 - 60\text{cm}$	Cọc tổ hợp 3 cây $d \leq 40 - 60\text{cm}$	Cọc tổ hợp 4 cây $d \leq 40 - 60\text{cm}$
Bùn, đất sét, đất sét mềm, cát xốp và cát bão hòa nước	≤ 8	4 - 6	2 x 37 400 - 700	2 x 50 700 - 1000	3 - 37 900 - 1000	2 x 50 1000 - 1200
	8 - 16	6 - 10	2 x 50 900 - 1400	2 x 50 900 - 1400	3 x 37 1000 - 1500	4 x 50 1600 - 2800
	16 - 24	8 - 15		2 x 65 1600 - 2000	3 x 50 1600 - 2500	4 x 50 2100 - 3000
Tầng cát chặt, cát lẫn sỏi và đá dăm, đất sét pha cát, đất sét mật độ trung bình	≤ 8	8 - 15	2 x 50 900 - 1200	2 x 50 1600 - 1700	3 x 37 1200 - 1900	2 x 59 2800 - 4000
	8 - 20	12 - 20	2 x 63 1800 - 2000	2 x 63 1800 - 2500	3 x 50 2100 - 3000	4 x 50 2800 - 4000

a2) Vòi xói nước

Ống thép không rãnh hoặc ống thép thường, ống sắt (nhưng phải thỏa mãn yêu cầu về cường độ) đều có thể dùng làm vòi xói nước. Khi xói nước để đóng cọc ống, vòi xói nước đặt ở đường tim dọc ống, miệng vòi xói nước hơi nhô ra ngoài một ít như hình 3.60a nhưng khi đóng các loại cọc tiết diện đặc thì chỉ có thể bố trí ống xói nước ở phía ngoài cọc như hình 3.60b.

Vòi xói nước là một ống dài độ 30 đến 40cm, được chế tạo đặc biệt, đầu dưới thót lại như hình nón và có đục một số lỗ nhỏ như hình 3.60c.



Hình 3.60

b) Các điều cần chú ý khi dùng phương pháp xói nước, ở đây chỉ đề ra một số vấn đề tương đối quan trọng.

b1) Phải kiểm tra các thiết bị xói nước trước khi sử dụng chính thức.

b2) Máy bơm nên đặt gần vị trí cọc để giảm bớt tổn thất về áp lực nước.

b3) Trong quá trình công tác, đôi khi phải ngừng xói nước vì bùn cát làm tắc vòi xói nước và bịt chặt lỗ cọc ống. Nếu bị tắc có thể nhấc ống xói nước lên một vài tấc rồi lại xói nước.

b4) Khi đóng cọc ở tầng đất cát nhỏ, tốc độ cọc lún xuống có thể rất nhanh, do đó nên dùng dây cáp treo cọc để tránh cho ống xói nước khỏi bị tắc, xoắn gãy.

b5) Đầu nước vào của ống xói nên đặt van an toàn để tránh cho máy bơm khỏi bị hỏng khi vòi xói nước bị tắc.

Chương 4

MÓNG CỌC ĐƯỜNG KÍNH TIẾT DIỆN LỚN

4.1. KHÁI NIỆM VỀ MÓNG CỌC ĐƯỜNG KÍNH TIẾT DIỆN LỚN

Trong những năm gần đây do yêu cầu phát triển kinh tế của thế giới, người ta đã phải xây dựng nhiều công trình rất lớn chịu tải trọng nặng như nhà cao nhiều tầng, cầu có khẩu độ nhịp dài vài trăm mét đến hàng nghìn mét, giàn khoan dầu và các công trình trên biển nước sâu hàng trăm mét v.v... Những công trình này đòi hỏi móng phải chịu tải trọng rất lớn, chính vì vậy yêu cầu móng phải đặt sâu trong đất, xuống các tầng đá cơ bản hay đất có sức chịu tải tốt.

Các loại cọc đường kính nhỏ không thể đóng xuống sâu và khi cọc đóng sâu nhưng tiết diện nhỏ thì chịu lực nén rất kém vì bị mất ổn định dọc, tiết diện nhỏ cũng không thể chịu được lực ngang và mômen uốn lớn.

Cọc nhỏ còn một nhược điểm là làm dài sẽ bị phá hoại vì trọng lượng bản thân khi vận chuyển. Nếu chia nhỏ thành từng đoạn thì cọc lại có quá nhiều mối nối là chỗ mà cọc chịu lực yếu nhất.

Vì những lý do trên cọc bắt buộc phải có đường kính lớn mới đảm bảo để truyền tải trọng xuống các lớp đất sâu và chịu lực ngang tốt hơn.

Hiện nay người ta mới tạm phân loại cọc theo đường kính như sau:

- | | |
|------------------------------|-------------------------------------|
| - Cọc nhỏ khi có đường kính: | $D \leq 60\text{cm}$ |
| - Cọc vừa khi có đường kính: | $60\text{cm} < D \leq 90\text{cm}$ |
| - Cọc đường kính lớn: | $90\text{cm} < D \leq 200\text{cm}$ |
| - Giếng vỏ mỏng: | $200 < D \leq 500\text{cm}$ |

Phạm vi ứng dụng tốt nhất của mỗi loại cọc là khi tỷ lệ độ sâu hạ cọc (l) so với đường kính tiết diện ngang trung bình (D) nằm trong khoảng $\frac{l}{D} = 30 \sim 50$, tối đa cũng chỉ đến 70.

Như vậy cọc $30 \times 30\text{cm}$ thường đóng sâu 10 - 15m là tốt nhất, tối đa có thể đến 18 - 20m.

Cọc đường kính $D = 1\text{m}$ có $l = 30 - 50\text{m}$ là thích hợp. Tối đa chỉ nên tới 70m.

Đối với cọc đường kính lớn nếu dùng phương pháp đóng như với cọc nhỏ sẽ đòi hỏi búa có bộ phận xung kích nặng hơn hoặc búa phải nâng cao hơn mới tạo ra năng lực va

chạm lớn đủ để đóng cọc xuống. Khi đóng như vậy vật liệu đầu cọc sẽ bị phá hoại nhanh và đất bị chấn động mạnh gây ra tác động mạnh không tốt đối với các công trình chung quanh hoặc gây trượt với các tầng đất gần đó.

Cọc đường kính lớn thường không làm chân nhọn mà để hờ, khi hạ cọc phải kết hợp giữa đào đất bên trong lòng cọc và đóng hoặc rung. Lực đóng hoặc rung này chủ yếu để thắng lực ma sát chung quanh cọc.

Các loại cọc đường kính lớn đầu tiên thường là ống thép thành dày 10 - 15mm đóng bằng búa đơn động kết hợp đào đất trong quá trình đóng.

Loại cọc ống thép giá thành rất đắt và thời gian sử dụng không lâu trong môi trường có tác dụng ăn mòn. Chính vì vậy sau chiến tranh thế giới thứ hai ở Liên Xô cũ và một số nơi khác bắt đầu nghiên cứu dùng ống bê tông cốt thép và bê tông ứng suất trước thay cho ống thép, loại ống này giảm lượng thép sử dụng trong móng đi nhiều và do đó giảm giá thành công trình.

Khoảng 30 năm lại đây do kỹ thuật sử dụng vữa sét được nghiên cứu và ứng dụng thành công vào việc ổn định các hố đào trong đất. Người ta đã áp dụng kỹ thuật này vào việc thi công các cọc đường kính lớn gọi là cọc đổ bê tông tại chỗ, ở ta còn gọi là cọc khoan hay cọc khoan nhồi.

Người ta dùng các dụng cụ khoan có đường kính bằng đường kính cọc thiết kế để tạo ra một lỗ rỗng trong đất. Trong quá trình khoan luôn đổ vữa sét vào lỗ rỗng để hạn chế chuyển vị ngang của thành hố và sự dính kết của vữa sét làm thành lỗ ổn định hơn. Khi khoan đến độ sâu thiết kế thì đặt cốt thép trong vữa sét và đổ bê tông lòng cọc bằng phương pháp đổ dưới nước, bê tông lấp dần lỗ rỗng và đẩy vữa sét ra tạo thành cọc.

Việc thi công cọc đường kính lớn bằng phương pháp khoan tạo lỗ như trên có ưu điểm là không gây chấn động và tiếng ồn ảnh hưởng đến môi trường chung quanh. Cọc khoan thi công bằng phương pháp đào trong vữa sét như trên không hoàn toàn khắc phục được sự chuyển vị ngang của vách lỗ khoan do đó sẽ xảy ra sự biến dạng của mặt đất chung quanh. Khi thi công nhiều cọc thì biến dạng này tích lũy có thể gây lún và nứt nẻ các công trình lân cận đó.

Trong chương này sẽ giới thiệu cùng bạn đọc hai loại cọc đường kính lớn hay dùng nhất hiện nay là cọc ống bê tông cốt thép và cọc khoan đổ bê tông tại chỗ.

4.2. THIẾT KẾ VÀ TÍNH TOÁN MÓNG CỌC ĐƯỜNG KÍNH LỚN

Trong phần đầu của chương này chúng ta đã biết rằng các cọc có đường kính $D < 0,6m$ gọi là cọc nhỏ, thiết kế móng các loại cọc này tính như móng cọc thường, trình bày trong chương 3.

Đối với các loại cọc đường kính $D > 0,6\text{m}$ trở lên, ổn định của cọc phụ thuộc rất nhiều vào tác dụng giữ chặt của đất ở chung quanh, phải xét đến áp suất của đất lên thành bên của cọc khi chịu lực ngang.

Theo nhiều tài liệu nghiên cứu của Liên Xô cũ với các loại cọc đường kính lớn, phương pháp tính toán sẽ phụ thuộc vào độ cứng của nó, được phân chia ra hai loại phân biệt bằng độ sâu tính đổi:

$$\bar{h} = \alpha h \quad (4-1)$$

Trong đó: \bar{h} - độ sâu tính đổi;

α - hệ số cứng của cọc trong môi trường đất chung quanh:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{ma_{tt}}{EI}} \quad (4-2)$$

m - hệ số tỷ lệ phụ thuộc tính chất đất đã trình bày trong phần tính sức chịu lực ngang của cọc ở chương 3;

a_{tt} - bề rộng tính toán của cọc;

$$a_{tt} = 0,9 (D + 1) \quad (4-3)$$

D - đường kính cọc ống;

EI - môđun đàn hồi và mômen quán tính tiết diện cọc;

h - độ sâu đóng cọc.

- Khi $\bar{h} = \alpha h \leq 2,5$ thì độ cứng của cọc rất lớn, biến dạng của cọc nhỏ so với chuyển vị, ta coi cọc như một vật tuyệt đối cứng, trường hợp này thường phù hợp với các loại có $D > 3\text{m}$. Phương pháp tính các loại cọc có độ cứng lớn tương tự như chương 5 với các công thức từ (5-1) đến (5-24).

- Khi $\bar{h} = \alpha h > 2,5$, trường hợp này gọi là "cọc có độ cứng hạn chế". Biến dạng của cọc tương đối lớn không thể giả thiết cọc là vật tuyệt đối cứng nằm trong đất được. Phương pháp tính của loại cọc có độ cứng hạn chế phù hợp cho các loại cọc có $D = 1 - 3\text{m}$.

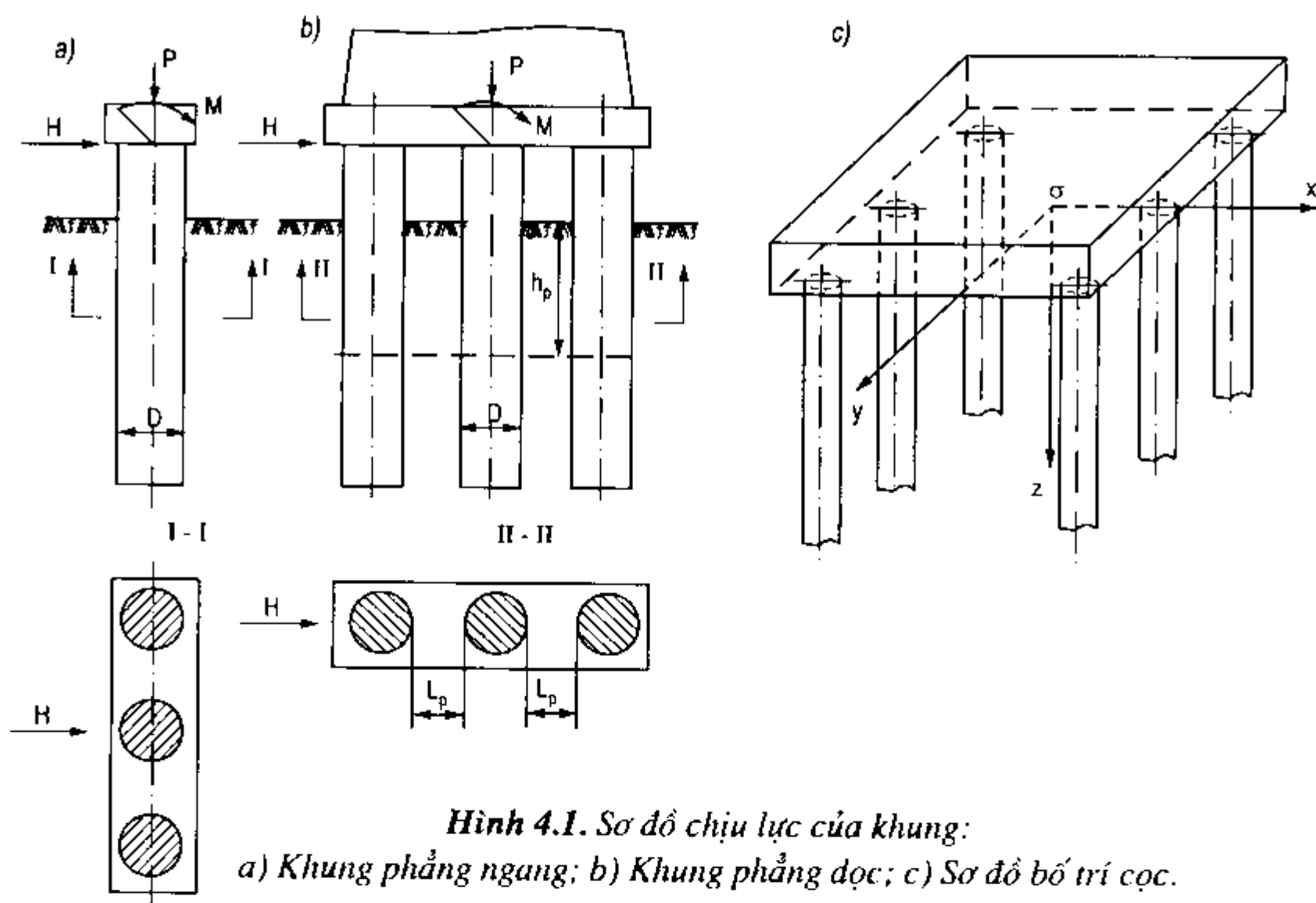
Dưới đây sẽ trình bày phương pháp tính các loại cọc có độ cứng hạn chế.

Trước khi đi sâu nghiên cứu các công thức tính toán xin nhắc lại bạn đọc rằng, ở đây vẫn coi cọc là một thanh tiết diện vuông có bề rộng tính toán a_{tt} được đóng trong một nền đàn hồi dạng Vinkle. Các giả thiết ban đầu đã trình bày trong chương 3 phần tính sức chịu lực ngang của cọc.

Tính móng cọc đường kính lớn thường được chia làm hai trường hợp:

- Tính khung phẳng ngang. Khung gồm một hàng cọc chịu tác dụng của tải trọng thẳng góc với mặt phẳng của khung (hình 4.1a).

- Tính khung phẳng dọc. Khung phẳng chịu tác dụng của tải trọng nằm trong một mặt phẳng của khung (hình 4.1b).



4.2.1. Tính khung phẳng ngang

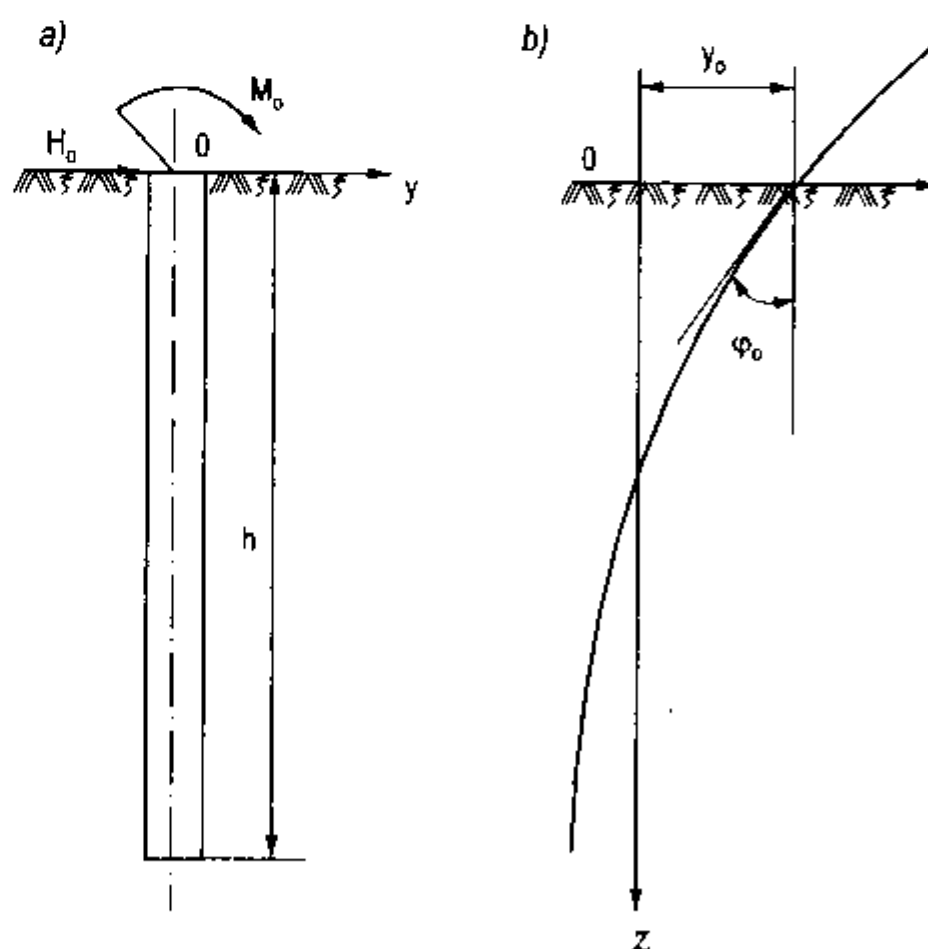
a) Các công thức

Tính khung phẳng ngang thường giả thiết tải trọng phân đều cho các cọc trong khung, do đó bài toán sẽ trở về xét một cọc ống đơn.

Đầu tiên ta hãy xét một cọc ống chịu tác dụng của những lực ngang và mômen đặt ở ngang mặt đất (vì tất cả các lực tác dụng ở bên trên đều có thể chuyển về thành một hệ lực H_0 và M_0 tác dụng ở mặt đất).

Dưới tác dụng của H_0 và M_0 giả thiết cọc có chuyển vị và biến dạng như hình 4.2.

Để tìm các chuyển vị và nội lực trong ống ta dựa vào phương trình vi phân đường cong đàn hồi của cọc như sau:



Hình 4.2

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + m a_n z y = 0 \quad (4-4)$$

Trong đó: y - biến dạng ngang của trục cọc;

z - độ sâu của điểm đang xét;

m - hệ số tỷ lệ phụ thuộc tính chất đất, xem chương 3;

a_n - bề rộng tính toán của cọc, công thức (4-3);

EI - môđun đàn hồi và môđun quán tính tiết diện cọc.

Phương trình xuất phát từ nguyên lý đạo hàm bậc bốn của biến dạng thì bằng cường độ phân bố của tải trọng.

Bộ phận thứ hai bên trái của phương trình là áp lực của đất lên mặt bên của cọc trên một đơn vị chiều dài ở độ sâu z kể từ mặt đất.

Giải (4-4) bằng phương pháp thông số ban đầu theo Urban ta sẽ được các công thức để tính chuyển vị và nội lực trong cọc như sau:

$$y_z = y_0 A_1 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_1 \quad (4-5)$$

$$\frac{\varphi_z}{\alpha} = y_0 A_2 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_2 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_2 + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_2 \quad (4-6)$$

$$\frac{M_z}{\alpha^2 EI} = y_0 A_3 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_3 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_3 + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_3 \quad (4-7)$$

$$\frac{Q_z}{\alpha^3 EI} = y_0 A_4 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_4 + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_4 \quad (4-8)$$

Trong đó: y_0 - chuyển vị ngang và góc quay của tiết diện cọc ở $z = 0$ (hình 4.2);

M_0, H_0 - mômen và lực ngang đặt ở O;

y_z - chuyển vị ngang và góc quay của tiết diện ở độ sâu z ;

M_z, H_z - mômen và lực ngang độ sâu z của cọc;

EI - độ cứng của cọc ống;

α - hệ số xác định theo công thức (4-2).

$A_1, B_1 \dots C_4, D_4$ - các hàm số ảnh hưởng biểu thị qua biến số là độ sâu tính đối của các điểm trên thân cọc $\bar{z} = \alpha z$.

Trong hệ thống phương trình trên (4-6), (4-7) và (4-8) là một đạo hàm bậc một, bậc hai và bậc ba của (4-5).

Các hàm số ảnh hưởng có dạng như sau:

$$A_1 = 1 - \frac{\bar{z}^5}{5!} + 6 \cdot \frac{\bar{z}^{10}}{10!} - 6 \cdot 11 \frac{\bar{z}^{15}}{15!} + 6 \cdot 11 \cdot 6 \cdot \frac{\bar{z}^{20}}{20!}$$

$$B_1 = z - 2 \cdot \frac{\bar{z}^6}{6!} + 2 \cdot 7 \cdot \frac{\bar{z}^{11}}{11!} - 2 \cdot 7 \cdot 12 \cdot \frac{\bar{z}^{16}}{16!} \dots$$

$$C_1 = \frac{z^2}{2!} - 3 \cdot \frac{\bar{z}^7}{7!} + 3 \cdot 8 \cdot \frac{\bar{z}^{12}}{12!} - 3 \cdot 8 \cdot 13 \cdot \frac{\bar{z}^{17}}{17!} \dots$$

$$D_1 = \frac{z^3}{3!} - 4 \cdot \frac{\bar{z}^8}{8!} + 4 \cdot 9 \cdot \frac{\bar{z}^{13}}{13!} - 4 \cdot 9 \cdot 14 \cdot \frac{\bar{z}^{18}}{18!} \dots$$

Các biểu thức của A_2 , A_3 , và A_4 nhận được bằng cách đạo hàm A_1 liên tiếp 3 lần:

$$A_2 = \frac{dA_1}{dz}; \quad A_3 = \frac{d^2 A_1}{dz^2}; \quad A_4 = \frac{d^3 A_1}{dz^3}$$

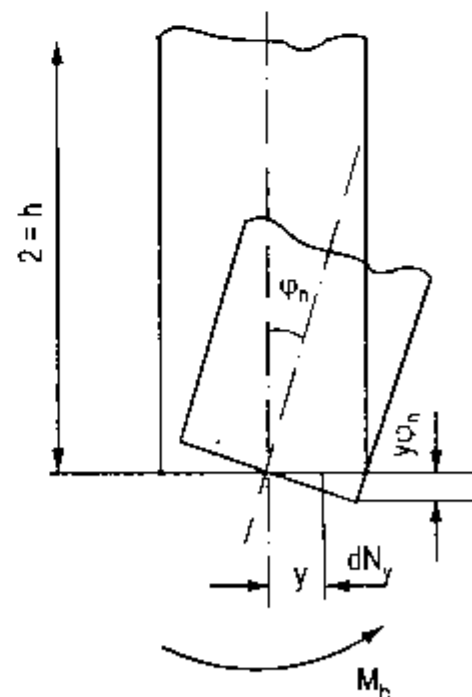
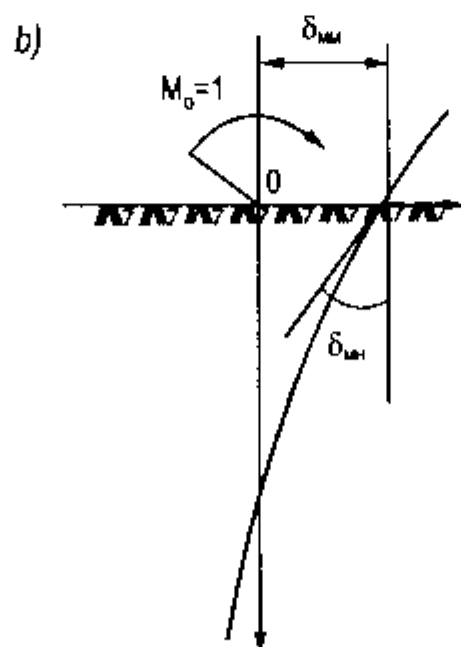
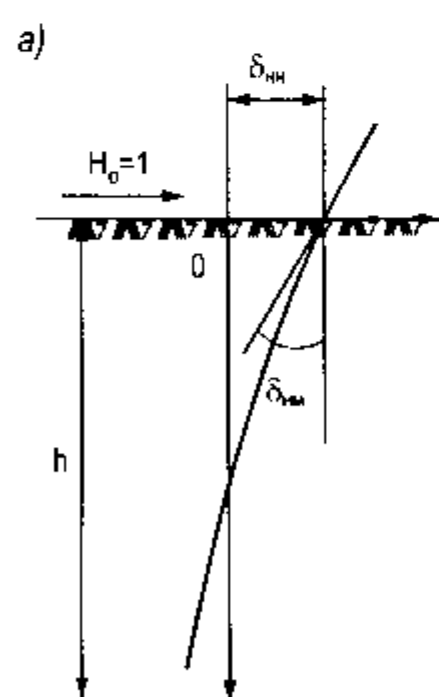
Các trị số B_i , C_i và D_i cũng tương tự như trên.

Để tiện tính giá trị của các hàm số ảnh hưởng người ta đã lập thành bảng, xin xem trong chương 3.

Với các công thức từ (4-5) đến (4-8) chúng ta xác định được các chuyển vị ngang, góc quay cũng như nội lực trong các tiết diện của cọc phụ thuộc vào y_0 , φ_0 , M_0 và H_0 .

Khi tính toán thường chúng ta mới chỉ có số liệu về M_0 và H_0 . Vậy phải tìm công thức để xác định y_0 và φ_0 từ M_0 và H_0 .

y_0 và φ_0 có thể xác định được nhờ các điều kiện biên của ống trong các trường hợp chịu lực cụ thể.



Hình 4.3

Hình 4.4

Đầu tiên ta hãy tìm các công thức để tính chuyển vị ngang và góc quay của hệ ở điểm O dưới các lực đơn vị $M_0 = 1$ và $H_0 = 1$.

Gọi:

δ_{HH} và δ_{HM} là chuyển vị ngang và góc quay của điểm O do lực $H_0 = 1$ sinh ra (hình 4.3a).

δ_{MM} và δ_{MH} là chuyển vị ngang và góc quay của điểm O do lực $M_0 = 1$ sinh ra (hình 4.3b).

Cọc ống đường kính lớn khác cọc ống đường kính nhỏ ở chỗ khi bị biến dạng dưới tải trọng, mômen phản lực ở chân cọc có một trị số đáng kể không thể bỏ qua như đã xét ở chương 3.

Chúng ta tìm công thức tính trị số mômen này, gọi là M_h . Giả sử khi chịu lực tiết diện chân cọc quay đi một góc như hình (4-4). Một phân tố có diện tích là dF_h ở cách tâm một đoạn y sẽ có chuyển vị là:

$$y \cdot \varphi_h$$

Nội lực sinh ra trên phân tố này sẽ là: $dN_y = -y\varphi_h C_h dF_h$

Mômen của phản lực đất đối với trục đi qua trọng tâm đáy móng gọi là M_h sẽ bằng:

$$M_h = \int_{F_R} y dN_y = - \int_{F_h} y^2 \varphi_h C_h F_h = -\varphi_h C_h I_h \quad (4-9)$$

Trong đó: C_h - hệ số nền của đất ở dưới chân cọc $C_h = mh$;

m - hệ số tỷ lệ tra bảng trong chương 3 phụ thuộc tính chất đất;

I_h - mômen quán tính của tiết diện chân cọc đối với trục tâm. Nếu cọc có khoan mở rộng diện tích thì trị số I_h sẽ khác mômen quán tính của tiết diện thân cọc.

Dấu (-) trong (4-9) là biểu hiện của M_h ngược với φ_h .

Bây giờ ta tìm công thức để tính các chuyển vị δ_{HH} và δ_{HM} do lực đơn vị $H_0 = 1$ và $M_0 = 0$ sinh ra (hình 4.3a).

Trường hợp này ta có thể viết được hai điều kiện biên ở chân cọc như sau:

$$M_h = -\varphi_h C_h I_h \quad (4-10)$$

$$Q_h = 0 \quad (4-11)$$

Công thức (4-10) có thể viết được như sau:

$$\frac{M_h}{\alpha^2 EI} = -\frac{C_h}{\alpha E} \cdot \frac{I_h}{I} \cdot \frac{\varphi_h}{\alpha} \quad (4-12)$$

Phần bên trái của (4-12) có thể tính theo công thức (4-7) trị số $\frac{\varphi_h}{\alpha}$ ở phần bên phải cũng từ (4-6) mà tính được.

Chú ý khi đó các trị số $A_2, A_3, B_2, B_3, D_2, D_3$ là giá trị của hàm số ảnh hưởng tương ứng với $\bar{z} = \bar{h} = \alpha h$.

Thay tất cả vào (4-12) ta được đẳng thức sau:

$$y_0 A_3 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_3 + \frac{D_3}{\alpha^3 EI} = -\frac{C_h}{\alpha E} \cdot \frac{I_h}{I} \left(y_0 A_2 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_2 + \frac{D_2}{\alpha^3 EI} \right) \quad (4-13)$$

Đặt: $K_h = \frac{C_h}{\alpha E} \cdot \frac{I_h}{I}$ (4-14)

và chuyển tất cả về phải sang trái ta được:

$$y_0 (A_3 + K_h A_2) + \frac{\varphi_0}{\alpha} (B_3 + K_h B_2) + \frac{1}{\alpha^3 EI} (D_3 + K_h D_2) = 0 \quad (4-15)$$

Tính lực ngang dưới chân cọc theo (4-8) với $\bar{h} = \alpha h$ và theo (4-11) cho nó bằng 0 ta được:

$$y_0 A_4 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_4 + \frac{D}{\alpha^3 EI} = 0 \quad (4-16)$$

Giải đồng thời (4-15) và (4-16) và gọi $y_0 = \delta_{HH}$, $\varphi_0 = \delta_{HM}$:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha^3 EI} \cdot \frac{(B_3 D_4 - B_4 D_3) + K_h (B_2 D_4 - B_4 D_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \quad (4-17)$$

$$\delta_{MH} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{(A_3 D_4 - A_4 D_3) + K_h (A_2 D_4 - A_4 D_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \quad (4-18)$$

Làm tương tự như trên trong trường hợp ở điểm O tác dụng $M_0 = 1$ và $H_0 = 0$ (hình 4.3b) ta được $\delta_{MM} = -\varphi_0$ và $\delta_{MH} = y_0$.

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{(B_3 C_4 - A_4 C_3) + K_h (B_2 C_4 - B_4 C_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \quad (4-19)$$

$$\delta_{MH} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{(A_3 C_4 - B_4 C_3) + K_h (B_2 C_4 - A_4 C_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \quad (4-20)$$

Theo quan hệ tương hỗ ta có $\delta_{HM} = \delta_{MH}$ tức là có thể tính bằng một công thức (4-18) hay (4-20).

Hệ số K_h thể hiện sự ảnh hưởng của phản lực đất do chân cọc bị quay đến giá trị của các chuyển vị do các lực đơn vị sinh ra. Theo một số tài liệu nghiên cứu cho thấy rằng giá trị của K_h không còn đáng kể nữa, có thể lấy bằng 0 trong trường hợp chân cọc là đất mà độ sâu tính đối $\bar{h} = \alpha h \leq 2,5$, hoặc dưới chân cọc là tầng đá mà độ sâu tính đối $\bar{h} = \alpha h \geq 3,5$.

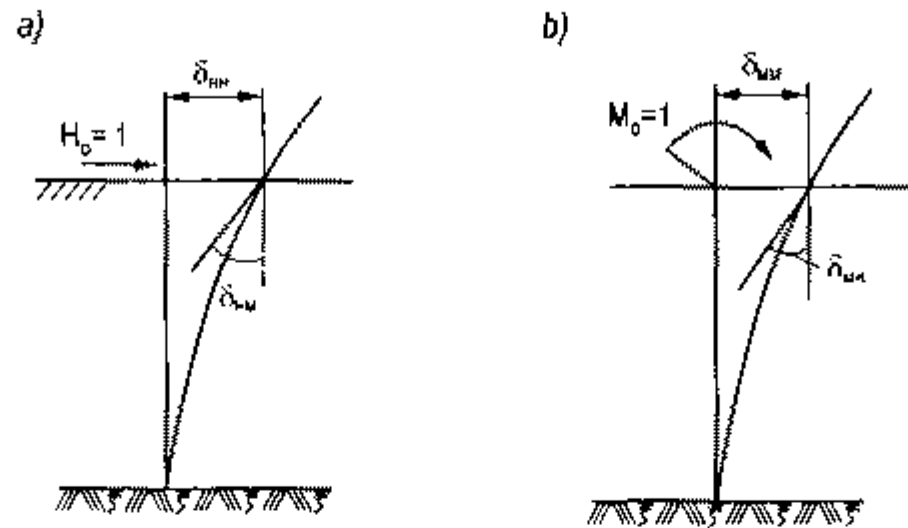
Nếu $K_h = 0$ công thức (4-17) đến (4-20) đơn giản được một phần.

Các công thức (4-17) đến (4-20) được suy ra từ trường hợp chân cọc có một góc quay và dịch chuyển ngang như hình 4.3. Trường hợp này tương ứng với điều kiện dưới chân cọc là tầng đất hoặc tầng đá nhưng chân cọc không khoan vào tầng đá.

Khi chân cọc khoan vào tầng đá dưới tác dụng của tải trọng, tiết diện chân cọc có thể coi như cố định khi đó ta sẽ có hai điều kiện sau (hình 4.5).

$$y_h = 0 \quad (4-21)$$

$$\varphi_h = 0 \quad (4-22)$$



Hình 4.5

Từ biểu thức (4-5) và (4-6) tính φ_h rồi cho bằng 0 theo (4-21) và (4-22), ta được:

$$y_0 A_1 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_1 + \frac{D_1}{\alpha^3 EI} = 0 \quad (4-23)$$

$$y_0 A_2 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_2 + \frac{D_2}{\alpha^3 EI} = 0 \quad (4-24)$$

Giải đồng thời (4-23) và (4-24) sẽ có:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha^3 EI} \cdot \frac{B_2 D_1 - B_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \quad (4-25)$$

$$\delta_{MH} = \frac{1}{\alpha^3 EI} \cdot \frac{A_2 D_1 - A_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \quad (4-26)$$

Cũng làm tương tự như trên với trường hợp trên.

Khi có tác dụng của $M_0 = 1$ và $H_0 = 0$, ta được các công thức sau (hình 4.5b).

$$\delta_{HM} = \delta_{MH} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{B_2 C_1 - B_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \quad (4-27)$$

$$\delta_{MH} = \frac{1}{\alpha EI} \cdot \frac{A_2 C_1 - A_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \quad (4-28)$$

Trị số của các hàm số ảnh hưởng trong các công thức từ (4-25) đến (4-28) được tính theo $\bar{z} = \alpha h$, trong đó h là độ sâu tính toán của lớp đá dưới chân cọc. Độ sâu này thường lấy sâu hơn mặt đá thực tế một đoạn Δh như sau:

$\Delta h = \frac{D}{2}$ - Khi chân cọc khoan vào các tầng đá vôi sò hến hay đá vôi sét yếu.

$\Delta h = \frac{D}{3}$ - Khi chân cọc khoan vào các tầng đá như đá vôi và sa thạch.

$\Delta h = 0$ - Khi chân cọc khoan vào các tầng đá kết tinh.

Ngoài ra nên chú ý khi cọc đóng rất sâu nếu $\bar{h} > 4$ tính như khi $\bar{h} = 4$. Theo một số tài liệu nghiên cứu của Liên Xô cũ cho rằng khi $\bar{h} > 4$ điều kiện liên kết dưới chân cọc không còn ảnh hưởng nhiều đến chuyển vị của đầu cọc nữa. Do đó các bảng tính toán các giá trị của hàm số ảnh hưởng chỉ lập đến $\bar{z} = \alpha z = 4$.

Khi đã có công thức tính chuyển vị của điểm O do các lực đơn vị sinh ra theo công thức (4-17) đến (4-20) và (4-25) đến (4-28) chúng ta có thể dễ dàng tính được chuyển vị sinh ra do một tổ hợp lực M_0 và H_0 bất kỳ như ở hình 4.2.

Chuyển vị ngang y_0 và góc quay φ_0 của điểm O lúc này sẽ tính được từ những công thức sau:

$$\left. \begin{aligned} y_0 &= H_0 \delta_{HH} + M_0 \delta_{HM} \\ \varphi_0 &= -(H_0 \delta_{MH} + M_0 \delta_{MM}) \end{aligned} \right\} \quad (4-29)$$

Biết y_0 , φ , M_0 và H_0 nhờ (4-7) và (4-8) chúng ta vẽ được biểu đồ mômen uốn và lực ngang trong các tiết diện của cọc ống. Lấy giá trị lớn nhất của M_z đồng thời xét đến lực dọc trục để kiểm tra điều kiện cường độ của tiết diện ống.

Theo (4-5) ta tìm được chuyển vị ngang của trục dọc ở các độ sâu z . Từ công thức đó ta có thể tìm ra công thức tính áp lực ngang của đất lên cọc.

$$\text{Ta có:} \quad \sigma_z = C_z y_z = m z y_z = n z \left(y_0 A_1 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_1 \right) \quad (4-30)$$

Theo (4-9) ta biết được M_h từ đó suy ra áp suất thẳng đứng dưới chân cọc.

$$\sigma_y = \frac{M_h}{I_h} \cdot y \quad (4-31)$$

Ứng suất thẳng đứng ở mép chân cọc:

$$\sigma_{D/2} = \frac{M_h}{I_h} \cdot \frac{D}{2} \quad (4-32)$$

b) Kiểm toán điều kiện chịu lực của đất nền dưới chân và chung quanh cọc

b1) Khi móng chỉ chịu lực nén đúng tâm

Khi cọc đóng trong đất cát và cát sỏi sạn có đường kính $D \geq 1$ đóng bằng búa chấn động, chân cọc để hở, điều kiện cường độ sẽ là:

$$\sigma_0 = \frac{P_0 - Um_f \sum f_i^{tc} l_i}{F_h} \leq R \quad (4-33)$$

- Trong đó: P_0 - lực dọc trục ở đáy cọc ống do tải trọng ngoài và trọng lượng cọc sinh ra;
 U - chu vi tiết diện ngang cọc ống;
 m_f - hệ số điều kiện làm việc dùng theo bảng (4-1);
 f_i^{tc} - lực ma sát tiêu chuẩn của lớp đất thứ i dùng như đối với cọc ở chương 3;
 l_i - bề dày lớp đất thứ i ;
 F_h - diện tích tiết diện chân cọc;
 R - sức chịu tính toán của đất nền dùng như công thức đã trình bày ở chương 1.

Bảng 4.1. Giá trị hệ số m_f

Điều kiện hạ cọc ống	Giá trị m_f	
	Tải trọng tĩnh	Tải trọng động
Giữ lại lõi đất cao hơn chân cọc	0,7	0,9
Đào đất đến chân cọc	0,3	0,7

Trường hợp cọc ống đóng trong các loại đất khác (trừ cát), điều kiện cường độ kiểm toán theo công thức:

$$\sigma_0 = \frac{P_0 - 0,7m_2 U \sum \alpha_i f_i^{tc} l_i}{F_h} \quad (4-34)$$

Trong đó: m_2 - hệ số điều kiện làm việc, với cọc ống đường kính $D \leq 2m$ dùng như đối với cọc nhỏ trong chương 3, khi $D > 2m$, $m_2 = 1$.

α_i - khi hạ cọc bằng chấn động dùng theo các giá trị sau (bảng 4.2).

Bảng 4.2. Giá trị α_i

Loại đất	Cọc ống $D > 2m$	Cọc ống $D = 1 - 2m$
Cát	0,9	1
Cát pha	0,7	0,9
Sét pha	0,6	0,7
Sét	0,5	0,6

Khi móng tựa trên đá, kiểm toán điều kiện cường độ chân cọc ống không tính đến lực ma sát bên thành cọc.

$$\sigma_0 = \frac{P_0}{F_h} \leq R \quad (4-35)$$

R - cường độ chịu nén tính toán của tầng đá.

Điều kiện cường độ khi chân cọc ống khoan vào tầng đá kiểm toán như sau:

$$\sigma_0 = \frac{P_0}{F_h} \leq kR_{\text{ép}} \left(1,2 \frac{h_k}{d_k} + 4,5 \right) \quad (4-36)$$

Trong đó: F_h - diện tích lỗ khoan trong tầng đá;

k - hệ số đồng nhất, dùng $k = 0,7$;

$R_{\text{ép}}$ - cường độ cực hạn của đá;

h_k - độ sâu hố khoan (0,5m với các loại đá tốt; 1,5m đối với các tầng nứt nẻ);

d_k - đường kính hố lỗ khoan.

b2) Khi cọc ống chịu cả lực dọc và ngang trục

Khi cọc ống chịu cả lực dọc và ngang trục phải kiểm toán ứng suất đất đáy cọc và ứng suất đất trên thành bên của nó.

Ứng suất lớn nhất dưới đáy cọc sẽ là:

$$\sigma_{\text{min}}^{\text{max}} = \sigma_0 \pm \frac{M_h}{I_h} \cdot \frac{D}{2} \quad (4-37)$$

σ_0 - ứng suất trung bình dưới chân cọc do lực dọc trục theo (4-34) và (4-36).

Áp lực lớn nhất dưới chân cọc ống phải thỏa mãn các điều kiện sau:

- Trường hợp dưới chân cọc là đất và cọc chịu tổ hợp lực chủ:

$$\sigma_{\text{max}} \leq R$$

- Khi cọc chịu tổ hợp lực chủ và phụ:

$$\sigma_{\text{max}} \leq 1,2R$$

Trường hợp dưới chân cọc là tầng đá, điều kiện kiểm tra không phụ thuộc vào tổ hợp tải trọng $\sigma_{\text{max}} \leq 1,2R$.

Ngoài ra còn cần đảm bảo: $\sigma_{\text{min}} \geq 0$.

- Nếu chân cọc ống khoan ngàm vào tầng đá thì điều kiện cường độ tiết diện mặt tầng đá dưới chân cọc khi chịu lực dọc P_0 và lực ngang Q_h được kiểm toán theo công thức sau:

$$\sigma_0 \leq kR_{\text{ép}} \left(1,2 \frac{h_k}{d_k} + 4,5 \right) k_e \quad (4-38)$$

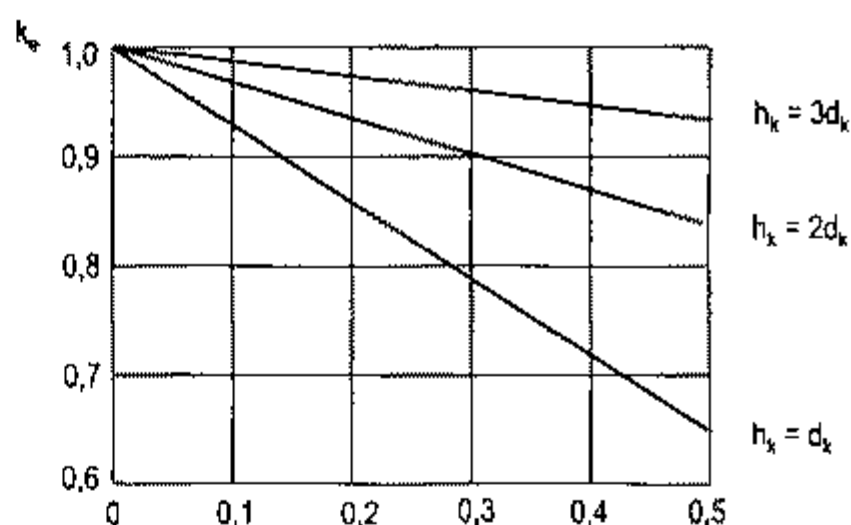
k_e - hệ số xét đến ảnh hưởng của M_h đến khả năng chịu tải của nền đá.

Các ký hiệu khác xem (4-36).

Hệ số k_e xác định theo biểu đồ trên hình 4.6 phụ thuộc vào độ lệch tâm e :

$$e = \frac{M_h}{P_0} \left(1 + \frac{Q_h}{3M_h} h_k \right) \quad (4-39)$$

Để đảm bảo ổn định cho cọc còn cần kiểm toán ứng suất đất trên thành bên của cọc.



Hình 4.6. Biểu đồ k_e

Nếu ứng suất lớn nhất ở phía trên xuất hiện ở độ sâu $z_1 \leq \frac{h}{3}$ thì phải đảm bảo:

$$\sigma_{z1} \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_u} (\gamma z_1 \operatorname{tg} \varphi_u + C)$$

Nếu $z_1 \geq \frac{h}{3}$ thì phải đảm bảo:

$$\sigma_{h/3} \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_u} \left(\frac{\gamma h}{3} \operatorname{tg} \varphi_u + C \right)$$

Các ký hiệu trong hai bất đẳng thức trên xin xem ở chương móng giếng chìm, công thức (5-7) và (5-8).

Chuyển vị ngang của đỉnh trụ (dưới dầm cầu) có thể tính theo công thức:

$$\Delta = y_0 + \varphi_0 (L_0 + L) + \delta \quad (4-40)$$

Trong đó: L_0 - khoảng cách từ chân cọc ống đến mặt đất;

L - khoảng cách từ đầu cọc ống lên đỉnh trụ;

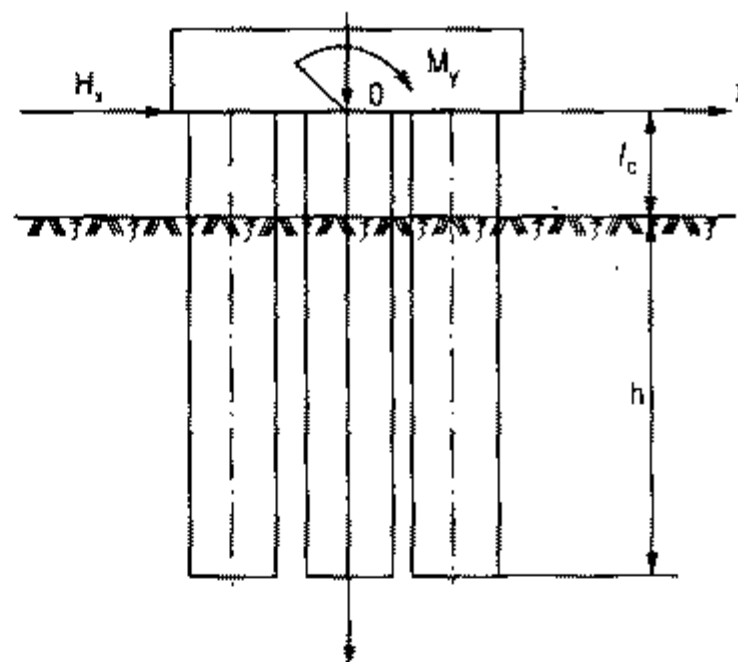
δ - chuyển vị đàn hồi của đỉnh trụ (khi coi đoạn $L_0 + L$ như dầm ngàm ở mặt đất).

Độ lún của cọc ống trong khung phẳng ngang được tính như đối với một móng đơn, giả định tải trọng thẳng đứng được phân bố trên một diện tích quy ước mở rộng từ mặt đất xuống dưới một góc $\frac{\varphi}{4}$. Dùng các phương pháp tính toán quen thuộc của cơ học đất đã nghiên cứu trước đây như phân tầng cộng lún hoặc lớp tương đương.

4.2.2. Tính khung phẳng dọc

Khung phẳng dọc là khung gồm một số cọc ống chịu tác dụng của tổ hợp lực nằm trong mặt phẳng của khung, xem hình 4.7.

Khi móng gồm một số hàng cọc ta cũng có thể giả thiết đưa về bài toán phẳng và tính như một khung phẳng dọc. Hình 4.7 là móng gồm 9 cọc chịu tác dụng của hệ lực P , M_y và H_x trong mặt phẳng zox .



