

BỘ XÂY DỰNG
TRƯỜNG ĐẠI HỌC KIẾN TRÚC HÀ NỘI
PGS. TS NGUYỄN BÁ KẾ

XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH NGẦM ĐÔ THỊ THEO PHƯƠNG PHÁP ĐÀO MỎ



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

BỘ XÂY DỰNG
TRƯỜNG ĐẠI HỌC KIẾN TRÚC HÀ NỘI
BỘ MÔN CÔNG TRÌNH NGẦM ĐÔ THỊ
PGS. TS. NGUYỄN BÁ KẾ

XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH NGẦM ĐÔ THỊ THEO PHƯƠNG PHÁP ĐÀO MỎ

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2006

LỜI NÓI ĐẦU

Trong xây dựng đô thị, nhất là các đô thị lớn, thì các dạng công trình ngầm là một trong các thành phần chủ yếu của hạ tầng kỹ thuật đô thị.

Trong xu thế chung của phát triển các đô thị theo hướng hiện đại thì hệ thống công trình ngầm đô thị ngày càng có vị trí quan trọng. Muốn vậy, ta cần nhanh chóng tiếp cận với những phương pháp tổ chức khai thác không gian ngầm theo những ý tưởng mới qua tài liệu sách báo gần đây và trên thực tế đã định hình dần ngay ở đầu thế kỷ XXI này.

Bộ môn Xây dựng công trình ngầm đô thị của trường Đại học Kiến trúc Hà Nội bắt đầu đào tạo kỹ sư theo các hướng đó thông qua các môn học đã được Bộ giáo dục - đào tạo chấp nhận. Quyển sách "Xây dựng công trình ngầm đô thị theo phương pháp đào mở" là một trong các tài liệu dùng để giảng dạy cho sinh viên Khoa Xây dựng chuyên ngành Xây dựng công trình ngầm đô thị.

Những vấn đề cơ bản ở dạng các bài toán cổ điển về khảo sát, thiết kế tính toán và thi công được lần lượt trình bày qua các chương theo từng loại kết cấu tường chắn. Chương 11 cố gắng phản ánh những thành tựu mới nhất trong lĩnh vực dự báo sự chuyển vị của công trình quanh hố đào, nó chẳng những có ý nghĩa thực tế quan trọng khi thi công công trình ngầm trong đô thị mà còn mở ra những tìm tòi phát kiến, những mô hình và phương pháp tính toán mới rất nhiều triển vọng cho những kỹ sư tài năng. Chương cuối cùng có dạng đồ án môn học trình bày một số công trình thực tế đã xây dựng ở nước ta cũng như của nước ngoài để giúp người kỹ sư công trình ngầm hình dung được sự phức tạp và không kém hấp dẫn của môn học đòi hỏi nhiều sáng tạo này.

Hy vọng rằng nội dung cũng như hình thức trình bày trong sách sẽ được hoàn thiện dần qua quá trình đào tạo và áp dụng thực tế.

Tác giả

Chương 1

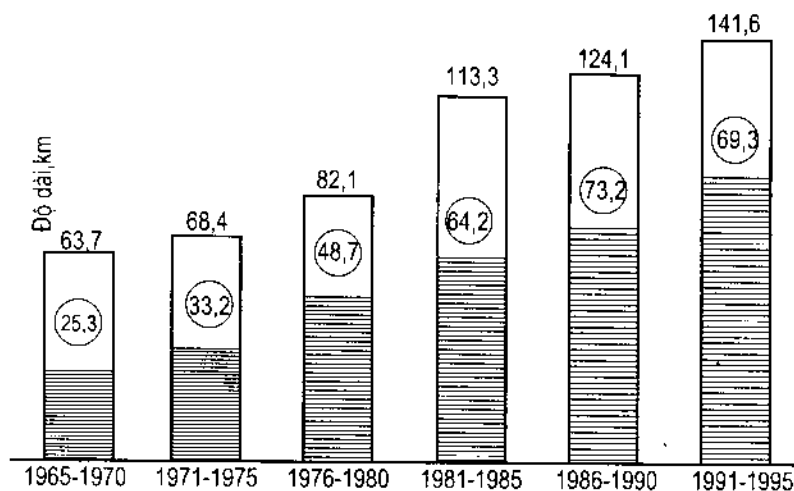
CÔNG TRÌNH HỐ ĐÀO VÀ MÔI TRƯỜNG

1.1. VỊ TRÍ CỦA PHƯƠNG PHÁP ĐÀO MỞ TRONG XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH NGẦM

Phương pháp đào mở là một trong những phương pháp hay dùng để thi công những loại công trình ngầm đặt nông (giới hạn trong phạm vi 5 - 15m, có khi đến 20m từ cốt mặt đất) trong các hố đào từ mặt đất, sau đó lấp đất lại (cut - and - cover construction).

Các đường vượt ngầm ngắn, hệ thống còlectơ để đặt mạng lưới kỹ thuật đô thị (cấp điện động lực, cáp thông tin, ống cấp khí đốt, ống cấp và thoát nước...) gara ô tô nhiều tầng ngầm, đường và ga tàu điện nông, các công trình văn hoá giải trí, kho thực phẩm hoặc các mương - ống công nghệ trong công nghiệp... thường thi công trong các hố/hào lộ thiên - đào mở.

Theo [1], khi tổng kết việc xây dựng tàu điện ngầm ở Nga từ 1965 đến 1995 đã chỉ ra rằng phương pháp đào mở đã chiếm tỷ lệ đáng kể và đã tăng từ 39% (25,3 km /63,7km) trong những năm 1965 - 1970 lên 63% (84,3km/141,6km) trong những năm 1991 - 1995 (xem hình 1.1). Sự tăng trưởng này được giải thích là do công nghệ thi công đào mở phát triển nhanh và khả năng cấu nạng lớn khi lắp các dốt công trình ngầm đúc sẵn.