Hình 4.7

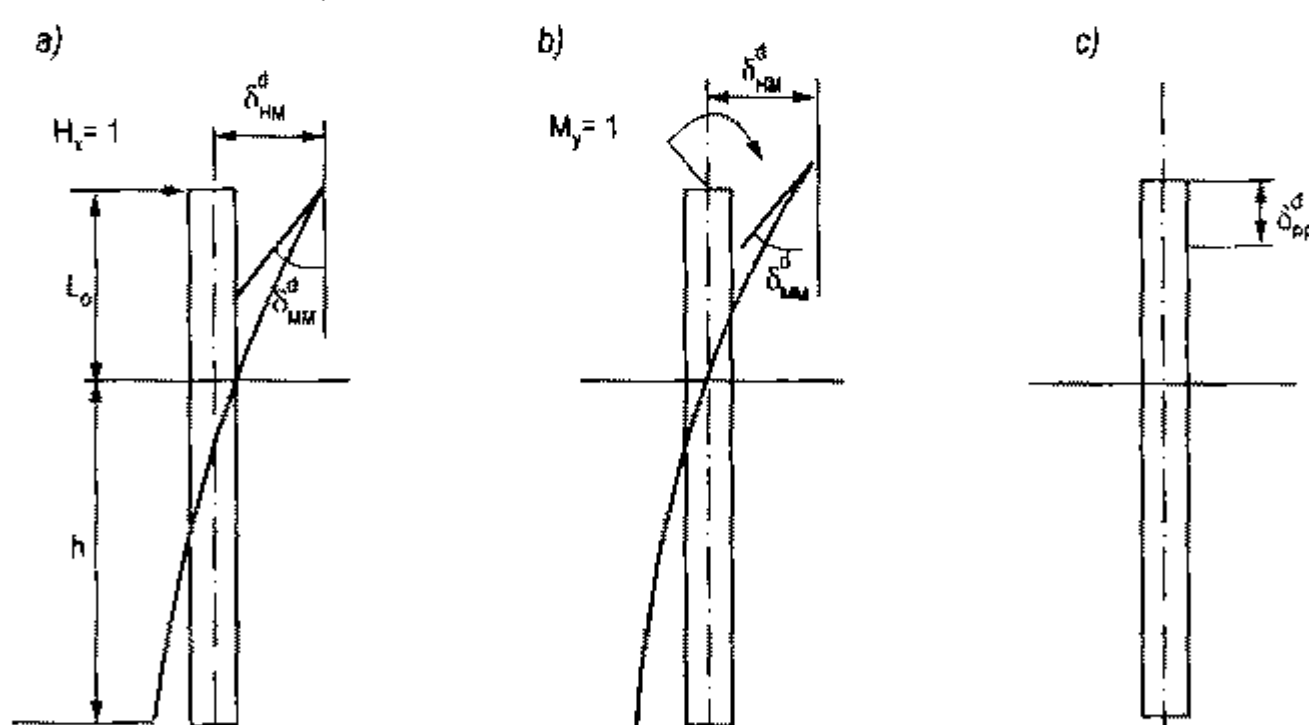
Trường hợp chịu tải trọng bất kỳ và muốn tính chính xác ta phải coi kết cấu này là một khung không gian. Trong thực tế để đơn giản hóa người ta thường giả thiết là các khung phẳng.

Ở đây có thể coi như tính một khung phẳng trong mặt phẳng zox có 3 khung phẳng song song với mặt zox , giả thiết bề tương đối cứng nên tải trọng ngoài phân phối đều cho ba khung.

Tất cả các tải trọng tác dụng lên trụ khi tính toán móng ta chuyển nó về trọng tâm đáy bề O và được hệ lực P , H_x , M_y .

Dưới các lực ngoài này ta phải tìm ra nội lực truyền cho mỗi cọc ống.

Muốn vậy đầu tiên ta hãy tìm chuyển vị của đầu một cọc ống đứng riêng rẽ, ở chỗ cách mặt đất một đoạn L_0 khi nó chịu tác dụng của các lực đơn vị (hình 4.8).



Hình 4.8

a) Khi tác dụng lực $H_x = 1$ (hình 4.8a).

Dựa vào công thức (4-17) ÷ (4-20) và (4-25) ÷ (4-28) ta suy ra các chuyển vị của đầu cọc ống.

- Chuyển vị ngang khi $H_x = 1$

$$\delta_{HH}^d = \frac{L_0^3}{3EI} + \delta_{HH} + L_0^2 \delta_{MM} + 2L_0 \delta_{MH} \quad (4-41)$$

- Góc quay đầu cọc khi $H_x = 1$

$$\delta_{HM}^d = \delta_{MH}^d = \frac{L_0^2}{3EI} + L_0 \delta_{MM} + \delta_{HM} \quad (4-42)$$

b) Khi tác dụng của $M_y = I$ (hình 4.8b)

- Chuyển vị ngang: $\delta_{HM}^d = \delta_{MH}^d$

- Chuyển vị góc: $\delta_{MM}^d = \frac{L_0}{EJ} + \delta_{MM} \quad (4-43)$

c) Khi tác dụng của $P = I$ (hình 4.8c)

Khi tác dụng của $P = 1$ đầu ống cọc có chuyển vị thẳng đứng δ_{pp} sinh ra do biến dạng đàn hồi của cọc và độ lún của nền, nếu bỏ qua lực ma sát của đất trên thân cọc ta sẽ được:

$$\delta_{pp}^d = \frac{L_0 + h}{EF} + \frac{k_n}{C_h F_h} \quad (4-44)$$

Trong đó: EF - độ cứng chịu ép của cọc;

k_n - hệ số xét đến sự giảm biến dạng của nền đối với những đáy móng lớn.

$$k_n = \frac{D_h}{5} \quad (4-45)$$

Trong đó: D_h - đường kính chân cọc (m).

Khi cọc ống nằm trong móng, nếu bệ cọc có một chuyển vị nào đó thì ở đầu các cọc sẽ sinh ra các nội lực tương ứng.

Nếu bệ có một chuyển vị ngang $u = 1$ đầu một cọc sẽ sinh ra phản lực nằm ngang ρ_{HH} và mômen uốn ρ_{HM} . Các lực này có thể tìm được công thức tính từ hệ thống phương trình sau:

$$\rho_{HH} \delta_{HH}^d + \rho_{MH} \delta_{HM}^d = 1 \quad (\text{chuyển vị ngang } u = 1)$$

$$\rho_{HH} \delta_{MH}^d + \rho_{MH} \delta_{MM}^d = 0 \quad (\text{chuyển vị quay } u = 0)$$

Giải ra ta được: $\rho_{HH} = \frac{\delta_{MM}^d}{\delta_{HH}^d \delta_{MM}^d - (\delta_{MH}^d)^2} \quad (4-46)$

$$\rho_{MH} = \frac{\delta_{MH}^d}{\delta_{HH}^d \delta_{MM}^d - (\delta_{MH}^d)^2} \quad (4-47)$$

Lại giả dụ bản bệ có chuyển vị góc quay $\omega = 1$ còn $u = 0$ ta sẽ được các phản lực ρ_{MM} trong đầu cọc.

$$\rho_{MM} = \frac{\delta_{HH}^d}{\delta_{HH}^d \delta_{MM}^d - (\delta_{MH}^d)^2} \quad (4-48)$$

$$\rho_{HM} = \frac{-\delta_{HM}^d}{\delta_{HH}^d \delta_{MM}^d - (\delta_{MH}^d)^2} \quad (4-49)$$

Khi bệ chuyển vị thẳng đứng một đoạn $v = 1$, nội lực thẳng đứng trong cọc sẽ là:

$$\rho_{PP} = \frac{1}{\delta_{PP}^d} = \frac{1}{\frac{L_0 + h}{LE} + \frac{k_n}{C_h F_b}} \quad (4-50)$$

Biết được nội lực trong các cọc khi bệ có những chuyển vị đơn vị như nói ở trên ta dễ dàng liên hệ với phương pháp tính móng cọc cao đã trình bày ở chương 3.

Tính theo phương pháp chuyển vị, phản lực trong các liên kết thừa sẽ bằng tổng số nội lực ở đầu các cọc theo hướng tương ứng khi bệ có những chuyển vị đơn vị.

Do đó ta có trong hệ thống phương trình chính tắc giải phóng cọc bệ cao đã nói ở chương 3.

$$\left\{ \begin{array}{l} r_{vv}v + r_{vu}u + r_{v\omega}\omega - P = 0 \\ r_{uv}v + r_{uu}u + r_{u\omega}\omega - H_x = 0 \\ r_{\omega v}v + r_{\omega u}u + r_{\omega\omega}\omega - M_y = 0 \end{array} \right\}$$

Khi móng gồm những cọc thẳng đứng thì:

$$r_{vu} = r_{uv} = r_{v\omega} = 0$$

Ta sẽ có thể tính được các phản lực trong các liên kết thừa theo các công thức sau:

$$\left. \begin{array}{l} r_{vv} = \sum_1^n \rho_{PP} \\ r_{uu} = \sum_1^n \rho_{HH} \\ r_{\omega\omega} = \sum_1^n \rho_{MM} + \sum_1^n \chi^2 \rho_{PP} \\ r_{u\omega} = r_{\omega u} = \sum_1^n \rho_{MH} \end{array} \right\} \quad (4-51)$$

Chuyển vị của bệ cọc tìm được bằng cách giải hệ thống phương trình chính tắc trên:

$$v = \frac{P}{r_{vv}} \quad (4-52)$$

$$u = \frac{r_{\omega\omega} H_x - r_{u\omega} M_y}{r_{uu} r_{\omega\omega} - r_{u\omega}^2} \quad (4-53)$$

$$\omega = \frac{r_{uu} M_y - r_{u\omega} H_x}{r_{uu} r_{\omega\omega} - r_{u\omega}^2} \quad (4-54)$$

Biết chuyển vị của bệ thì dễ dàng suy ra nội lực trong các cọc.

- Nội lực dọc trục trong cọc số i:

$$N_i = (v + \omega x_i) \rho_{ipp} \quad (4-55)$$

- Nội lực ngang trục ở đầu cọc ống số i:

$$Q_i^T = u \rho_{iHH} + \omega \rho_{iHM} \quad (4-56)$$

- Mômen uốn ở đầu cọc ống số i:

$$M_i^T = \omega \rho_{iMM} + u \rho_{iMH} \quad (4-57)$$

Sau khi tìm được nội lực tác dụng trên đầu cọc chúng ta chọn những cọc chịu tải trọng lớn nhất để kiểm tra cường độ vật liệu trong các tiết diện của cọc và kiểm tra điều kiện chịu lực của đất nền như phần tính cọc đơn vừa trình bày ở phần tính khung phẳng ngang, các công thức (4-24) đến (4-39) và σ_{zI} cũng như $\sigma_{h/3}$.

Phương pháp vừa trình bày ở trên của cọc ống khác với phương pháp trình bày móng cọc bệ cao thường ở chỗ ta vẫn xét đến tác dụng của đất ở chung quanh cọc ống, trong khi đối với các cọc nhỏ để dễ tính toán ta đã thay đất tác dụng chung quanh nó bằng hai liên kết quy ước.

4.2.3. Tính khung phẳng dọc theo phương pháp gần đúng

Theo Zavriev thì không thể dùng các giả thiết về vị trí của các liên kết cứng quy ước của cọc nhỏ đối với cọc ống được.

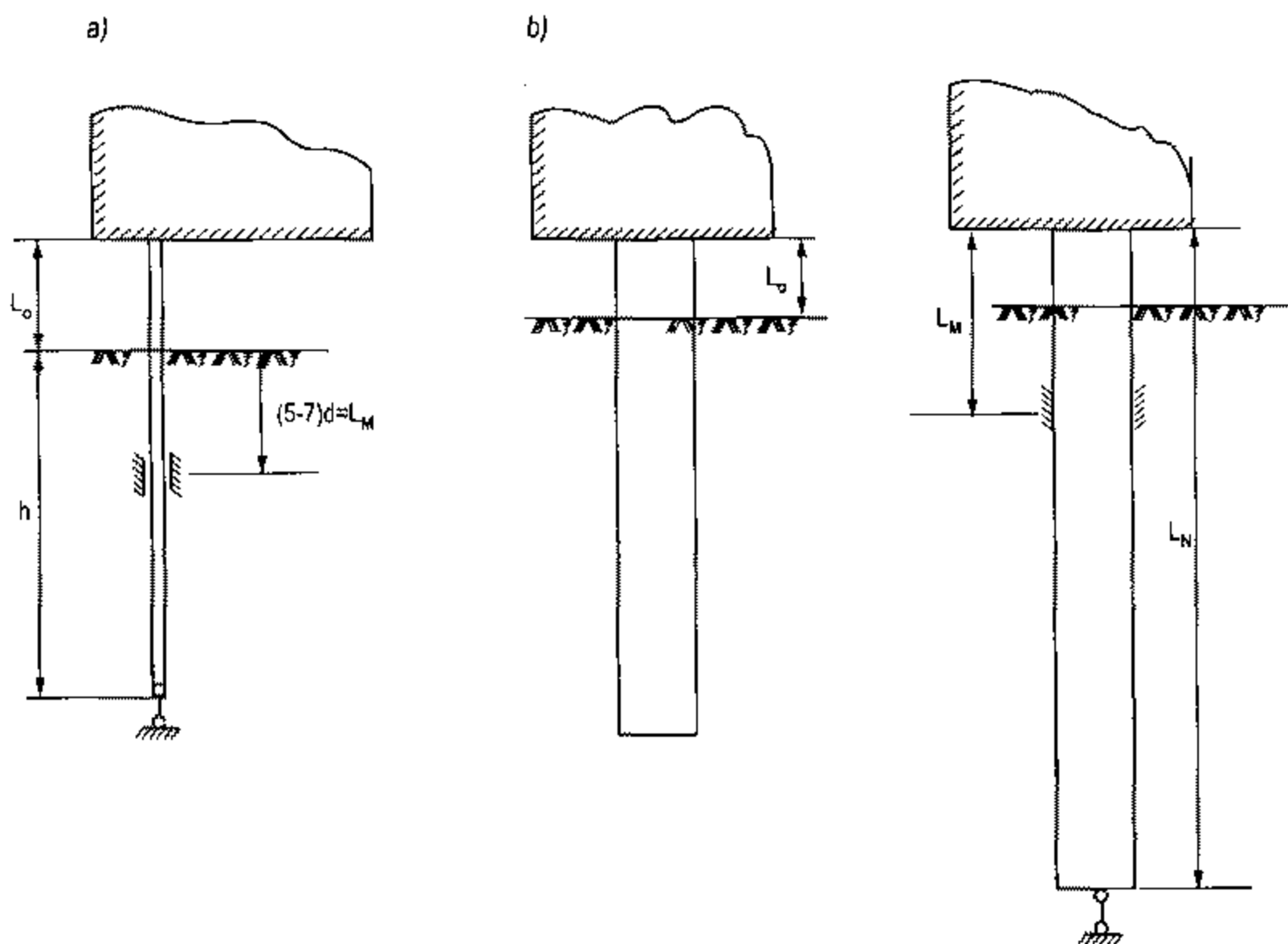
Trong cọc thường ta giả định thay đất bằng hai liên kết cứng, một cái ở chân cọc, một cái cách mặt đất từ $(5d \div 7d)$ (hình 4.9a). Mômen uốn lớn nhất trong thân cọc sẽ xuất hiện ở vị trí liên kết thứ hai (xem phần tính móng cọc bệ cao chương 3).

Theo đo đạc thực nghiệm đối với cọc ống, tiết diện bị giữ chặt cứng trong đất ở cao hơn $(5d \div 7d)$, ngoài ra tiết diện có mômen uốn lớn lại không ở cùng độ sâu bố trí liên kết ngang.

Về liên kết dọc ở chân cọc, đối với cọc nhỏ vấn đề này đã phức tạp, nhưng nói chung các lý thuyết đều cho thấy rằng liên kết này nằm ở độ sâu nhỏ hơn độ sâu chân cọc.

Theo các quy trình thiết kế để đơn giản và thiên về an toàn cho phép bố trí liên kết này ở chân cọc.

Đối với cọc đường kính lớn, chuyển vị dọc trục ở đầu cọc sinh ra không những do biến dạng đàn hồi của thân cọc mà độ lún đàn hồi của nền đất cũng rất lớn. Do đó để cho sơ đồ tính toán phù hợp với tình hình chịu lực thực tế của móng, liên kết quy ước dọc phải bố trí ở độ sâu lớn hơn độ sâu chân cọc, hình 4.9b.



Hình 4.9

Theo Zavriev khi độ chôn sâu tính đối của cọc ống $\bar{h} = \alpha h > 2$ có thể cho phép dùng phương pháp tính của móng cọc bê cao thường để xác định chuyển vị của hệ (v , u , ω) và nội lực trong cọc ống (P , H , M) với chú ý là các độ dài chịu uốn tính toán L_M và độ dài chịu ép tính toán dùng theo các công thức sau:

$$L_M = L_0 + h_M$$

$$L_N = L_0 + h + \frac{k_b EF}{C_h F_h} \quad (4-58)$$

Trong đó: h_M - độ sâu kể từ mặt đất để bố trí liên kết quy ước chống dịch chuyển ngang và quay của cọc ống, h_M xác định theo biểu đồ trên hình 4.10 phụ thuộc vào:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{ma_{II}}{EI}}$$

Mômen uốn lớn nhất trong cọc ống sẽ tính theo công thức:

$$M_i^d = M_i^T + Q_i^T (L_0 + h_{MM}) \quad (4-59)$$

Trong đó:

M_i^d - mômen max sinh ra ở độ sâu h_{MM} trong cọc số i ;

M_i^T - mômen uốn ở trên đầu cọc ống số i ;

Q_i^T - lực cắt tác dụng ở trên đầu cọc số i ;

h_{MM} - độ sâu để tính mômen uốn lớn nhất (thực ra không phải là độ sâu của tiết diện có mômen max), h_{MM} xác định theo bảng (4-3) phụ thuộc vào $\bar{h} = \alpha h$ và η .

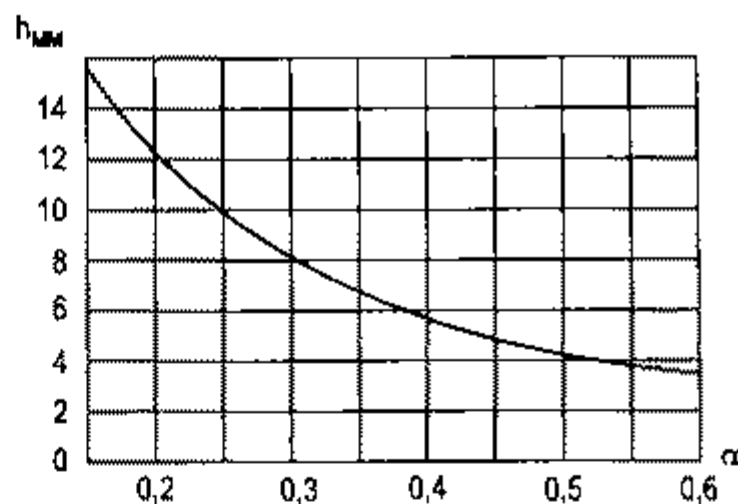
$$\eta = \frac{mI_h}{EI}$$

Bảng 4.3. Giá trị của h_{MM}

α , (m^{-1})	$\bar{h} = \alpha h$ $\geq 3,5$	$\bar{h} = \alpha h$ $= 3$	$\bar{h} = \alpha h = 2,6$			$\bar{h} = \alpha h = 2$		
			$\eta = 1,5 \times 10^{-4}$	$\eta = 1,5 \times 10^{-3}$	$\eta = 1,5 \times 10^{-2}$	$\eta = 1,5 \times 10^{-4}$	$\eta = 1,5 \times 10^{-3}$	$\eta = 1,5 \times 10^{-2}$
0,1	7,3	6,5	6,5	6,8	7,8	5,3	6,3	9,0
0,125	5,9	5,7	5,4	5,6	6,4	4,4	5,1	7,2
0,15	5	4,6	4,3	4,4	5,0	3,5	3,8	5,4
0,175	4,3	4,0	3,7	3,8	4,2	3,0	3,2	4,5
0,2	3,7	3,5	3,2	3,3	3,5	2,6	2,7	3,7
0,225	3,3	3,1	2,9	2,9	3,2	-	-	-
0,25	3,0	2,8	2,6	2,6	2,8	-	-	-
0,275	2,7	2,5	-	-	-	-	-	-
0,3	2,5	2,3	-	-	-	-	-	-
0,325	2,3	-	-	-	-	-	-	-
0,35	2,1	-	-	-	-	-	-	-
0,4	1,8	-	-	-	-	-	-	-

Phương pháp này không dùng cho trường hợp cọc có chân khoan vào tầng đá.

Khi tính toán bản bệ được giả thiết là tuyệt đối cứng, để thỏa mãn giả thiết này bề dày của bệ tối thiểu lớn hơn 1/4 khoảng cách tim của hai cột ngoài cùng trong mặt phẳng tính toán của chúng.



Hình 4.10

4.2.4. Xác định nội lực trong ống khi chấn động

Tính toán cường độ của ống, ngoài tải trọng sử dụng còn cần chú ý đến tải trọng sinh ra trong khi thi công, nhiều khi tải trọng này cũng rất lớn nhất là trong quá trình đóng cọc.

Khi đóng cọc ống bằng búa chấn động trong các tiết diện của ống sẽ chịu những ứng lực đổi dấu liên tục theo chu kỳ quay của các vật nặng lệch tâm trong búa.

Các lực kéo và nén sinh ra đối với từng tiết diện có thể xác định theo các công thức sau.

- Khi tính toán bộ phận đầu cọc hay chỗ nối của nó với búa chấn động, lực kéo tính bằng:

$$N_K = 1,4W - Q_b \quad (4-60)$$

- Khi tính chỗ nối liên kết đầu cọc với ống:

$$N_K = 1,4 W - (Q_b + Q_{dc}) \quad (4-61)$$

- Khi tính tiết diện của ống:

$$N_K = 1,2W - (Q_b + Q_{dc}) \quad (4-62)$$

Trong đó: W - lực tác dụng lớn nhất do búa chấn động, sinh ra dọc theo trục ống, tra trong lý lịch búa;

Q_b - trọng lượng búa chấn động;

Q_{dc} - trọng lượng bộ phận đầu cọc.

Lực nén tác dụng lên cọc:

$$N_n = kQ_q \quad (4-63)$$

Trong đó: k - hệ số xét đến chế độ hoạt động của búa.

Nhưng không được nhỏ hơn:

$$N_n = Q + W \quad (4-64)$$

Trong đó: Q - trọng lượng thực của hệ thống chấn động:

$$Q = Q_b + Q_{dc} + Q_c \quad (4-65)$$

Q_c - trọng lượng cọc ống;

Q_q - trọng lượng quy ước của hệ thống chấn động.

Trọng lượng quy ước Q_q là trọng lượng toàn bộ hệ thống bị chấn động kể cả trọng lượng đất bên trong và chung quanh cọc ống bị kéo theo.

Trọng lượng quy ước của đất chung quanh cọc ống bị chấn động là:

$$Q'_d = \pi(D + \delta_d)\delta_d h \gamma_d \quad (4-66)$$

Trọng lượng quy ước của đất bên trong cọc ống:

$$Q_d^* = \frac{\pi(D - 2\delta_o)^2}{4} h_c \gamma_d \quad (4-67)$$

Trong đó: D - đường kính ngoài cọc ống (m);

δ_o - bề dày thành ống (m);

δ_d - bề dày quy ước của đất cùng chấn động theo ống lấy bằng 0,15m;

h - độ sâu hạ cọc ống (m);

γ_d - trọng lượng đơn vị đất (khoảng $1,7 \text{ T/m}^3$);

h_c - chiều cao cột đất quy ước trong lòng cọc ống còn để chưa lấy ra hoặc không lấy ra. Thường quy định lấy h_c như sau tùy vào đường kính bên trong của ống:

Khi:	$D - 2\delta_o \leq 0,5\text{m}$	$h_c = h < 10\text{m}$
	$D - 2\delta_o \leq 1\text{m}$	$h_c = 6\text{m}$
	$D - 2\delta_o \leq 2\text{m}$	$h_c = 2,5\text{m}$
	$D - 2\delta_o \leq 5\text{m}$	$h_c = 1\text{m}$

Trọng lượng ống và đất không tính tác dụng đẩy nổi của nước.

Hệ số k xét đến chế độ hoạt động của búa:

$$K = 0,025an n_0 \quad (4-68)$$

Trong đó: a - biên độ dao động (cm) thường dùng như sau: khi độ sâu đóng cọc đến 10m lấy $a = 2\text{cm}$, độ sâu đóng cọc 30m lấy $a = 1\text{cm}$ giá trị trung gian sẽ nội suy theo tỷ lệ;

n - số vòng quay lớn nhất của các vật lệch tâm của búa trong một giây, xem trong lý lịch búa;

n_0 - giá trị đặc trưng cho tính chất xung động của bê tông chấn động:

$$n_0 = \frac{n_c}{1 + 0,3 \left(\frac{n_c H}{1000} \right)^2} \quad (4-69)$$

n_c - tần số tính toán (hec) dao động bản thân của ống trong đất;

H - chiều dài toàn bộ ống.

Tần số dao động bản thân dùng như sau:

1. Đất xấu (cát hạt nhỏ, hạt trung hoặc sét rất dẻo) 20 hec.
2. Đất độ chặt trung bình (cát hạt to có lẫn cuội sỏi và đất sét dẻo) 30hec.
3. Đất chặt (cát chặt có lẫn đá lớn, đất sét dẻo có lẫn đá lớn, sét dẻo cứng) 50hec.

Với các lực kéo, nén tìm được ở trên ta kiểm tra ứng suất trong ống. Cường độ tính toán của cốt thép và bê tông trường hợp này là tải trọng trong thi công nên được tăng 10%.

4.3. MÓNG CỌC ỐNG BÊ TÔNG CỐT THÉP

Móng cọc ống mới được sử dụng rộng rãi từ những năm 50 trở lại đây. Trong quá trình thi công dùng nhiều loại máy móc cơ giới cho phép tăng nhanh tốc độ thi công, hạ giá thành và đảm bảo yêu cầu kỹ thuật cao.

Ở các nước như Liên Xô cũ, Trung Quốc và các nước Mỹ, Anh, Pháp rất nhiều công trình cầu, thủy công, kiến trúc lớn đã được xây dựng trên móng cọc ống. Ở nước ta năm 1964 trên công trường cầu Hàm Rồng lần đầu tiên đã thi công thành công một móng cọc ống bê tông cốt thép $D = 1,55\text{m}$ trong điều kiện địa chất phức tạp mà trước kia không thi công được móng này ở giữa dòng sông Mã.

Cọc ống là một loại cọc tiết diện lớn được chế tạo sẵn thành từng đoạn lắp ghép với nhau.

Cọc ống thường đúc bằng bê tông cốt thép có thành rất mỏng so với kích thước chung của cọc. Đường kính của cọc có nhiều loại từ 1m đến 2m.

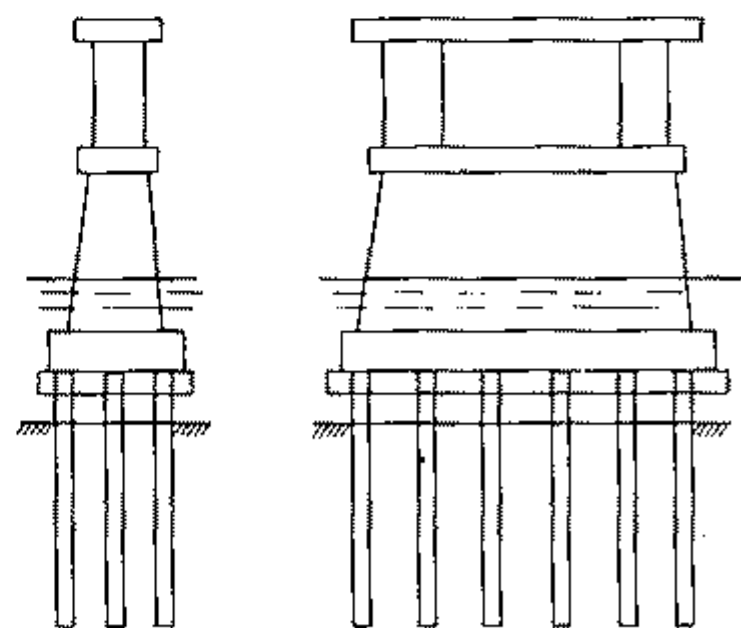
Do thi công bằng các loại búa đập có năng lượng xung kích lớn hoặc các loại búa chấn động có hiệu suất cao kết hợp với biện pháp xói nước và hút bùn đã cho phép người ta hạ được những cọc sâu 50m và đặc biệt có những công trình đến hàng trăm mét.

Độ sâu móng cọc tăng lên làm cho khả năng chịu lực của cọc rất lớn, từ đó đã mở rộng phạm vi xây dựng các loại công trình trong những điều kiện địa chất khó khăn.

Tóm tắt ưu nhược điểm của móng cọc ống như sau:

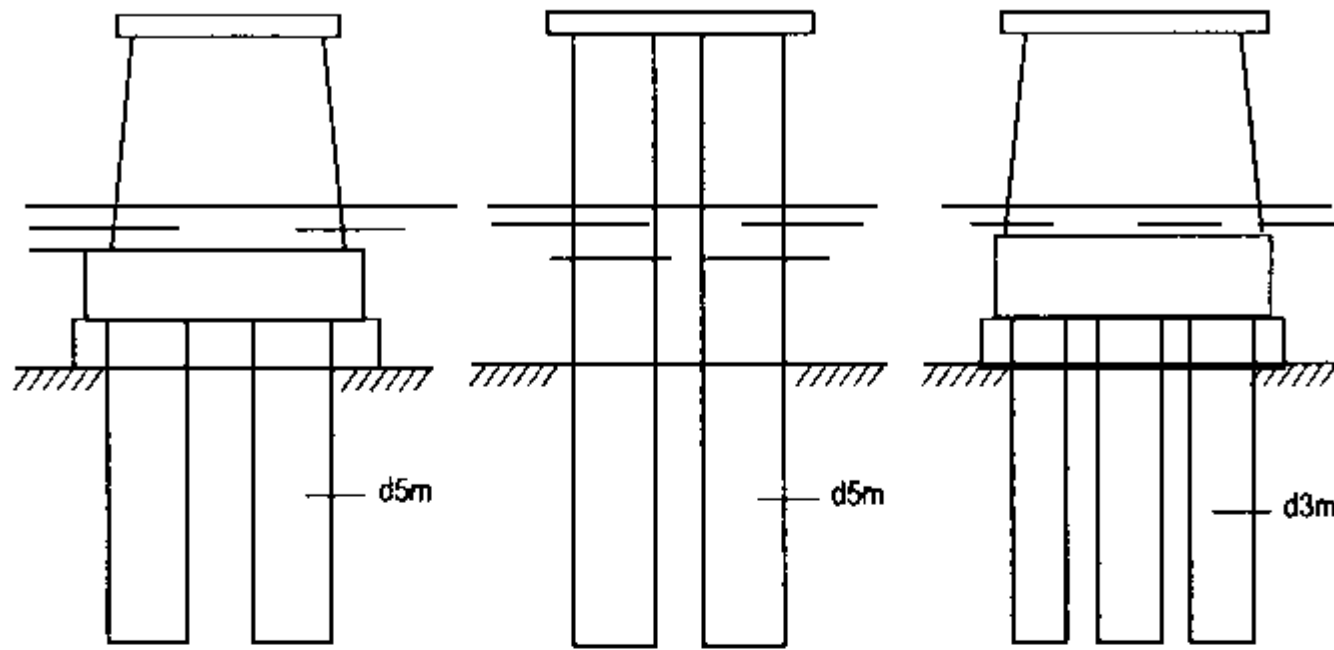
- Móng có thể thiết kế chịu được tải trọng rất lớn.
- Dùng kết cấu lắp ghép và các phương pháp thi công cơ giới hóa cho nên tốc độ thi công nhanh, đảm bảo chất lượng kỹ thuật và ít phụ thuộc vào điều kiện thời tiết.
- Giá thành nói chung rẻ hơn so với các kết cấu móng khác, giảm khối lượng bê tông từ 20 - 30% so với kết cấu giếng chìm.

- Nhược điểm chính đối với chúng là phương pháp thi công đòi hỏi một số máy móc dụng cụ và một năng lượng điện tương đối nhiều. Vì vậy không phải trong điều kiện nào cũng là kinh tế. Theo kinh nghiệm thi công của nước ngoài chỉ nên dùng khi số lượng cọc trên 10 ống, chiều dài cọc trên 10m.



Hình 4.11

Cấu tạo của móng cọc ống cũng theo các nguyên lý chung của móng cọc thường. Trên hình 4.11 là một số thí dụ về trụ trên móng cọc ống, trụ cầu đường sắt qua sông Ôbi có nhịp dài 127m. Móng gồm có 18 cọc ống đường kính 1,6m, cọc đóng qua lớp cát dày 10m và chân cắm vào tầng đá gốc 1,5 - 3m.



Hình 4.12. Trụ cầu trên giếng vỏ móng đường kính 4 - 5m

Tải trọng thiết kế một cọc là 580 tấn. Hình 4.12 giới thiệu một số sơ đồ trụ cầu trên những giếng vỏ móng đường kính $d = 3 - 5\text{m}$.

4.3.1. Cấu tạo cọc ống và móng cọc ống

a) Cấu tạo cọc ống bê tông cốt thép

Cọc ống cũng có khi dùng loại vỏ thép, bề dày thành ống từ 10 - 20mm. Tuy nhiên số lượng thép nhiều quá cho nên giá thành của cọc cao, cọc thép lại có nhược điểm là dễ bị gỉ, khó sửa chữa, bảo quản. Hiện nay các loại cọc thường đúc bằng bê tông cốt thép.

Cọc ống có nhiều loại đường kính, thường phân loại như sau:

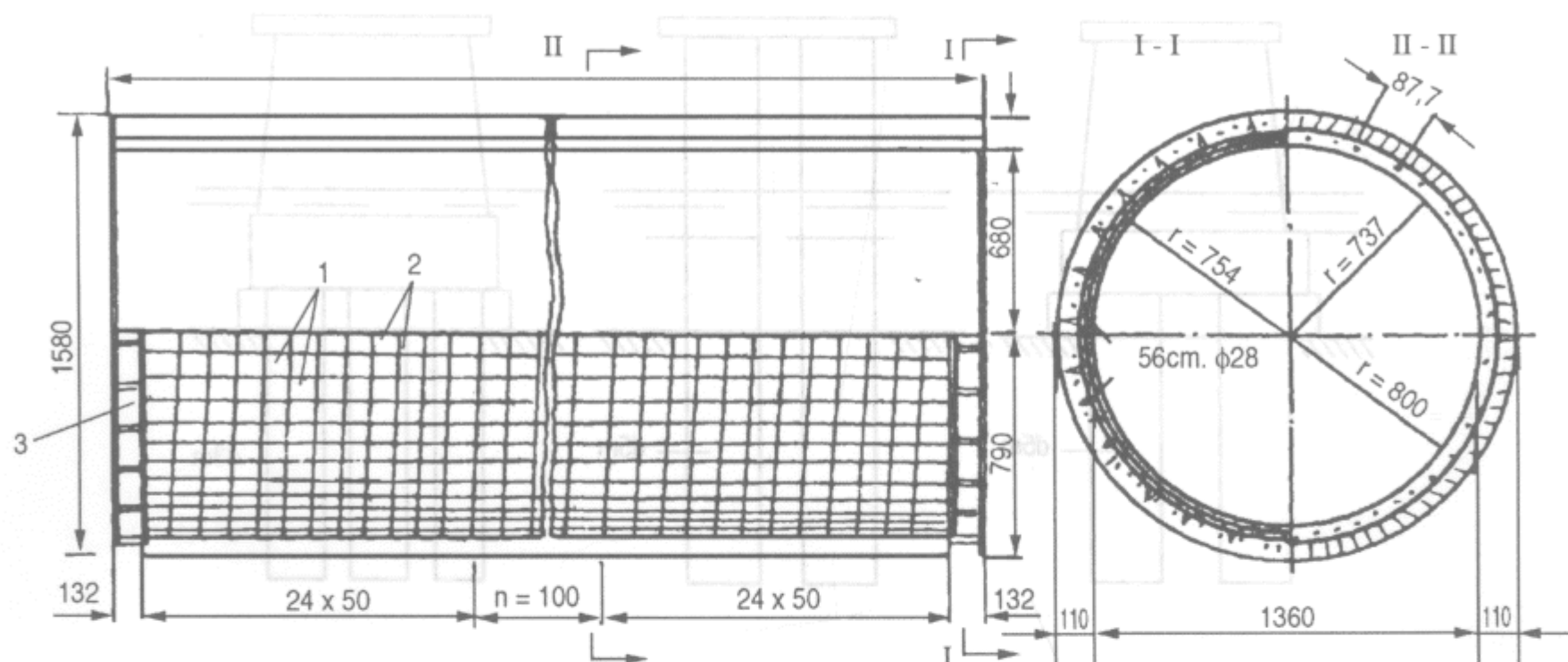
- Cọc nhỏ: Các loại cọc đường kính $D < 0,6\text{m}$.
- Cọc vừa: Các loại cọc đường kính $0,6\text{m} < D \leq 0,9\text{m}$.
- Cọc đường kính lớn: Các loại ống đường kính $0,9\text{m} < D \leq 2\text{m}$.

Cọc ống được chia thành từng đoạn ngắn từ 6 - 12m để dễ đúc và vận chuyển, khi thi công ghép dần cho đủ chiều dài cọc. Bề dày của thành ống rất mỏng chỉ từ 10 - 16cm.

Bê tông đúc cọc thường dùng mác trên 300, cọc ống dự ứng lực bê tông dùng mác từ 400 trở lên.

Chỗ nối ghép của cọc ống là chỗ yếu nhất vì bị ứng suất tập trung lớn. Để giảm số lượng mối nối cần kéo dài đoạn cọc lắp ghép. Do đó mà hiện nay trong các công trình lớn cọc ống thường dùng biện pháp dự ứng lực để tăng khả năng chống nứt.

Qua thực tế thi công cho thấy thời gian nối cọc chiếm tỷ lệ lớn so với thời gian đóng, vì vậy không nên chia các đoạn cọc quá ngắn. Nhưng chiều dài đoạn cọc bị hạn chế bởi phương tiện vận chuyển và dụng cụ cấu trúc, chọn chiều dài đoạn cọc thích hợp tùy vào các điều kiện trên.



Hình 4.13. Cấu tạo cọc ống và cốt thép

1- Thép dọc; 2- Cốt thép đai; 3- Mặt bích

Trong cọc cốt thép thường dùng loại CT5 có gờ hoặc loại 35ГC của Liên Xô cũ hoặc các loại thép tương đương.

Đối với cọc ống dự ứng lực hay dùng cốt thép thanh mặt ngoài có gờ loại 30ХГ - 2J.

Có hai loại cốt thép chính là cốt thép dọc và cốt thép đai.

Cốt thép dọc dùng các loại thanh $\phi 10 \div \phi 25\text{mm}$, bố trí giữa bề dày của thành ống.

Cốt thép đai dùng loại $\phi 6 \div \phi 10$ CT3 cuốn chung quanh cốt thép dọc thành hình lò xo. Cốt thép đai ở hai đầu đoạn cọc trong vòng 1m bố trí dày hơn với bước xoắn $\delta = 5\text{cm}$, ở giữa đoạn cọc đặt thưa hơn $\delta = 10\text{cm}$ (xem hình 4.13).

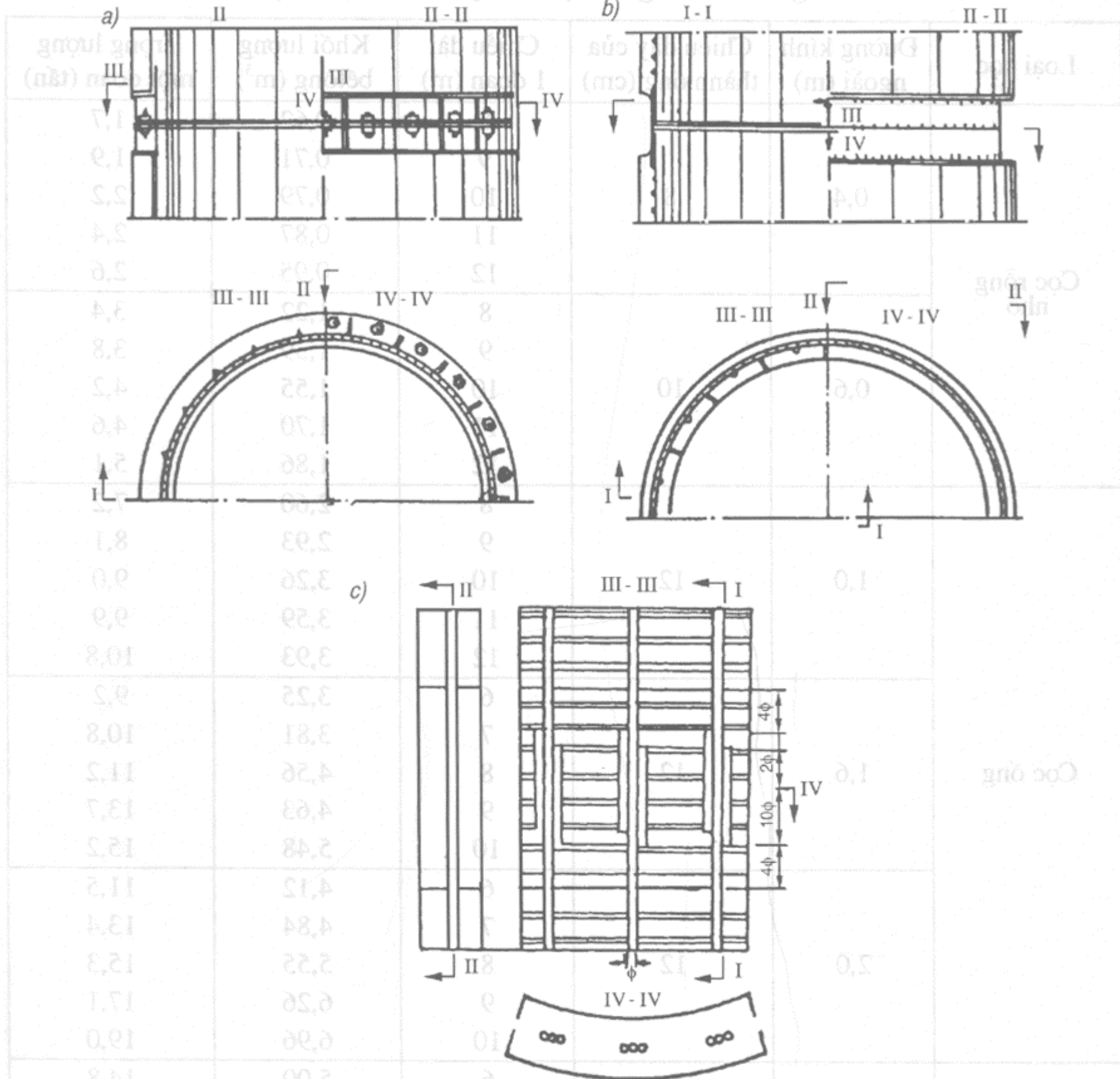
Để nối các đoạn ống với nhau có nhiều kiểu cấu tạo, trong thực tế hay dùng mấy loại như hình 4.14.

Hình 4.14a: Nối ghép bằng bu lông, kiểu này dùng nối dài cọc trong quá trình đóng. Nối nhanh và tiện nhưng yêu cầu chế tạo mặt bích chính xác.

Hình 4.14b: Nối bằng biện pháp hàn điện, có ưu điểm là nhanh nhưng kết cấu không chắc khi hàn bê tông của thành ống bị ảnh hưởng không tốt.

Hình 4.14c: Nối bằng cách hàn trực tiếp cốt thép với nhau, phương pháp này đơn giản, sau khi hàn cốt thép phải lấp chỗ nối bằng bê tông rắn nhanh. Thời gian nối tương đối lâu, khó đảm bảo cọc nối được thẳng tim.

Bảng 4.4. Những số liệu chủ yếu của cọc ống



Hình 4.14

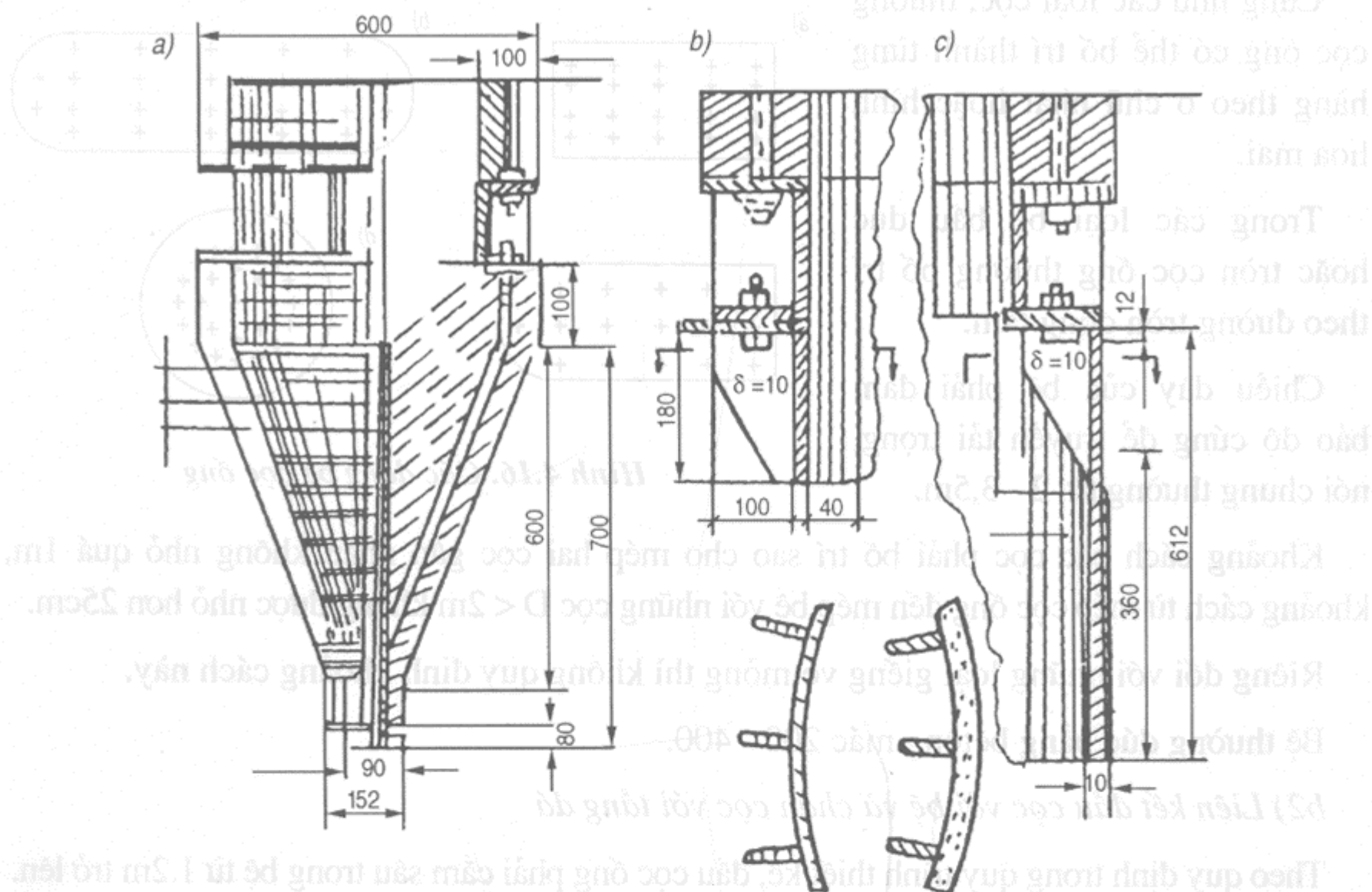
Chân cọc ống tùy thuộc đường kính của cọc và chất đất mà chọn cấu tạo cho thích hợp. Thường có mấy kiểu sau:

- Đối với cọc rỗng $d \leq 0,6$, chân cọc thường làm kín như hình 4.15a. Bộ phận chân cọc được làm riêng, nối với đoạn dưới cũng bằng cấu tạo mặt bích bắt bu lông hoặc hàn điện. Khi đóng cọc bằng xối nước, chân cọc phải có một lỗ hở để đặt ống xối đường kính từ 70 - 100mm.

Đối với cọc đường kính lớn, chân cọc thường làm như hình 4.15b. Trường hợp chân cọc tựa lên tầng đá, để bảo vệ chân cọc trong quá trình khoan đá thường làm theo hình 4.15c.

Bảng 4.4. Những số liệu chủ yếu của cọc ống

Loại cọc	Đường kính ngoài (m)	Chiều dày của thành ống (cm)	Chiều dài I đoạn (m)	Khối lượng bê tông (m ³)	Trọng lượng một đoạn (tấn)
Cọc rỗng nhỏ	0,4	8	8	0,62	1,7
			9	0,71	1,9
			10	0,79	2,2
			11	0,87	2,4
			12	0,95	2,6
	0,6	10	8	1,22	3,4
			9	1,39	3,8
			10	1,55	4,2
			11	1,70	4,6
			12	1,86	5,1
Cọc ống	1,0	12	8	2,60	7,2
			9	2,93	8,1
			10	3,26	9,0
			11	3,59	9,9
			12	3,93	10,8
	1,6	12	6	3,25	9,2
			7	3,81	10,8
			8	4,56	11,2
			9	4,63	13,7
			10	5,48	15,2
	2,0	12	6	4,12	11,5
			7	4,84	13,4
			8	5,55	15,3
			9	6,26	17,1
			10	6,96	19,0
Giếng vỏ mỏng	2,4	12	6	5,00	14,8
			7	5,86	17,2
			8	6,72	19,6
			9	7,58	22,1
			10	8,45	24,5
	3,0	12	6	6,33	18,7
			7	7,42	21,6
			8	8,50	24,9
	4,0	14	6	9,82	28,2
			7	11,50	32,7
			8	13,20	37,4
	5,0	14	6	12,34	35,1
			7	14,46	40,8
			8	16,60	46,5



Hình 4.15. Cấu tạo chân cọc ống

- a) Chân cọc bằng bê tông cốt thép; b) Chân cọc bằng thép ngắn;
c) Chân cọc bằng thép dài khi có khoan đá ở chân cọc.

Trong quá trình đóng cọc ống, cứ xuống sâu từ 3 - 5m thì lại dừng để moi đất ra. Khi tới độ sâu thiết kế, moi hết đất ra và lấp bằng bê tông có mác từ 170 - 200.

Nếu theo yêu cầu của thiết kế không cần lấp bằng bê tông thì có thể thay bằng cát sỏi, ở những đoạn có mối nối nên đổ bê tông một đoạn dài ít nhất là 2m.

b) Cấu tạo móng cọc ống

b1) Bệ cọc

Móng cọc gồm có hai bộ phận chính là bệ cọc và cọc. Bệ cọc có tác dụng liên kết các cọc thành một khối và truyền tải trọng bên trên xuống cho cọc chịu.

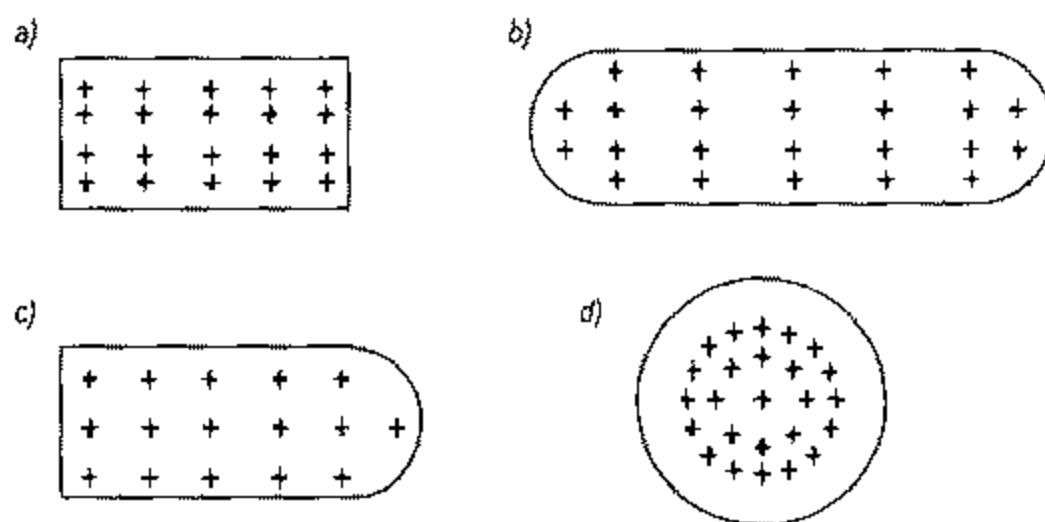
Hình thức mặt bằng của bệ tùy thuộc vào kết cấu bên trên và số lượng cọc ống định dùng. Bệ có thể làm kiểu chữ nhật, kiểu bầu dục hoặc có một đầu nhọn để rẽ nước như hình 4.16. Với những trụ cầu chịu tải trọng lớn, số lượng cọc dùng nhiều, tải trọng tác dụng lên móng theo hai chiều dọc và ngang gần như tương đương nhau, trường hợp này nên dùng bệ hình tròn.

Bố trí cọc trong móng có thể tùy vào số lượng cọc và hình thức bệ.

Cũng như các loại cọc, thường cọc ống có thể bố trí thành từng hàng theo ô chữ nhật hoặc hình hoa mai.

Trong các loại bệ bầu dục hoặc tròn cọc ống thường bố trí theo đường tròn đồng tâm.

Chiều dày của bệ phải đảm bảo độ cứng để truyền tải trọng, nói chung thường từ 2 - 3,5m.



Hình 4.16. Các dạng bệ cọc ống

Khoảng cách các cọc phải bố trí sao cho mép hai cọc gần nhau không nhỏ quá 1m, khoảng cách từ mép cọc ống đến mép bệ với những cọc $D < 2m$ không được nhỏ hơn 25cm.

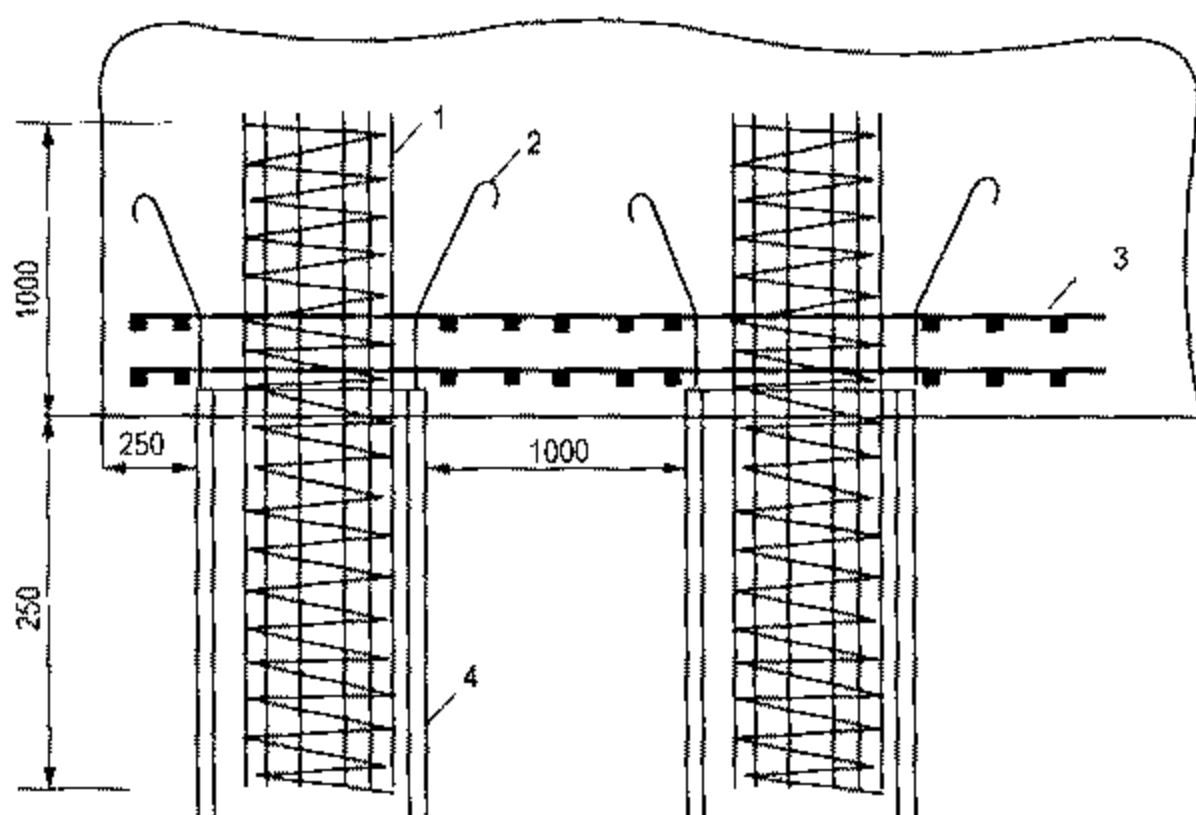
Riêng đối với những loại giếng vỏ mỏng thì không quy định khoảng cách này.

Bệ thường đúc bằng bê tông mác 200 - 400.

b2) Liên kết đầu cọc với bệ và chân cọc với tầng đá

Theo quy định trong quy trình thiết kế, đầu cọc ống phải cắm sâu trong bệ từ 1,2m trở lên.

Nếu đầu cọc nằm trong bê tông không đủ quy định trên thì tối thiểu phải đảm bảo lớn hơn 15cm, ngoài ra các cốt thép của cọc phải thò ra bằng 20 lần đường kính của cốt thép có gờ hoặc 40 lần đường kính của cốt thép trơn. Để tăng thêm khả năng chống uốn của đầu cọc người ta còn bố trí thêm một khung cốt thép trong lòng rỗng của ống như hình 4.17.



Hình 4.17

1- Khung cốt thép tăng cường; 2- Đầu cốt thép của cọc ống;
3- Lưới thép đáy bệ; 4- Cọc ống; 5- Bệ cọc.

Khi dưới chân cọc là tầng đá, để tăng sức chịu tải của cọc và giữ ổn định cho móng người ta khoan đá thành một lỗ và liên kết cọc với tầng đá. Để tăng cường khả năng chịu uốn cho tiết diện chân cọc ở đây cũng bố trí một khung cốt thép như đầu cọc (xem hình 4.18).

4.3.2. Thi công móng cọc ống

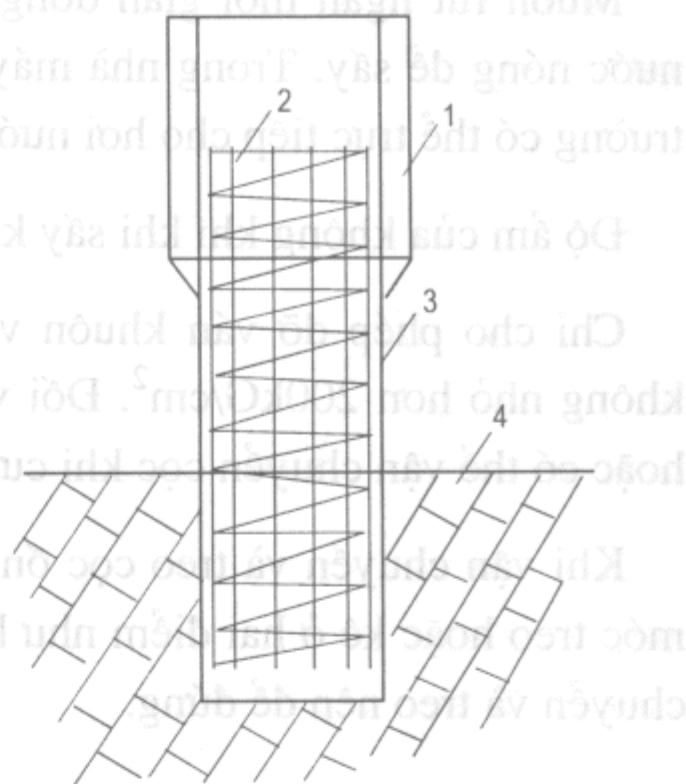
a) Đúc cọc

Đúc cọc thường tùy theo cấu tạo của cọc, địa điểm của công trường mà quyết định phương pháp chế tạo.

Cọc ống có thể đúc sẵn trong nhà máy bằng phương pháp ly tâm. Phương pháp này có thể đúc được các cọc đường kính từ 0,4 - 2m chiều dài một đoạn 4 - 10m. Đúc bằng phương pháp ly tâm trong nhà máy đảm bảo được chất lượng cao và giá thành rẻ hơn.

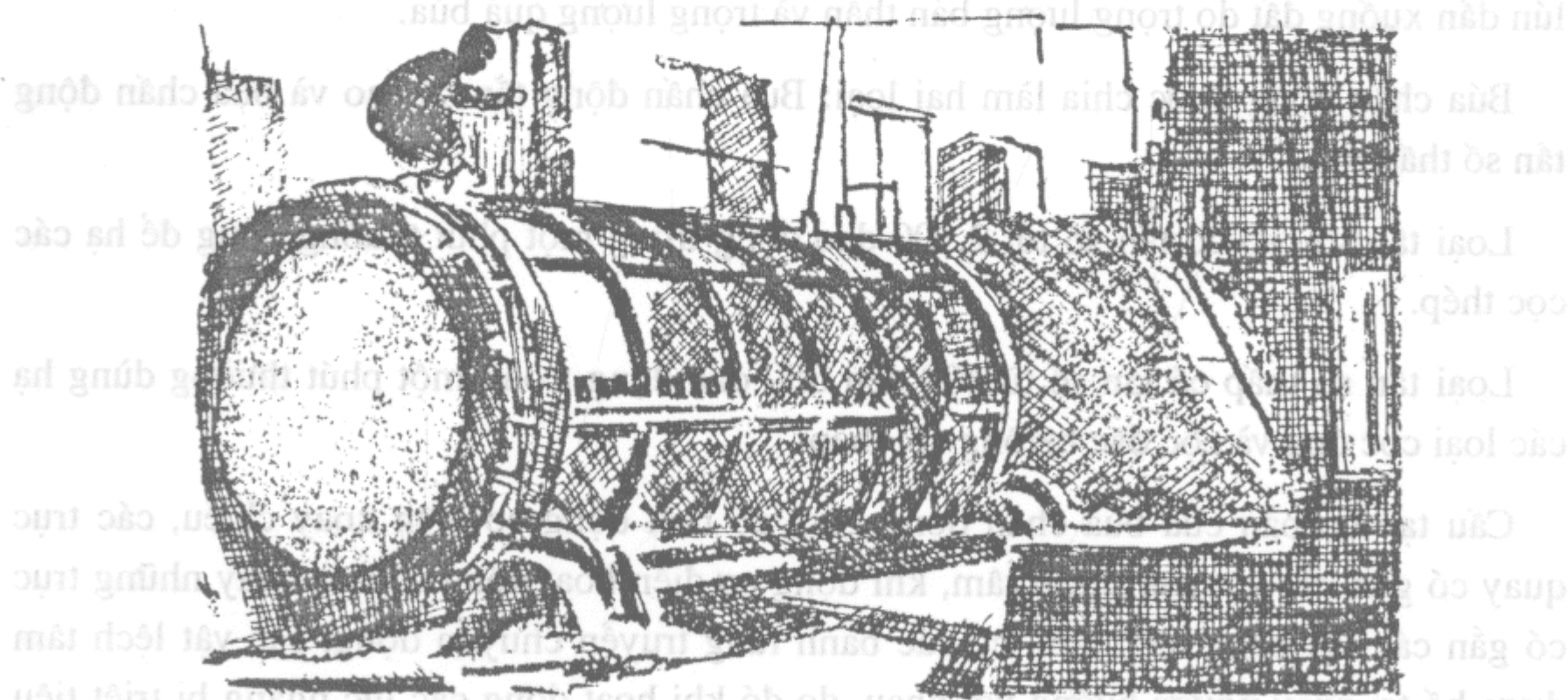
Khi đúc cọc ống tại công trường nếu số lượng cọc ít thường làm ván khuôn bằng gỗ. Chỉ khi cần đúc nhiều cọc mới nên dùng ván khuôn thép để sử dụng nhiều lần.

Đúc cọc ống đường kính nhỏ thường đặt nằm ngang, đường kính cọc $d > 2\text{m}$ nên để thẳng đứng. Để đảm bảo cọc được ổn định khi đúc thẳng đứng nên làm chiều cao ống không quá 5 lần đường kính cọc.



Hình 4.18

1- Cọc ống; 2- Khung cốt;
3- Chân cọc bằng thép; 4- Nền đá.



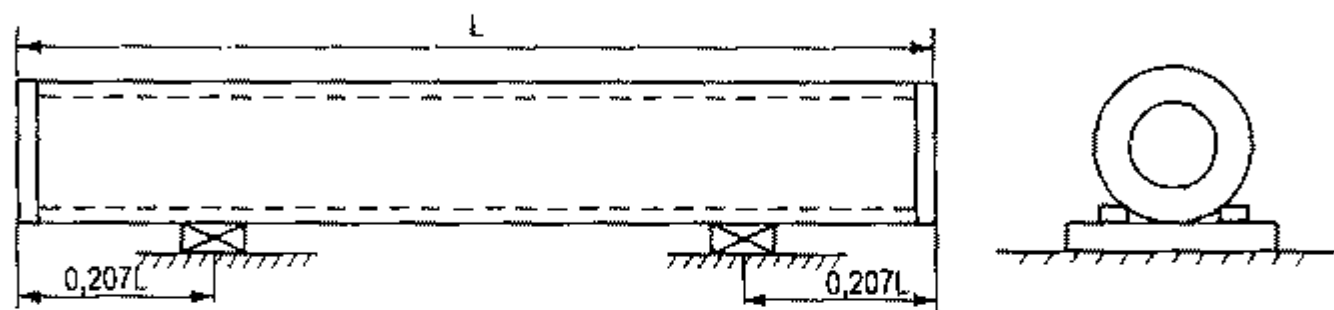
Hình 4.19

Muốn rút ngắn thời gian đông cứng của bê tông, sau khi đúc 4 giờ có thể dùng hơi nước nóng để sấy. Trong nhà máy thường có các buồng sấy hơi nước riêng, ngoài hiện trường có thể trực tiếp cho hơi nước vào trong lòng cọc ống.

Độ ẩm của không khí khi sấy không được nhỏ hơn 90% và nhiệt độ không quá 80°C.

Chỉ cho phép dỡ ván khuôn và vận chuyển cọc ống khi cọc ống đã đạt cường độ không nhỏ hơn 200kG/cm². Đối với cọc ống dự ứng lực thì tùy theo cường độ thiết kế hoặc có thể vận chuyển cọc khi cường độ bê tông đã đạt hơn 70% số hiệu thiết kế.

Khi vận chuyển và treo cọc ống, đối với cọc có đường kính nhỏ $d = 0,4 - 3\text{m}$ có thể móc treo hoặc kê ở hai điểm như hình 4.20. Với cọc đường kính lớn $d = 3 - 5\text{m}$, khi vận chuyển và treo nên để đứng.



Hình 4.20. Kê cọc ống khi vận chuyển

b) Hạ cọc ống

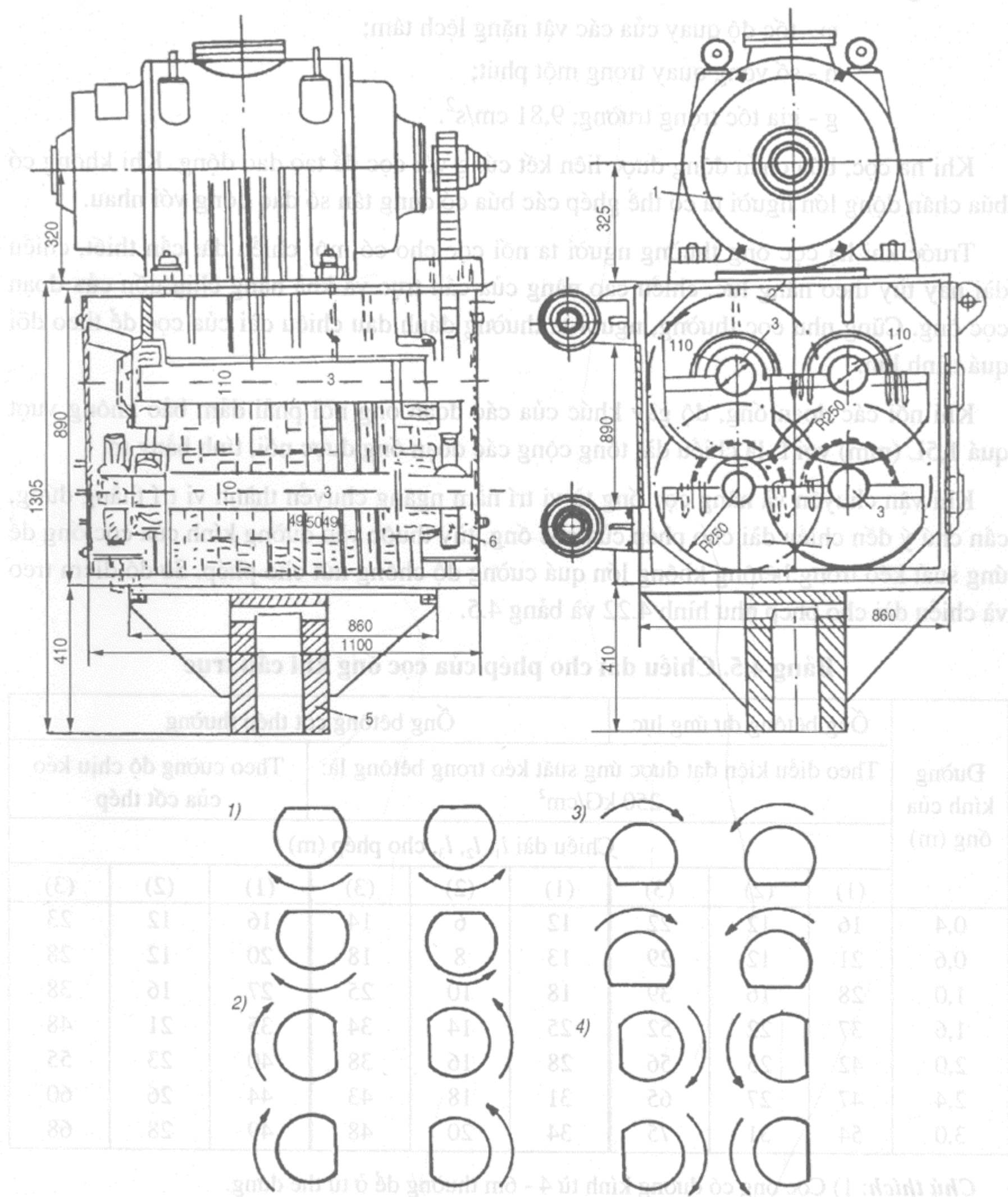
Hạ cọc ống thường dùng búa chấn động. Búa chấn động tạo ra cho cọc một chuyển động dao động dọc trục, do sự chuyển động dao động này mà làm cho bộ phận của đất cũng chấn động theo do đó lực ma sát của đất xung quanh thân cọc bị phá hoại và cọc sẽ lún dần xuống đất do trọng lượng bản thân và trọng lượng quả búa.

Búa chấn động được chia làm hai loại: Búa chấn động tần số cao và búa chấn động tần số thấp.

Loại tần số cao có tần số tới 2.500 dao động trong một phút thường dùng để hạ các cọc thép.

Loại tần số thấp có tần số từ 400 đến 650 dao động trong một phút thường dùng hạ các loại cọc ống và cọc đặc bê tông cốt thép.

Cấu tạo cơ bản của búa chấn động gồm có một động cơ điện xoay chiều, các trục quay có gắn các vật nặng lệch tâm, khi động cơ điện hoạt động sẽ làm quay những trục có gắn các vật nặng lệch tâm, có các bánh răng truyền chuyển động, các vật lệch tâm được bố trí quay ngược hướng với nhau, do đó khi hoạt động các lực ngang bị triệt tiêu và cọc chỉ còn dao động thẳng đứng (hình 4.21).



Hình 4.21.

a) Sơ đồ cấu tạo của búa chấn động; b) Sơ đồ quay của vật nặng lệch tâm.

Đặc trưng cơ bản của búa chấn động là lực ly tâm Q:

$$Q = \frac{M}{g} \omega^2 = \frac{M}{g} \left(\frac{2\pi n}{60} \right)^2 \quad (4-70)$$

Trong đó: M - mômen tĩnh của vật nặng lệch tâm đối với trục quay;

ω - tốc độ quay của các vật nặng lệch tâm;

n - số vòng quay trong một phút;

g - gia tốc trọng trường; $9,81 \text{ cm/s}^2$.

Khi hạ cọc, búa chấn động được liên kết cứng với cọc để tạo dao động. Khi không có búa chấn động lớn người ta có thể ghép các búa có cùng tần số dao động với nhau.

Trước khi hạ cọc ống thường người ta nối cọc cho có một chiều dài cần thiết, chiều dài này tùy theo năng lực, chiều cao nâng của cần trục và khả năng chịu uốn của đoạn cọc ống. Cũng như cọc thường, người ta thường đánh dấu chiều dài của cọc để theo dõi quá trình lún.

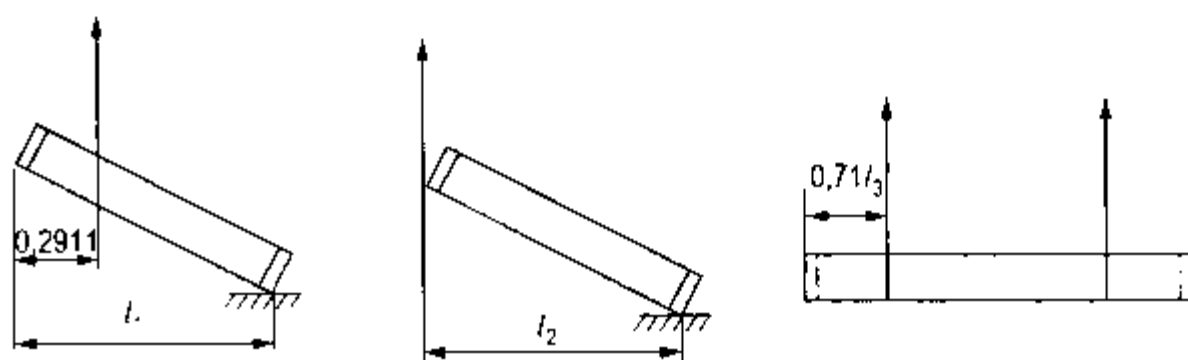
Khi nối các đoạn ống, độ gãy khúc của các đoạn ống nối phải đảm bảo không vượt quá $1,5L$ (mm) với L là chiều dài tổng cộng các đoạn ống được nối, tính bằng m.

Khi vận chuyển và nâng cọc ống từ vị trí nằm ngang chuyển thành vị trí thẳng đứng, cần chú ý đến chiều dài cho phép của cọc ống, tùy thuộc vào đường kính của cọc ống để ứng suất kéo trong bê tông không lớn quá cường độ chống nứt cho phép. Sơ đồ điểm treo và chiều dài cho phép như hình 4.22 và bảng 4.5.

Bảng 4.5. Chiều dài cho phép của cọc ống khi cẩu trục

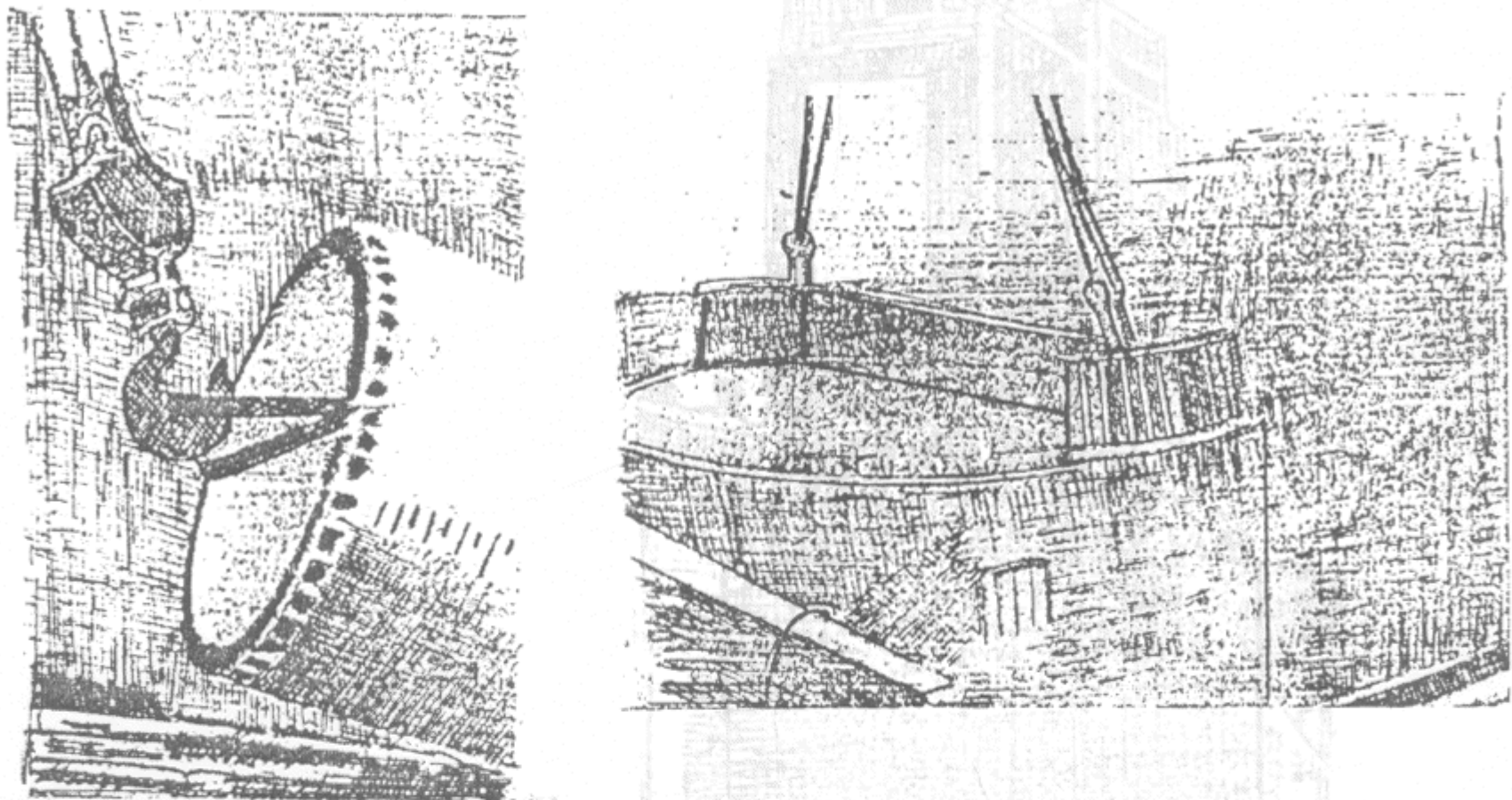
Đường kính của ống (m)	Ống bê tông dự ứng lực			Ống bê tông cốt thép thường					
	Theo điều kiện đạt được ứng suất kéo trong bê tông là: 250 kG/cm ²						Theo cường độ chịu kéo của cốt thép		
	Chiều dài l_1, l_2, l_3 , cho phép (m)								
	(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)
0,4	16	12	22	12	6	14	16	12	23
0,6	21	12	29	13	8	18	20	12	28
1,0	28	16	39	18	10	25	27	16	38
1,6	37	22	52	25	14	34	35	21	48
2,0	42	25	56	28	16	38	40	23	55
2,4	47	27	65	31	18	43	44	26	60
3,0	54	31	75	34	20	48	49	28	68

Chú thích: 1) Cọc ống có đường kính từ 4 - 6m thường để ở tư thế đứng.



Hình 4.22. Sơ đồ treo trục cọc ống

Để nâng cọc ống người ta thường làm những dầm thép bắt bu lông vào đầu cọc như hình 4.23.



Hình 4.23. Dầm để nâng các loại cọc ống

Hạ cọc ống thường tùy theo đường kính của cọc và chất đất mà chọn loại búa.

Khi hạ cọc ống đường kính từ 0,4 - 0,6m trong đất dính (rất chặt và chặt vừa) có thể dùng loại búa hơi đơn động hoặc song động, trong đất cát có thể dùng cả búa chấn động cũng như búa hơi. Đối với cọc ống đường kính lớn hơn 0,8m thường chân cọc để hở và hạ bằng búa chấn động loại tần số thấp (dưới 800 vòng/phút). Búa chấn động khi không đủ lực chấn động có thể dùng ghép hai búa, nhưng động cơ của búa phải đồng bộ với nhau.

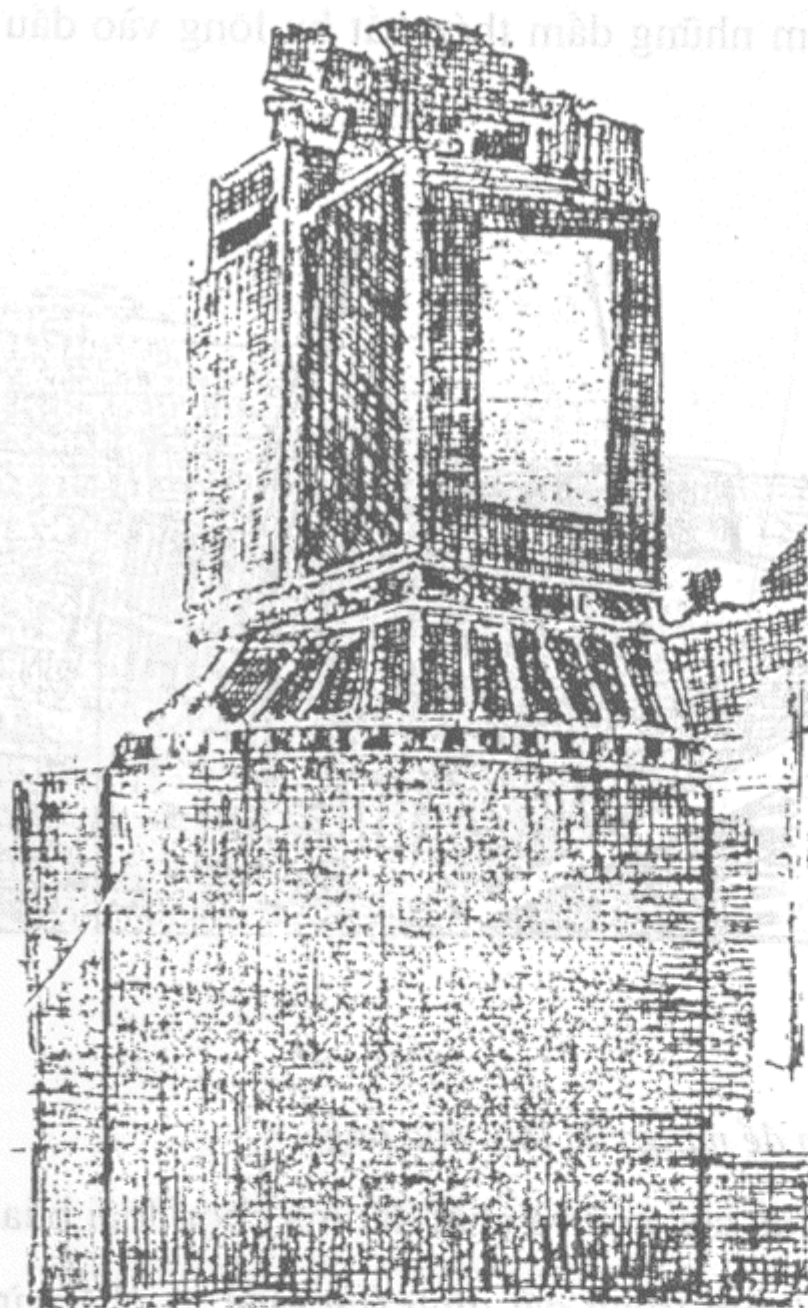
Chọn loại búa chấn động tùy thuộc vào những chỉ số đặc trưng của búa, tùy vào điều kiện đất và hệ thống chấn động gồm cọc và búa.

Bảng dưới đây giới thiệu một số chỉ số đặc trưng tham khảo của búa để hạ các loại cọc ống đến độ sâu 30m.

Bảng 4.6. Các chỉ số tham khảo của búa chấn động

Đường kính của cọc (m)	Mômen lệch tâm của búa chấn động (kNm)	Lực chấn động (kN)	Công suất động cơ điện (kW)
0,4 ÷ 0,5	1 ÷ 3	270 ÷ 500	60 ÷ 90
0,6 ÷ 1,0	2 ÷ 3	500 ÷ 1000	80 ÷ 120
1,0 ÷ 2,0	3 ÷ 5	1000 ÷ 1500	100 ÷ 160
2,0 ÷ 3,0	5 ÷ 6	1500 ÷ 3000	160 ÷ 250

Để gắn búa chấn động với những loại cọc ống đường kính lớn, người ta làm đầu cọc có hình thức cấu tạo như hình 4.24.



Hình 4.24. Liên kết búa chấn động với cọc ống.

Khi búa chấn động hoạt động nên kiểm tra thường xuyên điện thế của hai pha trên bảng điều khiển. Nếu giá trị điện thế trên tất cả các pha có tần số lớn nhất và nhỏ nhất chênh nhau quá 5% thì cần phải ngừng búa lại và xem xét trừ bỏ nguyên nhân gây ra sự không cân bằng của các pha.

Trong thời gian hoạt động điện thế trong mạch điện không nhỏ hơn 360V, khi mở máy điện thế không nhỏ hơn từ 370 - 380V.

Thời gian làm việc liên tục của búa chấn động dùng theo bảng 4.7.

Sau mỗi giai đoạn làm việc liên tục nên cho búa nghỉ từ 5- 10 phút để nguội bớt, thời gian nghỉ tùy theo nhiệt độ không khí xung quanh.

Bảng 4.7. Thời gian làm việc liên tục của búa chấn động

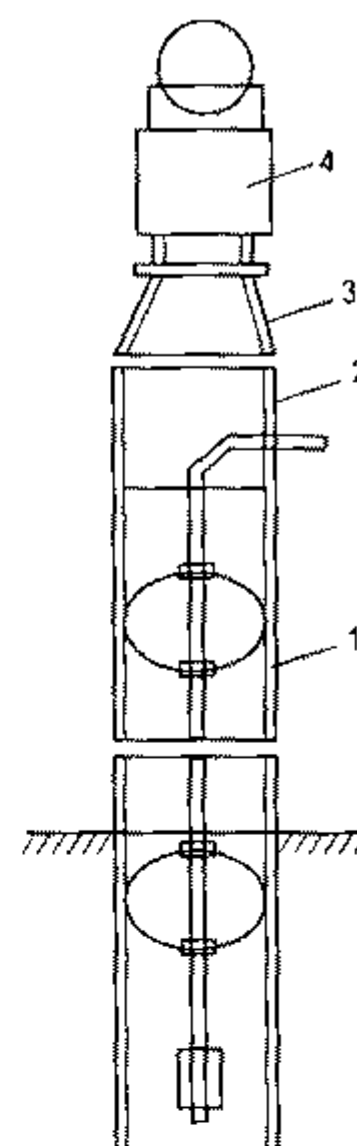
Loại búa	Cường độ dòng điện (ampe)	Thời gian làm việc liên tục lâu nhất (phút)
VP-160	400	15
	500	10
	560	5
VP6-3	Theo quy định của máy	2,5

Trong khi búa đang đóng cọc cần phải theo dõi chế độ rung động bình thường của cọc, nếu máy đang hoạt động đều bỗng có rung động đột ngột, biên độ dao động lớn và tốc độ lún giảm đi nhiều thì phải cho búa ngừng hoạt động và tìm nguyên nhân của sự kiện, nếu không phát hiện kịp thời sự hoạt động không bình thường của búa thì có thể đoạn cọc dưới cũng sẽ bị phá hỏng.

Trong quá trình đóng cọc, để giảm bớt lực cản ở chân cọc và lực ma sát của đất ở mặt trong của cọc, người ta phải lấy đất trong cọc ống ra. Thường cứ xuống khoảng 3 - 5m lại ngừng đóng để moi đất.

Có nhiều biện pháp moi đất trong cọc ống, nếu đường kính cọc lớn có thể dùng gầu xúc (gầu ngoạm) nhưng thường phải đảm bảo kích thước lớn nhất của gầu khi mở (đường chéo nhỏ hơn đường kính của cọc ống 0,3m).

Đối với những loại đất liên kết yếu, người ta dùng vòi xói nước với áp lực từ 5 đến 10at để xói đất thành bùn, sau bơm ra khỏi ống bằng máy hút bùn khí ép hay máy hút bùn thủy lực. Để cố định ống xói và máy hút bùn trong lòng cọc ống thường dùng một dụng cụ giống hình đèn lồng gồm những nan thép tựa vào vách trong của ống (hình 4.25).



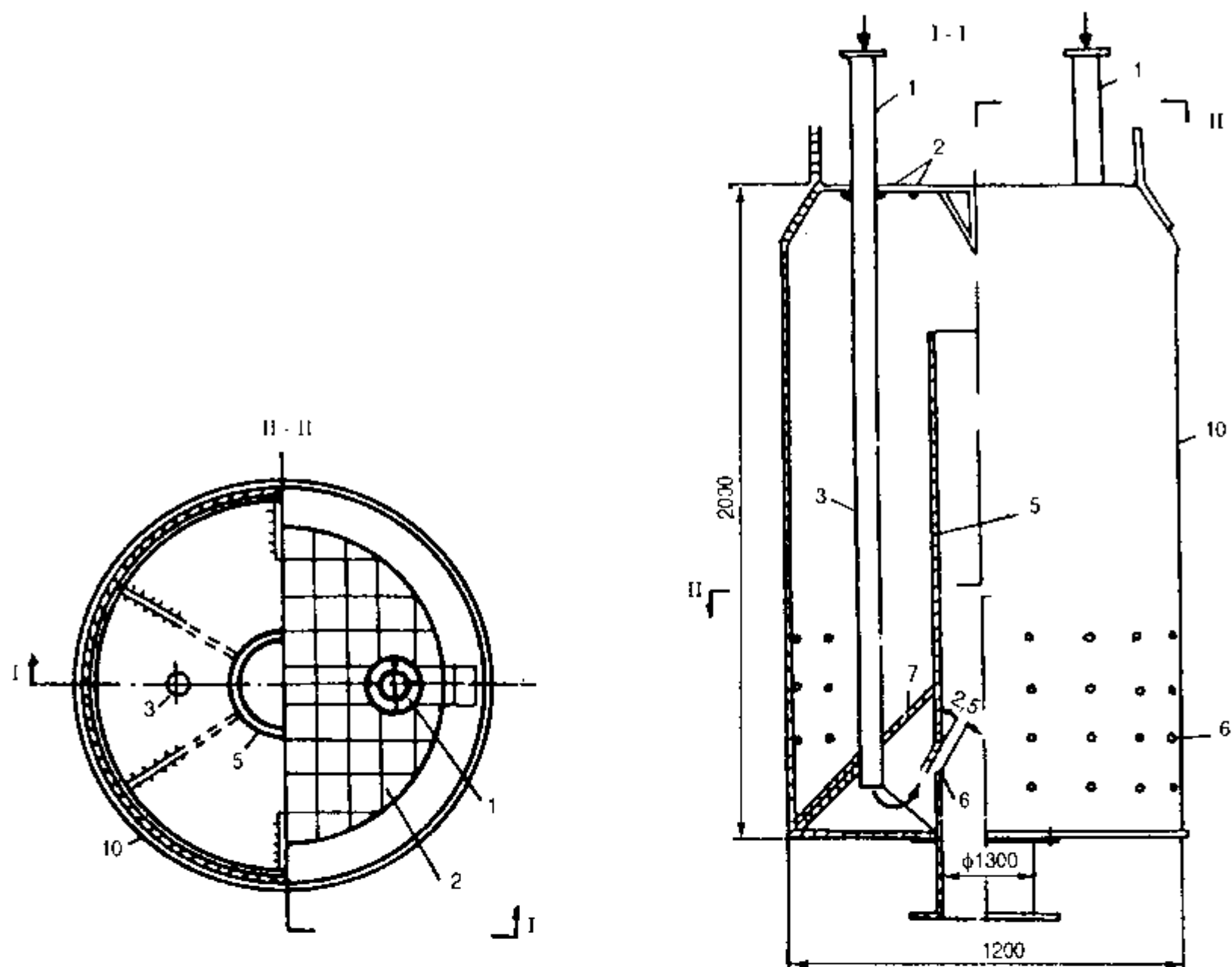
Hình 4.25. Sơ đồ bố trí máy hút bùn và ống xói

Nếu đóng cọc trong đất có lẫn cuội sỏi, sau khi hút bùn ra, người ta dùng thùng hút đá cuội sỏi như hình 4.26.

Nguyên tắc hoạt động của thùng hút đá cuội sỏi như sau: Nước ở bơm cao áp theo hai ống 1 vào trong buồng hình nón 7 sau đó theo khe hở 6 vào trong ống 5. Nước trong ống 5 do được phun theo hướng đi lên với tốc độ mạnh nên gây ra một khu vực chân không trong ống 5. Nước ở ngoài bị hút vào trong ống 5 kéo theo cả đá cuội sỏi, cỡ đá có thể đến 20 - 25cm. Cuội sỏi theo ống 5 đi lên gặp lưới chắn 2 sẽ rơi xuống thùng 10. Sau khi cuội sỏi đầy thùng kéo lên mặt đất và tháo vỏ 10 ra, cuội sỏi sẽ rơi xuống.

Khi đào đất dưới chân cọc ống cần phải chú ý đảm bảo sự ổn định của vách hố đào, đối với đất dính cho phép đào sâu hơn chân cọc 2m. Đối với đất yếu bão hòa nước chỉ được đào đến mức cao hơn chân cọc 0,5 - 1m.

Đối với tầng cát rời rạc, để tránh hiện tượng cát trôi, khi lấy đất bằng phương pháp hút bùn cần phải bơm thêm nước vào trong cọc ống để làm cho mực nước trong và ngoài bằng nhau.



Hình 4.26. *Thùng hút đá cuội sỏi*

Đối với các loại đất cát, khi biên độ dao động của ống nhỏ hơn 5cm để giảm lực ma sát có thể bố trí thêm vôi xói chung quanh thân cọc. Số lượng ống xói thường bố trí cách nhau từ 1 - 1.5m trên chu vi của ống.

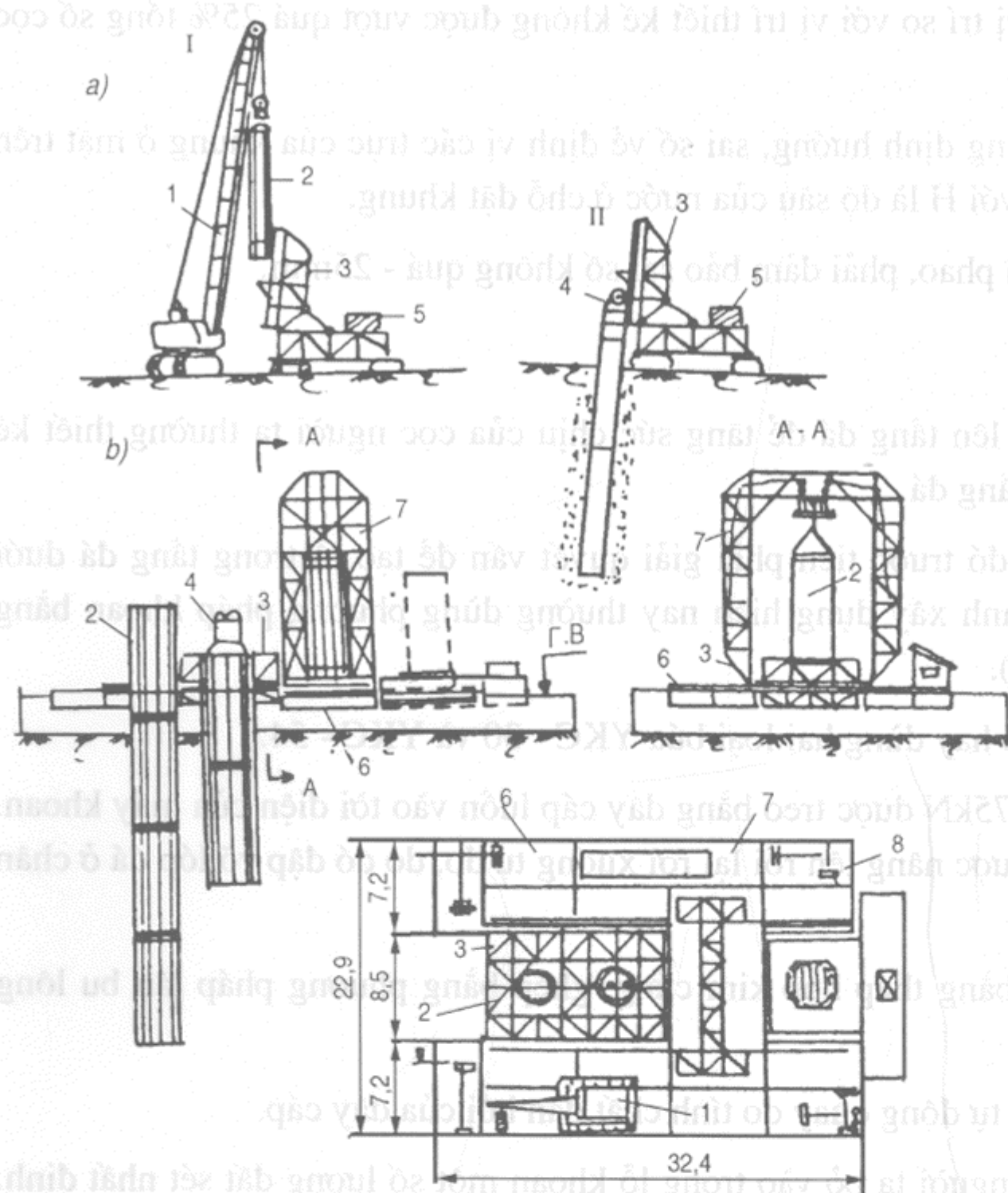
Để phục vụ cho ống xói, cần phải có máy bơm với lưu lượng 50 - 150m³/h cho một ống, áp lực ở đầu ống xói từ 50 đến 100 N/cm². Khi đóng cọc sâu (20 - 50m) để nâng cao hiệu suất của ống xói có thể dùng thêm khí ép cho qua một ống nằm cạnh ống xói nước... Không khí vào làm cho nước thêm bọt khí, giảm nhẹ trọng lượng riêng, do đó theo thân cọc chảy ngược lên nhanh hơn, đồng thời có tác dụng giảm nhẹ ma sát của đất. Lượng không khí phải đảm bảo từ 2 - 3 m³/phút. Đầu ống bơm không khí bố trí cao hơn đầu ống xói 1m. Đầu ống xói đặt cao hơn chân cọc ống 0,5m.

Để hạ cọc ống cho đúng vị trí cần phải có khung định hướng để cho cọc ống tựa, đồng thời có giá đỡ cho búa chấn động tựa khi hạ cọc ống nghiêng.

Sai số khi hạ cọc và cọc ống không được vượt quá những trị số cho trong bảng 4.8.

Sai số về trục dọc của cọc đối với vị trí thiết kế biểu thị qua:

$$\operatorname{tg} \alpha < \frac{1}{100}$$



Hình 4.27. Sơ đồ giá để đóng cọc ống bằng búa chấn động

a) Giá kiểu cột:

- 1- Cầu trục;
- 2- Cọc ống;
- 3- Cọc tựa;
- 4- Búa chấn động;
- 5- Tời.

b) Giá Long môn:

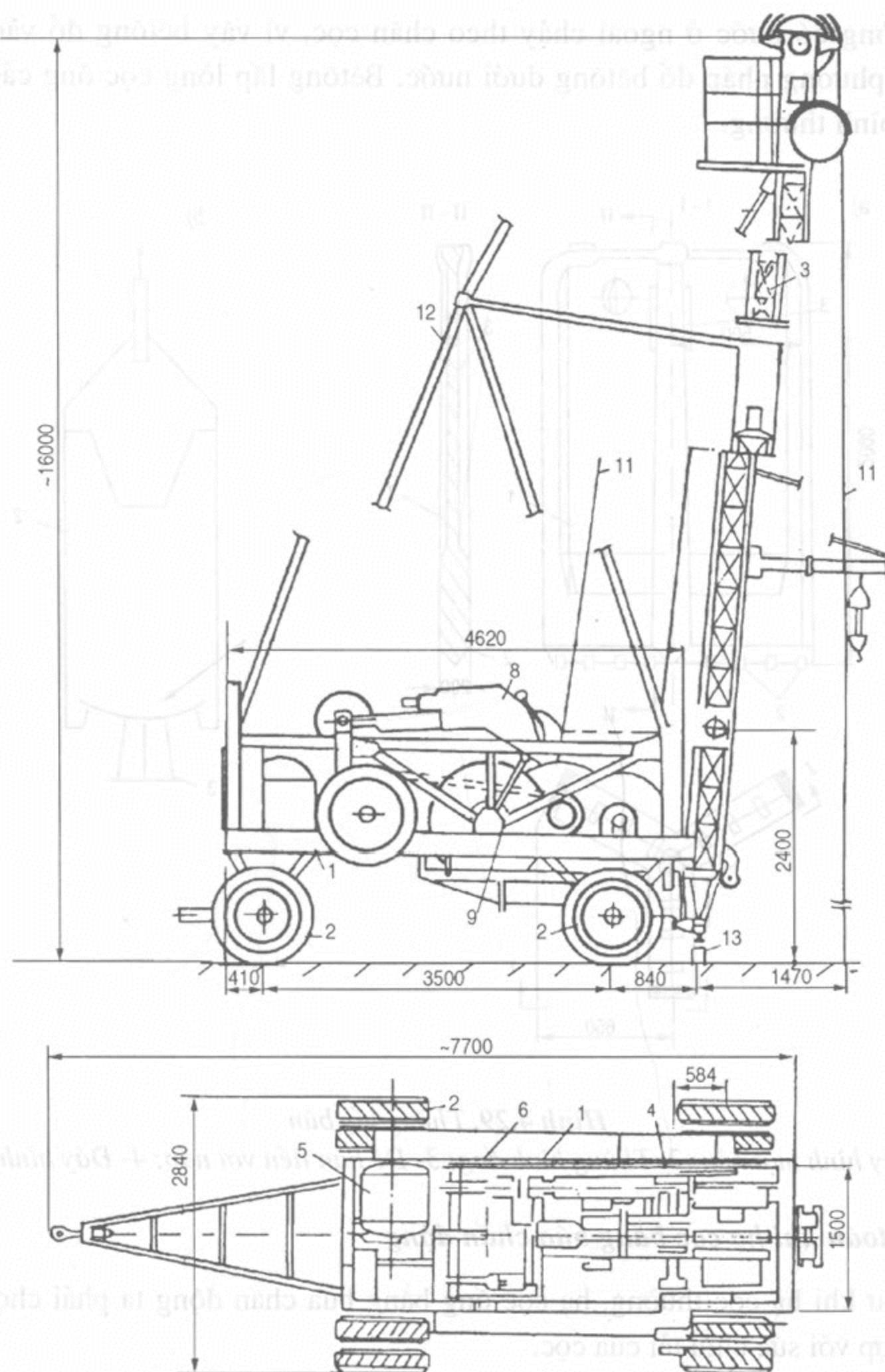
- 1- Cầu trục;
- 2- Ống;
- 3- Vật kê;
- 4- Búa chấn động;
- 5- Đường răng;
- 6- Tà vệt;
- 7- Giá long môn.

Bảng 4.8. Sai số cho phép của cọc và cọc ống khi đóng

Loại cọc và cọc ống	Chiều dài (m)	
	Ngắn hơn 10m	Dài hơn 10m
Sai số cho phép theo mặt bằng		
Cọc và cọc ống đường kính $D < 60\text{cm}$		
- Đối với móng 1 dẫy cọc	0,2D	0,2D
- Đối với móng gồm 2 - 3 dẫy cọc	0,3D	0,3D
- Đối với móng gồm nhiều hơn 3 dẫy cọc và cọc rộng	0,4D	0,4D
	Nhưng không lớn hơn 40cm	
Cọc ống đường kính từ 60 - 200cm	0,4 D	0,4 D
	Nhưng không lớn hơn 40cm	Nhưng không lớn hơn 50cm

Chú thích: Sau khi hạ xong, khoảng cách từ mép cọc đến mép bê không được nhỏ hơn 0,15D và không nhỏ hơn 5cm, đối với cọc ống: mép cọc đến mép bê không nhỏ hơn 10cm.

D - đường kính của cọc.



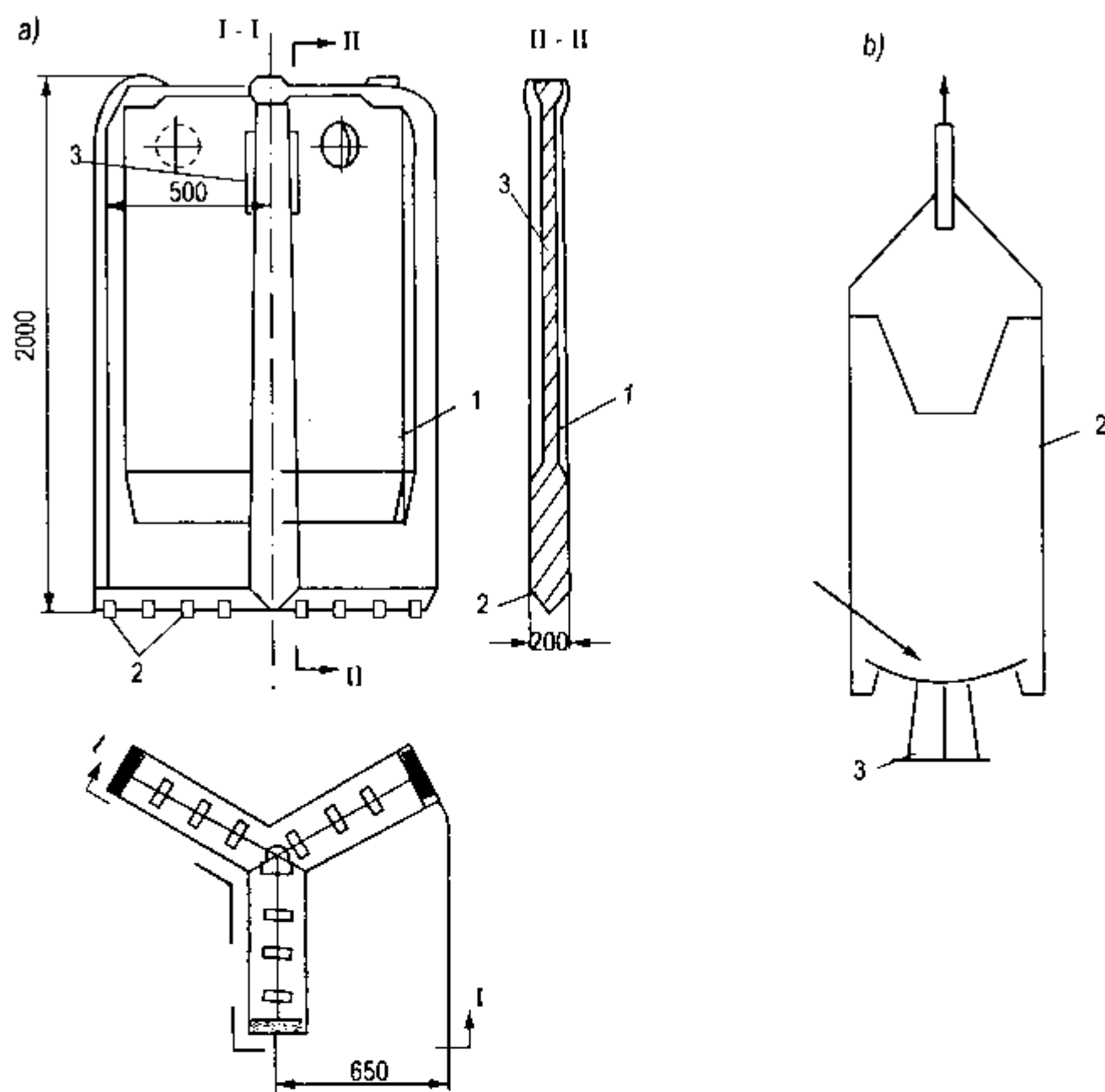
Hình 4.28. Cấu tạo búa khoan xung kích YKC - 30 (Liên Xô cũ)

Trước khi khoan đá, người ta bỏ xuống chân cọc một lớp đất sét dính khoảng 0,2 - 0,3m. Trong quá trình bắt đầu khoan lại bỏ thêm đất sét theo tính toán, cứ 0,5 - 1m³ cho 1m² diện tích đáy ống.

Cứ sâu khoảng 0,3 - 0,5m lại lấy bùn trong lỗ khoan ra.

Khi khoan đến độ sâu cần thiết, trước khi đổ bê tông phải rửa sạch lỗ khoan bằng vòi xối nước, sau đó đặt khung cốt thép để liên kết chân cọc với tầng đá. Trong lỗ

khoan thường có nước ở ngoài chảy theo chân cọc, vì vậy bê tông đổ vào lỗ khoan phải dùng phương pháp đổ bê tông dưới nước. Bê tông lấp lòng cọc ống các đoạn sau có thể đổ bình thường.



Hình 4.29. Thùng lấy bùn

1- Nắp dây hình mặt cầu; 2- Thùng hình ống; 3- Đế hàn liền với nắp; 4- Đáy hình mặt cầu.

d) Tính toán khi hạ cọc bằng búa chấn động

Cũng như khi hạ cọc thường, hạ cọc ống bằng búa chấn động ta phải chọn loại búa cho thích hợp với sức chịu tải của cọc.

Muốn hạ một cọc có sức chịu tải tính toán là P (tấn) cần chọn loại búa chấn động có các thông số phù hợp với hai bất đẳng thức sau:

$$0,5\lambda Q \left(\frac{150N_d}{nK} + 1 \right) \geq P \quad (4-71)$$

và: $K > 0,7Q \quad (4-72)$

Trong đó: Q - trọng lượng toàn bộ vật chấn động gồm trọng lượng cọc ống, đầu cọc và búa (tấn);

N_d - công suất danh nghĩa động cơ điện của búa chấn động, kW;

K - mômen của những miếng lệch tâm của búa chấn động, Tcm;

n - số vòng quay của những miếng lệch tâm trong một phút;

λ - hệ số phụ thuộc vào tính chất đất.

Khi chọn búa chấn động cần chú ý rằng: Hạ cọc trong đất cát dùng tần số cao (600 - 800) chu kỳ/phút. Hạ cọc trong đất dính dùng tần số thấp (300 - 450) chu kỳ/phút.

Trong quá trình hạ cọc cần theo dõi thường xuyên tốc độ lún của cọc và biên độ dao động, nhất là khi cọc đã đạt đến gần độ sâu thiết kế.

Qua những số liệu quan sát chúng ta có thể tính được sức chịu của cọc theo các công thức gần đúng sau đây của Viện nghiên cứu khoa học kỹ thuật xây dựng toàn Liên Bang (CNIIS) của Liên Xô cũ:

Khi tốc độ lún từ 1 - 3cm/phút:

$$P_0 = 0,7m_2\lambda\left(\frac{150N}{An} + Q\right) \quad (4-73)$$

Khi tốc độ lún từ 3 - 10cm/phút:

$$P_0 = 0,7m_2\left(\lambda - \frac{30v}{An}\right)\left(\frac{150N}{An} + Q\right) \quad (4-74)$$

Trong đó: P_0 - sức chịu tính toán của cọc (tấn) trong giai đoạn cuối cùng với tốc độ lún v , cm/phút;

m_2 - hệ số điều kiện chịu lực;

λ - hệ số phụ thuộc vào tỷ số giữa sức chịu tĩnh và sức chịu động của cọc (bảng 4.6);

A - biên độ dao động của đầu cọc ống (cm) bằng một nửa độ di dịch lớn nhất của một điểm theo dõi trên đầu cọc trong những phút cuối cùng của quá trình hạ cọc;

n - số vòng quay của những miếng lệch tâm trong một phút;

Q - trọng lượng tổng cộng của cọc, đầu cọc và búa (tấn).

Công suất điện N xác định theo công thức sau:

$$N = \eta_1 N_1 - N_x \quad (4-75)$$

$$N_x = \eta_2 N_2 \quad (4-76)$$

Trong đó: N_1 và N_2 - công suất điện theo dõi thực tế khi đóng cọc và khi búa chạy một mình;

η_1 và η_2 - hệ số hữu dụng của động cơ giai đoạn cuối khi đóng cọc và chạy một mình, theo lý lịch máy.

N_1 và N_2 xác định theo công thức dưới đây phụ thuộc vào các chỉ số của công tơ:

$$N_{1,2} = \frac{(n_2 - n_1)60}{t} \quad (4-77)$$

n_1, n_2 - chỉ số của công tơ (kW);

t - thời gian quan sát (phút).

Công suất khi chạy một mình cũng có thể xác định bằng cách đo năng lượng tiêu phí của động cơ khi treo búa chấn động ở thể nằm ngang. Giá trị của N_x thường khoảng 25 - 35% công suất danh nghĩa của động cơ điện.

Đối với các loại búa VP-1, VP-2 và VP-3 của Liên Xô cũ, giá trị N_x theo thí nghiệm bằng khoảng 5,5; 15,0 và 27,3 kW.

Khi không có số liệu về công suất chạy một mình của động cơ, công suất dùng trong khi hạ cọc N có thể tính theo công thức:

$$N = K_{vq} N_d \quad (4-78)$$

$$N > 0,5 N_d$$

Trong hai công thức trên:

N_d - công suất danh nghĩa của động cơ, kW;

K_{vq} - hệ số phụ thuộc vào số vòng quay của những miếng lệch tâm trong một phút.

$$n < 450 \text{ vòng/phút} \quad K_{vq} = 0,55$$

$$n = 450 - 700 \text{ vòng/phút} \quad K_{vq} = 0,48$$

$$n > 700 \text{ vòng/phút} \quad K_{vq} = 0,40.$$

Giá trị gần đúng của λ chỉ dẫn trong bảng 4.9.

Bảng 4.9. Hệ số λ

Đất	Hệ số λ đối với đất có độ sệt		
	Chảy dẻo $B < 0,75$	Dẻo mềm $B = 0,5 - 0,7$	Dẻo cứng $B = 0,25 - 0,5$
Cát pha	4,0 ÷ 5,0	3,0 ÷ 4,5	2,5 ÷ 4,0
Sét pha	3,5 ÷ 4,5	2,5 ÷ 4,0	2,2 ÷ 3,5
Sét	3,0 ÷ 4,5	2,2 ÷ 3,5	2,0 ÷ 3,0

Đối với cát bão hòa $\lambda = 4,0 - 7,5$

Cát ẩm $\lambda = 3,0 - 4,5$

Cát khô $\lambda = 2,5 - 4,0$

Giá trị hệ số λ nên xác định lại theo tài liệu thí nghiệm cọc ống, đo giá trị N , A và v ở giai đoạn cuối khi hạ cọc. Tốc độ lún của cọc trong 5 phút cuối cùng phải đạt được khi thí nghiệm thử đến 1,8cm/phút.

Hệ số λ thử nghiệm lại theo công thức sau:

$$\lambda = \frac{2P_0}{150 \frac{N}{An} + Q} + \frac{30v}{An} \quad (4-79)$$

Trong đó: P_0 - sức chịu tính toán của cọc (tấn), xác định theo thí nghiệm tải trọng tĩnh hay tải trọng va chạm như trình bày trong chương 5.

Tốc độ lún của cọc ở giai đoạn cuối cần đạt được trị số trong khoảng 1 - 5 cm/phút và có thể xác định theo công thức sau:

$$v = \frac{An}{30} \left(\lambda - \frac{2P_0}{150 \frac{N}{An} + Q} \right) \quad (4-80)$$

P_0 - sức chịu tải tính toán của cọc (tấn), khi thiết kế.

4.4. CỌC KHOAN ĐỔ BÊTÔNG TẠI CHỖ

Trong những năm gần đây công nghệ thi công cọc đường kính lớn có nhiều tiến bộ, trong điều kiện địa chất thích hợp có thể khoan tạo ra những lỗ trong đất, sau đó đặt cốt thép và đổ bê tông tạo thành cọc.

Sự ổn định của vách lỗ khoan tùy vào điều kiện địa chất và nước ngầm mà có thể dùng thêm vữa sét khi khoan hay không.

Ở chương 3 về móng cọc nhỏ chúng tôi đã giới thiệu cọc Franki. Với loại cọc này khi thi công phải đóng ống thép có nút chân vào trong đất, lượng đất bị đẩy ra chung quanh không nhiều. Với cọc đường kính lớn không thể dùng biện pháp đóng, vì ống bị lực kháng rất lớn sẽ sinh ra rung động và đẩy trôi đất chung quanh.

Đối với cọc Franki, khi đổ bê tông sẽ rút ống thép lên, còn cọc đường kính lớn thì lực ma sát lớn hàng trăm tấn trở lên, vì vậy không thể nhổ ống lên được. Thường ống thép chỉ được đóng đến độ sâu nào đó để làm đường dẫn cho máy khoan, sau này đổ bê tông cọc có thể để lại hoặc rút lên tùy điều kiện nước ngầm và nước mặt.

Thi công cọc khoan gồm mấy bước chính là:

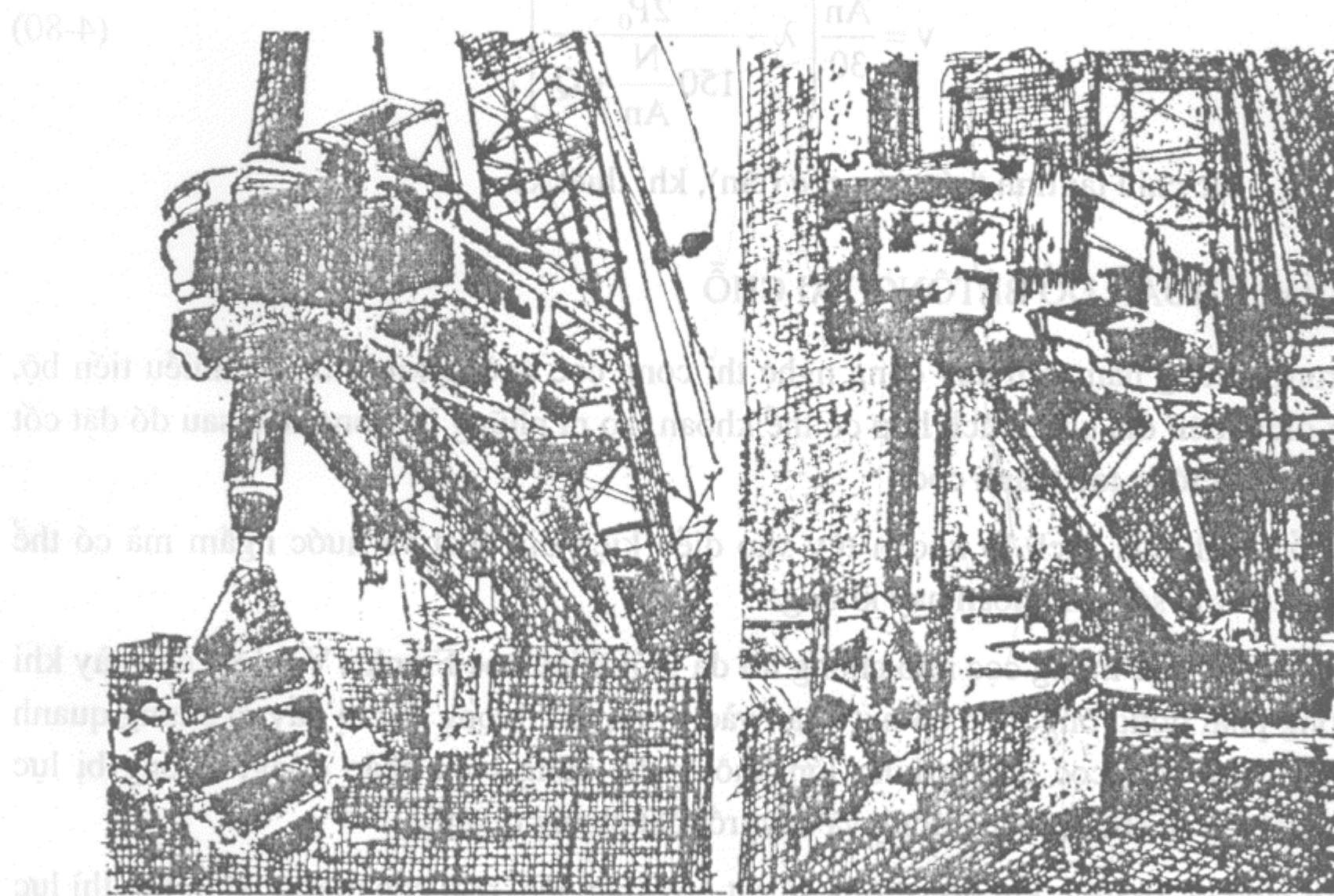
- 1) Khoan lỗ;
- 2) Đặt cốt thép;
- 3) Đổ bê tông cọc.

4.4.1. Khoan lỗ cọc

Tùy tình hình địa chất nơi thi công mà quyết định biện pháp và dụng cụ đào lỗ cọc. Tính chất đất có ảnh hưởng rất lớn đến việc chọn dụng cụ đào và đảm bảo chất lượng cọc, do đó quyết định cả giá thành công trình. Ngoài ra phương pháp đào còn ảnh hưởng đến chất lượng các công trình xây dựng chung quanh đó nữa. Vì vậy khi quyết định dùng cọc khoan đổ bê tông tại chỗ cần thận trọng xem xét đến tình hình địa chất và địa hình cũng như các công trình lân cận.

Cọc khoan có thể làm đường kính từ $\phi = 40\text{cm}$ đến 200cm và có khi đến $300 - 500\text{cm}$. Cọc khoan có thể sâu 20m đến 50m đôi khi đến 80 hoặc 120m .

Trong các loại đất sét pha, cát pha dẻo mềm, dẻo vừa hoặc các loại đất cát chặt vừa trở lên thành lỗ khoan có thể tự ổn định, thường dùng các loại khoan xoắn như hình 4.30.



Hình 4.30. Mũi khoan xoắn tạo lỗ cọc

Trên hình 4.31 là sơ đồ xe xích và cần khoan cọc của hãng TWINWOOD loại ký hiệu D110 và D210.

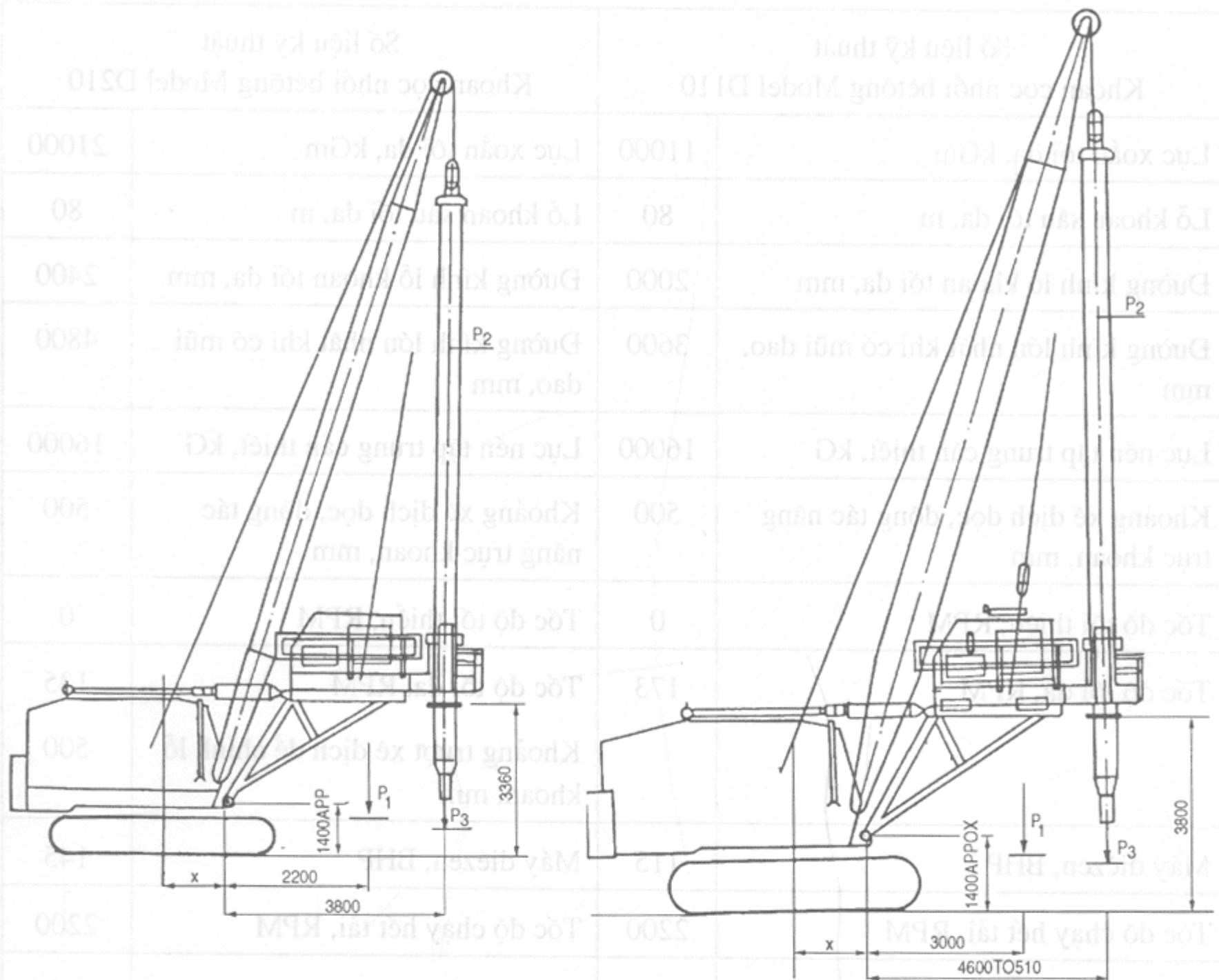
Loại D110 có thể khoan cọc đường kính đến 2m và sâu 80m .

Loại D210 có thể khoan cọc đường kính đến $2,4\text{m}$ và độ sâu như trên.

Tính năng hai xe và cần khoan theo bảng 4.10.

Bảng 4.10

Số liệu kỹ thuật Khoan cọc nhồi bê tông Model D110		Số liệu kỹ thuật Khoan cọc nhồi bê tông Model D210	
Lực xoắn tối đa, kGm	11000	Lực xoắn tối đa, kGm	21000
Lỗ khoan sâu tối đa, m	80	Lỗ khoan sâu tối đa, m	80
Đường kính lỗ khoan tối đa, mm	2000	Đường kính lỗ khoan tối đa, mm	2400
Đường kính lớn nhất khi có mũi dao, mm	3600	Đường kính lớn nhất khi có mũi dao, mm	4800
Lực nén tập trung cần thiết, kG	16000	Lực nén tập trung cần thiết, kG	16000
Khoảng xê dịch dọc, động tác nâng trục khoan, mm	500	Khoảng xê dịch dọc, động tác nâng trục khoan, mm	500
Tốc độ tối thiểu, RPM	0	Tốc độ tối thiểu, RPM	0
Tốc độ tối đa, RPM	173	Tốc độ tối đa, RPM	135
		Khoảng trượt xê dịch để chỉnh lỗ khoan, mm	500
Máy diesel, BHP	115	Máy diesel, BHP	145
Tốc độ chạy hết tải, RPM	2200	Tốc độ chạy hết tải, RPM	2200
Điện tử dụng, V	24	Điện tử dụng, V	24
Hệ truyền động (FWD/REV)	6 tốc độ	Hệ truyền động (FWD/REV)	6 tốc độ
Trọng lượng máy lúc không chạy, kG	4300	Trọng lượng máy lúc không chạy, kG	6700
Trọng lượng máy lúc vận hành, kG	4700	Trọng lượng máy lúc vận hành, kG	7200
Trọng lượng cần khoan	4 đoạn	Trọng lượng cần khoan	3 đoạn, 4 đoạn
Loại 12m	3453	Loại 12m	3820 4880
Loại 15m	4060	Loại 15m	4620 5900
Loại 17m	4603	Loại 17m	5260 6710



Hình 4.31

Đối với những loại đất rời rạc khó đảm bảo ổn định của thành lỗ khoan. Người ta dùng phương pháp khoan trong vữa sét. Đổ đầy lỗ khoan bằng vữa sét bentônit, vữa này có tác dụng tạo nên một áp lực nhất định chống lại sự chuyển vị của thành lỗ khoan, hạn chế sự lắng đọng của mùn khoan làm cho mũi khoan luôn tiếp xúc với đáy hố. Ngoài ra vữa sét còn ngấm vào thành hố khoan với chiều sâu khoảng 20cm. Vữa sét liên kết các hạt đất lại làm cho nó ổn định hơn không bị tụt xuống.

Dung dịch khoan có tỷ trọng 1,10 - 1,20 có hàm lượng cát 2 - 4%.

Dung dịch sét phải có độ nhớt quy ước thể hiện bởi sự linh động của nó, được đo bằng thời gian để chảy 500ml vữa sét qua một phễu có kích thước nhất định. Thời gian quy định là 20 - 25 giây. Độ nhớt của vữa tăng lên thì tăng áp lực ổn định vách, tăng lớp vỏ chống thấm cho vách nhưng lại hạn chế sự hoạt động của đầu khoan.

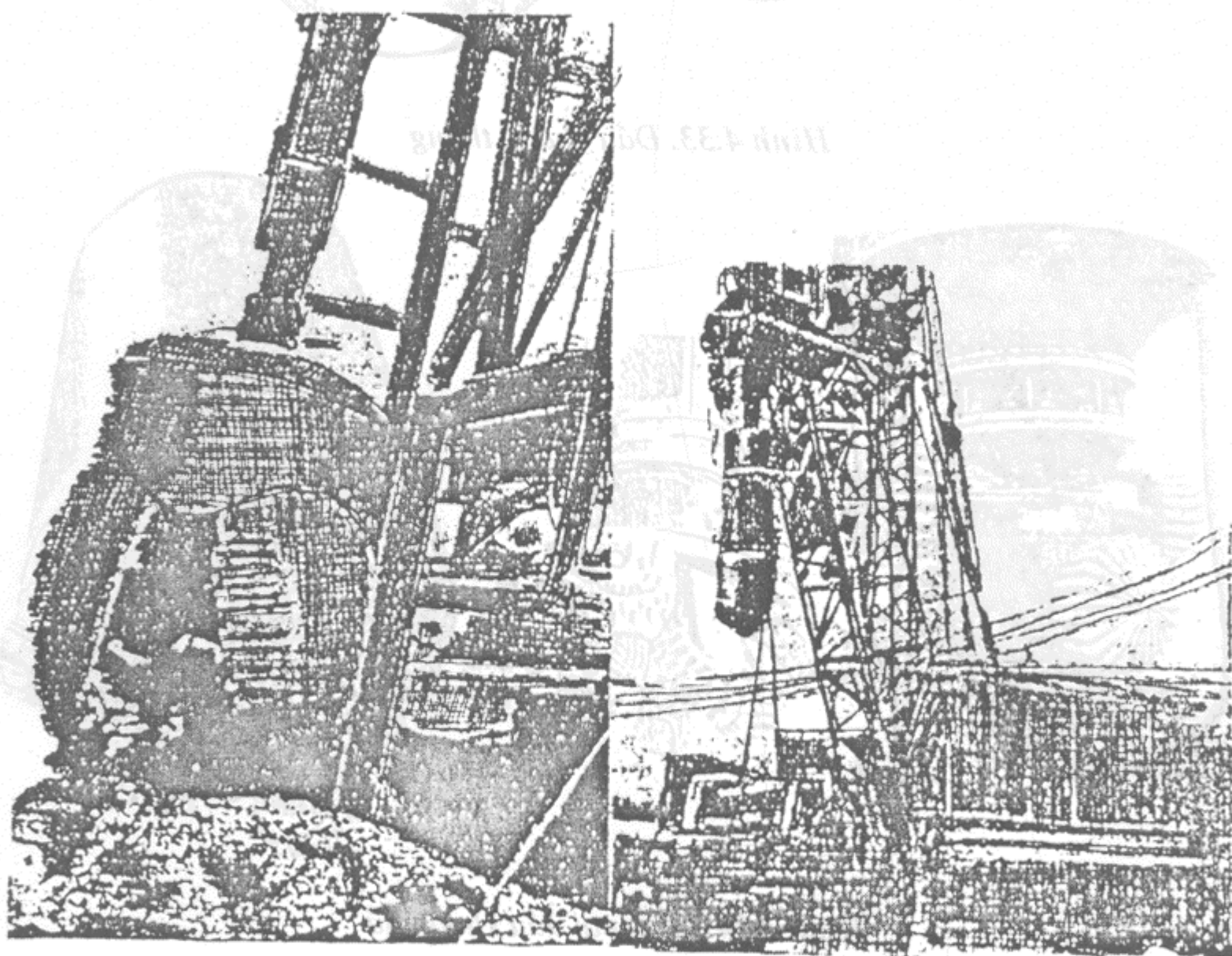
Vữa sét yêu cầu phải có cường độ chống cắt tĩnh được thử bằng một máy gồm một ống quay trong vữa sét và phải đạt $S_T = 0,02 \div 0,05 \text{ kG/cm}^2$ ($0,2 \div 0,5 \text{ N/cm}^2$).

Vữa sét yêu cầu có độ nhả nước hay tách nước thích hợp, được xác định bằng dụng cụ đo riêng có áp lực $0,1\text{MPa}$ trên 100cm^2 , trong 30 phút lượng nước tách ra không lớn hơn $0,25 - 30\text{cm}^3$.

Vữa sét yêu cầu có sự ổn định thể hiện bởi sự không phân lớp lắng đọng. Dùng một cối có thể tích 800cm^3 đổ đầy vữa. Sau 24 giờ sự khác nhau về trọng lượng thể tích lớp trên và dưới không quá $0,02\text{g/cm}^3$.

Độ pH tốt nhất là 10,5 - 11,5.

Khi đào lỗ qua lớp đất cát có lẫn đá tảng phải dùng gầu ngoạm đất, hình 4.32. Khi đá tảng to phải dùng đầu búa nặng để phá như đối với cọc ống.



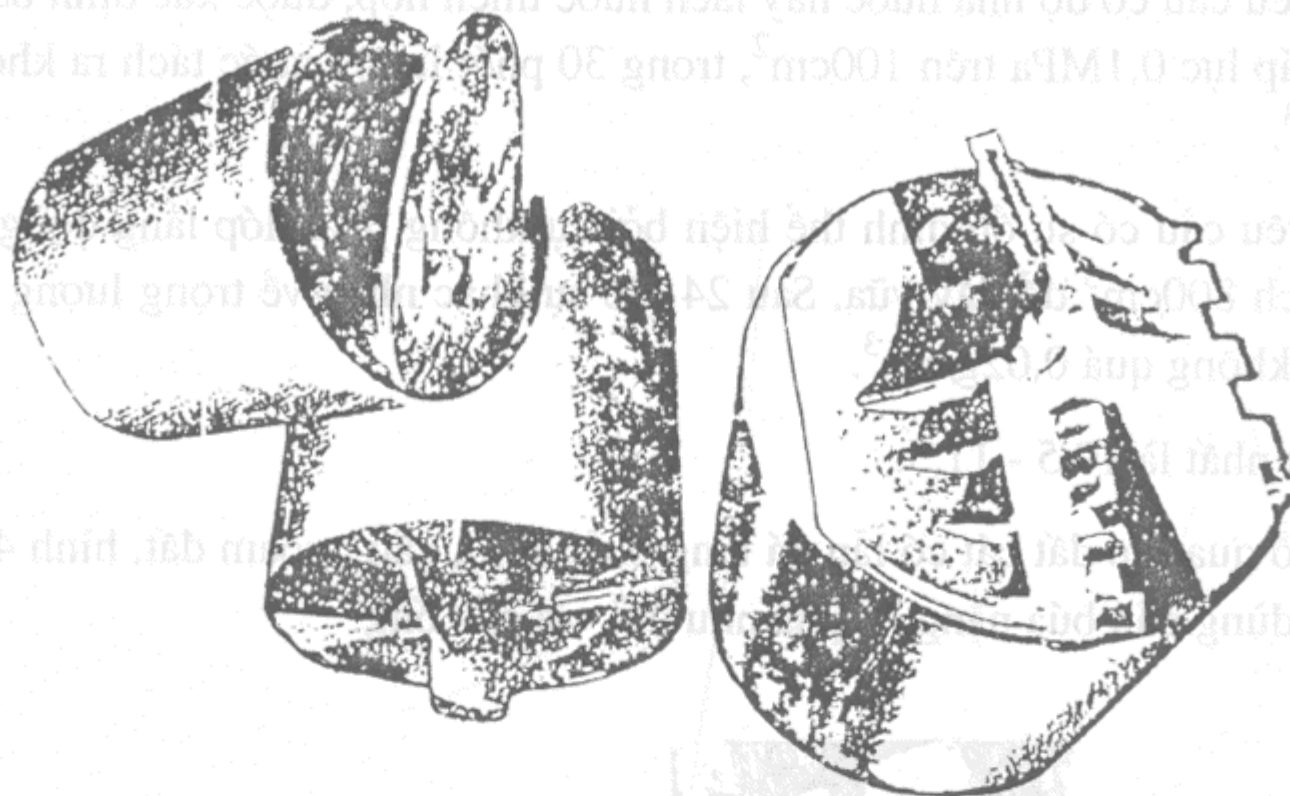
Hình 4.32

Khi đào lỗ qua lớp cát rời rạc hoặc bùn lỏng thành lỗ khoan không tự ổn định thì phải có ống vách. Đóng ống vách rồi đào đất như trong cọc ống (mục 4.2).

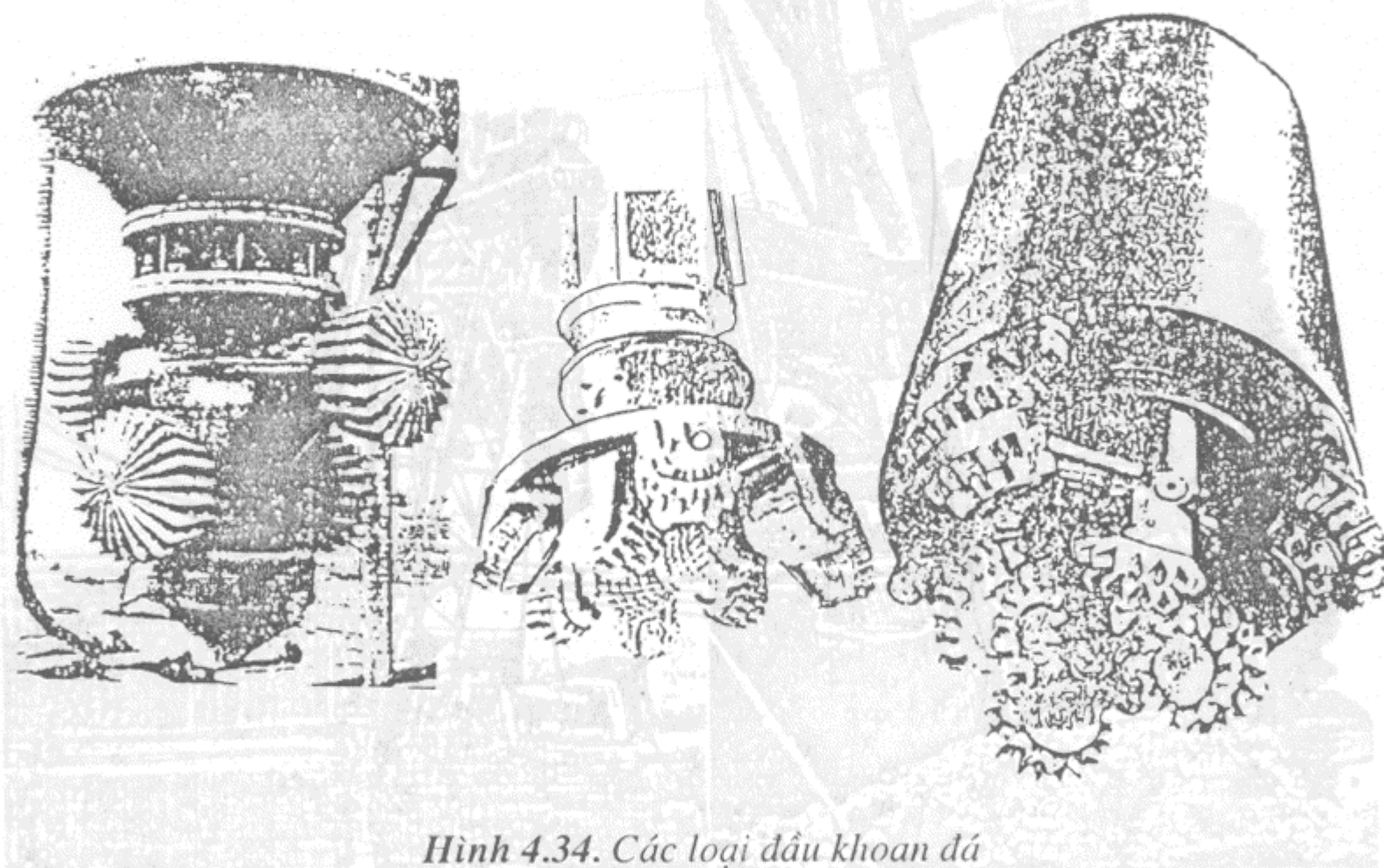
Khi đất sét dính cứng hoặc dẻo cứng hoặc khi vết bùn đất ở chân cọc có thể dùng loại khoan thùng (hình 4.33).

Khi khoan qua các lớp đá tùy độ cứng của đá mà chọn các loại búa khoan.

Các loại đầu khoan đá như hình 4.34.



Hình 4.33. Đầu khoan thùng



Hình 4.34. Các loại đầu khoan đá

4.4.2. Đặt cốt thép

Cốt thép thường được gia công thành từng đoạn gọi là lồng cốt thép, dùng cẩu để đặt vào trong lỗ khoan.

Cần chú ý bố trí những miếng đệm bê tông định vị để cốt thép nằm đúng vị trí tránh cốt thép sát vào thành lỗ khoan hoặc lớp bảo hộ bê tông quá mỏng làm cốt thép nhanh bị gỉ, giảm tuổi thọ của cọc.

Khi cốt thép quá dài có thể thả từng đoạn rồi tiếp tục nối dài trên miệng lỗ khoan bằng phương pháp hàn.

4.4.3. Đổ bê tông cọc

Trước khi đặt cốt thép cần chú ý rửa chân cọc cho sạch mùn khoan và các mảnh đá vụn. Đổ bê tông cọc khoan khi trong lòng cọc khô ráo thì cần chú ý để bê tông không bị phân lớp, cần dùng ống hay vòi bơm thả gần sát mặt bê tông, không nên đổ bê tông rơi xuống cao quá 1m.

Thường trong lòng cọc có nước ngấm chảy vào hoặc đào trong vữa sét, khi đổ bê tông lòng cọc phải dùng phương pháp đổ bê tông dưới nước. Hiện nay dùng cả hai cách là đổ bằng ống đứng hoặc bằng phương pháp vữa dâng.

Chú ý bê tông lấp lòng cọc cần phải nhuyễn, cốt liệu bê tông không nên dùng đá to quá 2cm, độ sụt không quá 20cm. Nếu dùng đá to và độ sụt lớn bê tông dễ bị phân lớp, xốp rỗng, cần thí nghiệm và theo dõi kỹ khi đổ bê tông.

Chương 5

MÓNG GIẾNG CHÌM

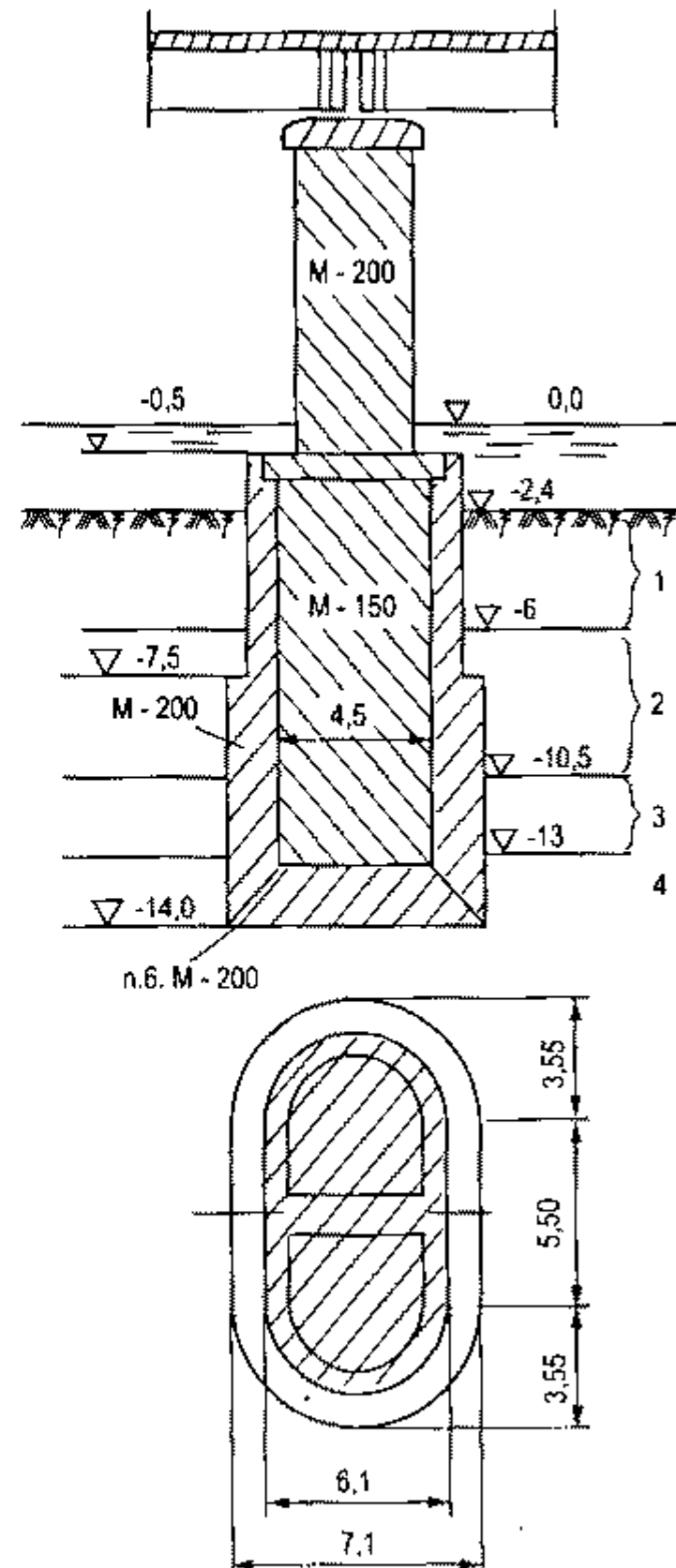
Móng giếng chìm là loại được sử dụng rất lâu đời trong các ngành xây dựng, ngay từ thời cổ đại người ta đã biết dùng nó để làm móng các cột tháp cao. Trong xây dựng cầu, giếng chìm là loại tương đối phổ biến để làm móng trụ mố. Khi tầng đất đá tốt ở độ sâu từ 5m trở lên, nếu dùng móng nông công tác đào đất đã bắt đầu khó khăn, nếu dùng móng cọc thường không đủ độ sâu để đảm bảo vững chắc.

Giếng chìm là tên gọi hình thức khi chế tạo của móng, đồng thời còn nói lên quá trình thi công giếng tự chìm dần xuống dưới trọng lượng bản thân.

Móng giếng chìm được thi công theo cách đào hết đất dưới chân giếng để tự nó lún xuống dưới sức nặng của mình. Trong quá trình đào móng, giếng có tác dụng như một vòng vây để ngăn đất, sau khi đến độ sâu thiết kế giếng lại được sử dụng và trở thành một bộ phận chính chịu lực của móng.

Tóm lại có thể nói rằng giếng chìm vừa là một kết cấu thi công vừa là một bộ phận của móng. Chính vì lẽ đó khi thiết kế không những phải tính toán nó dưới tác dụng của các tải trọng sử dụng mà còn phải xét nó dưới cả các lực thi công.

Giếng chìm thích hợp cho những móng đặt sâu từ 5- 20m, tuy nhiên trên thế giới có nhiều giếng chìm hạ rất sâu đến 70m dưới mặt đất.



Hình 5.1. Móng giếng chìm dưới trụ cầu
 1- Cát nhỏ; 2- Pha cát sét;
 3- Cát hạt trung; 4- Cát lẫn sỏi sạn.

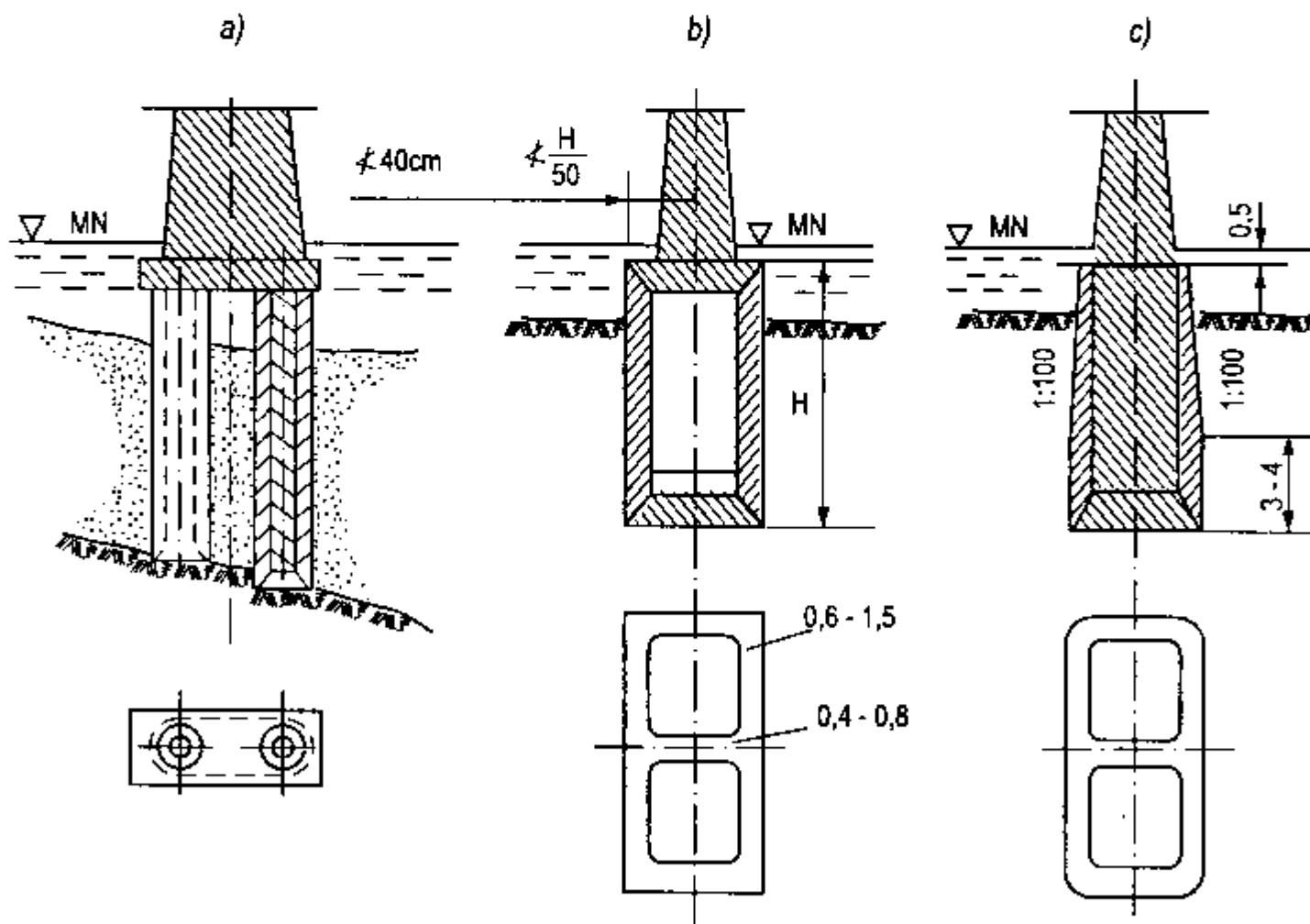
Móng giếng chìm có ưu điểm là cấu tạo đơn giản, quá trình thi công thường không đòi hỏi nhiều máy móc, dụng cụ. Giếng chìm có tiết diện lớn lại hạ được sâu nên có thể chịu được tải trọng rất lớn.

Giếng chìm có nhược điểm là tốc độ thi công tương đối chậm, khó cơ giới hóa thi công. Khi đào đất hạ giếng gặp các chướng ngại vật như đá tảng lớn, các vật lắng chìm ở đáy sông hoặc nền đá dưới cùng có mặt nghiêng không bằng phẳng đều gây nhiều khó khăn, kéo dài tiến độ thi công.

Sơ đồ một trụ cầu trên móng giếng chìm trình bày ở hình 5.1.

5.1. CẤU TẠO GIẾNG CHÌM

Giếng chìm có thể làm bằng nhiều loại như gỗ, thép, bê tông, bê tông cốt thép, v.v... Hiện nay người ta hay dùng giếng chìm bằng bê tông cốt thép nhất vì giếng có thể chịu được tải trọng lớn và dễ chế tạo. Tùy theo cấu tạo của công trình bên trên mà giếng có hình dạng mặt bằng cho thích hợp. Thường cấu tạo mặt bằng nên làm đối xứng để cho giếng chìm xuống được đều và cân bằng. Cấu tạo mặt bằng của giếng chìm dưới trụ móng cầu hay dùng các kiểu như hình 5.2.



Hình 5.2

Giếng chìm tiết diện tròn có nhiều ưu điểm về mặt thi công, giếng dễ xuống đều, ít lệch lạc, chu vi của tiết diện hình tròn nhỏ nhất so với các hình dạng khác do đó lực ma sát của đất lên mặt ngoài của giếng giảm đi nhiều. Giếng chìm tiết diện tròn đường kính có thể làm đến 20 - 30m, loại này thường được dùng trong xây dựng công nghiệp để làm

móng cho những kết cấu đứng riêng rẽ chịu tải trọng lớn (như móng các cột lớn, máy nặng...) hoặc trong các công trình trạm bơm, bể chứa v.v...

Trong công trình cầu, giếng tiết diện hình tròn thường dùng dưới các trụ, móng chịu tải trọng lớn, cấu tạo mặt bằng của kết cấu bên có dạng gần giống hình tròn hoặc vuông.

Đối với những trụ, móng cầu bình thường kích thước bề rộng tiết diện tương đối nhỏ so với chiều dài thì dùng giếng chìm tròn không hợp lý, trường hợp này có thể thay bằng những giếng đường kính nhỏ như hình 5.2a. Tuy nhiên dùng một số giếng đường kính nhỏ thay cho một giếng đường kính lớn mà lại thi công bằng các biện pháp thủ công thì thời gian sẽ tăng lên rất nhiều. Phương án này hiện nay thường chỉ dùng đối với những giếng chìm vỏ mỏng hạ bằng phương pháp chấn động (xem chương 4).

Đối với trụ móng cầu giếng chìm hay dùng loại có tiết diện chữ nhật, hoặc chữ nhật có góc tròn như hình 5.2b, c hoặc tiết diện hình bầu dục như hình 5.1. Tỷ số hai cạnh của giếng chìm không nên lớn quá 3:1 vì giếng có hình dạng như vậy khi hạ giếng dễ bị nghiêng và xuống lệch vị trí. Thường tỷ số hai cạnh của tiết diện giếng nên làm từ 2,5: 1 đến 1,5: 1.

Giếng hình chữ nhật, chế tạo đơn giản nhưng khi hạ lại bị ma sát lớn, vì vậy loại này thường dùng cho loại móng sâu từ 8 - 10m. Khi giếng hạ sâu trên 15m nên dùng loại có hình dạng chữ nhật có góc vát tròn và tốt nhất là dạng bầu dục.

Khi giếng có kích thước lớn, thành giếng sẽ chịu tác dụng một áp lực ngang của đất cũng rất lớn, để giảm bớt nội lực cho thành giếng, người ta làm thêm những tường trong, do đó tiết diện ngang của giếng được chia thành từng ô. Các ô này gọi là hố lấy đất vì qua đó sẽ dùng nhiều các phương tiện máy móc hoặc nhân lực để đào đất ở đáy giếng. Khi thiết kế cần chú ý đến kích thước của hố lấy đất làm sao cho phù hợp với các dụng cụ đào đất, đồng thời lại không lớn quá vì làm tăng khẩu độ của những tường ngoài lớn quá, do đó nội lực của tường ngoài sẽ lớn, đòi hỏi bố trí nhiều cốt thép hoặc bê dày. Thường cạnh của hố lấy đất lấy từ 2 - 2,5m và không lớn quá 4 - 5m.

Kích thước mặt trên của giếng làm rộng hơn mặt bằng của trụ móng, do khi hạ giếng thường không thể nào tránh khỏi lệch vị trí ít nhiều, để bảo đảm cho công trình bên trên vẫn nằm đúng vị trí, gờ giếng quy định không nhỏ hơn 40cm và không nhỏ hơn $\frac{1}{50}$ chiều cao của giếng (hình 5.2b).

Bê dày của tường giếng làm dày hay mỏng tùy thuộc ở điều kiện trọng lượng của giếng phải lớn hơn lực ma sát của đất lên mặt bên của nó. Tường ngoài làm dày từ 0,6 - 1,5m, tường trong từ 0,4 - 0,8m (hình 5.2b).

Hình dáng mặt ngoài của giếng theo chiều cao cũng tùy vào lực ma sát mà quyết định. Khi độ sâu hạ giếng từ 5 - 10m, lực ma sát không lớn, thành giếng có thể làm

thẳng đứng (hình 5.2b). Khi giếng phải đặt quá sâu, để giảm bớt ma sát thành giếng có thể làm nghiêng (hình 5.2c) hoặc có bậc (hình 5.1). Độ nghiêng không nên quá $\frac{1}{100}$. Nếu làm nghiêng quá giếng sẽ kém ổn định.

Đối với loại có bậc để cho giếng ổn định tốt, dốt dưới cùng phải có chiều cao tối thiểu từ 3 - 4m. Tổng số các bậc so với chiều cao của giếng cũng không nên lớn hơn $\frac{1}{100}$.

Cũng cần phải nói rằng đối với những giếng chìm có thành nghiêng hay có bậc, tuy có làm cho lực ma sát nhỏ đi dễ dàng khi thi công, nhưng nó lại làm cho tác dụng giữ chặt của đất đối với giếng giảm đi, cũng vì thế sức chịu lực đứng và lực ngang đều giảm, đồng thời chuyển vị ngang của đỉnh trụ có thể lớn. Đối với mố cầu thường nên làm giếng chìm có thành thẳng đứng, nhất là khi các tầng lớp đất từ đáy giếng trở lên là đất dính hay cát chặt về thi công tuy khó khăn nhưng có thể giải quyết bằng các biện pháp khác được.

Phần dưới cùng của giếng gọi là chân giếng. Độ nghiêng của mặt trong chân giếng so với mặt phẳng thẳng đứng từ 30° - 45° (hình 5.3a). Khi tường ngoài có chiều dày lớn hơn 1m và đất đào là loại mềm xốp, mặt trong chân giếng có thể làm gãy khúc như hình 5.3b.

Mặt tựa của chân giếng lên đất gọi là bàn chân giếng, tùy vào độ chặt của các lớp đất đào mà làm rộng từ 0,1 - 0,3m (hình 5.3a). Để tăng cường cho bàn chân giếng không bị vỡ trong quá trình thi công, vì trong thực tế khi hạ giếng thường không những bàn chân giếng là bộ phận chịu lực lớn nhất mà còn có thể phải giải quyết những vướng víu bất thường, chẳng hạn gặp một tầng đá mố côi hay lớp đá nền có mặt nghiêng v.v... khi đó phải dùng các biện pháp khoan đục hoặc nổ mìn phá đá, chân giếng được tăng cường bằng thép góc hoặc thép chữ U (hình 5.3a, b). Khi giếng hạ sâu, chân giếng lại có thể làm nhọn và tăng cường bằng một vành thép có cấu tạo như hình 5.3c.

Chân tường trong của giếng chìm có cấu tạo như hình 5.3a, chú ý đặc điểm là chân tường trong làm cao hơn chân tường ngoài ít nhất là 50cm, sở dĩ như vậy là nhằm tránh cho chân tường phía trong khi hạ giếng không bao giờ tựa lên đất làm cho giếng chịu lực theo một sơ đồ bất lợi. Để qua lại được giữa các hố lấy đất người ta làm các ô cửa trên thân tường trong.

Phía trên chân giếng ta thấy có những rãnh lõm sâu vào tường trong và tường ngoài khoảng 25 - 30cm, bề rộng các rãnh này từ 80 - 100mm, các rãnh lõm có tác dụng để cho lớp bê tông bít đáy giếng sau này bám chắc vào tường giếng, ngoài ra khi cần thiết chuyển giếng chìm thành giếng chìm hơi ép vì một điều kiện nào đó thì ở chỗ các rãnh này người ta đúc một bản ngang để ngăn bộ phận chân giếng thành một buồng kín, trong buồng kín sẽ bơm hơi ép đẩy nước ra và đào đất.

Sau khi hạ giếng đến độ sâu dự định, các hố lấy đất được lấp bằng bê tông. Vì ứng suất ép trong giếng không lớn nên bê tông này chỉ dùng mác từ 100 - 150, đồng thời để tiết kiệm bê tông có thể độn thêm đá hộc theo các quy phạm thi công (xem chương 1). Khi lấp hố lấy đất bằng bê tông, nhưng không thể hút hết được nước trong giếng ra vì một lý do nào đó thì trước đó người ta phải đổ một lớp bê tông dưới nước để bịt đáy, sau đó lấp nốt bằng bê tông thường. Đối với những giếng thấp (hạ nông) thường lấp toàn bộ hố lấy đất. Nhưng đối với những giếng cao chỉ đổ một lớp bê tông bịt đáy để tạo thành một đáy bằng cho giếng, bê tông số hiệu 200 - 250. Phần còn lại để rỗng hoặc bằng cát. Theo giáo trình nền và móng của V. I. Kirilov để chống sự thấm của nước dưới đất qua thành giếng vào trong hố lấy đất, cát lấp lòng giếng được trộn với dầu mazút hoặc bitum. Trên cùng của giếng là bộ phận nắp giếng có tác dụng chịu toàn bộ tải trọng của công trình bên trên tuyến xuống.

Giếng chìm nói chung thường được đổ bê tông tại chỗ nhưng gần đây người ta cũng bắt đầu dùng các loại giếng chìm lắp ghép.

Giếng chìm đổ bê tông tại chỗ dùng số hiệu 150 - 200. Giếng được đúc dần từng đoạn trong quá trình hạ giếng. Đoạn đầu tiên có chiều cao khoảng $(0,8 - 1)b$. Trong đó b là chiều rộng của tiết diện giếng. Các đoạn giếng tiếp theo mỗi đợt cao từ 3 - 5m.

Trên hình 5.4 giới thiệu cấu tạo của một giếng chìm có chiều cao 30,76m. Giếng có tiết diện hình bầu dục. Tường ngoài làm thẳng đứng và có một bậc rộng 25m. Đoạn dưới cao 8m.

Bề dày của tường ngoài đoạn giếng dưới là 1,6m, đối với đoạn trên là 1,35m. Bên trên là nắp giếng, bộ phận này tựa lên các bậc của tường ngoài và đỉnh của tường trong. Chân giếng vát nghiêng so với phương thẳng đứng một góc 30° và cao 2,5m. Bàn chân giếng rộng (17cm), được tăng cường bằng một thép góc và hàn thêm vào đó một thép bản dày 20mm. Thép góc được neo chặt vào giếng bằng các thép bản $200 \times 6\text{mm}$, đặt cách nhau 0,5m theo chu vi chân giếng và các cốt thép neo $\phi 16\text{mm}$.

Tường trong có chiều dày 1m và chia giếng ra 6 hố lấy đất. Để qua lại giữa các hố lấy đất người ta làm các ô cửa rộng 1,4m. Giếng được đúc tại chỗ và thêm mỗi lần một đoạn cao từ 3,6 - 4,2. Mặc dù tường dày nhưng cốt thép đã được bố trí rất nhiều.

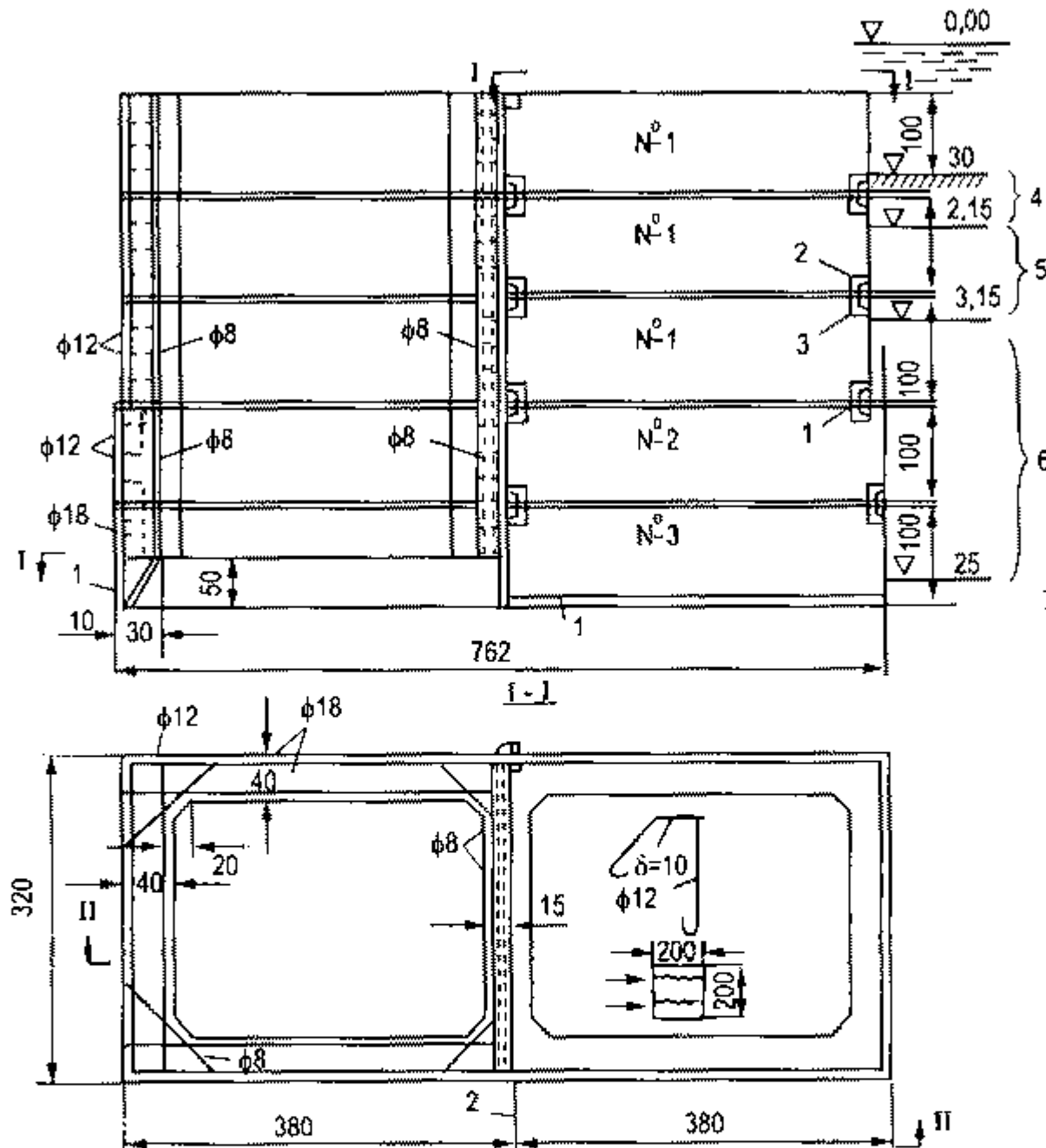
Cốt thép thẳng đứng có đường kính 16mm giữ cho giếng khỏi bị đứt trong khi hạ, khoảng cách cốt thép đứng ở tường trong là 300mm, tường ngoài 200mm.

Số lượng cốt thép ngang trong tường ngoài thay đổi theo chiều cao. Ở chân giếng áp lực đất lớn nhất, cốt thép dùng loại $\phi 25\text{mm}$ bố trí cách nhau 200mm, phía trên cũng dùng loại $\phi 20\text{mm}$ đặt cách nhau 250mm. Tường trong cốt thép ngang phân bố đều theo chiều cao dùng loại $\phi 16\text{mm}$ cách nhau 300mm.

Chân giếng được bố trí đặc biệt nhiều cốt thép, phía trong 10 thanh, phía ngoài 5 thanh đường kính $\phi 25\text{mm}$ cho 1m chu vi chân giếng. Cốt thép chân giếng được liên kết lại bằng những vòng đai $\phi 8\text{mm}$.

Khi hạ xong giếng, các hố lấy đất được đổ bằng bê tông dưới nước với chiều dày 3m. Sau đó hút hết nước trong giếng và đổ bê tông tiếp một đoạn dày 4,2m, phần còn lại để trống.

Giếng chìm đổ bê tông tại chỗ thi công chậm, vì khi đúc mỗi đoạn giếng lại phải đợi cho nó đạt yêu cầu về cường độ mới tiếp tục hạ được. Khuyết điểm này có thể khắc phục được bằng phương pháp đúc sẵn để lắp ghép.



Hình 5.5

Trên hình 5.5 giới thiệu một kiểu giếng bê tông cốt thép lắp ghép với kích thước $3,2 \times 7,62\text{m}$, chiều cao giếng 5,04m.

Giếng được chia thành 10 khối lắp ghép, các khối này có ba loại khác nhau. Chiều cao tất cả các khối là 1m. Bề dày của tường ngoài các khối phía trên là 30cm, hai khối dưới là 40cm. Bề dày tường trong như nhau tất cả là 15cm. Bàn chân giếng rộng 10cm và được tăng cường bằng một thép góc $100 \times 100 \times 16\text{mm}$.

Các khối được bố trí những lưới cốt thép $\phi 8\text{mm}$ và $\phi 12\text{mm}$. Chân giếng gồm những cốt thép thẳng đứng $\phi 18\text{mm}$ loại CT5 và cốt thép ngang phân bố $\phi 12\text{mm}$. Bê tông mác 200. Trọng lượng một khối lớn nhất là 11,3T.

Mỗi nối các khối được cấu tạo bằng các bản thép hàn. Khe nối giữa các khối trét bằng vữa xi măng trong quá trình lắp ghép. Sau khi hạ xong giếng, lấp hố lấy đất bằng bê tông mác 150. Ở những chỗ không hút được nước ngầm, trước khi lắp giếng đổ một lớp bê tông dưới nước dày 1,5m.

5.2. THIẾT KẾ VÀ TÍNH TOÁN MÓNG GIẾNG CHÌM

Tính toán móng giếng chìm có thể chia ra làm hai phần chủ yếu:

Tính toán ổn định của móng dưới tải trọng sử dụng và tính toán bản thân giếng dưới tải trọng thi công.

Tính toán ổn định của móng tức là xem xét toàn bộ giếng chìm cùng với công trình bên trên dưới tác dụng của tải trọng sử dụng có bị nghiêng đổ hay không?

Tính toán bản thân giếng dưới tải trọng thi công là kiểm toán kết cấu của giếng trong quá trình hạ giếng, các bộ phận của nó đều phải đảm bảo đủ cường độ, không bị phá hoại vì nứt gãy.

5.2.1. Tính móng giếng chìm dưới tải trọng sử dụng

a) Các công thức tính toán

Công việc đầu tiên khi thiết kế là xác định các kích thước sơ bộ của giếng. Kích thước mặt bằng cũng như chiều cao của giếng quyết định theo những quy định trong mục 5.1.

Đáy giếng nói chung nên chọn để đặt lên các tầng đất cứng hoặc nền đá càng tốt. Khi địa chất chỉ gồm có một tầng đất đồng nhất rất dày thì đáy giếng đặt càng sâu sẽ chịu được tải trọng càng lớn.

Chúng ta thấy rằng giếng chìm thường có độ chôn sâu tương đối lớn so với kích thước của tiết diện ngang. Chiều cao của giếng ít nhất cũng từ 5m trở lên. Khi chịu tác dụng của lực ngang giếng bị đất ở chung quanh giữ chặt, nếu giá trị của tải trọng quá lớn giếng có thể bị nghiêng đổ do biến dạng của đất ở thành bên vượt quá trị số cho phép.

Giả thiết cơ bản của phương pháp tính này là coi đất như một vật thể biến dạng đàn hồi. Đây là nền dạng Vin-kle được đặc trưng bởi hệ số nền C biến đổi bậc nhất theo độ sâu như đã giới thiệu trong phần tìm các công thức tính sức chịu lực ngang của cọc ở chương 3.

Hệ số nền theo phương thẳng đứng đối với đất ở đáy móng (không phải loại đá) xác định theo công thức:

$$C_h = mh \quad (5-1)$$

Nhưng C_h không được nhỏ hơn 10m.

Hệ số nền theo phương ngang ở độ sâu z cũng theo giả thiết trên tính theo công thức:

$$C_z = mz \quad (5-2)$$

Trong đó: m - hệ số tỷ lệ lấy theo bảng 3.7.

Khi móng giếng chìm có bậc hoặc có thành bên nghiêng thì hệ số m và do đó cả hệ số nền theo phương ngang phải giảm đi 2 lần.

Hệ số nền của đất loại đá xác định không phụ thuộc vào độ sâu đặt móng được dùng như sau:

$$\text{Khi:} \quad R = 100 \text{ T/m}^2 \quad C = 30.000 \text{ T/m}^3.$$

$$\text{Khi:} \quad R = 1500 \text{ T/m}^2 \quad C = 1.500.000 \text{ T/m}^3.$$

R - cường độ cực hạn chịu nén của đá. Với các giá trị trung gian của R và C xác định theo nội suy đường thẳng.

Khi các tầng đất từ đáy móng trở lên không đồng nhất, trị số m sẽ lấy theo các loại đất nằm trong đoạn h_m kể từ mặt đất trở xuống:

$$h_m = 2(a + 1) \quad (5-3)$$

a - đường kính của giếng tròn hoặc cạnh thẳng góc với mặt phẳng tác dụng của lực của tiết diện giếng.

Nếu trong chiều dày h_m lại có 2 hoặc 3 lớp đất, hệ số m sẽ xác định theo công thức:

Trường hợp 2 lớp:

$$m = \frac{m_1 h_1 (2h_m - h_1) + m_2 (h_m - h_1)^2}{h_m^2} \quad (5-4)$$

Trường hợp 3 lớp:

$$m = \frac{m_1 h_1 [2(h_3 + h_2) + h_1] + m_2 h_2 (2h_3 + h_2) + m_3 h_3^2}{h_m^2} \quad (5-5)$$

Trong đó: h_1, h_2, h_3 - bề dày các lớp đất nằm trong độ sâu h_m ;

m_1, m_2 và m_3 - giá trị các hệ số tỷ lệ lấy theo bảng 3.7 của các lớp đất 1, 2 và 3.

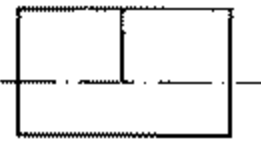

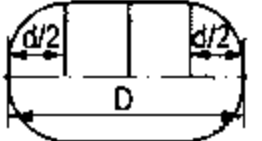
Móng giếng chìm khi chịu lực thực tế là một kết cấu không gian, ở đây khi lý luận rút ra công thức tính toán ta coi nó là một bài toán phẳng. Vì vậy theo các tài liệu nghiên cứu của Zavriev kích thước tiết diện của giếng phải quy ước đổi thành một thanh tiết diện hình chữ nhật có bề rộng tính toán a_{tt} là cạnh thẳng góc với mặt phẳng tác dụng của lực:

$$a_{tt} = K_m (a + 1)$$

Trong đó: a - cạnh của tiết diện ngang của giếng thẳng góc với mặt phẳng tác dụng của lực;

K_m - hệ số xét đến ảnh hưởng của hình dáng tiết diện của giếng, lấy theo bảng 5.1.

Bảng 5.1. Giá trị hệ số K_m

Hình dạng tiết diện			
K_m	1	0,9	$1 - 0,1 \frac{d}{D}$

Chú thích: d - Chiều rộng giếng;

D - Chiều dài giếng.

Móng giếng chìm thường có kích thước tiết diện ngang tương đối lớn do đó khi chịu tải trọng biến dạng của bản thân giếng rất nhỏ có thể bỏ qua so với chuyển vị của giếng. Trong tính toán người ta thường giả thiết là vật tuyệt đối cứng. Theo nghiên cứu của Silin và Zavriev có thể coi móng là tuyệt đối cứng khi độ sâu tính đổi đảm bảo điều kiện sau:

$$\bar{h} = \alpha h \leq 2,5$$

Trong đó:

h - độ sâu móng kể từ mặt đất sau khi xói lở;

α - hệ số xác định theo công thức 4.2:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{m \cdot a_{tt}}{EI}}$$

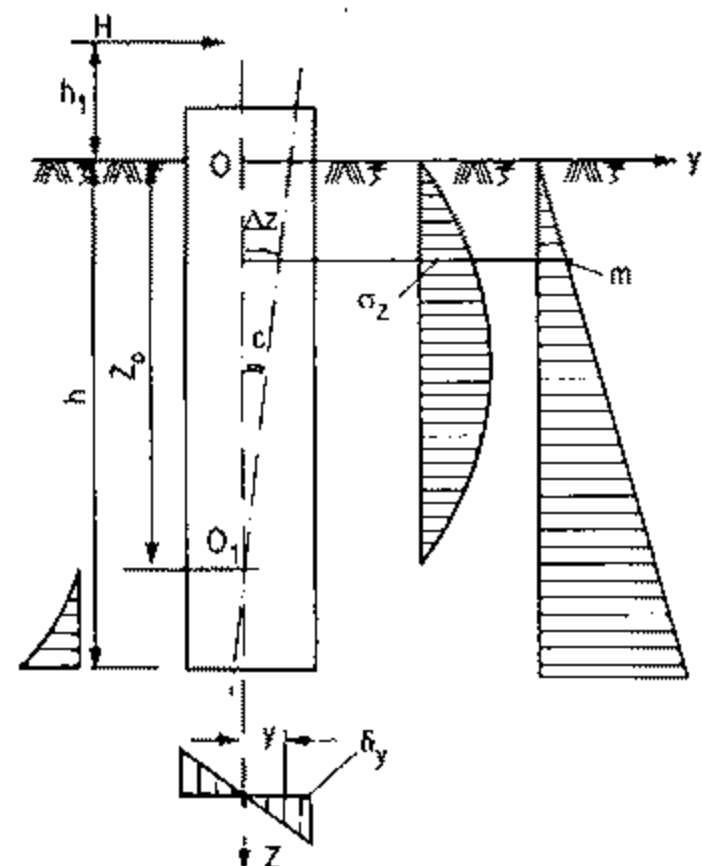
Lực ngang và mômen tác dụng lên móng có thể đổi thành một lực ngang H tác dụng cách mặt đất một đoạn h_1 (hình 5.6).

h_1 tính theo công thức:

$$h_1 = \frac{M_0}{H}$$

Trong đó:

M_0 - mômen ngoại lực đối với tiết diện của giếng ở ngang mặt đất.



Hình 5.6

Dưới tác dụng của lực ngang H , móng quay quanh một điểm O_1 nào đó.

Giả dụ góc quay ω tại một điểm trên thành giếng ở độ sâu z sẽ có chuyển vị ngang là:

$$\Delta z = (z_0 - z) \operatorname{tg} \omega$$

Trong đó: z_0 - độ sâu của tâm quay O_1 .

Khi giếng quay thì đất ở mặt bên sẽ sinh ra một áp suất phản lực.

$$\sigma_z = C_z \Delta z = m z (z_0 - z) \operatorname{tg} \omega$$

Đất ở đáy giếng cũng sinh ra những ứng suất:

$$\sigma_y = C_h y \operatorname{tg} \omega$$

Để xác định hai ẩn số z_0 và ω chúng ta lập hai phương trình cân bằng tĩnh học của lực ngang và mômen tác dụng lên móng.

$$\begin{aligned} \sum X = 0 \rightarrow H &= \int_0^h \sigma_z a_n dz = a_n m \operatorname{tg} \omega \int_0^h z(z_0 - z) dz \\ &= \left(\frac{z_0}{2} - \frac{h}{3} \right) a_n m h^2 \operatorname{tg} \omega \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_0 = 0 \rightarrow H h_1 &= - \int_0^h \sigma_z a_n z dz + \int_F y dF \\ &= - a_n m \operatorname{tg} \omega \int_0^h z^2 (z_0 - z) dz + C_h \operatorname{tg} \omega \int_F y^2 dF \\ &= - a_n m h^3 \left(\frac{z_0}{3} - \frac{h}{4} \right) \operatorname{tg} \omega + C_h J \operatorname{tg} \omega \end{aligned}$$

Giải hệ thống hai phương trình trên ta được:

$$z_0 = \frac{\beta a_n h^2 (3h + 4h_1) + 12J}{2\beta a_n h (2h + 3h_1)} \quad (5-6)$$

$$\operatorname{tg} \omega = \frac{12\beta h (2h + 3h_1)}{m h (a_n h^3 \beta + 36J)} = \frac{H}{m h A} \quad (5-7)$$

$$\text{Trong đó: } \beta = \frac{m h}{C}; \quad A = \frac{\beta a_n h^3 + 36J}{12\beta (2h + 3h_1)} \quad (5-8)$$

Biết z_0 và $\operatorname{tg} \omega$ chúng ta có:

$$\text{Áp lực ngang lên đất: } \sigma_z = \frac{H}{h A} z (z_0 - z) \quad (5-9)$$

$$\text{Ứng suất đáy móng: } \sigma_y = \frac{H}{A \beta} y \quad (5-10)$$

Tổng số ứng suất dưới đáy móng:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \sigma_0 \pm \frac{H}{A\beta} y_1 \quad (5-11)$$

Trong đó: σ_0 - ứng suất phân bố đều dưới đáy móng do tải trọng thẳng đứng dọc trục sinh ra;

y_1 - khoảng cách từ trục trung tâm đáy móng đến mép móng.

Khi tác dụng trên móng không có lực ngang mà chỉ có M_0 (do lực đứng lệch tâm sinh ra chẳng hạn) các công thức trên ta cho $H = 0$, $h_1 = \infty$ và $Hh_1 = M_0$, ta được:

$$z_0 = \frac{2}{3} h \quad (5-12)$$

$$\operatorname{tg} \omega = \frac{\beta M_0}{mhB} \quad (5-13)$$

$$\sigma_z = \frac{\beta M_0 z}{hB} (z_0 - z) \quad (5-14)$$

$$\sigma_y = \frac{M_0 y}{B} \quad (5-15)$$

Trong đó:
$$B = \frac{1}{36} a_n h^3 \beta + J \quad (5-16)$$

Ứng suất ở mép đáy móng sẽ là:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \sigma_0 \pm \frac{M_0}{B} y_1 \quad (5-17)$$

σ_0 - ứng suất ở đáy móng do tải trọng thẳng đứng N sinh ra.

Chú ý: Trị số của z_0 có thể lớn hơn h , tức là tâm quay ở dưới đáy giếng.

Sau khi tính ra các giá trị ứng suất lên đáy và thành móng chúng ta phải đảm bảo điều kiện:

a1) Khi đất ở đáy móng không phải là đá và chịu tác dụng của tổ hợp lực chủ:

$$\sigma_{\max} \leq R \quad (5-18)$$

a2) Khi chịu tác dụng của tổ hợp lực phụ:

$$\sigma_{\max} \leq 1,2 R \quad (5-19)$$

a3) Khi đáy móng là tầng đá, điều kiện kiểm toán không phụ thuộc vào tổ hợp tải trọng:

$$\sigma_{\max} \leq 1,2 R \quad (5-20)$$

R - tính theo công thức (2-7).

a4) Ứng suất lên đất ở thành bên móng theo công thức (5-9) và (5-14) chỉ cần tìm giá trị tương ứng với $z = \frac{h}{3}$ và $z = h$ và đảm bảo điều kiện sau:

$$\frac{\sigma_h}{3} \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi} \left(\frac{\gamma h}{3} \operatorname{tg} \varphi_{\text{tt}} + C_{\text{tt}} \right) \quad (5-21)$$

$$\sigma_h \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi} (\gamma h \operatorname{tg} \varphi_{\text{tt}} + C_{\text{tt}}) \quad (5-22)$$

Trong đó: η_1 - hệ số, $\eta_1 = 0,7$ khi kết cấu bên trên là vòm siêu tĩnh có lực đẩy ngang; các trường hợp khác dùng bằng $\eta = 1$;

η_2 - hệ số tính đến phần của tải trọng tĩnh so với toàn bộ tải trọng:

$$\eta_2 = 0,2 \div 0,8 \left(1 - \frac{M_T}{M} \right) \quad (5-23)$$

M_T - mômen do tải trọng tĩnh sinh ra ở đáy móng;

M - mômen do toàn bộ tải trọng của tổ hợp sinh ra;

γ - trọng lượng riêng của đất, khi bão hòa nước dùng $\gamma_{\text{đn}}$;

φ_{tt} - góc ma sát trong tính toán của đất từ đáy móng trở lên;

C_{tt} - lực dính tính toán của đất từ đáy móng trở lên.

Phần bên phải của bất đẳng thức (5-21) và (5-22) được suy ra từ lý luận cho rằng ứng suất σ_z do thành bên của móng ép lên phải nhỏ hơn cường độ áp lực bị động trừ đi cường độ áp lực chủ động của đất ở điểm z tương ứng.

Ở một độ sâu z ta có:

Cường độ áp lực bị động cũng theo công thức Coulomb:

$$\sigma_b = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2C \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Cường độ áp lực chủ động cũng theo công thức Coulomb:

$$\sigma_c = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Hiệu số của hai giá trị trên cho ta:

$$\sigma_b - \sigma_c = \gamma z \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] + 2C \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

Nếu coi rằng: $\operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$ ta sẽ được:

$$\begin{aligned}\sigma_b - \sigma_c &= \gamma z \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} - \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) + 2C \left[\frac{\sin\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)} - \frac{\cos\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)}{\sin\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)} \right] \\ &= \frac{4\gamma z}{\cos \varphi} \operatorname{tg} \varphi + \frac{2C}{\frac{1}{2} \sin 2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)}\end{aligned}$$

Do đó:
$$\sigma_b - \sigma_c = \frac{4}{\cos \varphi} (\gamma z \operatorname{tg} \varphi + C)$$

Mômen uốn trong tiết diện của giếng ở độ sâu z nào đó sẽ là:

$$M_{z_0} = H(h_1 + z_0) - \int_0^{z_0} a_u \sigma_z (z_0 - z) dz = H \left\{ h_1 + z_0 - \left[1 - \frac{a_u z_0^2}{12Ah} 2z_0 - z_0 \right] \right\} \quad (5-24)$$

Mômen uốn lớn nhất sinh ra ở độ sâu z_M mà chúng ta có thể tìm bằng:

$$\frac{dM_{z_0}}{dz} = 0$$

Thay z_M vào (5-24) sẽ tìm được $M_{z_{\max}}$.

Ta phải kiểm toán ứng suất trong vật liệu của tiết diện giếng dưới tác dụng đồng thời của $M_{z_{\max}}$ và lực dọc trục N .

Các công thức (5-6) đến (5-17) nếu thay $(h + h_1)$ bằng λ là cánh tay đòn của lực ngang H đối với đáy móng, chúng ta sẽ được các công thức có dạng của quy trình thiết kế cầu cống 1979 đang dùng.

b) Tính móng giếng chìm theo trạng thái giới hạn thứ hai

Tính móng giếng chìm theo trạng thái giới hạn thứ hai ta phải kiểm toán các biến dạng lún của nền cũng như chuyển vị ngang của đỉnh trụ.

Để tiếp tục với phần trên chúng tôi trình bày trước vấn đề tính chuyển vị ngang của đỉnh trụ trên móng giếng chìm.

b1) Tính chuyển vị ngang

Theo một số tài liệu nghiên cứu tính chuyển vị của móng giếng chìm chỉ coi là tuyệt đối cứng khi $\alpha h < 1,6$. Khi giếng có độ sâu tính đối $\bar{h} = \alpha h$ nằm trong khoảng $1,6 \leq \alpha h \leq 2,5$

thì chuyển vị ngang của đỉnh trụ phải xét thêm các hệ số có tính đến độ cứng có hạn của thân giếng cũng như trụ:

$$\Delta = [k_1 z_0 + k_2 L_0] \operatorname{tg} \omega + \delta \quad (5-25)$$

Trong đó: k_1 và k_2 - những hệ số xét đến độ cứng hạn chế của giếng và thân trụ lấy theo bảng (5-2);

L_0 - khoảng cách từ mặt đất đến đỉnh trụ;

$\operatorname{tg} \omega$ - góc quay của giếng theo công thức (5-7);

δ - biến dạng đàn hồi của đỉnh trụ do coi đoạn L_0 như một thanh ngàm ở mặt đất.

Bảng 5.2. Giá trị của hệ số k_1 và k_2

αh	Hệ số	$\frac{h + h_1}{n}$				
		1	2	3	5	∞
1,6	k_1	1	1	1	1	1
	k_2	1	1,1	1,1	1,1	1,1
1,8	k_1	1	1,1	1,1	1,1	1,1
	k_2	1,1	1,2	1,2	1,2	1,3
2,0	k_1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2
	k_2	1,2	1,3	1,4	1,4	1,4
2,2	k_1	1,1	1,2	1,2	1,2	1,2
	k_2	1,2	1,5	1,6	1,6	1,7
2,4	k_1	1,1	1,2	1,3	1,3	1,3
	k_2	1,3	1,8	1,9	1,9	2,0
2,5	k_1	1,2	1,3	1,4	1,4	1,4
	k_2	1,4	1,9	2,1	2,2	2,3

Chuyển vị ngang của đỉnh trụ Δ phải đảm bảo điều kiện:

$$\Delta \leq 1,5 \sqrt{L} \text{ cm} \quad (5-26)$$

Trong đó: L - chiều dài nhịp ngắn hơn trong hai nhịp gác lên trụ, tính bằng mét $L \geq 25\text{m}$.

b2) Tính lún của móng giếng chìm

Tính theo phương pháp phân tầng cộng lún hoặc lớp tương đương đã giới thiệu trong môn cơ học đất.

Theo quy trình thiết kế cầu cống đường sắt và đường bộ 1979 tính lún như phụ lục 27.

Độ lún của móng cũng phải đảm bảo điều kiện:

$$S \leq 1,5\sqrt{L}$$

Hiệu số lún giữa hai trụ phải đảm bảo:

$$\Delta S \leq 0,75\sqrt{L}$$

5.2.2. Tính giếng chìm dưới tải trọng thi công

Như trong phần mở đầu của chương này chúng tôi đã lưu ý bạn đọc rằng giếng chìm không những là một bộ phận của móng mà còn là một kết cấu để thi công, cho nên ngoài phần tính toán đảm bảo ổn định và chuyển vị của giếng ở phần 5.2.1, chúng ta còn phải tính toán xét đến một số các trường hợp bất lợi mà giếng có thể chịu trong thời gian đúc và hạ giếng.

Các giả thiết tính toán trong phần này đều là nhằm dự phòng cho mỗi bộ phận của giếng chịu lực trong trường hợp bất lợi nhất, những điểm khác dựa trên kinh nghiệm thiết kế và thi công giếng chìm mà đề ra.

Theo quy định hiện nay, khi kiểm tra giếng dưới tải trọng thi công, cường độ tính toán của vật liệu (bê tông và cốt thép) được nâng lên 10%.

a) Kiểm tra trọng lượng tối thiểu của giếng để khắc phục lực ma sát

Trọng lượng của giếng khi thiết kế tối thiểu phải đảm bảo lớn hơn lực ma sát 25%:

$$Q \geq 1,25T \quad (5-27)$$

Trong đó: Q - trọng lượng giếng tính với hệ số vượt tải $n = 0,9$;

T - lực ma sát xung quanh giếng.

Lực ma sát T xác định theo công thức sau:

$$T = \sum u_i f_i h_i \quad (5-28)$$

Trong đó: f_i - lực ma sát đơn vị của lớp đất thứ i ;

u_i - chu vi giếng ở đoạn tương ứng với lớp đất thứ i ;

h_i - chiều dày của lớp đất thứ i .

Dấu Σ biểu thị tổng lực ma sát giữa thành giếng và các lớp đất tính từ mặt đất trước khi xói lở đến độ sâu chân giếng. Khi hạ giếng không hút nước, trọng lượng của giếng phải trừ đi lực đẩy nổi của nước. Lực ma sát có thể tham khảo các giá trị sau:

$$\text{Đất cát:} \quad f = 1,2 \div 2,5 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Đất sỏi sạn:} \quad f = 1,5 \div 3,0 \text{ T/m}^2$$

Đất sét: $f = 2,5 \div 5,0 \text{ T/m}^2$

Giá trị lớn của lực ma sát tương ứng với các loại đất chặt và hàm lượng nước nhỏ.

b) Kiểm tra khả năng bị kéo đứt của giếng

Khi thi công, nhiều trường hợp các tầng lớp đất phía trên có lực ma sát lớn hơn các lớp đất phía dưới, nếu đất dưới chân đã đào hết mà giếng không bị tụt thì giếng đã bị ở trạng thái treo.

Giả sử giếng bị lớp đất phía trên (với chiều dày h_1) giữ chặt (hình 5.7), khi đó xảy ra điều kiện:

$$q(h_1 + x) - uf_2x \leq uf_1h_1$$

Trong đó:

q - trọng lượng 1m chu vi giếng theo chiều cao;

f_1 - lực ma sát đơn vị của lớp đất phía trên;

f_2 - lực ma sát đơn vị của lớp đất phía dưới ($f_1 > f_2$).

Từ bất đẳng thức trên có thể suy ra giá trị lớn nhất của x khi cho hai vế bằng nhau.

$$x = \frac{uf_1 - q}{q - uf_2} h_1$$

Nội lực kéo lớn nhất trong tiết diện ngang của giếng ở độ sâu h_1 có thể tính ra từ công thức:

$$S = (q - uf_2)x = (uf_1 - q)h_1 \quad (5-29)$$

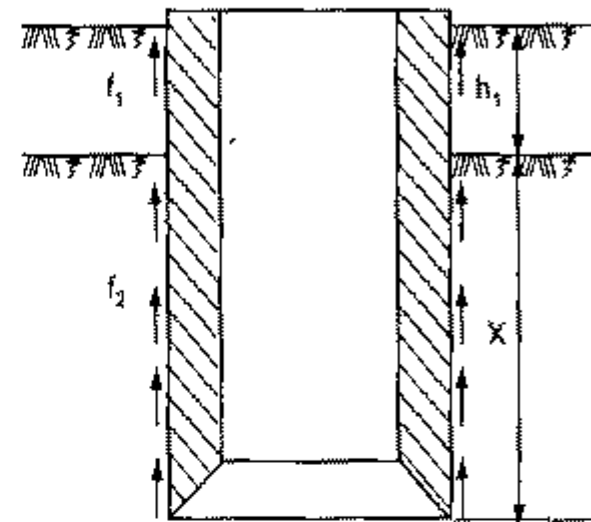
Trọng lượng của giếng q khi tính toán nên đưa vào hệ số vượt tải $n = 0,9$ và có xét đến lực đẩy nổi của nước khi hạ giếng không hút nước.

Từ lực S chúng ta tính ra diện tích cốt thép cần thiết bố trí thẳng đứng xung quanh giếng theo chu vi. Khi tính không xét đến sức chịu kéo của bê tông.

c) Kiểm toán ứng suất trong tường của đoạn giếng dưới cùng

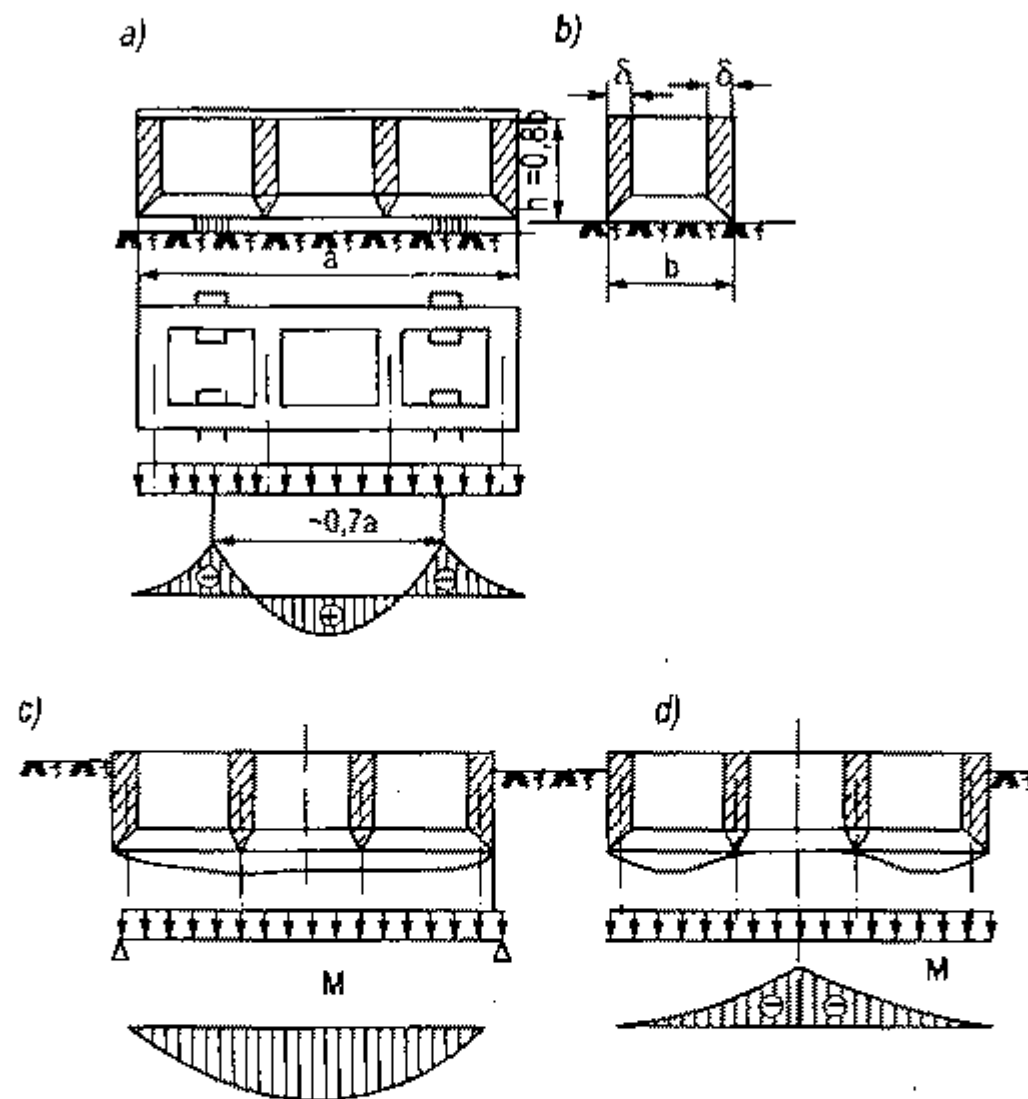
Đoạn giếng dưới cùng là đoạn được đúc trước tiên. Thường chiều cao của đoạn này lấy bằng $0,8b$ (b - chiều rộng tiết diện ngang của giếng - hình 5.8). Đoạn giếng này không nên đúc cao quá để làm cho nền bị lún và giếng bị mất ổn định. Trong quá trình tháo ván khuôn cũng như bắt đầu hạ, giếng có thể làm việc theo một sơ đồ chịu lực bất lợi, người thiết kế phải đề phòng trước để đảm bảo cho giếng không bị phá hoại. Thường xét đến trường hợp sau:

c1) Theo chiều rộng b của tiết diện, coi đoạn giếng này như một dầm đơn giản chịu tải trọng rải đều do trọng lượng bản thân của các tường ngang (hình 5.8b).



Hình 5.7

c2) Theo chiều dài a của tiết diện, nếu hạ giếng có hút nước ta có thể khống chế trình tự đào, do đó làm cho giếng luôn luôn chịu lực theo một sơ đồ nhất định. Trường hợp này thường giả định giếng chịu lực như một dầm có hai mút thừa, gối tựa nằm trên khoảng cách thế nào để mômen âm và mômen dương là tương đương (hình 5.8b). Khi tỷ lệ hai cạnh $a/b \geq 1,5$, thường khoảng cách hai gối là $0,7a$. Dầm chịu tải trọng rải đều là trọng lượng bản thân của tường a và các lực tập trung do trọng lượng của tường ngang sinh ra. Khi tính trọng lượng bản thân giếng có xét đến hệ số vượt tải $n = 1,1$ (hình 5.8a)



Hình 5.8

Khi hạ giếng không hút nước ngoài (hình 5.8a) người ta còn xét thêm hai trường hợp bất lợi nữa là:

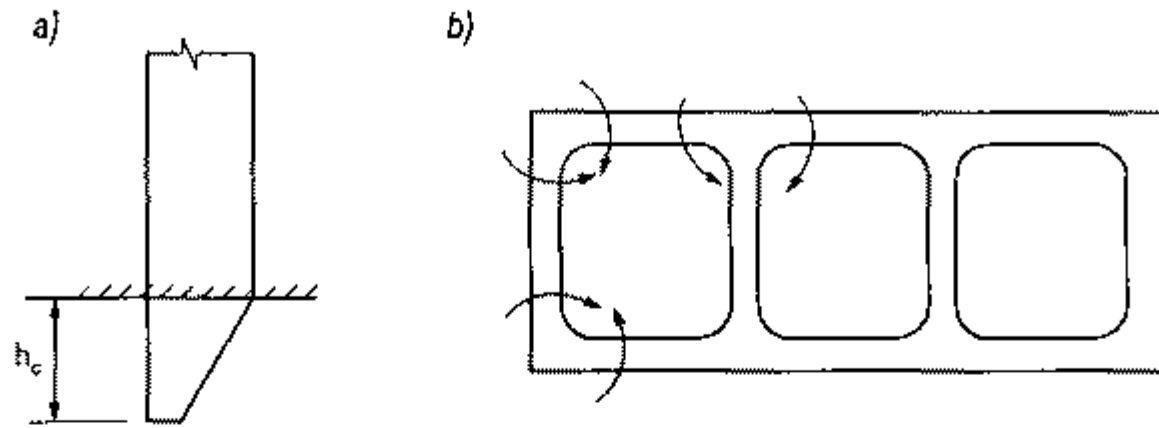
- + Giếng chịu lực như một dầm đơn giản gối tựa ở hai đầu.
- + Giếng chịu lực như một dầm mút thừa có công xon với khẩu độ $a/2$ (hình 5.8d).

Trường hợp này tính trọng lượng bản thân giếng có xét đến lực đẩy nổi và hệ số vượt tải $n = 1,1$.

d) Tính toán kiểm tra chân giếng

Chúng ta gọi bộ phận chân tường ngoài của giếng có mặt trong vát nghiêng có độ cao h_c là chân giếng. Khi chịu lực tác dụng của áp lực ngang do đất và nước sinh ra, chân giếng sẽ có thể có hai sơ đồ chịu lực:

- Thứ nhất là chân giếng được coi như một dầm nút thừa bị uốn bởi mômen nằm trong các mặt phẳng thẳng đứng (hình 5.9a).
- Thứ hai là chân giếng làm việc như một khung kín dưới tác dụng của các mômen nằm trong mặt phẳng nằm ngang (hình 5.9b).



Hình 5.9

Khi tính toán chúng ta xét chân giếng làm việc riêng rẽ theo một sơ đồ trên, nhưng trong thực tế chân giếng dưới một hệ lực tác dụng nào đó làm việc theo cả hai sơ đồ, nó có quan hệ đến các bộ phận khác của giếng và chịu lực như một kết cấu thống nhất.

Vì vậy khi tính toán tách riêng chân giếng chịu lực theo mỗi sơ đồ trên dưới cùng một tải trọng là quá an toàn. Người ta đưa vào hai hệ số k_1 và k_2 xét đến sự phân bố cho cả hai sơ đồ để giảm bớt giá trị của lực ngang tác dụng. Quy định rằng: khi tính chân giếng như một dầm ngàm nút thừa có khẩu độ h_c phải nhân áp lực ngang với hệ số k_1 nếu chân tường trong cao hơn chân tường ngoài không quá 0,5m:

$$k_1 = \frac{0,1l_1^4}{h_c^4 + 0,05l_1^4} \leq 1 \quad (5-30)$$

Và khi xét chân giếng như một khung kín chúng ta đưa vào hệ số giảm tải trọng k_2 :

$$k_2 = \frac{h_c^4}{h_c^4 + 0,05l_2^4} \leq 1 \quad (5-31)$$

Trong đó: l_1 - khoảng cách lớn nhất giữa các tường trong;

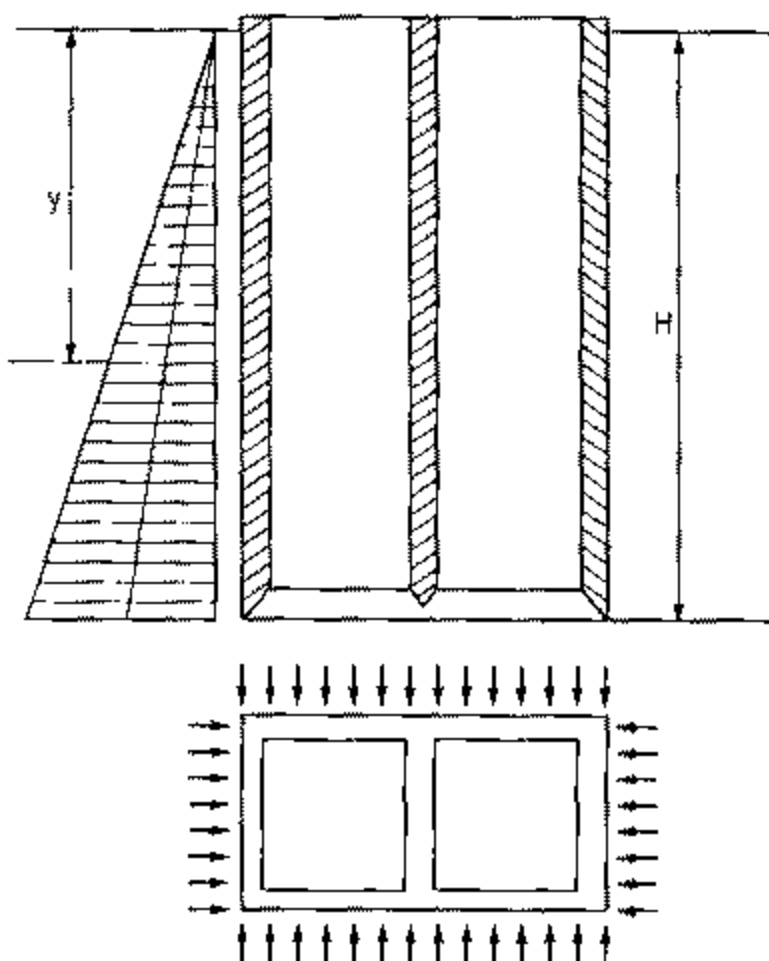
l_2 - khoảng cách nhỏ nhất giữa các tường trong.

Nếu chân tường trong cao hơn chân tường ngoài 0,5m thì chân giếng sẽ chỉ tính theo sơ đồ dầm ngàm ($k_1 = 1$ và $k_2 = 0$).

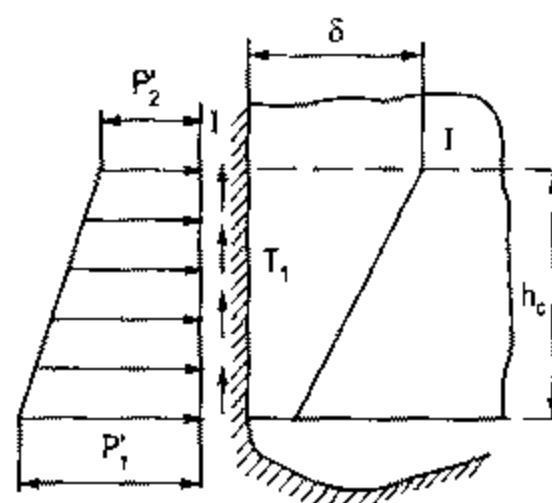
Khi tính chân giếng như một dầm ngàm, người ta thường giả thiết hai trường hợp bất lợi nhất để kiểm toán.

d1) Trường hợp 1

Giếng hạ đến độ sâu thiết kế, đất dưới chân giếng bị đào hết, dưới tác dụng của áp lực đất và nước, chân giếng có xu hướng bị uốn vào phía trong (thứ ngoài chịu kéo) (hình 5.11).



Hình 5.10



Hình 5.11

Áp lực đất nằm ngang tác dụng lên chân giếng tính theo công thức Coulomb, không xét đến lực dính c, trọng lượng riêng của đất khi ở trạng thái bão hòa đối với đất cát hoặc cát pha phải dùng trọng lượng riêng đẩy nổi γ_{dn} .

Áp lực ngang của nước được tính theo quy định như sau:

+ Nếu hạ giếng có hút nước, khi đất là loại đất thấm nước lấy giá trị của áp lực thủy tĩnh, khi đất không thấm nước lấy giá trị bằng 70% áp lực thủy tĩnh.

+ Nếu hạ giếng không hút nước: áp lực nước phía ngoài dùng toàn bộ áp lực thủy tĩnh, áp lực nước phía trong lấy 50% áp lực thủy tĩnh.

Tóm lại áp lực ngang trên 1m chu vi của giếng ở độ sâu y (hình 5.9) kể từ mặt nước thì công sẽ là (khi hạ giếng có hút nước trong đất bão hòa nước):

$$P_y = P_{dy} + P_{ny} = \gamma_{dn} y \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + y \gamma_n \quad (5-32)$$

Khi hạ giếng có hút nước trong đất không thấm nước:

$$P_y = P_{dy} + 0,7 P_{ny} = \gamma y \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + 0,7 y \gamma_n \quad (5-33)$$

Khi hạ giếng không hút nước

$$P_y = P_{dy} + 0,5P_{ny} = \gamma_{dn} y \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + 0,5y \gamma_n \quad (5-34)$$

Trong các công thức trên:

P_y - áp lực ngang toàn bộ ở độ sâu y ;

P_{dy} - áp lực đất ở độ sâu y ;

P_{ny} - áp lực nước ở cùng độ sâu y ;

γ - trọng lượng thể tích của đất;

γ_{dn} - trọng lượng riêng đẩy nổi của đất;

γ_n - trọng lượng riêng của nước;

φ - góc ma sát trong của đất.

Để có giá trị lớn nhất của áp lực ngang, khi tính áp lực đất nên nhân với hệ số vượt tải $n = 1,2$ còn góc ma sát trong dùng giá trị tiêu chuẩn có trong các quy trình hoặc sổ tay thiết kế trừ đi 5° : ($\varphi = \varphi^{lc} - 5^\circ$).

Với công thức (5-32), (5-33) và (5-34) thay $y = H$ và $H - h_c$ sẽ được giá trị của áp lực P_1 và P'_1 trên hình 5.11.

Ngoài áp lực ngang, trên mặt ngoài chân giếng còn chịu lực ma sát T_1 do đất dưới chân giếng đã đào hết mà không tụt xuống nên lực T_1 giả thiết phân bố đều, tính như sau:

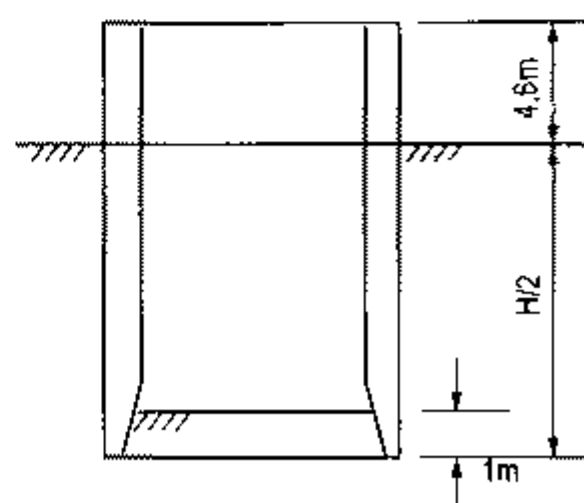
$$T_1 = \frac{h_c}{u h} \times Q \quad (5-35)$$

Trong đó: Q - trọng lượng của giếng với hệ số vượt tải $n = 0,9$ và có tính lực đẩy nổi khi hạ giếng không hút nước.

d2) Trường hợp 2

Giả thiết giếng mới hạ đến một nửa độ sâu thiết kế bên, trên mặt đất đã đúc thêm một đoạn cao từ 4 - 6m, chân giếng lún sâu vào đất 1m (hình 5.12).

Dưới tác dụng của áp lực đất và nước, chân giếng sẽ có khả năng bị uốn ra phía ngoài (thờ vát phía trong chịu kéo). Áp lực đất tác dụng lên chân giếng cũng tính theo như công thức (5-32) đến (5-34). Để giảm áp lực ngoài ở đây nên dùng hệ số vượt tải $n = 0,9$, góc ma sát trong tính toán $\varphi = \varphi^{lc} + 5^\circ$.



Hình 5.12

Tuy nhiên còn phải đảm bảo điều kiện quy định: Tổng số áp lực đất và nước không lớn hơn 70% áp lực thủy tĩnh.

Với các công thức (5-32) đến (5-34) thay các giá trị y với các độ sâu tương ứng là $\frac{h}{2}$ và $\left(\frac{h}{2} - h_c\right)$ ta được giá trị của P_1'' và P_2'' (hình 5.13).

$$P_1'' > 0,7 \times 0,5h = 0,35h$$

$$P_2'' > 0,7 (0,5 h - h_c)$$

Trên chân giếng còn tác dụng các lực ma sát và phản lực đất từ phía dưới cũng như từ phía trong chân giếng.

Chúng ta lần lượt nghiên cứu công thức tính các lực này.

Lực ma sát trên mặt ngoài của phần giếng nằm trong đất, theo kinh nghiệm thiết kế thường giả định lấy bằng 50% áp lực chủ động của đất và không lớn hơn lực ma sát tính theo công thức (5-28). Gọi lực ma sát trên 1m chu vi mặt ngoài của giếng là T_2 , ta có:

$$T_2 = \frac{1}{2} \gamma h_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \leq fh_1$$

Trong đó: γ và φ - trọng lượng riêng và góc ma sát trong của đất;

H_1 - một nửa độ sâu thiết kế.

Khi tính T_2 trọng lượng đơn vị của đất nền dùng với hệ số vượt tải $n = 0,9$ và có xét tới lực đẩy của nước. Góc ma sát trong tính toán: $\varphi = \varphi^{lc} + 5^\circ$.

Gọi lực ma sát trên mặt ngoài chân giếng là T_{2c} và giả thiết là ma sát phân bố đều theo mặt ngoài giếng, do đó:

$$T_{2c} = T_2 \frac{h_c}{h_1} \quad (5-36)$$

Gọi phản lực thẳng đứng trên 1m chu vi của chân giếng là V . Ta có thể xác định V bằng công thức sau:

$$V = Q' - T_2$$

Trong đó:

Q' - trọng lượng của bộ phận giếng nằm trong đất và đoạn xây thêm phía trên chia cho chu vi giếng;

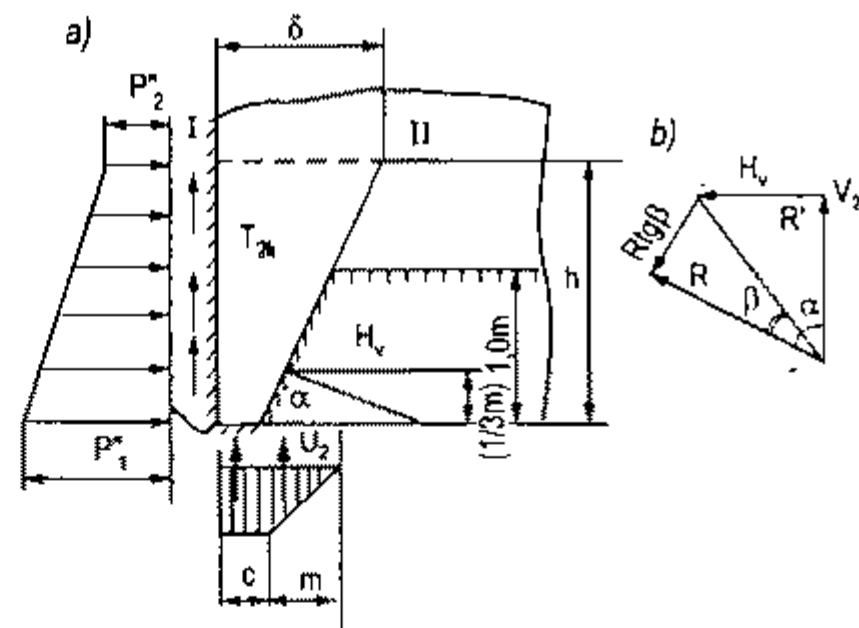
T_2 - lực ma sát trên 1m chu vi mặt ngoài giếng tính theo công thức ở trên. Giả định rằng phản lực phân bố đều dưới bản chân giếng, phân bố theo hình tam giác dưới mặt vát của chân giếng như hình 5.13.

Trên 1m của chu vi chân giếng gọi hợp lực dưới chân giếng là V_1 và dưới bộ phận vát là V_2 . Ta có thể viết được đẳng thức sau:

$$V_1 + V_2 = V$$

Đồng thời do giả định biểu đồ phân bố phản lực dưới chân giếng là hình chữ nhật và hình tam giác ở hình 5.13 nên

$$\frac{V_1}{c} = \frac{2V_2}{m}$$



Hình 5.13

Từ hai phương trình trên ta có thể tìm được:

$$V_1 = V \frac{2c}{2c + m}$$

$$V_2 = V \frac{2m}{2c + m}$$

Do giả định chân giếng lún vào đất 1m, trên mặt nghiêng của chân sẽ có tác dụng một phản lực thẳng góc với mặt đó, đồng thời trên mặt này có lực ma sát giữa đất và chân giếng.

Xem hình 5.13b là đường đa giác các lực tác dụng lên mặt phẳng nghiêng của chân giếng.

Gọi R là phản lực thẳng góc với mặt nghiêng và gọi β là góc ma sát giữa đất và vật liệu làm chân giếng. Vậy lực ma sát trên mặt nghiêng phải là $R \tan \beta$.

Lại gọi R' là hợp lực của R và $R \tan \beta$, đó chính là phản lực toàn bộ lên mặt nghiêng của chân giếng.

Phản lực R' có thể phân ra hai thành phần:

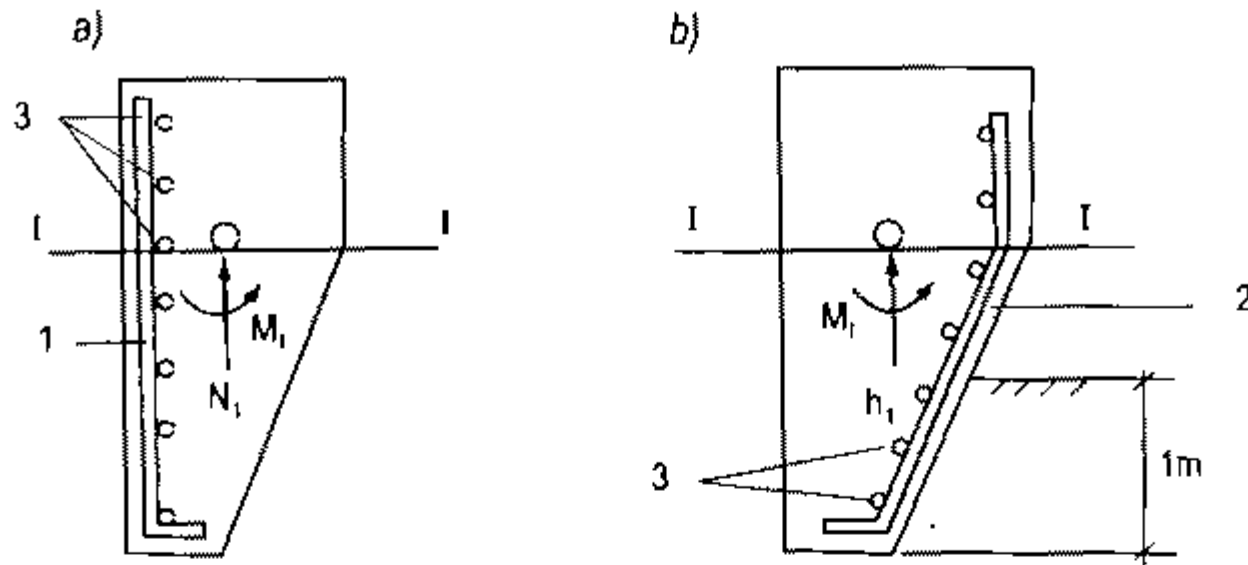
- Thành phần thẳng đứng chính là V_2 .
- Thành phần nằm ngang gọi là H_u , ta có thể tính được H_u theo biểu thức sau:

$$H_u = V_2 \tan(\alpha - \beta)$$

Tóm lại ta đã xác định được giá trị các lực đối với trường hợp 1 (hình 5.11) và trường hợp 2 (hình 5.13). Ta coi chân giếng như một dầm nút thừa ngàm chặt ở tiết diện I - I có chiều dài h_c chúng ta xác định được các nội lực sinh ra trong tiết diện I - I.

Đối với trường hợp 1 ta dùng nội lực uốn M_1 để thiết kế cốt thép đứng phía ngoài (hình 5.14a).

Đối với trường hợp 2 ta dùng nội lực uốn M_{II} để thiết kế cốt thép đúng phía trong (hình 5.14b).



Hình 5.14

1- Cốt thép ngoài; 2- Cốt thép trong; 3- Cốt thép ngang.

Để tính các cốt thép ngang trong chân giếng ta phải xét nó theo sơ đồ khung nằm ngang (hình 5.9b). Khung được tính toán với áp lực đất và nước trong điều kiện đã hạ đến độ sâu thiết kế và giả định đất dưới bàn chân giếng bị đào hết. Cần chú ý trường hợp này áp lực đất và nước phải nhân với hệ số k_2 như đã trình bày ở trên.

Tính toán chân giếng như một khung, xin xem phần tiếp theo về tính toán tường giếng.

e) Tính toán tường giếng

Tường giếng của các đoạn giếng phía trên chịu lực theo sơ đồ khung nằm ngang là chủ yếu. Tìm nội lực sinh ra trong khung rồi từ đó xác định số lượng các cốt thép ngang bố trí trong các đoạn tường.

Trong giếng có một đoạn chịu lực bất lợi nhất, đó là đoạn trên chân giếng. Đoạn này không những chịu áp lực ngang của đất lên bản thân nó mà còn chịu thêm áp lực ngang do bộ phận chân giếng truyền sang.


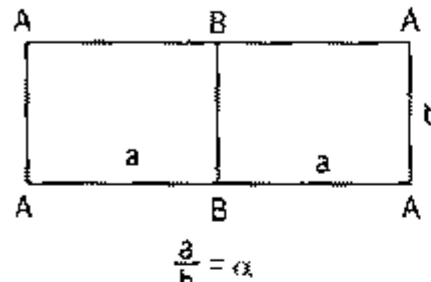
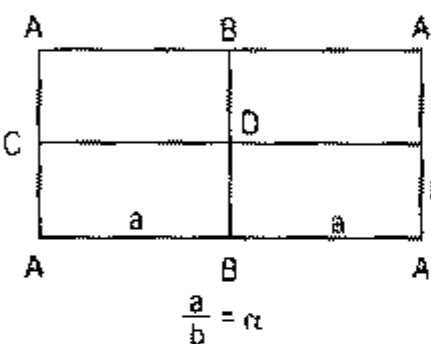
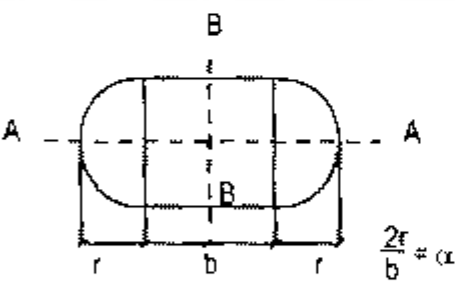
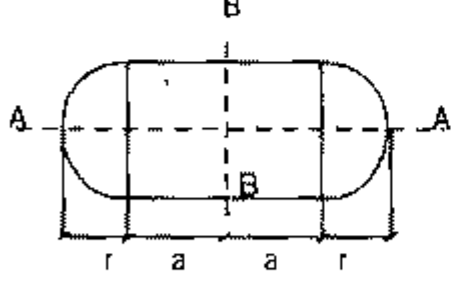
Tính đoạn trên chân giếng người ta thường lấy một khoanh giếng có chiều cao bằng chiều dày của tường ngoài δ . Rồi xét nó như một khung dưới tác dụng của áp lực đất và nước nằm ngang rải đều p (xem hình 5.15b).

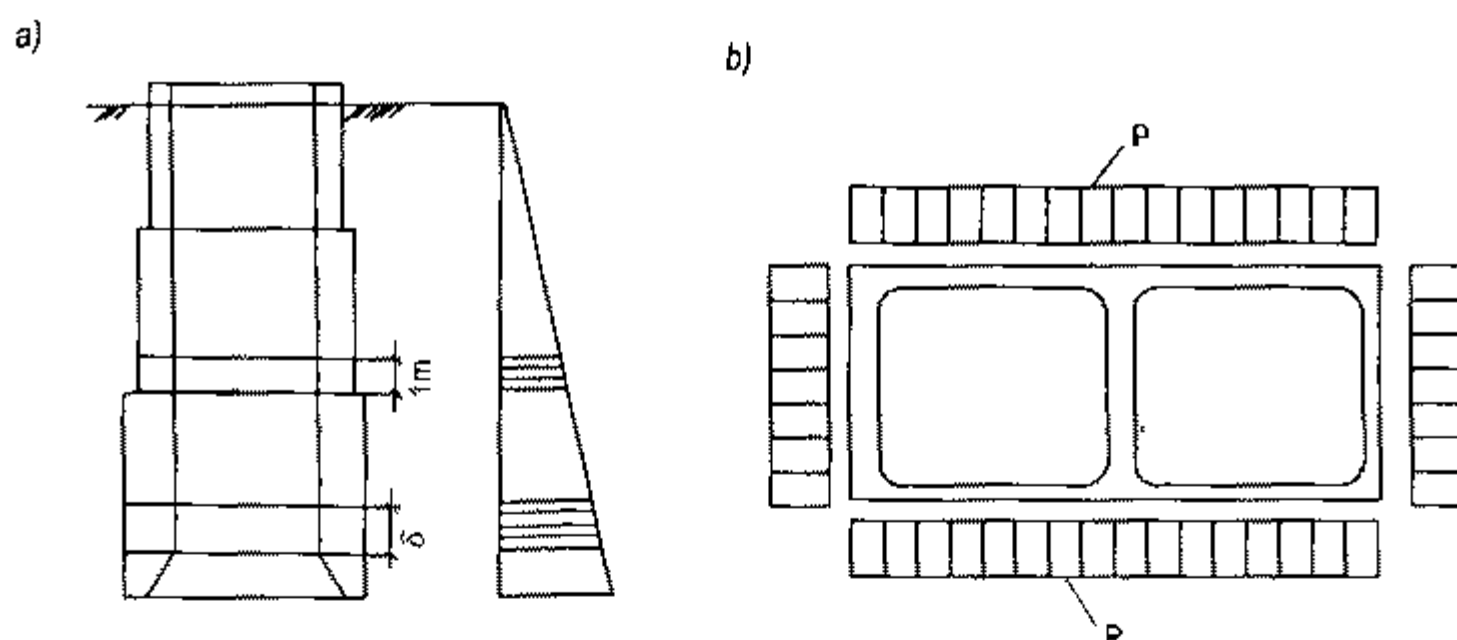
Tính cốt thép ngang trong tường của các đốt giếng phía trên người ta thường dựa vào tính toán khoanh dưới cùng của đốt đó, lấy chiều cao bằng 1m để bố trí cốt thép cho cả đốt.

Tính khung giếng dưới tác dụng của áp lực đất rải đều chung quanh dựa theo các phương pháp thông thường trong cơ học kết cấu.

Dưới đây là công thức tính sẵn cho một số khung hay gặp trong thực tế.

**Bảng 5.3. Công thức để tính nội lực của các khung
hay dầm làm tiết diện giếng chìm**

Sơ đồ giếng	Mômen uốn	Lực dọc trục
 <p align="center">$\frac{a}{b} = \alpha$</p>	$M_{AB} = -\frac{pb^2}{12}(\alpha^2 - \alpha + 1)$ $M_{AA} = M_{BA} = M_{AB}$	$N_{AB} = \frac{pb}{2}$ $N_{AA} = \frac{pa}{2}$
 <p align="center">$\frac{a}{b} = \alpha$</p>	$M_{AB} = -\frac{pb^2}{12} \cdot \frac{2 + \alpha^3}{2 + \alpha} = M_{AA}$ $M_{BA} = -\frac{pb^2}{12} \cdot \frac{\alpha^3 + 3\alpha^2 - 1}{2 + \alpha}$ $M_{BB} = 0$	$N_{AB} = \frac{pb}{2}$ $N_{AA} = \frac{pa}{2} + \frac{M_{BA} - M_{AB}}{a}$ $N_{BB} = pa - 2 \frac{M_{BA} - M_{AB}}{a}$
 <p align="center">$\frac{a}{b} = \alpha$</p>	$M_{AB} = -\frac{pb^2}{12}(\alpha^2 - \alpha + 1) = M_{AC}$ $M_{BA} = -\frac{pb^2}{24}(2\alpha^2 + \alpha - 1)$ $M_{CA} = -\frac{pb^2}{24}(2 + \alpha - \alpha^2)$ $M_{BC} = M_{CD} = 0$	$N_{AC} = \frac{pa}{2} + \frac{M_{BA} - M_{AB}}{a}$ $N_{BD} = pa + 2 \frac{M_{BA} - M_{AB}}{a}$ $N_{AB} = \frac{pa}{2} + \frac{M_{CA} - M_{AC}}{b}$ $N_{CD} = pb - 2 \frac{M_{CA} - M_{AC}}{b}$
 <p align="center">$\frac{2r}{b} = \alpha$</p>	$M_{BA} = \frac{pb^2}{12} = \frac{2 + 3\pi\alpha + 12\alpha^2}{2 + \alpha\pi}$ $M_{AB} = M_{BA} - \frac{pb}{2} \left(\frac{b}{4} + r \right)$	$N_{BA} = pr$ $N_{AB} = p \left(\frac{b}{2} + r \right)$
 <p align="center">$\frac{a}{b} = \alpha$ $\frac{2r}{b} = \alpha$</p>	$M_{BA} = -p \frac{\alpha\delta - \gamma\beta}{\delta - \beta}$ $M_{AB} = M_{BA} + p(a + \pi) \times \frac{\alpha - \gamma}{\beta - \delta} - pa \left(\frac{a}{2} + \pi \right)$	$N_{BA} = 2p \frac{\alpha - \gamma}{\beta - \delta}$ $N_{BA} = p\pi$ $N_{AB} = p(a + r) - p \frac{\alpha - \gamma}{\beta - \delta}$
$\alpha = \frac{a(a^3 + 2ra^2\pi + 12r^2a + 2r^3\pi)}{4(a^2 + ra\pi + 2r^2)}$ $\beta = \frac{4a^3 + 6ra^2\pi + 24r^2a + 3r^3\pi}{6(a^2 + ra\pi + 2r^2)}$ $\gamma = \frac{2a^3 + 3ra^2\pi + 13r^2a}{6(2a + r\pi)}$ $\delta = \frac{a^2 + ra\pi + 2r^2}{2a + r\pi}$		



Hình 5.15. Tính tường giếng

5.3. THI CÔNG MÓNG GIẾNG CHÌM

Thi công móng giếng chìm gồm các việc chủ yếu sau: đúc giếng, đào đất hạ giếng và lấp hố lấy đất.

Nói chung trọng lượng của giếng chìm rất nặng, để tránh khó khăn về vận chuyển giếng thường được đúc tại chỗ.

Đối với chỗ cần trước khi đúc giếng phải chuẩn bị một nền bằng phẳng và vững chắc, ổn định. Nếu nền có biến dạng sẽ làm cho giếng bị nứt trong quá trình đúc ảnh hưởng đến thi công sau này. Khi lớp đất trên mặt là đất xấu cần phải đào bỏ đi, thay vào bằng một đệm cát đầm chặt.

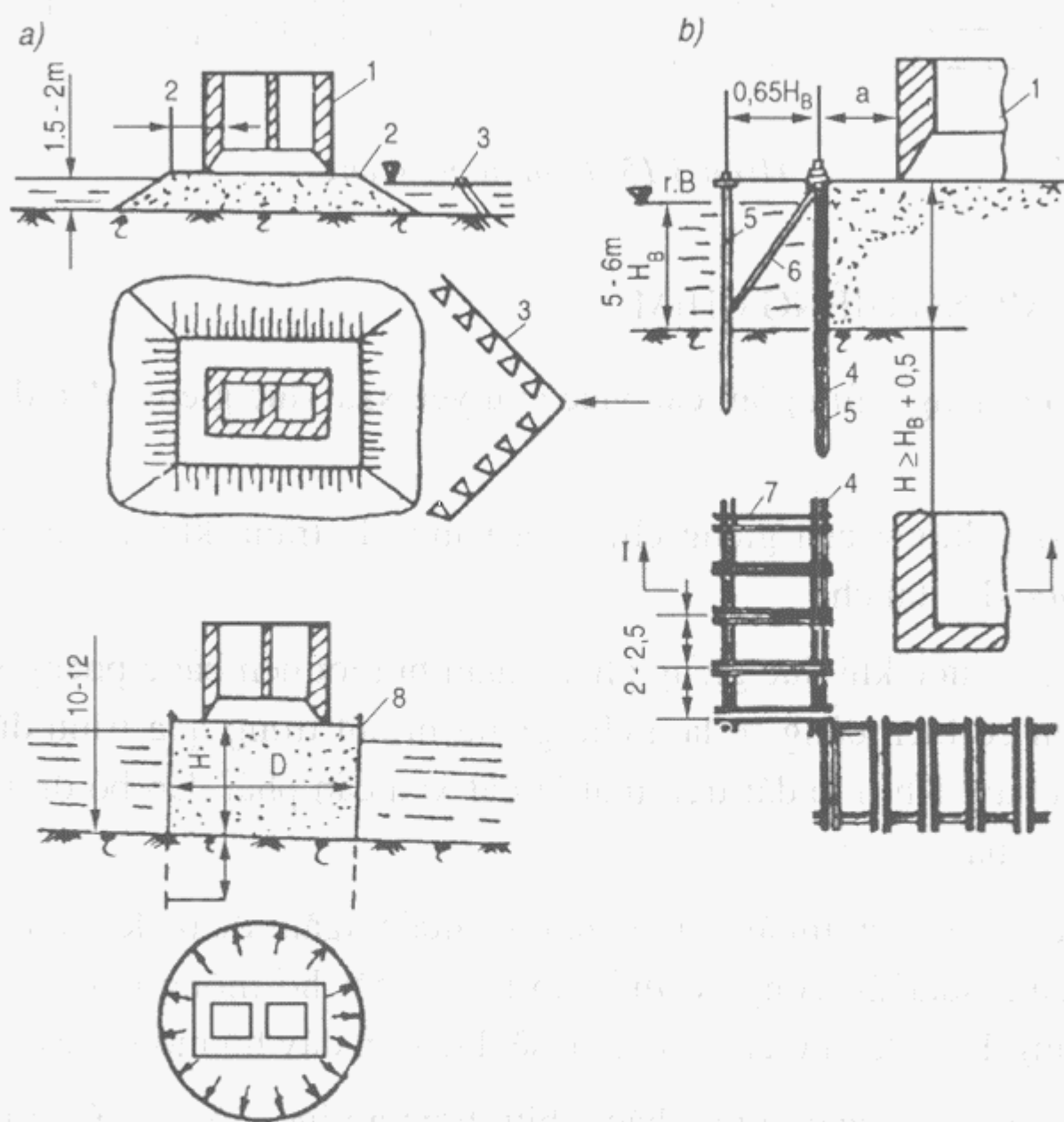
Những vị trí có điều kiện thuận lợi tức là mức nước ngầm thấp, để giảm bớt độ sâu hạ giếng và tăng năng suất thi công có thể đào trước một hố móng đến độ sâu trên mức nước ngầm khoảng 1m. Đoạn giếng đầu tiên sẽ đúc trên đáy hố móng này.

Nền để đúc giếng cần phải vững chắc, chịu được áp lực 1,5 - 2 kG/cm², chú ý khắc phục các nguyên nhân gây lún không đều làm cho giếng bị nứt.

Khi công trình xây dựng trên những địa điểm có phủ nước mặt để tạo một nền bằng phẳng, khô ráo có thể đổ bê tông đúc giếng, người ta đắp một đảo đất cát hoặc cát pha sét, thường phương pháp đắp đảo này dùng cho những nơi nước mặt không sâu (2m). Mái dốc đắp theo góc nghỉ tự nhiên của cát. Khi đắp đảo mặt cát thoát nước của sông bị thu hẹp, do đó tốc độ của nước tăng lên. Nếu tốc độ nước nhỏ hơn các giá trị sau thì đảo không cần phải gia cố mái dốc.

Đảo đắp bằng cát nhỏ	0,3 m/s.
Đảo đắp bằng cát to	0,8 m/s.
Đảo đắp bằng cát sạn	1,2 m/s.
Đảo đắp bằng cát sạn to	1,5 m/s.

Mặt bằng phía trên của đảo thường xác định tùy vào sự thuận tiện cho thi công, nói chung mặt đảo nên rộng hơn bình diện của giếng một gờ ít nhất là 2m.



Hình 5.16

Ở những vị trí thi công có mức nước mặt sâu trên 2m nếu cũng dùng phương pháp đắp đảo như trên khối lượng đất đắp sẽ lớn, đồng thời dòng nước cũng bị thu hẹp nhiều, do đó tốc độ nước tăng lên. Với những điều kiện đó nên đắp đảo trong vòng vây bằng cọc ván gỗ (hình 5.16b). Biện pháp này dùng cho cả những nơi nước sâu đến 5 - 6m. Cọc ván gỗ được đóng thành vòng vây kín, bên ngoài có những cọc gỗ, định vị giữ cho nó được vững chắc hơn. Cọc ván phải đóng sâu hơn từ 0,6 - 0,9 chiều cao của đảo và không nhỏ hơn 2m. Bề dày của cọc ván có thể xác định theo công thức sau:

$$\delta = (14-16)\sqrt{\frac{H^3\gamma_{\text{dn}}}{\sigma}}, \quad \text{cm} \quad (5-37)$$

Trong đó: H - chiều cao của đảo (m);

γ_{dn} - trọng lượng riêng đầy nổi của đất đắp đảo (kN/m^3);

σ - cường độ tính toán chịu uốn của gỗ.

Cọc định vị dùng loại gỗ tròn có đường kính lớn khoảng 22cm đóng cách nhau 2 - 2,5m.

Kích thước mặt trên của đảo làm rộng hơn bình diện của giếng cốt để thuận tiện cho thi công, ngoài ra để cho cọc ván không chịu thêm áp lực do trọng lượng giếng truyền lên, nên cho giếng đứng ngoài phạm vi lăng thể trượt của khối đất áp lên cọc ván.

Để đảm bảo điều kiện này mép giếng bố trí cách xa cọc ván một đoạn a như hình 5.16b:

$$a \geq H \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \geq 1,5 \text{ m}$$

φ - góc ma sát trong của đất, nên dùng $\varphi = 25 - 30^\circ$.

Khi mực nước sâu từ 6m trở lên đến 10 - 12m vòng vây cọc ván sẽ không đủ chiều dài, kết cấu trở nên phức tạp. Trường hợp này thuận tiện nhất là dùng vòng vây tròn cọc ván thép, bên trong đắp đất. Cấu tạo vòng vây cọc ván thép tròn sẽ không đòi hỏi phải làm khung chống và cột chống. Áp lực đất tác dụng lên cọc ván sẽ làm cho vòng vây tròn căng ra. Lực kéo N tính theo công thức:

$$N = \frac{pD}{2}, \text{ T/m} \quad (5-38)$$

Trong đó: p - áp lực ngang của đất lên tường;

D - đường kính vòng vây tròn.

Áp lực p có giá trị lớn nhất ở độ sâu mặt đáy sông sẽ là:

$$p = \left(\gamma H + \frac{4Q}{\pi D^2} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5-39)$$

Q - trọng lượng đoạn đầu tiên của giếng.

Lực N không được lớn hơn sức chịu tính toán kéo đứt của vòng vây $R_{kd} = 100 \text{ T/m}$ (R_{kd} lấy theo tài liệu của Liên Xô cũ với hệ số an toàn bằng 2).

Cọc ván thép cần đóng sâu hơn độ sâu xói lở của lòng sông, đồng thời độ sâu này cần được kiểm tra theo sự ổn định của đất từ dưới đảo đẩy ra:

$$t \geq 1,5 \frac{q}{\gamma'} \frac{1}{2 \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) - 1} \quad (5-40)$$

Trong đó: q - tải trọng rải đều do trọng lượng của giếng và đất đắp đảo sinh ra, T/m^2 .

γ' và φ' - trọng lượng riêng và góc ma sát trong của đất ở đáy sông.

Sau khi đã tạo ra một nền bằng phẳng và vững chắc người ta rải lên đó một lớp tà vẹt để làm móng cho ván khuôn đúc đoạn giếng đầu tiên. Tà vẹt đặt cách nhau 0,5 - 1m với yêu cầu làm cho áp lực tác dụng lên nền không quá 1kg/cm^2 .

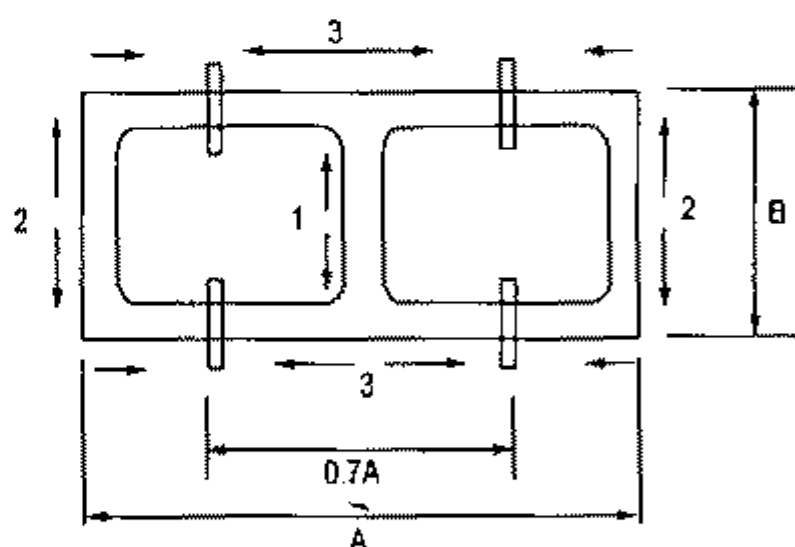
Khi đặt tà vẹt cần chú ý chèn chặt các thanh dưới tường ngoài, để cho chắc chắn người ta chôn tà vẹt xuống một nửa chiều cao của nó và chèn kỹ chung quanh bằng cát. Ván khuôn đúc giếng thường làm bằng gỗ, cấu tạo làm sao để dễ tháo lắp. Ván khuôn mặt ngoài của giếng, cần chú ý làm cho phẳng và nhẵn để giảm lực ma sát của đất trong quá trình hạ giếng.

Trường hợp cần đúc nhiều giếng có hình thức giống nhau và mặt cắt ngang không thay đổi cũng có thể nghĩ đến cách đổ bê tông bằng ván khuôn thép kiểu trượt.

Đổ bê tông cần lưu ý tránh biến dạng không đều của nền, có nghĩa là nền đổ bê tông toàn diện tích của giếng từng lớp một, không nên đổ từng bộ phận tường.

Bê tông đúc giếng cần bảo dưỡng và đợi đủ cường độ yêu cầu mới tháo ván khuôn. Trình tự tháo các tà vẹt dưới chân giếng rất quan trọng, vì giếng là một kết cấu không gian và được thiết kế theo những quy tắc nhất định cho nên nếu để giếng chịu lực theo các sơ đồ không hợp lý giếng sẽ bị nứt.

Thường trình tự tháo các tà vẹt dưới chân giếng nên làm như sau: đầu tiên gỡ các tà vẹt dưới chân tường trong, tháo đối xứng từ giữa khẩu độ ra hai đầu, sau đó đến các tà vẹt trên hai cạnh ngắn, cũng như từ giữa khẩu độ ra ngoài. Sau cùng là các tà vẹt trên hai cạnh dài, đối với cạnh này bắt đầu hãy tháo một, sau đó tháo đối xứng với tà vẹt gối (tà vẹt gối còn được gọi là con đệm định vị), tháo tà vẹt nào lại đệm bằng cát cho chặt. Cuối cùng tháo 4 tà vẹt gối. Sơ đồ trình tự tháo tà vẹt xem trên hình 5.17. Các tà vẹt gối thường được bố trí với khoảng cách $(0,6 - 0,7)A$, (A - cạnh dài của đáy giếng).

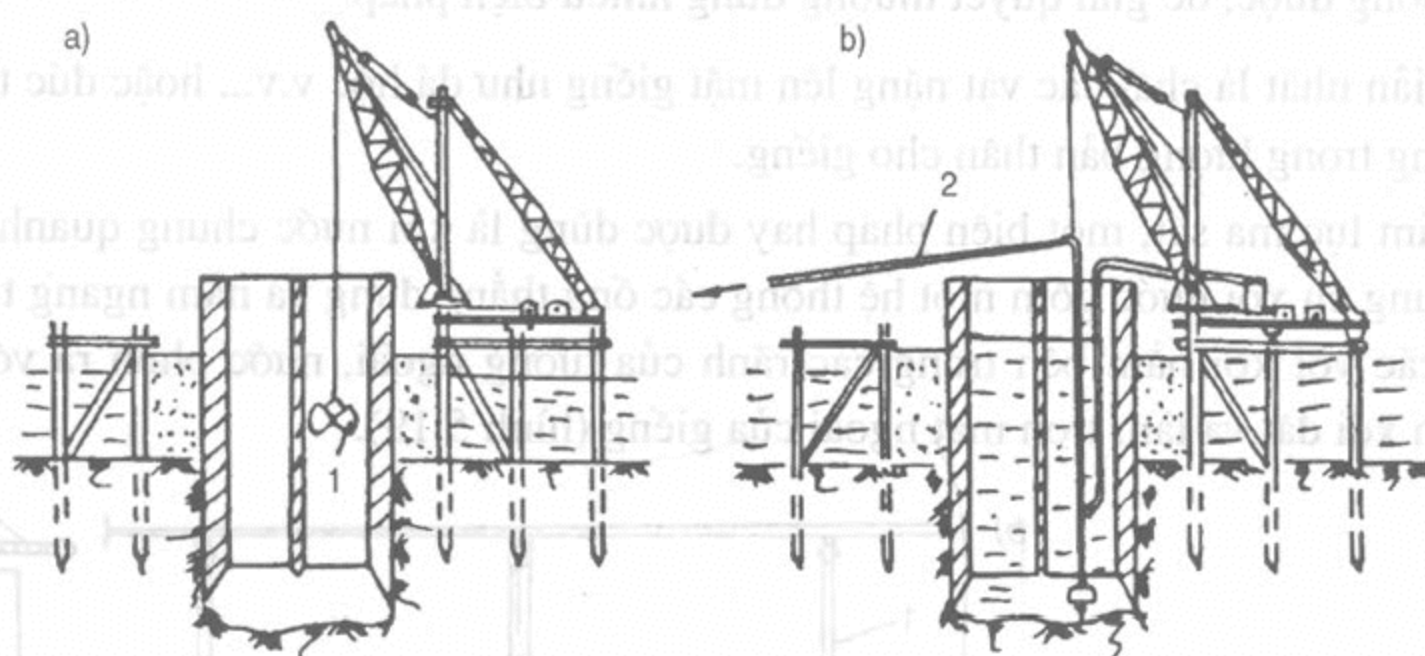


Hình 5.17
1, 2, 3 - Trình tự tháo

Để đúc bê tông cũng như đào đất trong giếng người ta dùng các loại cần trục có năng lực cẩu khoảng 6 - 12T. Sử dụng loại cần trục nào ở nước ta là tùy theo dụng cụ sẵn có mà thiết kế, các cần trục nên chú ý đối với những chỗ nước không sâu lắm phải đặt trên những sàn gỗ vững chắc, hoặc chỗ nước sâu có thể đặt cần trục trên phao, tay vịn của cần trục cần có chiều dài vươn tới được toàn bộ diện tích giếng hoặc cần trục có thể di động quanh giếng.

Mặt đất chung quanh giếng chìm khi hạ thường có hiện tượng lún sụt, độ sâu lún sụt có thể đến 3 - 4m và phạm vi chung quanh giếng bị ảnh hưởng thậm chí đến 10m. Hiện tượng này cần chú ý đến giữ ổn định cho cần trục hoạt động. Trên các công trường của ta, do thiếu phương tiện cơ giới nên nhiều khi phải dùng nhân lực để đào đất, do đó nhất thiết phải hút nước mới làm việc được. Để mang đất lên có thể thiết kế tại chỗ các loại cần cẩu nhỏ hoặc giá long môn đơn giản.

Tốt nhất là dùng các dụng cụ đào đất ngầm mà không phải hút nước. Trong ngành cầu người ta hay dùng loại gầu ngoạm 2 hoặc 4 cánh với dung tích một gầu từ 0,75 - 1m³ để đào các loại đất dính, cát hạt to, sỏi sạn... (hình 5.18a).



Hình 5.18

1- Gầu ngoạm; 2- Máy hút bùn.

Với loại đất rời rạc, cát hạt nhỏ thường dùng phương pháp xói kết hợp với các máy hút bùn khí ép hoặc thủy lực (hình 5.18b).

Chỉ hút nước để đào khi đất là loại ổn định, không bị xói theo dòng nước chảy từ ngoài vào hố lấy đất, hoặc trường hợp lượng nước chảy vào giếng rất nhỏ (0,75 - 1m/h cho 1m² đáy giếng).

Đào đất trong giếng cần xuống sâu đều trên tất cả diện tích đáy giếng, không được để mặt đất trong các hố lấy đất chênh nhau quá 0,5m. Đối với những tầng lớp đất yếu không nên đào đất sâu hơn chân giếng, nhưng khi đất là loại đất dính kết thì có thể được, nhưng cũng không nên quá 0,5m.

Những loại đất cát nhỏ rời rạc hay đất bùn do áp lực của cột nước ở ngoài giếng cao hơn ở trong thường xảy ra hiện tượng đất đùn vào trong hố lấy đất. Để tránh hiện tượng này người ta bơm thêm nước vào trong giếng thường xuyên cho cao hơn mức nước bên ngoài từ 1,5 - 2m.

Trong thực tế quá trình hạ giếng thường hay gặp những chướng ngại làm giếng không xuống được như đá tảng, thân cây, vật cứng lắng chìm từ lâu đời. v.v... Giải quyết những

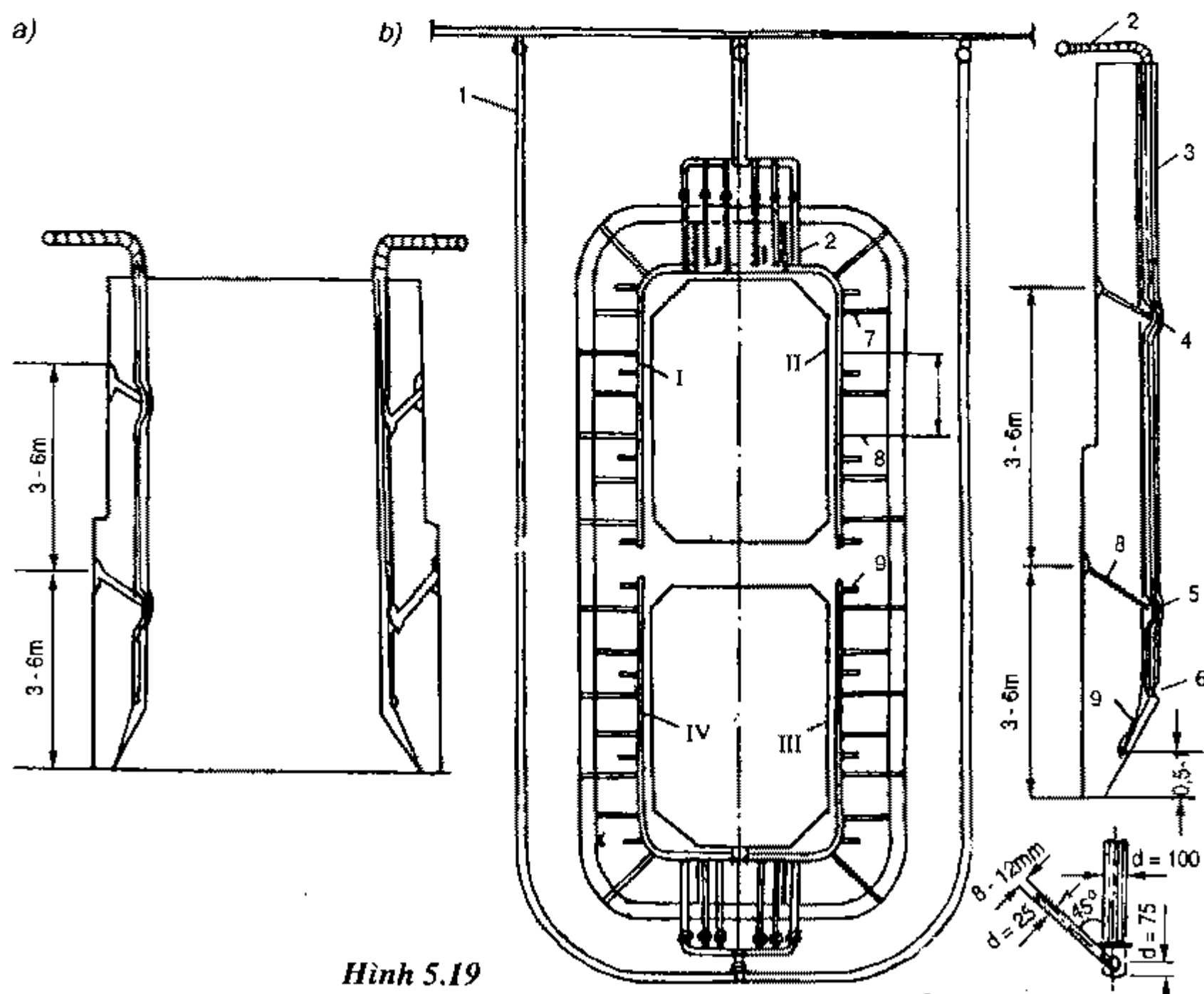
trường hợp này phải tùy vào điều kiện cụ thể mà có biện pháp thích hợp. Chẳng hạn khi gặp những tảng đá không lớn lắm có thể dùng biện pháp xói rồi kéo vào trong hố lấy đất để mang lên. Khi gặp đá rất to có thể phải phá bằng chèo, đục hoặc đôi khi đá cứng phải dùng cả thuốc nổ với lượng nhỏ để phá dần...

Khi giếng hạ vào trong đất thường xuống không đều có khi nghiêng lệch hoặc chệch ra khỏi vị trí thiết kế. Để có biện pháp kịp thời sửa chữa, trong quá trình hạ giếng phải thường xuyên theo dõi các đường trục của giếng bằng máy trắc đạc hoặc các dụng cụ đơn giản như quả dọi, thước vuông góc v.v...

Rất nhiều trường hợp thi công đã xảy ra hiện tượng giếng bị lực ma sát giữ chặt không xuống được, để giải quyết thường dùng nhiều biện pháp.

Đơn giản nhất là chất các vật nặng lên mặt giếng như đá hộc v.v... hoặc đúc tiếp đoạn sau để tăng trọng lượng bản thân cho giếng.

Để giảm lực ma sát, một biện pháp hay được dùng là xói nước chung quanh và chân giếng. Dụng cụ xói nước gồm một hệ thống các ống thẳng đứng và nằm ngang từ đó dẫn nước ra các vòi xói nằm bên trong các rãnh của tường ngoài, nước phun ra với tốc độ mạnh làm xói đất và làm trơn mặt ngoài của giếng (hình 5.19).



Hình 5.19

Hệ thống ống được chia ra làm 4 đường dẫn độc lập với nhau, cấu tạo như vậy cho phép có thể xói một góc để điều chỉnh khi giếng bị nghiêng lệch.

Nước được cung cấp từ một trạm bơm theo một ống dẫn nối liền với các ống dẫn thẳng đứng bằng các ống mềm.

Đầu dưới của ống thẳng đứng lại nối liền với các ống nằm ngang, từ các ống này nước đi ra các vòi xói bố trí cách nhau 1 - 2m.

Hàng dưới cùng là để xói đất bên trong phía dưới chân giếng, các ống xói này nằm cao hơn bàn chân giếng từ 0,5 - 1m. Các hàng phía trên bố trí cách nhau từ 3 - 6m theo chiều cao, những ống xói phun nước ra phía mặt ngoài giếng.

Tính toán hệ thống xói nước này cũng tương tự như trong việc hạ cọc. Để nâng cao hiệu suất của xói người ta cũng còn dùng thêm hơi ép (như đã trình bày ở chương thi công móng cọc).

Để giảm lực ma sát của đất, gần đây người ta còn dùng các phương pháp bôi trơn thành ngoài của giếng.

Trước đây ở Liên Xô cũ cũng như một số nước châu Âu khác đã dùng phương pháp áo bùn để hạ giếng. Khi hạ giếng khe hở giữa đất và mặt ngoài giếng (do bậc giếng tạo ra) được đổ vào một dung dịch đất sét, do đó ma sát thành bên giảm đi nhiều, khi hạ đến độ sâu thiết kế người ta thả đá dăm vào khe hở này, một phần vữa sét trào ra, phần còn lại sẽ thấm vào đất và đông cứng dần giữa khe rỗng đá dăm.

Những năm gần đây ở một số nước như Cộng hoà dân chủ Đức, Bungari cũng như ở Liên Xô cũ đã áp dụng thành công phương pháp hạ giếng bằng áo bùn đất sét của Ozerov. Sau khi hạ xong giếng thì khe hở giữa đất và thành giếng được chèn bằng đá dăm, cuội sỏi hoặc vữa xi măng. Người ta dùng phương pháp này hạ được một giếng có đường kính 57m xuống sâu 28m để làm móng cho một ga ra ô tô.

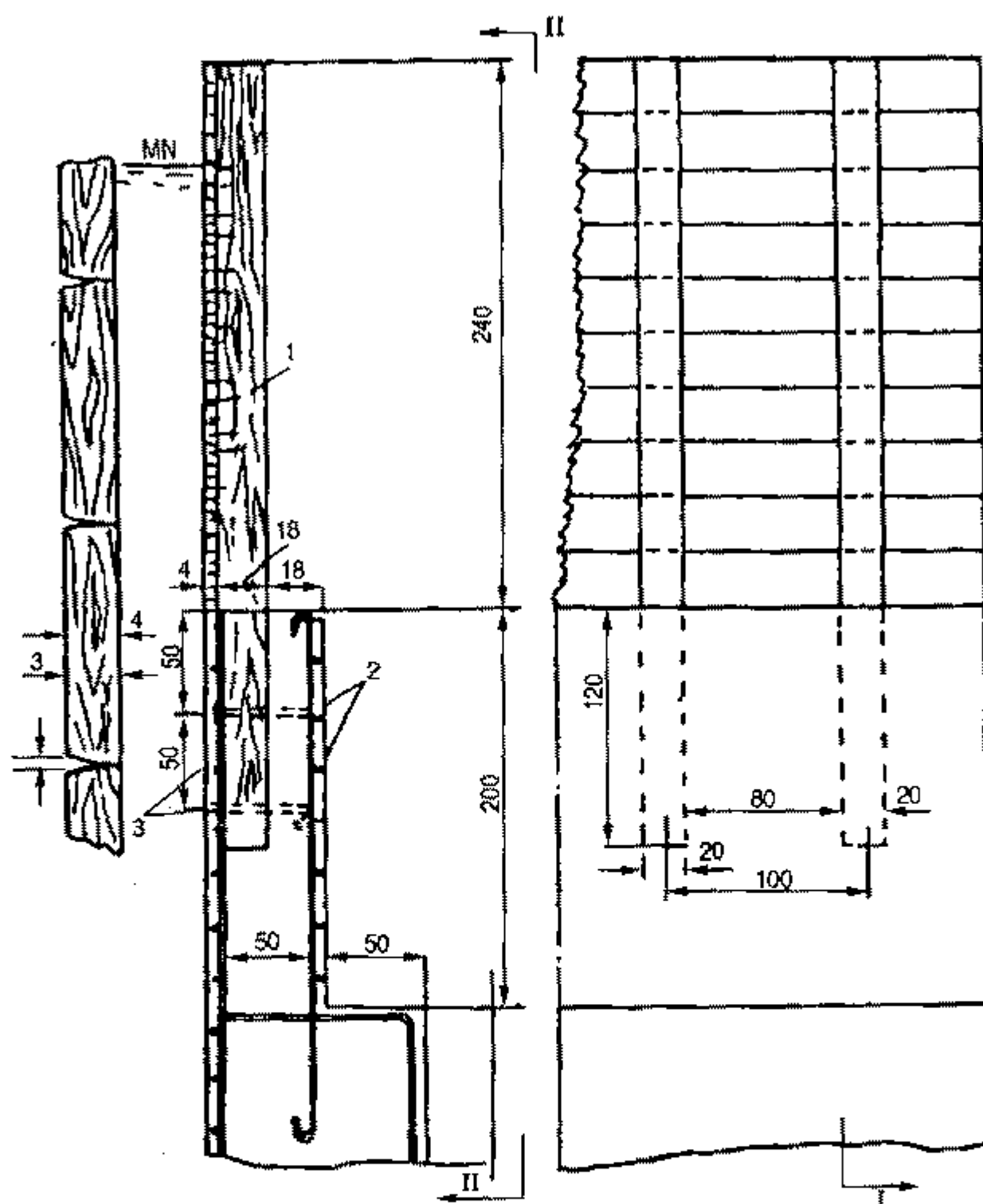
Khi đã hạ giếng đến độ sâu thiết kế người ta bịt đáy giếng bằng cách đổ một lớp đệm bê tông. Nếu khi đào đất mà không hút nước thì khi lấp giếng phải đổ bằng bê tông dưới nước. Chiều dày lớp bê tông dưới nước phải lớn hơn 1,5 lần cạnh nhỏ nhất của hố lấy đất. Sau khi lớp bê tông dưới nước đã đủ độ cứng người ta hút nước trong giếng và tiếp tục đổ bê tông.

Mặt trên của móng giếng chìm thường bố trí thấp hơn mặt nước trung bình khoảng 0,5m, cho nên muốn đổ bê tông bản nắp giếng cũng như xây bộ phận dưới của thân trụ người ta phải làm một khung vây gỗ tạm để ngăn nước như hình 5.20.

Trên hình 5.20 là một khung vây gỗ cao 2,4m gồm những cột có tiết diện 18×20 cm và ván gỗ dày 4cm.

Khi độ sâu nước lớn quá (lớn hơn 15m) dùng các biện pháp đắp đảo thường khó khăn, ngoài ra còn cần diện tích thoát nước lớn, phức tạp trong thi công. Trong trường

hợp này người ta thường dùng phương pháp giếng chìm chở nổi. Giếng được đúc sẵn trên bờ, sau đó thả xuống nước và kéo ra vị trí thi công, neo giếng lại bằng các loại bê tông neo lớn, làm cho giếng chìm xuống từ từ và nằm xuống đáy sông. Phương pháp đào đất và hạ giếng tiếp tục như bình thường.

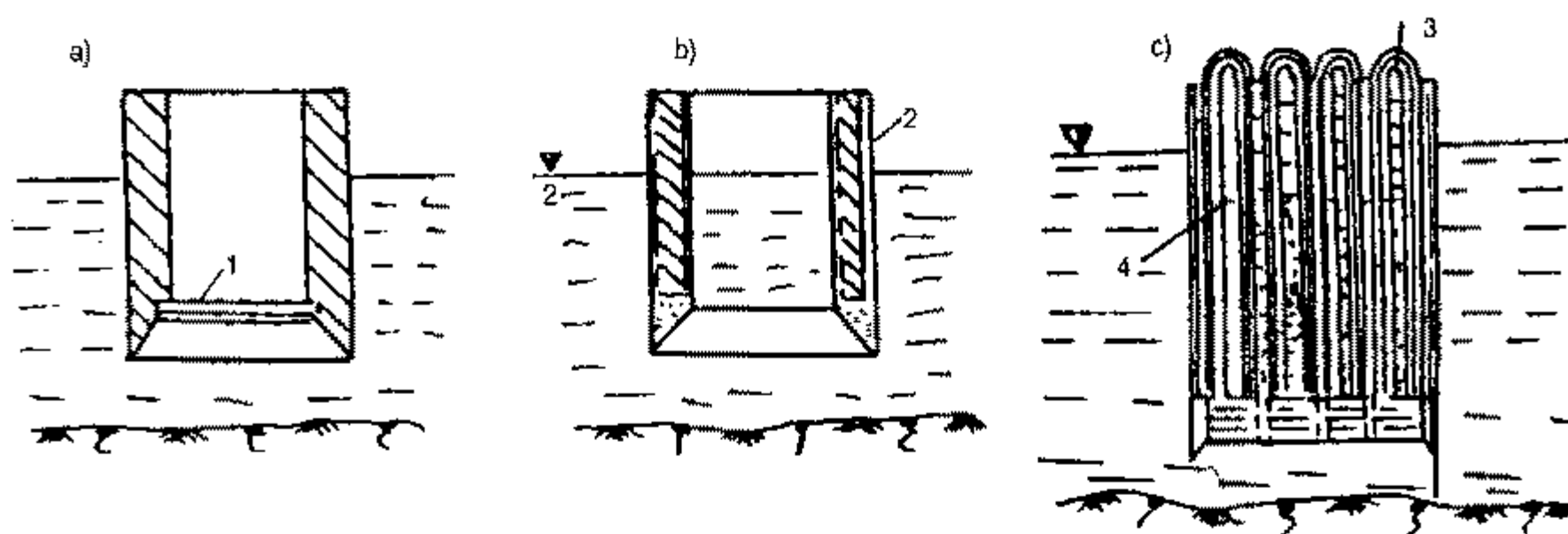


Hình 5.20

Để giữ cho giếng nổi thường dùng các cách sau:

Bịt giếng bằng một đáy tạm kín nước (hình 5.21a) chiều dài của tường ngoài được quyết định sao cho giếng ổn định và khi bị nghiêng nước không tràn vào. Trường hợp cần thiết có thể nổi cao thêm thành giếng bằng một vòng vây gỗ hoặc thép, khi kéo tới vị trí xây dựng người ta hạ giếng xuống đáy sông bằng cách chát các vật nặng hoặc bơm nước vào trong giếng và nổi cao tường giếng. Khi giếng đã tựa lên đất thì tháo đáy giếng. Phương pháp này không nên dùng khi đáy sông là loại đất yếu.

Biện pháp thứ hai có thể dùng là tường giếng rỗng bằng bê tông cốt thép hoặc thép (hình 5.21b).



Hình 5.21. a) Giếng chìm có đáy tạm;
b) Giếng với các đợt rỗng; c) Giếng chìm với các ống thép.
1- Sân đáy tạm bằng gỗ; 2- Bê tông; 3- Ống thép; 4- Mực nước.

Sau khi kéo giếng đến chỗ thì công hạ xuống đáy sông bằng cách đổ nước vào phần rỗng trong tường. Sau đó đổ bê tông vào thay nước.

Để làm cho giếng nổi người ta còn dùng phương pháp bơm hơi ép vào trong các hố lấy đất đá bịt kín bằng những mũ thép.

Phương pháp này đã được dùng để xây dựng trụ cầu ở Mỹ năm 1934 và xây dựng trụ cầu Trường Giang ở Nam Kinh (Trung Quốc). Giếng gồm những ống thép tròn đường kính (4 - 5m) nối lại bằng một hệ thống dầm và liên kết. Khoảng cách giữa các ống thép và giữa các ống thép với ván khuôn mặt ngoài được đổ bê tông tạo thành giếng chìm, các hố lấy đất là các ống thép.

Các ống thép được bịt kín phía trên bằng các nắp hình cầu. Sau đó bơm hơi ép với áp lực cần thiết để đẩy nước ra làm cho giếng nổi. Trong quá trình hạ giếng các ống thép được nối cao lên dần (hình 5.21c).

Chương 6

XÂY DỰNG TRÊN NỀN ĐẤT YẾU

6.1. KHÁI NIỆM VỀ XÂY DỰNG TRÊN NỀN ĐẤT YẾU

Đất yếu là tên chung để chỉ các loại đất có sức chịu tải kém và tính nén lún lớn. Xếp vào loại đất yếu có thể kể đất cát rời rạc các loại (hệ số rỗng $e > 0,7$) trong đó cát nhỏ, cát bụi và cát bột rất không ổn định, dễ trôi theo dòng nước, các loại đất dính ở trạng thái chảy hoặc dẻo chảy ($I_L > 0,75$); các loại đất bùn lẫn nhiều tạp chất hữu cơ có độ sệt $I_L > 1$.

Các loại đất yếu nói trên sức chịu tải rất nhỏ không thể đặt trực tiếp công trình lên đó vì dễ bị mất ổn định hoặc có lún lớn gây phá hoại vì nứt vỡ. Độ lún của công trình có khi lớn đến hàng mét, nếu không có biện pháp xử lý thích đáng thì không đảm bảo sử dụng được an toàn.

Khi xây dựng nền móng trên đất yếu thường có mấy biện pháp: Xử lý công trình bên trên, xử lý móng và xử lý nền.

Xử lý công trình bên trên tức là có dự kiến trước khi thiết kế kết cấu công trình để làm cho nó có thể chịu được sự lún lớn và lún không đều. Thí dụ tăng cường các bộ phận kết cấu bên trên, cho công trình và móng cùng chịu lực để khi nền biến dạng ứng suất do gối lún không vượt quá ứng suất an toàn trong tất cả các bộ phận. Biện pháp nữa khi xử lý công trình là chấp nhận sự biến dạng lớn nhưng công trình vẫn sử dụng được bằng cách đặt những khe lún giữa các khối công trình. Từng khối lún đều và độc lập với các khối khác đồng thời đảm bảo sự chênh lệch giữa các khối trong giới hạn cho phép.

Biện pháp xử lý móng cũng là một biện pháp thường được dùng trong xây dựng công trình trên nền đất yếu. Xử lý móng là thay đổi kết cấu và hình dạng móng sao cho áp lực dưới đáy móng thích hợp với chiều dày và tính chất tầng chịu ép của đất bên dưới nó. Mục đích là làm cho công trình lún đều do đó không gây ra nứt vỡ kết cấu bên trên.

Biện pháp xử lý nền là biện pháp hay dùng khi xây dựng công trình trên nền đất yếu. Mục đích là làm cho nền đất trở nên tốt hơn, sức chịu tải tăng cao và không còn gây ra độ lún lớn cho công trình.

Các nền đất sau khi được xử lý bằng các biện pháp khác nhau được gọi là nền đất nhân tạo.

Có nhiều biện pháp xử lý nền theo các nguyên lý khác nhau, nói chung được chia thành hai nhóm lớn là các biện pháp xử lý cơ học và các biện pháp xử lý hóa học.

Các biện pháp xử lý nền trong ngành cầu đường chỉ dùng cho các cầu cống nhỏ hoặc nền đường ô tô, đường sắt v.v... Với các công trình cầu lớn và quan trọng cần đảm bảo vững chắc, biến dạng nhỏ nên dùng các loại móng sâu và móng cọc để truyền tải trọng xuống các lớp đất đá tốt.

Sau đây trình bày một số biện pháp xử lý nền hay dùng trong ngành xây dựng cầu đường.

6.2. CÁC BIỆN PHÁP CƠ HỌC XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU

Các biện pháp cơ học xử lý đất yếu hay dùng hiện nay trong xây dựng cầu đường là phương pháp thay đất, phương pháp đầm chặt lớp mặt, phương pháp cọc cát, phương pháp giếng cát, phương pháp bác thấm...

Dưới đây sẽ trình bày nguyên lý và cách thi công từng phương pháp.

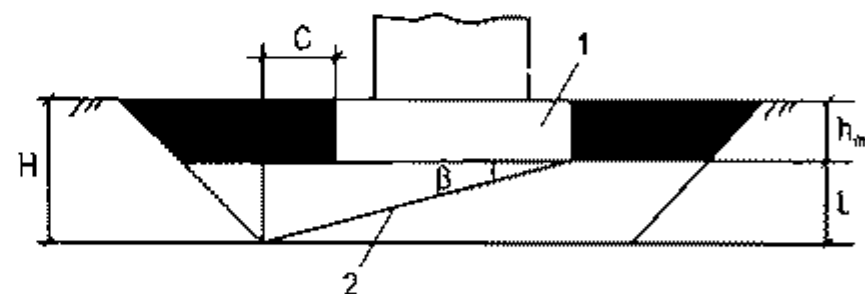
6.2.1. Phương pháp thay đất (đệm cát)

Trường hợp dưới đáy móng là một tầng đất yếu tải trọng cho phép quá nhỏ, để có thể chịu được lực cần đặt đáy móng sâu hơn, như vậy thi công lại khó khăn và giá thành công trình tăng cao. Với những công trình chịu tải trọng không lớn lắm hoặc không yêu cầu chặt chẽ biến dạng lún có thể dùng biện pháp thay đất.

Người ta đào bỏ lớp đất xấu trên mặt với độ sâu tùy theo yêu cầu tính toán và thay bằng một lớp cát, cuội sỏi đầm chặt (hình 6.1).

Đệm cát sỏi sẽ làm cho ứng suất dưới đáy móng được phân bố rộng ra, do đó giá trị nhỏ đi khi truyền xuống tầng đất xấu bên dưới.

Bề dày của đệm cát được quyết định như thế nào để ứng suất lên tầng đất yếu không vượt quá tải trọng cho phép.



Hình 6.1. Móng trên đệm cát
1- Móng; 2- Đệm cát

Như vậy phải thỏa mãn yêu cầu:

$$q_H + k_0 (p_0 - \gamma h_m) \leq R_H \quad (6-1)$$

Trong đó: q_H - ứng suất do trọng lượng bản thân đất ở độ sâu H;

k_0 - hệ số tính ứng suất pháp thẳng đứng của các điểm nằm dưới trọng tâm diện tích tải trọng, xem trong cơ học đất;

p_0 - áp lực đáy móng;

γ - trọng lượng thể tích của đất xấu;

h_m - độ sâu đặt móng;

R_H - sức chịu tải tính toán của đất xấu ở độ sâu H , theo công thức tính R ở chương 2. Bề rộng của đệm cát thường được xác định theo kinh nghiệm với góc phân bố tải trọng dưới đáy móng bằng φ_c (góc ma sát trong của cát sỏi).

Ngoài ra cũng có thể tìm từ biểu thức sau của B. I. Dalmatov:

$$P_n = \frac{\gamma(b_m + C)^2 \operatorname{tg} \beta}{2b_m} \left[\frac{(b_m + C) \operatorname{tg} \beta + 2h_m}{(b_m + C) \operatorname{tg}(\beta - \varphi_c)} - \frac{2h_m C}{(b_m + C)^2 \operatorname{tg} \beta} - \frac{\gamma_c}{\gamma} \right] \quad (6-2)$$

Trong đó: P_n - ứng suất dưới đáy móng;

γ - trọng lượng thể tích đất xấu;

γ_c - trọng lượng thể tích cát sỏi đầm chặt;

φ_c - góc ma sát trong của cát sỏi đầm chặt.

Cho C một giá trị ước lượng xác định góc β sau đó tính được P_n . Khi nào thấy $P_n = P_0$ (áp lực đáy móng) thì kích thước C là phù hợp.

Các mặt tính toán khác như tính ổn định lật, trượt, độ lún của nền như đối với móng nông.

Đệm cát thường đắp bằng loại cát to, sạch thành từng lớp 15 - 20cm, khi đầm cần tưới nước với độ ẩm hợp lý.

Đệm cát thường không nên dùng ở chỗ mặt nước ngấm lên xuống vì cát có thể bị cuốn trôi hoặc giảm độ chặt.

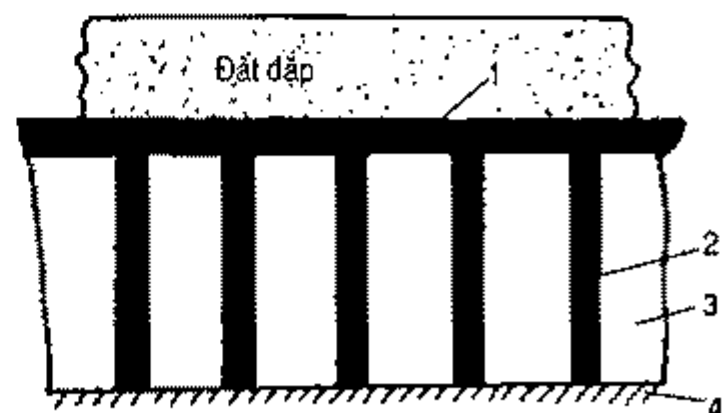
6.2.2. Phương pháp cọc cát

a) Nguyên lý và phương pháp thi công cọc cát

Nếu đất làm nền là cát rời rạc (độ chặt tương đối $I_d \leq \frac{1}{3}$) hoặc tỷ lệ khe hở tương đối

lớn hoặc là đất cát pha, sét pha, có chỉ số độ sệt $I_L \geq 1$ thường không thể xây công trình lên trên được mà còn phải có gia cố đặc biệt. Lúc đó có thể dùng phương pháp cọc cát để gia cố tầng đất, khiến cho đất chặt lại đến mức cần thiết để có thể chịu được tải trọng truyền từ trên xuống.

Trong phương pháp cọc cát người ta dùng cọc gỗ (hoặc một loại công cụ khác) đóng vào trong đất yếu sau đó nhổ cọc lên và nhồi đầy cát to hoặc cát vừa vào lỗ cọc làm thành cọc cát.



Hình 6.2

1- Lớp cát đệm; 2- Cọc cát;
3- Lớp đất yếu; 4- Đất mềm

Đóng cọc xuống đất, tỷ lệ khe hở của đất sẽ giảm đi vì đất bị dồn ép lại, nếu trong phạm vi nền ta làm rất nhiều cọc cát như thế, đất ở trong phạm vi nền sẽ rắn chắc lại, đồng thời cọc cát lại làm cho nước ở trong tầng đất chảy vào lỗ cọc, như vậy cũng làm cho đất thêm chặt.

Có nhiều phương pháp làm lỗ cọc trong tầng đất. Ở trên có nói đến phương pháp đóng cọc gỗ rồi nhổ lên đó là phương pháp thô sơ nhất. Nếu ở nơi thi công cọc cát với quy mô lớn thì hiển nhiên phương pháp này không thể thỏa mãn được yêu cầu thi công nhanh.

Hiện nay, phần nhiều dùng phương pháp đóng ống thép xuống đất. Người ta dùng ống thép đường kính 20 - 70cm đầu có mũ gỗ hoặc nắp đáy dùng búa đóng xuống, sau đó dùng cần trục hoặc kích nhổ ống thép lên, mũ gỗ để ở lại trong đất hoặc nắp đáy mở ra, như vậy lỗ cọc hình thành. Trong quá trình nhổ ống thép lên đồng thời lấp cát qua lòng ống.

Nhiều khi người ta còn dùng một số vật liệu khác để trộn với cát đổ vào trong lỗ cọc như là vôi hoặc xi măng, lợi dụng tính chất hút nước của vôi, xi măng, hút một số nước ở trong đất, đồng thời bản thân cọc cát vì hút nước sẽ trương to lên, như vậy lại làm cho đất càng thêm rắn chắc.

b) Phương pháp tính cọc cát một cách ước lượng

Mục đích làm cọc cát là để giảm bớt trị số của hệ số rỗng cho nền đầu tiên phải quyết định giảm hệ số rỗng đến giá trị nào đó.

Gọi e là hệ số rỗng tự nhiên, e_{ik} là hệ số rỗng sau khi đã làm cọc cát.

Hệ số rỗng đã giảm:

$$\Delta e = e - e_{ik} \quad (6-3)$$

Tùy theo loại đất ta quyết định trị số e_{ik} .

b1) Đất có tính chất cát

Căn cứ yêu cầu của nền mà quyết định độ chặt tương đối I_d của cát sau khi đã làm cho đất rắn chắc lại, nói chung có thể lấy $I_d = 0,7 - 0,8$. Căn cứ vào định nghĩa của độ chặt tương đối ta có công thức sau:

$$e_{ik} = e_{\max} - I_d (e_{\max} - e_{\min}) \quad (6-4)$$

b2) Đất sét pha

Muốn làm cho đất sét pha trở thành rắn chắc hơn thì phải giảm hàm lượng nước của nó xuống vào khoảng giữa giới hạn dẻo ω_p và giới hạn chảy ω_L , hay nói một cách khác là phải quy định trị số của độ sệt I_L muốn đạt tới.

Hàm lượng nước sau khi làm rắn chắc:

$$\omega_{tk} = \omega_p + I_L (\omega_L - \omega_p) \quad (6-5)$$

Lúc đó hệ số rỗng tương ứng là:

$$e_{tk} = \Delta\omega_{tk} = \frac{\gamma_s \times \omega_{tk}}{\gamma_n}$$

γ_s - trọng lượng riêng của hạt;

γ_n - trọng lượng riêng của nước.

b3) Cát pha sét

Tính chất của cát pha hầu như ở giữa hai loại đất trên, rất khó xác định giới hạn chảy và dẻo và cũng không có cách nào đo được e_{max} và e_{min} của nó nên không thể dùng phương pháp trên để định lại trị số e_{tk} của cát pha được. Căn cứ vào tài liệu thí nghiệm có thể dùng $e_{tk} = 0,6 - 0,8$, tính chất cát nhiều thì dùng trị số nhỏ, tính dính nhiều thì dùng trị số lớn.

Sau khi xác định trị số e_{tk} có thể căn cứ vào trị số A là diện tích của nền để xác định tổng diện tích mặt cắt F của các cọc cát, trị số A thường lấy lớn hơn diện tích đáy móng khoảng 10 - 20%:

$$F = \frac{\Delta e}{1 + e} A = \frac{e - e_{tk}}{1 + e} A \quad (6-6)$$

Sau khi đã xác định được diện tích cần thiết của cọc cát rồi, thì căn cứ vào điều kiện thi công quyết định đường kính của cọc cát (nói chung vào khoảng $d = 20\text{cm} - 40\text{cm}$ hoặc lớn hơn). Theo đó có thể định được số cọc cát phải làm, khoảng cách các cọc nên lấy từ $1,5d - 4d$. Độ sâu của cọc cát phải bằng độ sâu của tầng chịu nén của nền, như vậy mới có thể coi là nền được gia cố.

Sau khi làm cọc cát xong, trước khi xây móng, nên rải một lớp cát cùng loại với cọc cát dưới đáy móng dày khoảng 20cm để dễ thoát nước.

Nếu đã chọn đường kính cọc cát trước vì phụ thuộc vào dụng cụ thi công thì có thể tính ra khoảng cách các cọc cát theo công thức sau:

$$c = d \sqrt{\frac{\pi(1 + e_0)}{2\sqrt{3}(e_0 - e_{tk})}} = 0,952d \sqrt{\frac{1 + e_0}{e_0 - e_{tk}}} \quad (6-7)$$

Trong đó: c - khoảng cách giữa tâm các cọc cát;

d- đường kính cọc cát;

e_0 - độ rỗng tự nhiên;

e_{tk} - độ rỗng dự kiến đạt tới (độ rỗng thiết kế).

Công thức trên suy ra từ hình 6.3.

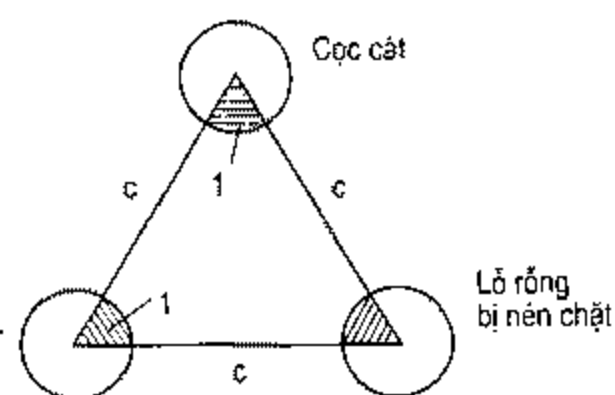
Công thức trên có thể viết dưới dạng sau:

$$c = d \sqrt{\frac{\pi}{2\sqrt{3}} \cdot \frac{\gamma_{tk}}{\gamma_{tk} - \gamma}} \quad (6-8)$$

Trong đó:

γ - trọng lượng thể tích tự nhiên của đất;

γ_{tk} - trọng lượng thể tích cần đạt được sau khi đóng cọc.

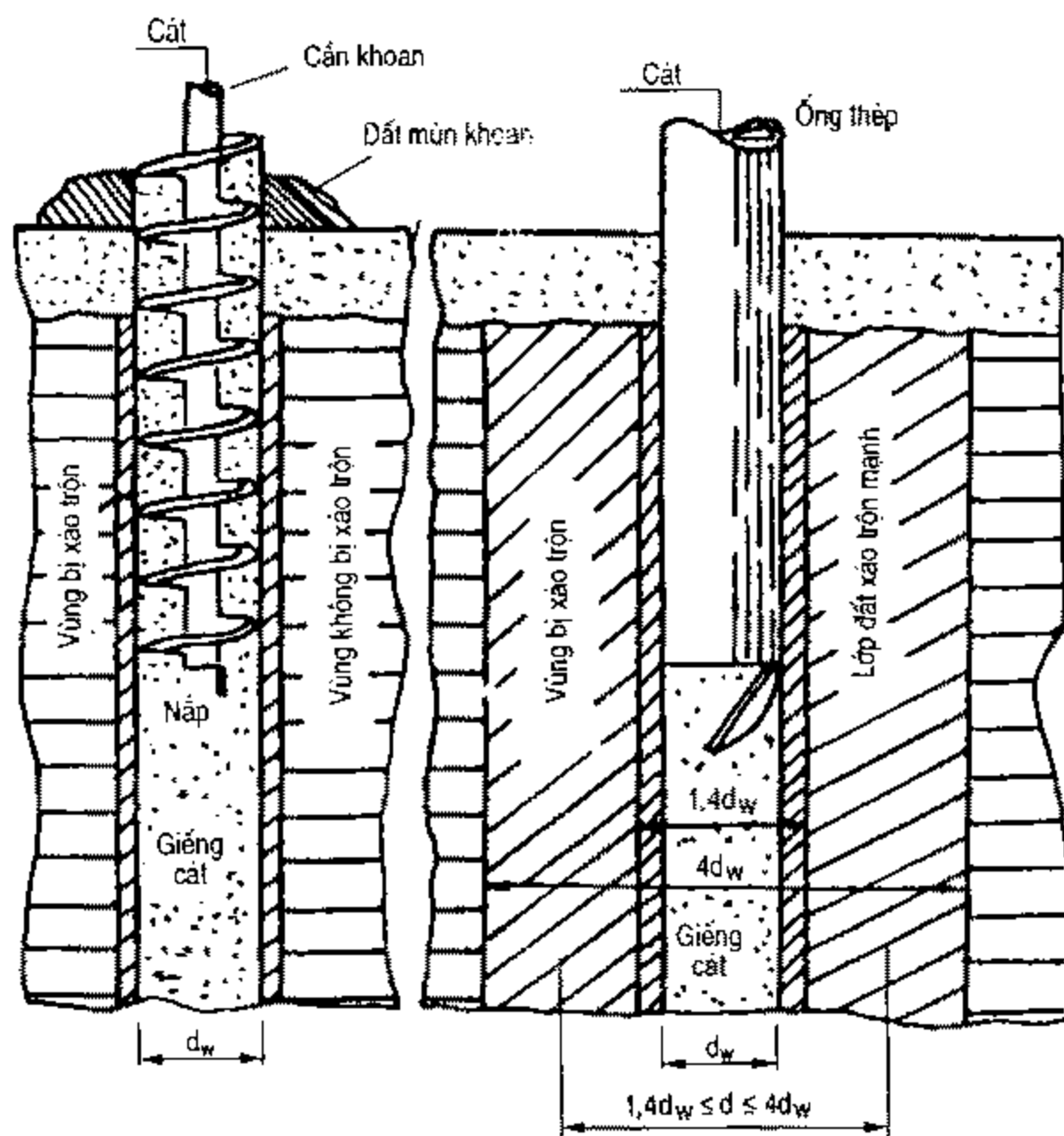


Hình 6.3

6.2.3. Phương pháp giếng cát

Khi xây dựng công trình trên những vùng có lớp đất dính bão hòa nước, dùng cọc cát để chèn chặt đất trong trường hợp này không có tác dụng nhiều. Đối với đất dính, sự cố kết kéo theo lún phụ thuộc vào tốc độ thẩm nước. Không thể dùng lực tác dụng nhanh để ép nước ra khỏi đất. Muốn cho đất trở nên chặt hơn, bớt độ lún lớn chỉ có thể ép và chờ trong thời gian nhất định cho nước thẩm ra.

Nếu tác dụng tải trọng lớn đột ngột thì nền sẽ bị phá hoại vì trượt hoặc đẩy trôi ra xung quanh.



Hình 6.4

Xây dựng công trình trên nền đất yếu bão hòa người ta có thể dùng biện pháp nén trước để hạn chế biến dạng cho công trình. Nguyên lý của phương pháp này dựa trên cách tính toán cố kết của nền đất.

Khi nền đất chịu tải trọng ngoài thì sẽ sinh ra ứng suất có hiệu ($\bar{\sigma}$) giữa các hạt đất và áp lực nước lỗ rỗng (u). Tổng ứng suất có hiệu ứng và ứng suất nước lỗ rỗng luôn bằng ứng suất do tải trọng ngoài sinh ra (σ).

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \quad (6-9)$$

Trong quá trình cố kết, nước bị ép ra và u giảm, còn $\bar{\sigma}$ tăng lên cho đến một giá trị nào đó.

Chúng ta có thể tính theo các công thức trình bày trong chương 4 của Giáo trình Cơ học đất [1] và [2].

Theo tính toán ta có thể biết nền đạt độ lún S_t trong thời gian t . Vậy độ lún còn lại sau khi xây dựng công trình sẽ là:

$$\Delta S = S - S_t \quad (6-10)$$

Trong đó: S - độ lún tổng cộng khi nền tự nhiên chịu áp lực của công trình;

S_t - độ lún đã triệt tiêu do tải trọng nén trước. Tải trọng nén trước thường dùng các vật liệu xây dựng như cát, sỏi, đá hoặc đất... đặt lên mặt nền;

ΔS - độ lún mà công trình xây dựng sẽ chịu và phải đảm bảo nhỏ hơn độ lún cho phép đối với từng loại công trình.

Dùng phương pháp nén trước, thường với thời gian t để cho nền cố kết S_t là quá dài. Muốn rút ngắn thời gian cố kết để đưa nhanh công trình vào sử dụng người ta phải tạo ra các rãnh cho nền thoát nước.

Phương pháp giếng cát chính là tạo ra nhiều rãnh để cho nước thoát được nhanh hơn.

Thí dụ: Khi có một lớp đất dính bão hòa nước dày là H nằm trên một nền đá không thấm nước. Khi xây dựng công trình, nước bị ép chảy lên phía trên mặt đất. Nếu ta khoan các lỗ trong nền tạo thành các giếng và lấp đầy cát thì mỗi giếng trở thành một rãnh thoát nước. Đường thấm nước bây giờ sẽ theo phương ngang, chiều dài để nước thấm vào rãnh sẽ chỉ còn là nửa khoảng cách giữa hai giếng. Chỉ còn một phần nước thấm theo phương thẳng đứng. Vì vậy thời gian cố kết sẽ rút ngắn hơn tùy vào khoảng cách các giếng cát.

Khi nền không có giếng cát chúng ta có thể áp dụng bài toán cố kết một chiều của Terzaghi [6], khi nền có làm giếng cát bài toán sẽ trở thành cố kết ba chiều đối xứng trục.

Trong bài toán cố kết 1 chiều chúng ta có khái niệm độ cố kết:

$$Q_t = \frac{S_t}{S} \quad (6-11)$$

Trong đó: S_t - độ lún ở thời điểm t ;

S - độ lún cuối cùng ổn định.

Đối với bài toán cố kết của nền có giếng cát người ta thường dùng công thức của Hansbo sau đây:

$$Q_t = 1 - [(1 - Q_{tz})(1 - Q_{tr})] \quad (6-12)$$

Trong đó: Q_t - độ cố kết của nền có giếng cát;

Q_{tr} - độ cố kết theo phương ngang;

Q_{tz} - độ cố kết theo phương thẳng đứng;

Q_{tr} và Q_{tz} - tra theo biểu đồ hình 6.5.

$$T_z = \frac{C_v}{L^2} t$$

$$C_v = \frac{k_z(1 + e_1)}{a\gamma_n}$$

Trong đó: t - thời gian cố kết;

k_z - hệ số thấm theo phương đứng;

L - độ sâu giếng cát;

a - hệ số nén lún của đất: $a = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1}$;

γ_n - trọng lượng đơn vị của nước;

e_1 - độ rỗng ban đầu của đất nền tương ứng áp suất p_1 (áp suất tự nhiên);

e_2 - độ rỗng của đất dưới áp suất p_2 (áp suất tự nhiên cộng với áp suất do công trình);

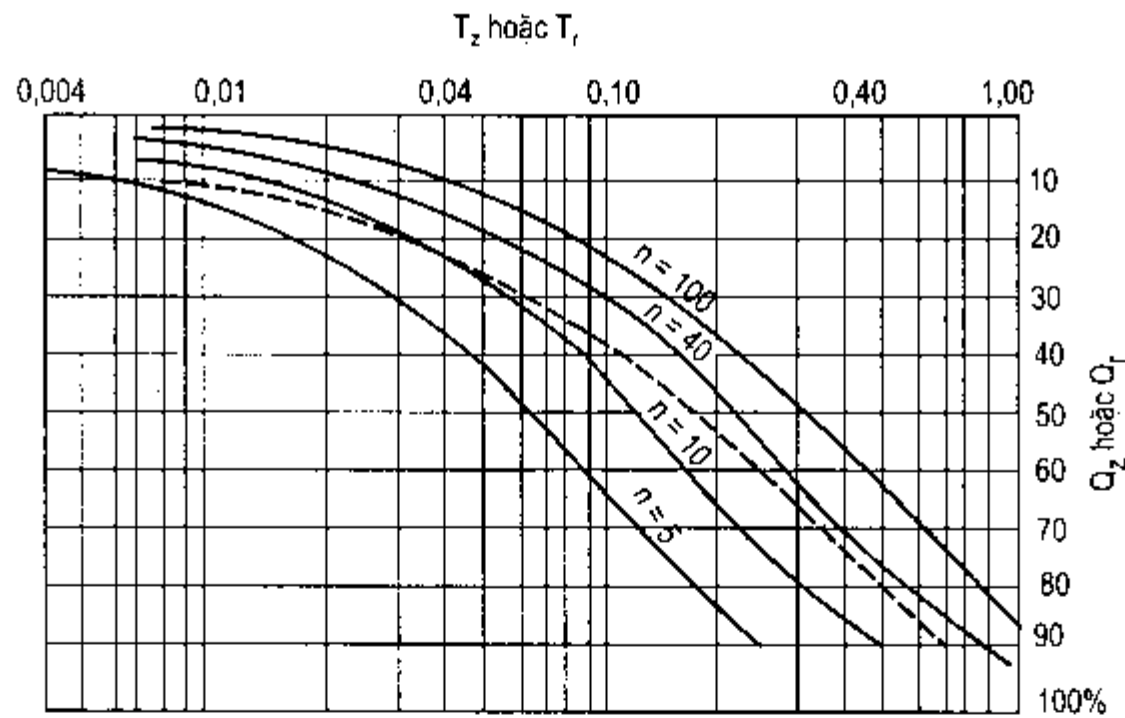
Q_{tr} - phụ thuộc vào T_r tra theo đường nét đậm.

$$T_r = \frac{C_r}{4R^2} t$$

$$C_r = \frac{k_r(1 + e_1)}{a\gamma_n}$$

k_r - hệ số thấm của đất theo phương ngang;

R - nửa khoảng cách giữa hai giếng cát;



Hình 6.5

Cho t một giá trị rồi tra bảng ra Q_{tz} và Q_{tr} thay vào (6-12) ta được Q_t .

Tính ra:

$$S_t = Q_t \cdot S$$

S - độ lún tổng cộng tính theo cơ học đất hoặc các công thức gần đúng khác.

Khi cần giảm thời gian cố kết thì giảm khoảng cách giữa các giếng cát, do đó nền cố kết nhanh hơn.

6.2.4. Phương pháp bác thấm

Khoảng 40 năm trước đây ở Thụy Điển và Hà Lan đã dùng rất nhiều giếng cát để phục vụ cho việc xây dựng nền móng các công trình công nghiệp, dân dụng và giao thông vận tải. Đất ở Hà Lan rất nhiều nơi có lớp đất dính và bùn than với độ sâu lớn. Họ đã dùng phương pháp chất tải trên nền có làm nhiều giếng cát để tăng nhanh quá trình cố kết. Nếu chỉ chất tải không, thời gian cố kết cần đến nhiều năm. Nếu dùng giếng cát thời gian sẽ giảm xuống còn vài tháng tùy yêu cầu và sự bố trí giếng cát.

Việc thi công giếng cát có nhược điểm là tốn công, máy móc nặng, tốc độ chậm, khi nền bị cố kết và biến dạng có thể cắt đứt đường thấm và giá thành công trình cao.

Để giảm bớt khối lượng công việc, tăng nhanh tốc độ thi công và tốc độ cố kết người ta đã nghĩ đến việc dùng các vật liệu dễ thấm và hút nước, thí dụ như giấy ép, các tông ép...

Năm 1937 ở Thụy Điển lần đầu tiên đã dùng băng giấy ép.

Băng thấm chất dẻo đã được sản xuất và dùng ở Amsterdam năm 1972 trong khi xây dựng trạm năng lượng Hemweg. Sau đó nó đã ngày càng được cải tiến và ứng dụng rộng rãi ở những nơi phải xây dựng trên nền đất dính chảy và bùn lỏng.

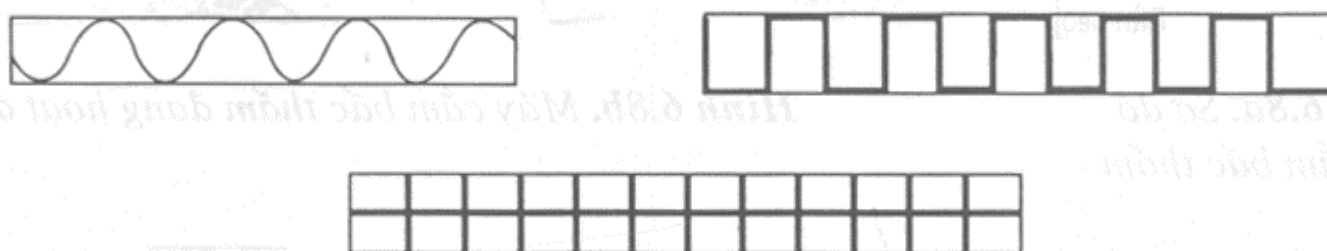
a) Cấu tạo và thi công bắc thấm

Bắc thấm là tên chung để gọi các băng chất dẻo bằng chất liệu nhựa tổng hợp polypropylen được cắm vào trong đất bằng một máy cắm. Chiều sâu cắm thường từ 10m - 20m. Có nơi đã cắm sâu đến 40 - 50m.

Bắc thấm thường có bề rộng khoảng 100 - 120mm, bề dày 5 - 10mm.

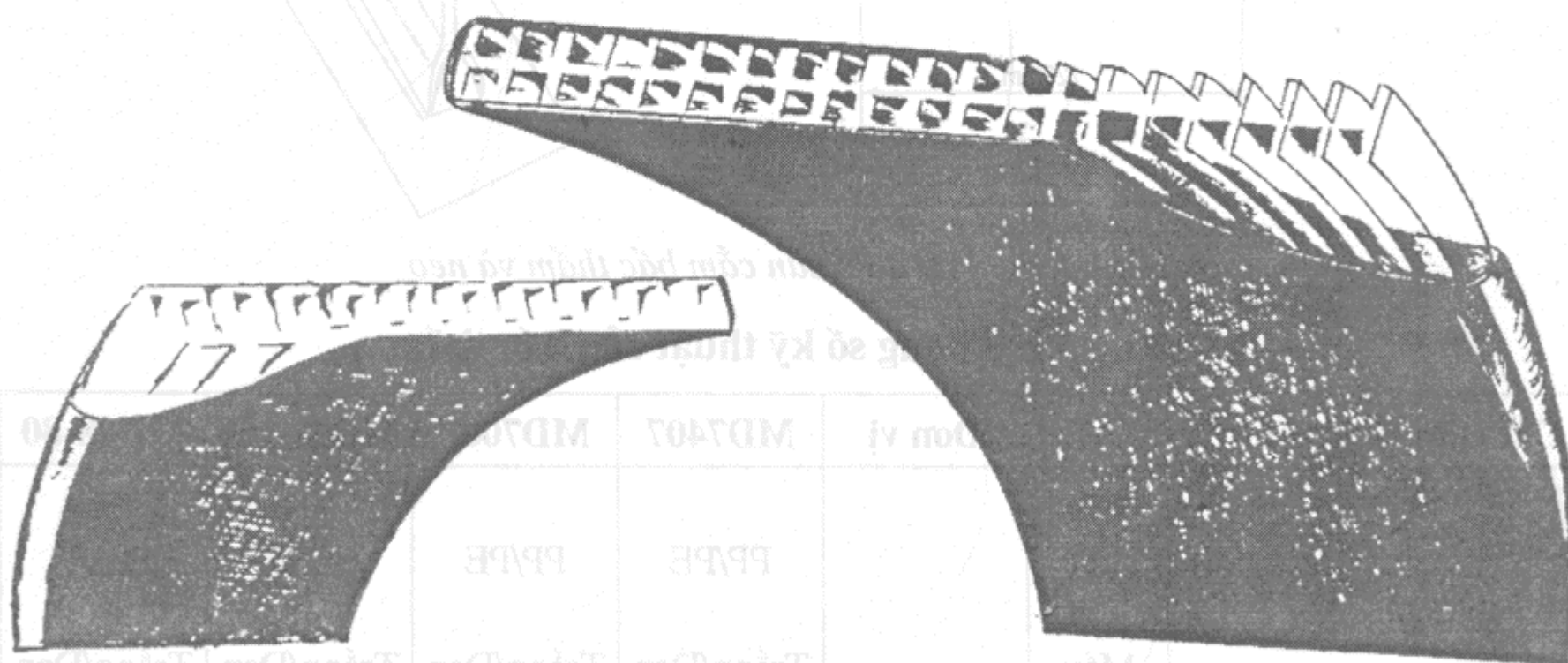
Lõi của bắc là một băng chất dẻo có nhiều rãnh nhỏ để cho nước mao dẫn và áp lực nước lỗ rỗng đưa lên cao. Lõi được bọc bằng một lớp vải địa kỹ thuật (geotextile) để thấm nước và rất dai, có thể chịu một lực kéo nào đó. Lớp vỏ này có tác dụng ngăn không cho các hạt đất trôi theo dòng nước.

Trên hình 6.6 là một dạng tiết diện ngang của bắc thấm.



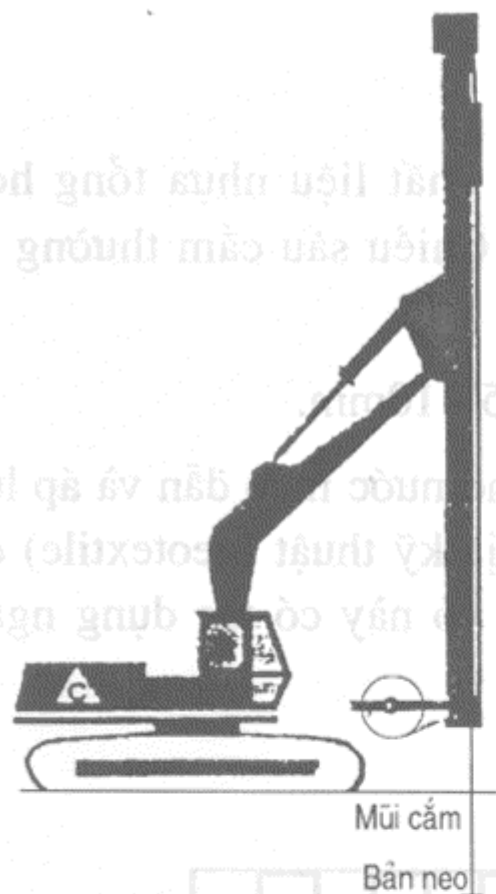
Hình 6.6. Cấu tạo tiết diện ngang của một số loại bắc thấm

Trên hình 6.7 là hai dạng tiết diện bắc thấm của Hà Lan sản xuất ở Hàn Quốc.

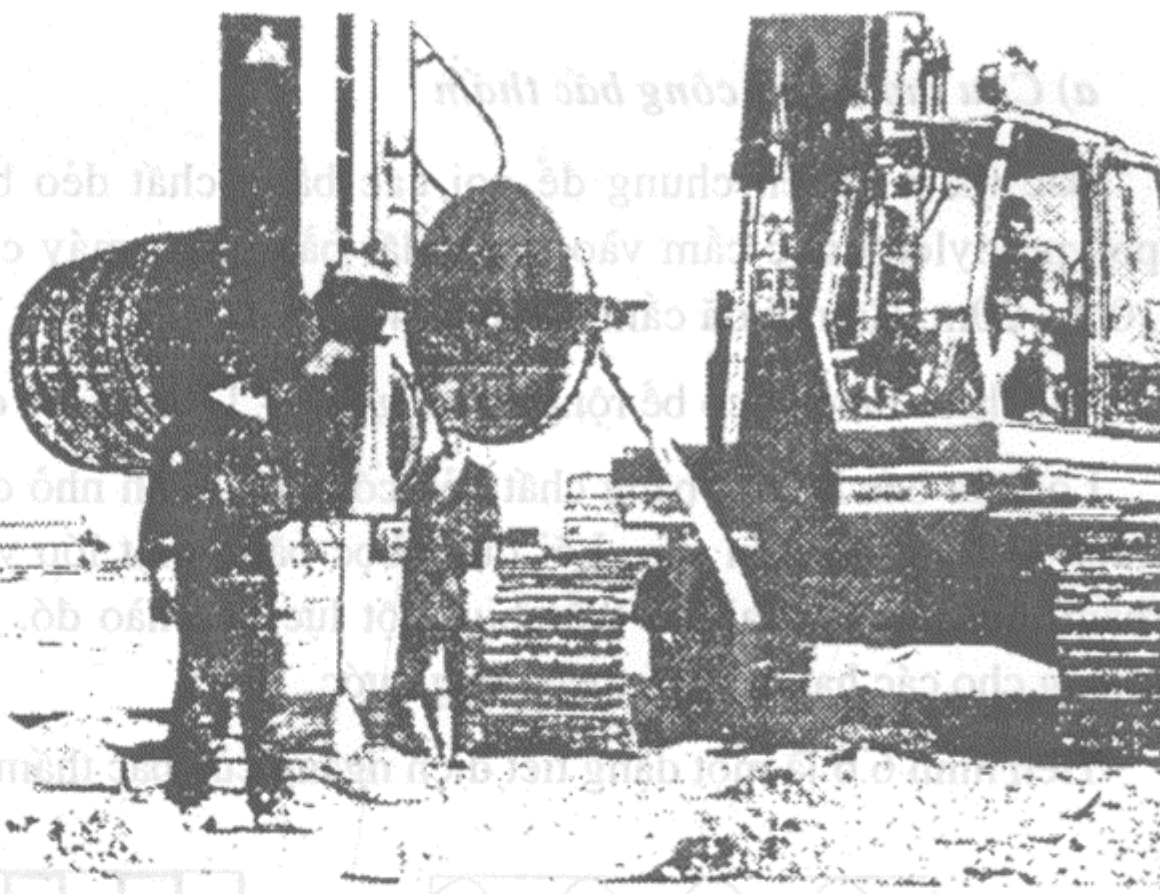


Hình 6.7

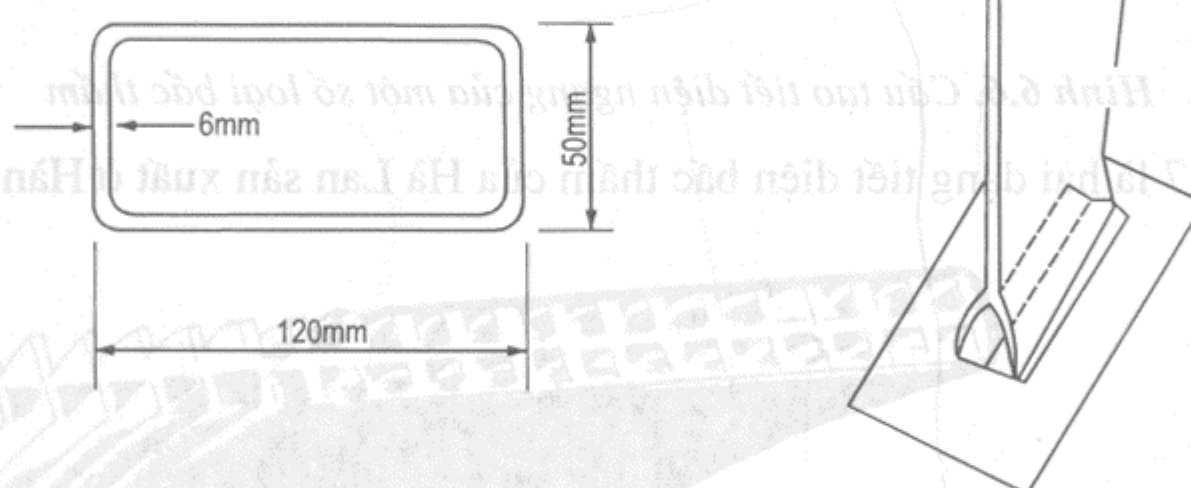
Để cắm bắc thấm vào trong đất người ta dùng một máy chuyên dùng tự hành như hình 6.8. Bộ phận chính của máy là một cần cứng bằng thép rỗng tiết diện $120 \times 50\text{mm}$. Đầu dưới của cần làm hơi hẹp lại. Bên trong cần này luôn bắc thấm. Đầu bắc thấm được luôn qua một bản neo và bản neo này sẽ được cần ấn xuống đất đến độ sâu thiết kế. Do có bản neo, khi ống thép cắm xuống kéo theo cả bắc thấm, còn khi rút ống thép lên, bắc thấm được giữ lại trong đất. Khi cần lên khỏi mặt đất người ta dùng kéo cắt bắc thấm và chuyển sang cắm vị trí khác.



Hình 6.8a. Sơ đồ máy cảm bậc thấm



Hình 6.8b. Máy cảm bậc thấm đang hoạt động



Hình 6.8c. Tiết diện cần cảm bậc thấm và neo

Bảng 6.1. Thông số kỹ thuật của bậc thấm

Các tính chất vật lý		Đơn vị	MD7407	MD7007	MD88-150	MD88-80
Lõi	Dạng					
	Vật liệu		PP/PE	PP/PE	PP/PE	PP/PE
	Màu		Trắng/Đen	Trắng/Đen	Trắng/Đen	Trắng/Đen
Vỏ lọc	Typar		4327	5417	3407	5417
	Vật liệu		PP	PP	PP	PP
	Màu		Xám	Xám	Xám	Xám
Trọng lượng		g/m	65	70	88	88
Chiều rộng		mm	100	100	100	100
Chiều dày		mm	3	3	4	4

Bảng 6.1 (tiếp theo)

Các tính chất cơ học	Ký hiệu	Thí nghiệm	Đơn vị				
Cường độ kéo của bắc thấm	F		kN	1.8	2.5	2.7	2.8
Độ giãn dài	e		%	40	45	40	45
Độ giãn khi có lực 0,5kN	e _{0,5kN}		%	6	4	5	4
Khả năng thoát nước khi có lực 10kPa	qw	ASTMD4716	m ³ /s	125×10 ⁻⁶	130×10 ⁻⁶	180×10 ⁻⁶	140×10 ⁻⁶
Khả năng thoát nước khi có lực 300kPa	qw	ASTMD4716	m ³ /s	93×10 ⁻⁶	95×10 ⁻⁶	140×10 ⁻⁶	180×10 ⁻⁶
Khả năng thoát nước khi có lực 200kPa	qw	Delft	m ³ /s	42×10 ⁻⁶	45×10 ⁻⁶	55×10 ⁻⁶	55×10 ⁻⁶
Hằng số điện môi của vỏ lọc	y	NEN5167	s ⁻¹	0,4	0,41	1,5	0,41
Độ thấm thấu của vỏ lọc	k	NEN5167	mm/s	0,14	0,18	0,9	0,18
Kích thước vỏ lọc	090	NEN5168	mm	155	80	150	80
	095	ASTMD4751	mm	175	60	140	60
Lực chống dăm		ASTMD4833	kN	180	235	250	235
Lực chống xé		ASTMD4632	N	400	700	680	700
Sức chống phá hủy		ASTMD3785	kPa	800	950	1300	950
Cường độ xé		ASTMD4533	N	150	200	340	200
Chi tiết về vận chuyển			Đơn vị				
Chiều dài cuộn			m	300	300	250	250
Đường kính ngoài của cuộn			m	1,10	1,10	1,10	1,10
Đường kính trong của cuộn			m	0,15	0,15	0,15	0,15
Trọng lượng của cuộn			kg	19,5	21	22	22
Côngtenơ 40ft			m	180,000	160,000	130,000	130,000

Năm 1996 Bộ môn Máy xây dựng Khoa Cơ khí trường Đại học Giao thông đã có sáng kiến chế tạo đầu cắm bắc thấm để lắp trên các máy kéo có sẵn ở công trường. Do

đó giá thành máy rẻ hơn. Một số máy này đang thi công cấm bắc thấm trên công trường quốc lộ 5 và đường ở vùng Đồng Tháp Mười. Đề tài này đã được giải nhất về áp dụng tiến bộ kỹ thuật của quỹ hỗ trợ Vifotec 1996.

Khi tầng đất xấu nằm trên nền đá, coi như lớp không thấm nước, nước sẽ thoát lên phía trên khi chịu tải trọng của công trình.

Nền dưới lớp đất yếu là lớp đất cát thấm nước thì dưới tải trọng của công trình, nước sẽ bị ép ra hai phía trên và dưới theo rãnh bắc thấm.

Để tạo điều kiện cho nước thoát ra dễ dàng, phía trên mặt lớp đất yếu rải một lớp vải địa kỹ thuật. Trên vải địa kỹ thuật này đắp lớp cát to hạt, chiều dày lớp đệm cát khoảng 1m trở lên. Nếu dùng cát nhỏ vì điều kiện vật liệu đắp không có thì phải bố trí những rãnh thoát nước hay các ống lọc đặt nằm ngang.

Các rãnh thoát nước nằm ngang chia ra làm hai loại rãnh chính và rãnh phụ.

Rãnh chính đặt cách nhau từ 5 - 20m tùy loại đất cát đắp lớp đệm. Rãnh phụ chảy vào rãnh chính.

Kích thước của rãnh ngang như hình 6.9a, b.

Khi đắp đường, nền sẽ bị lún xuống nếu quan sát có hiện tượng vồng của tầng đệm cát thì phải bố trí giếng hút nước này ra (hình 6.9c).

b) Tính toán bắc thấm

Tính toán bắc thấm theo các công thức trình bày trong phần giếng cát, với đường kính tương đương d là:

$$d = \alpha \frac{2(b+t)}{\pi}$$

b - chiều rộng bắc thấm;

t - chiều dày bắc thấm;

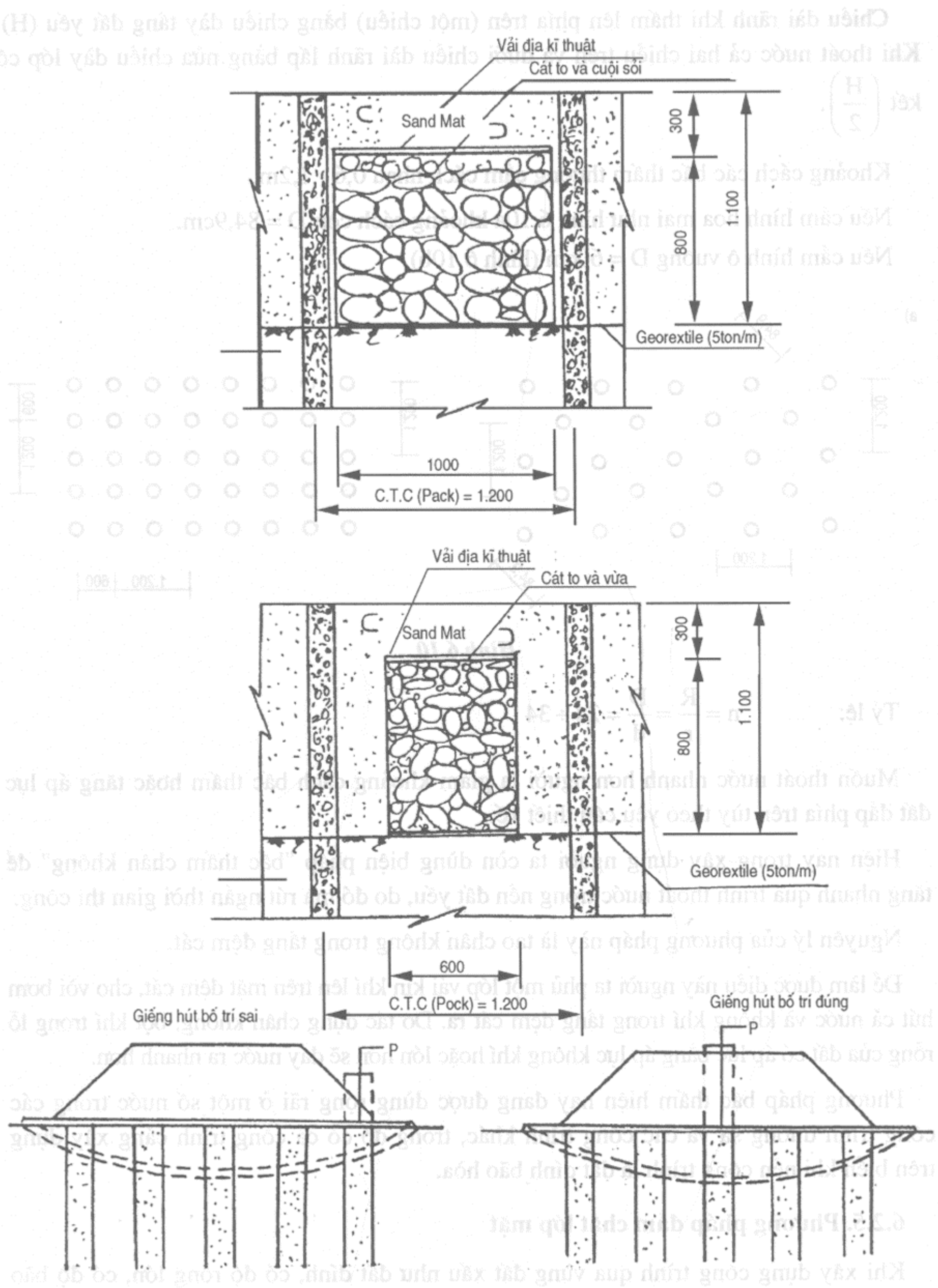
α - hệ số bằng 0,6 - 0,9 (thường dùng $\alpha = 0,75$)

Với $b = 10\text{cm}$, $t = 0,4\text{cm}$, $\alpha = 0,75$ suy ra đường kính tương đương của bắc thấm $d = 5\text{cm}$ hay bán kính $r = 2,5\text{cm}$.

Nếu bố trí khoảng cách hai bắc thấm là $D = 120\text{cm}$ ta có:

$$n = \frac{R}{r} = \frac{60}{2,5} = 24$$

Tra biểu đồ hình 6.5 ra Q_{1r} và Q_{1z} thay vào công thức (6-12) được độ cố kết Q_1 của nền. Từ đó suy ra $S_1 = Q_1 S$ là độ lún tương ứng với thời gian đã giả định khi tra biểu đồ hình 6.5.



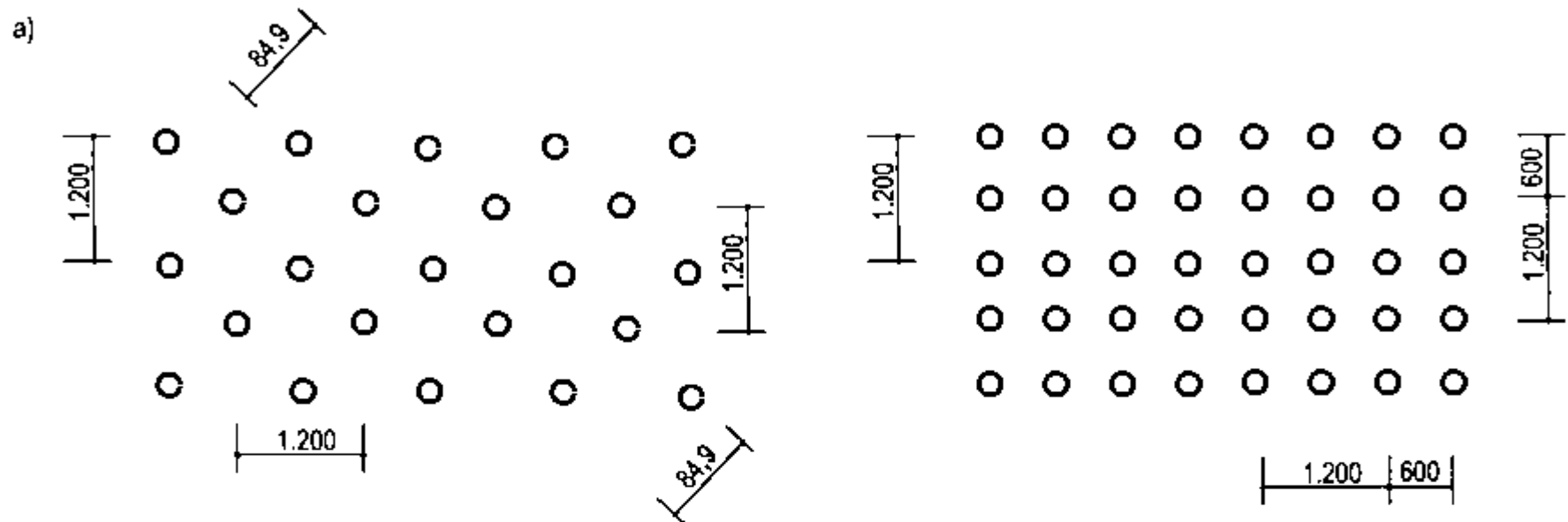
Hình 6.9: a) Rãnh thoát nước ngang chính;
b) Rãnh thoát nước ngang phụ; c) Bố trí giếng hút nước trên mặt khi nền bị lún.

Chiều dài rãnh khi thấm lên phía trên (một chiều) bằng chiều dày tầng đất yếu (H). Khi thoát nước cả hai chiều trên và dưới chiều dài rãnh lấp bằng nửa chiều dày lớp có kết $\left(\frac{H}{2}\right)$.

Khoảng cách các bậc thấm thường cắm cách nhau 0,6 - 1,2m.

Nếu cắm hình hoa mai như hình 6.10a khoảng cách còn $D = 84,9\text{cm}$.

Nếu cắm hình ô vuông $D = 60\text{cm}$ (hình 6.10b).



Hình 6.10

Tỷ lệ:
$$n = \frac{R}{r} = \frac{D}{d} = 24 \div 34$$

Muốn thoát nước nhanh hơn người ta giảm khoảng cách bậc thấm hoặc tăng áp lực đất đắp phía trên tùy theo yêu cầu thiết kế.

Hiện nay trong xây dựng người ta còn dùng biện pháp "bác thấm chân không" để tăng nhanh quá trình thoát nước trong nền đất yếu, do đó mà rút ngắn thời gian thi công.

Nguyên lý của phương pháp này là tạo chân không trong tầng đệm cát.

Để làm được điều này người ta phủ một lớp vải kín khí lên trên mặt đệm cát, cho vòi bơm hút cả nước và không khí trong tầng đệm cát ra. Do tác dụng chân không, bọt khí trong lỗ rỗng của đất có áp lực bằng áp lực không khí hoặc lớn hơn sẽ đẩy nước ra nhanh hơn.

Phương pháp bác thấm hiện nay đang được dùng rộng rãi ở một số nước trong các công trình đường sá và các công trình khác, trong đó có cả công trình cảng xây dựng trên biển khi nền công trình là đất dính bão hòa.

6.2.5. Phương pháp đầm chặt lớp mặt

Khi xây dựng công trình qua vùng đất xấu như đất dính, có độ rỗng lớn, có độ bão hòa $S < 0,7$ hoặc cát loại đất sét pha, cát pha và cát có hệ số rỗng lớn có thể dùng biện pháp đầm chặt lớp mặt để giảm bớt tính chất nén lún, tăng sức chịu tải của nền.

Lớp đất sau khi đầm chặt sẽ có tác dụng như tầng đệm cát làm giảm áp lực xuống tầng đất xấu. Phương pháp này có ưu điểm là giảm được công đào đắp, lợi dụng ngay lớp đất tại chỗ làm vật liệu xây dựng.

Để đầm chặt lớp mặt có thể dùng các phương pháp khác nhau, hiện nay hay dùng ở một số nước là phương pháp đầm xung kích.

Người ta dùng các quả đầm nặng từ 2 - 4T có khi lên đến 7T cho rơi từ độ cao 3 - 6 m xuống, lực xung kích sau một số lần rơi của quả đầm sẽ làm cho lớp mặt được nén chặt lại với mật độ dày nhất định, đồng thời mặt đất nền thiên nhiên bị lún xuống một giá trị nào đó (hình 6.11a).

Quả đầm thường chế tạo làm sao để diện tích đáy dùng nhỏ quá để lực xung kích chỉ gây ra nén ép mà không gây ra xuyên sâu, đường kính đáy không nên nhỏ quá 1m, áp lực tĩnh không nhỏ quá 2 N/cm^2 đối với đất sét và $1,5 \text{ N/cm}^2$ đối với cát.

Sau 5 đến 10 lần đầm đất sẽ bị nén chặt, nếu đạt độ chối khoảng 1,5 - 2cm/nhát đối với đất sét và 0,5 - 1cm/nhát cho đất cát là được.

Khi đầm chú ý vết đáy chổng lên nhất trước khoảng 1/3 đến 1/4 đường kính, đầm toàn bộ diện tích nền từng lượt.

Khi đầm như vậy lớp đất mặt được nén chặt sẽ dày từ 1,5m đến 3,5m.

Có thể dùng công thức kinh nghiệm sau:

$$L = KD$$

Trong đó: L - chiều dày lớp đất được nén chặt (mét);

K - hệ số, lấy: K = 1,55 với đất cát, K = 1,45 với cát pha, K = 1,20 với sét pha; K = 1,00 với sét.

D - đường kính đáy quả đầm.

Sau khi đầm như vậy thì đất trên mặt sẽ được nén chặt nhất (dung trọng khô lớn nhất) và càng xuống sâu đất sẽ được nén chặt ít hơn. Thí dụ hình 6.11a cho thấy sự thay đổi dung trọng khô của đất theo độ sâu.

Độ hạ thấp của mặt đất thiên nhiên sau khi đầm xong với quả đầm 2 - 4 tấn là khoảng 40 - 60cm. Có thể tính ra độ hạ thấp này theo công thức sau:

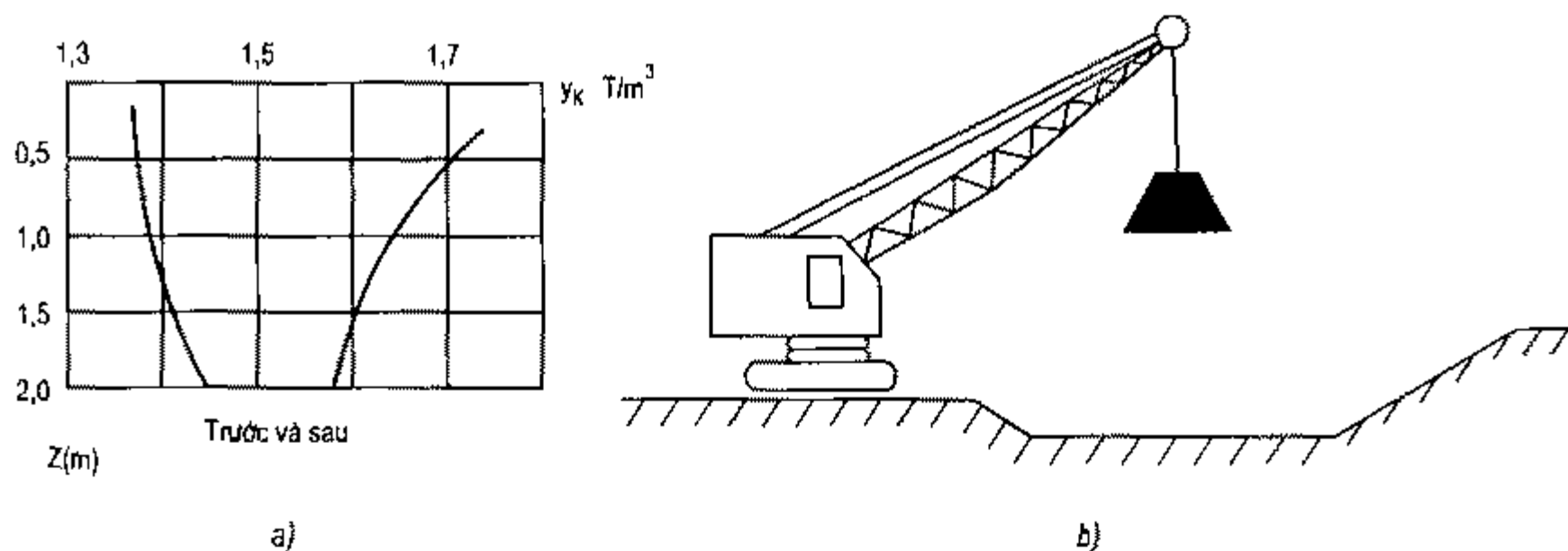
$$\Delta L = \frac{e_0 - 0,5(e_{tm} - e_{tk})}{1 + e_0} L$$

Trong đó: e_0 - hệ số rỗng tự nhiên của đất;

e_{tm} - hệ số rỗng lấy mẫu thí nghiệm sau khi đầm;

e_{tk} - hệ số rỗng thiết kế.

Khi nền là đất dính có độ ẩm lớn, để tránh đất dính vào quả đầm nên rải lên mặt đất một lớp đất cát hay gạch vụn dày khoảng 10cm.



Hình 6.11

a) Biểu đồ thay đổi trọng lượng riêng theo độ sâu; b) Sơ đồ thi công đầm đất.

6.3. CÁC BIỆN PHÁP HÓA HỌC XỬ LÝ ĐẤT NỀN (GIA CỐ ĐẤT)

Gia cố đất theo phương pháp hóa học nói chung là phương pháp dùng các công cụ bơm ép các loại vật liệu ở trạng thái keo và trong tầng đất sâu, sau một thời gian keo khô đi, nó sẽ tăng cường kết cấu của đất, do đó sẽ nâng cao năng lực chịu tải trọng và giảm bớt độ thấm nước của đất.

Do vật liệu bơm vào đất khác nhau nên có nhiều phương pháp bơm chất keo nhưng chủ yếu có các phương pháp sau đây:

6.3.1. Bơm vữa xi măng

a) Phạm vi và điều kiện sử dụng

Muốn dùng phương pháp này phải xét tới các điều kiện chủ yếu:

- Độ lớn của các vết nứt và khe hở trong tầng đất. Phương pháp này thích hợp cho tầng đá có vết nứt không nhỏ hơn 0,15 - 0,25mm, nếu là tầng cát thì đường kính hạt cát bé nhất không được nhỏ hơn 0,4mm, có như vậy vữa xi măng mới có thể chảy đến các nơi trong đất một cách dễ dàng.

- Lưu tốc của nước mạch: Muốn cho các hạt xi măng trong quá trình bơm ép vào trong đất không bị nước mạch cuốn trôi đi mất thì nên hạn chế áp dụng và chỉ dùng khi lưu tốc nước mạch dưới 100m/một ngày đêm, nếu lưu tốc lớn hơn 100m/ngày đêm, thì phải căn cứ vào thí nghiệm xem có dùng được không, nếu cần có thể dùng xi măng khô nhanh để rút ngắn thời gian khô.

- Thành phần hoá học của nước: Phải xác định thành phần hoá học của nước xem có tác dụng ăn hồng xi măng không, để quyết định có thể dùng phương pháp bơm xi măng hay không.

b) Phương pháp thi công

Đầu tiên khoan lỗ trong nền, sau đó đặt các ống bơm vào trong lỗ bơm vữa xi măng. Để tránh vữa xi măng tràn lên mặt đất, phải bịt chặt khe hở giữa ống bơm và thành lỗ khoan.

Khi độ sâu bơm vữa lớn thì phải phân đoạn bơm từ dưới lên trên, chiều cao mỗi đoạn không nên quá 4 - 5m.

Áp lực bơm vữa tùy theo độ sâu của lỗ khoan, tính chất tầng đá, độ lớn vết nứt, độ đặc của vữa xi măng mà quyết định, nói chung có thể áp dụng khi lỗ sâu tăng 1m thì áp lực tăng từ 0,20 - 0,25 át một phe.

Độ đặc của vữa xi măng, nghĩa là tỷ lệ nước xi măng thì tùy theo độ lớn vết nứt của tầng đó hoặc độ lớn khe hở của đất mà định, phạm vi biến đổi của nó rất rộng có thể từ 0,7 đến 7,0.

Cường độ của nền sau khi xi măng đông cứng có thể đạt đến 10 - 15 kG/cm².

6.3.2. Phương pháp silicat hoá

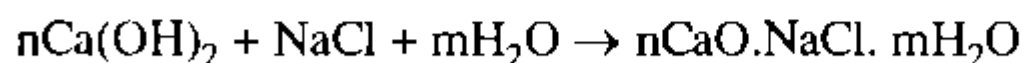
Nếu khe hở của đất nhỏ không thể dùng phương pháp bơm vữa xi măng được, lúc đó có thể dùng phương pháp bơm chất hoá học để tăng cường nền đất.

Chất hoá học thường dùng nhất là keo thuỷ tinh ($\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$) và clorua canxi (CaCl_2). Đầu tiên bơm keo thuỷ tinh vào trong nền đất, sau đó bơm dung dịch CaCl_2 , hai chất hoá học này tiếp xúc với nhau phát sinh ra phản ứng hoá học, kết quả là sinh ra các màng keo silicat có tính chất keo dính, nó liên kết các hạt đất lại với nhau và chịu được một tải trọng nào đó.

Phản ứng hoá học như sau:



Đồng thời Ca(OH)_2 và NaCl lại sinh ra phản ứng phụ cũng có tác dụng keo dính:



Phương pháp trên dùng hai chất hoá học nên gọi là phương pháp hai dung dịch, ngoài ra còn phương pháp một dung dịch.

Phương pháp một dung dịch là phương pháp trước tiên bơm keo thuỷ tinh hoà lẫn với dung dịch axit photphoric, sau đó mang hỗn hợp này bơm vào trong đất, sau vài giờ sẽ sinh ra keo silicat, cũng có phương pháp chỉ bơm riêng keo thuỷ tinh.

Các loại phương pháp trên thích hợp cho các loại đất khác nhau.

Phương pháp hai dung dịch thích hợp cho đất cát, hệ số thấm vào khoảng 2,0 - 8,0 m/ngày đêm, phương pháp một dung dịch (thêm axit photphoric) thích hợp cho cát chảy có

hệ số thấm là 0,5 - 5,0m/ngày đêm, nếu trong đất có chất dầu, nhựa cây, độ pH của nước mạch lớn hơn 9,0 thì phương pháp silicat hoá không dùng được nữa.

Tầng đất sau khi được tăng cường bằng phương pháp silicat hoá, tính chất công trình của nó sẽ tốt lên rất nhiều, ví dụ như cát nhỏ, cường độ vốn rất bé, sau khi tăng cường bằng phương pháp này sẽ chịu được 30 - 35 kG/cm², trị số K của nó có thể giảm xuống đến 0,000 - 0,002m/ngày đêm, đồng thời góc nội ma sát của nó giảm nhỏ và lực dính kết tăng.

Người ta thường dùng phương pháp silicat hoá để tăng cường nền của các vật kiến trúc đã lâu đời để nâng cao năng lực chịu tải trọng của nó hoặc để ngăn chặn sự lún không đều. Đối với loại đất có tính chất cát mà rời rạc và đối với đất vàng có tính chất lún sụt cũng có thể tăng cường nền trước khi xây dựng để tránh nền bị lún quá lớn.

6.3.3. Phương pháp điện động

a) Hiện tượng điện thấm trong đất dính

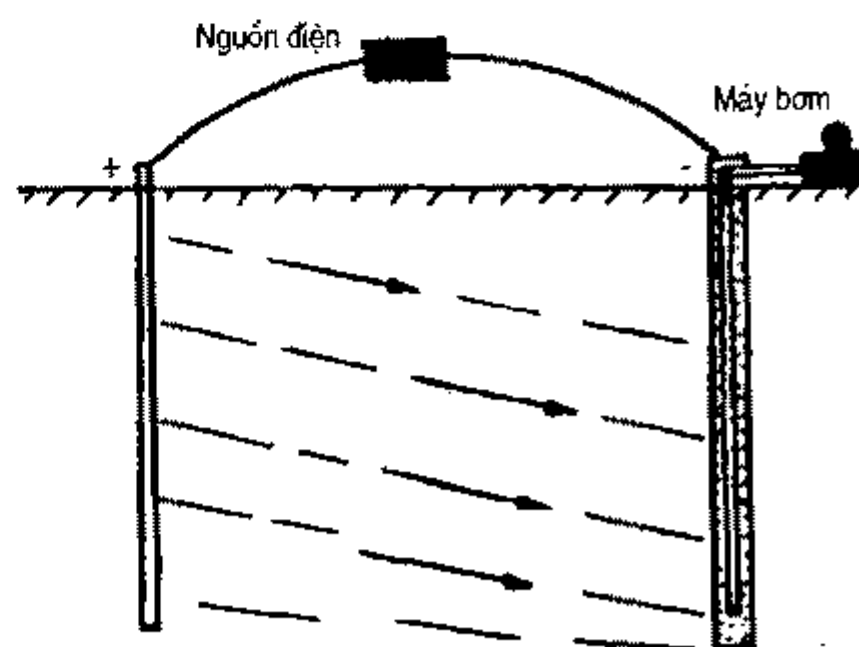
Cắm vào trong đất dính bão hoà hai điện cực, cực dương là một thanh kim loại, cực âm là một ống kim loại có nhiều lỗ nhỏ, sau khi cho dòng điện một chiều chạy qua thấy nước ở trong đất chạy từ các cực dương sang cực âm, khiến cho trong ống phía cực âm có rất nhiều nước, hiện tượng đó gọi là hiện tượng điện thấm.

Hiện tượng này có thể dùng lý luận hai tầng điện hoạt tính trên bề mặt của các hạt đất sét để giải thích.

Như ở chương 1 Giáo trình cơ học đất đã đề cập đến, trên bề mặt của hạt đất sét có mang các điện tích âm, nhưng điện tích âm này thường hút các ion dương của Na, Ca, K tan ở trong nước và ion dương của H trong nước đến xung quanh hạt đất, hình thành hai tầng điện, tầng điện gần bề mặt hạt đất hơn bị hút chặt, tầng điện xa hơn tương đối lỏng, tầng này gọi là tầng khuếch tán. Những ion dương này giữ một số lượng nhất định nước ở hai thế cực, sau khi dòng điện một chiều chạy qua, loại nước này (nước dính kết tương đối kém) sẽ cùng với ion dương chạy sang cực âm.

b) Phương pháp gia cố bằng điện hoá học (thoát nước bằng điện)

Có thể dùng phương pháp điện hoá học thoát bớt nước trong đất sét mềm bão hoà để gia cường nền, phương pháp



Hình 6.12. Phương pháp điện thấm

này dựa vào nguyên lý điện thẩm vừa nói ở trên. Đất sét mềm sẽ rắn chắc lại và cường độ sẽ tăng lên nhiều.

Bố trí thi công như hình 6.12, Cực âm là ống lọc, cực dương là một thanh kim loại.

Lượng nước hút ra được nhiều hay ít biến đổi theo hàm lượng các hạt đất sét, hạt đất sét càng nhiều thì nước hút ra càng nhiều, nói chung đối với đất sét có thể đến 50%.

c) Phương pháp điện động Al hóa

Trong cách hồ trí rút nước bằng điện trên nếu dùng thanh cực dương là Al thì ngoài tác dụng rút nước ra còn hai tác dụng khác nữa.

- Tác dụng trao đổi ion: ion dương của Al có hoá trị 3 thay Ka^{++} , Ca^{++} do đó cải thiện được tính chất của đất sét (như tính chất hút nước, tính chất nén lún có giảm đi v.v...).

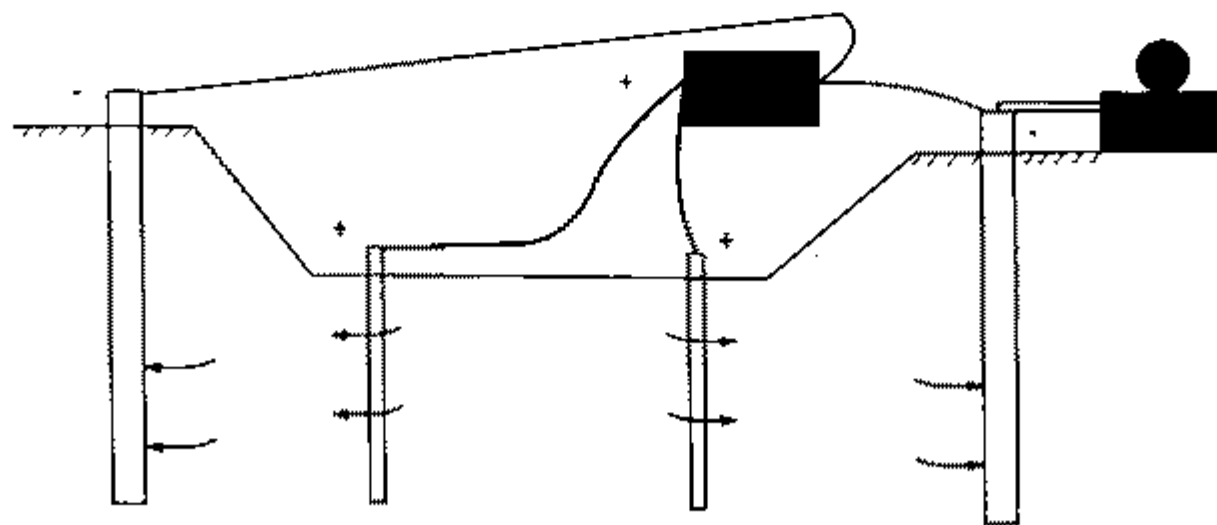
- Một bộ phận ion Al (Al^{+++}) sinh ra $Al(OH)_3$ có mang tính chất keo dính sẽ sinh ra tác dụng gia cố đất.

Phương pháp điện động Al hoá là nhờ ở sự di chuyển của các ion cho nên thích hợp cho các loại đất có hệ số thấm nhỏ hơn 2m/ngày đêm.

d) Phương pháp điện động silicat hoá

Ở trên đã nói đến phương pháp silicat hoá, ở đó dung dịch hoá học được bơm vào trong đất là nhờ có áp lực của máy bơm. Nếu lấy ống bơm làm cực dương và ở một vị trí thích hợp, ta đóng xuống một thanh kim loại làm cực âm rồi cho dòng điện một chiều chạy qua thì tốc độ thấm và tan ra của dung dịch sẽ tăng lên rất nhiều, và do tác dụng điện thẩm, dung dịch có thể đi vào các khe hở rất nhỏ làm cho dung dịch được phân bố đều đặn.

Trong tầng đất thích hợp, tác dụng của phương pháp này với phương pháp silicat hoá hoàn toàn như nhau, chỉ có phương pháp thi công khác nhau mà thôi.



Hình 6.13

Ở Trung Quốc, trong công tác đào giếng thông hơi của mỏ than Khai Loan, đào đến một tầng đất sâu thì gặp cát chảy, công việc tiến triển rất khó khăn, cuối cùng đã dùng phương pháp này để ổn định tầng cát chảy, sau đó công trình mới tiến hành được thuận lợi. Ở Đông Bắc Trung Quốc, trong khi xây dựng một xưởng đường trên một bãi lầy, xưởng chưa làm xong đã sinh ra rất nhiều vết nứt vì bị lún, sau cùng đã phải dùng phương pháp này kết quả đảm bảo hoàn thành được công trình một cách thắng lợi.

Cách bố trí thi công của phương pháp điện động silicat hóa như hình 6.13.

6.3.4. Phạm vi thích dụng của các loại phương pháp gia cố nền

Sự ứng dụng các loại phương pháp gia cố nền bị hạn chế bởi độ lớn của vết nứt của đá (dùng lượng hút nước đơn vị biểu.thị) hoặc khe hở của đất cát, đất sét (dùng hệ số thấm nước biểu thị). Ví dụ phương pháp bơm vữa xi măng không thể dùng cho đất sét hoặc đất cát mà chỉ dùng cho đá có lượng hút nước đơn vị không nhỏ hơn 0,05 lít/phút và không lớn hơn 10lít/phút.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. AASHTO. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1998.
2. Bowles J.E. *Foundation Analysis and Design*. McGraw-hill, 1994.
3. Bộ Giao thông vận tải. *Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn*. 1979.
4. Bùi Anh Định. *Cơ học đất, In lần thứ 3*. Đại học Giao thông vận tải, Hà Nội 1996.
5. Bùi Anh Định. *Nền và Móng*. Đại học Giao thông Sát Bộ, Hà Nội, 1972.
6. Bùi Anh Định, Phan Trường Phiệt, Lê Đức Thắng. *Nền và Móng*. Đại học và Trung học chuyên nghiệp, Hà Nội, 1976.
7. Bùi Anh Định và nnk - KC-10-07. *Lựa chọn công nghệ thi công cọc đường kính lớn*. Đề tài NCKH cấp Nhà nước, Hà Nội, 1995.
8. Kirilov V.S. *Osnovaniya i fundamenty*. Moskva, 1996
9. Kosterin E.V. *Osnovaniya i fundamenty*. Moskva - 1996
10. Lê Quý An, Nguyễn Công Mẫn, Nguyễn Văn Quỳ. *Cơ học đất*. Đại học và trung học chuyên nghiệp, Hà Nội, 1974.
11. Nguyễn Sỹ Ngọc. *Khảo sát địa chất công trình*. Đại học Giao thông vận tải, Hà Nội, 2002
12. Silin K.S. *Fundamenty opor mostov iz sbornovo zelezo - betona*. 1996.
13. Ten I. A. *Raschet vysokikh svaynykh postverkov opor mostov*. 1996.
14. Tomlinson M.J. *Foundation Design and Construction, Fifth Edition*. ELBS, 1986.
15. Zavriev K.S, Spiro G.S. *Raschet fundamentov mostovykh opor glubokovo zalozenniya*. Moskva, 1970.
16. Zurabov V.G. *Vysokie svaynye postverki mostov*. 1949.

MỤC LỤC

	Trang
<i>Lời nói đầu</i>	
Mở đầu	
Khái niệm chung về các loại kết cấu móng	6
Lịch sử phát triển xây dựng nền và móng	7
Vài nét về công tác xây dựng móng cầu ở Việt Nam	9
Chương 1. Khảo sát địa chất công trình khu vực xây dựng	
1.1. Khái niệm chung	11
1.2. Công tác khoan lấy mẫu và thí nghiệm trong phòng	13
1.3. Các thí nghiệm hiện trường	15
Chương 2. Móng nông	
A. Thiết kế móng nông	
2.1. Khái niệm về móng nông	30
2.2. Phân loại và cấu tạo móng nông	30
2.3. Thiết kế móng nông	37
B. Thi công móng nông	
2.4. Định vị hố móng	52
2.5. Thi công hố móng ở chỗ cạn	54
2.6. Thi công hố móng ở chỗ có mặt nước	70
2.7. Làm khô hố móng	76
2.8. Đào đất trong hố móng	78
2.9. Phương pháp đổ bê tông dưới nước	81
2.10. Xây dựng công trình bằng phương pháp "tường trong đất"	83
Chương 3. Móng cọc	
A. Cấu tạo móng cọc	
3.1. Cấu tạo các loại cọc	93
3.2. Cấu tạo bệ cọc	104

B. Thiết kế và tính toán móng cọc	
3.3. Sự chịu lực của cọc trong móng cọc	108
3.4. Sức chịu lực dọc trục của cọc đơn trong đất	109
3.5. Sự chịu lực của nhóm cọc	120
3.6. Sức chịu lực ngang của cọc	125
3.7. Sức chịu lực của cọc theo vật liệu	135
3.8. Thiết kế và tính toán móng cọc bê thấp	139
3.9. Thiết kế và tính toán móng cọc bê cao	147
C. Thi công móng cọc	
3.10. Thiết bị đóng cọc	167
3.11. Thi công móng cọc	184
Chương 4. Móng cọc đường kính tiết diện lớn	
4.1. Khái niệm về móng cọc đường kính tiết diện lớn	193
4.2. Thiết kế và tính toán móng cọc đường kính lớn	194
4.3. Móng cọc ống bê tông cốt thép	214
4.4. Cọc khoan đổ bê tông tại chỗ	235
Chương 5. Móng giếng chìm	
5.1. Cấu tạo giếng chìm	243
5.2. Thiết kế và tính toán móng giếng chìm	249
5.3. Thi công móng giếng chìm	267
Chương 6. Xây dựng trên nền đất yếu	
6.1. Khái niệm về xây dựng trên nền đất yếu	276
6.2. Các biện pháp cơ học xử lý nền đất yếu	277
6.3. Các biện pháp hóa học xử lý đất nền (gia cố đất)	292
Tài liệu tham khảo	297

NỀN VÀ MÓNG CÔNG TRÌNH CẦU ĐƯỜNG

Chịu trách nhiệm xuất bản:

BÙI HỮU HẠNH

<i>Biên tập:</i>	TRỊNH KIM NGÂN NGUYỄN MINH HẰNG
<i>Chế bản:</i>	ĐINH THỊ PHƯỢNG TRẦN KIM ANH
<i>Sửa bản in:</i>	NGUYỄN MINH HẰNG
<i>Vẽ bìa:</i>	VŨ BÌNH MINH

In 1000 cuốn khổ 19 × 27cm tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng kí kế hoạch xuất bản số 120/XB-QLXB-14 ngày 01-2-2005. In xong và nộp lưu chiểu tháng 7-2005.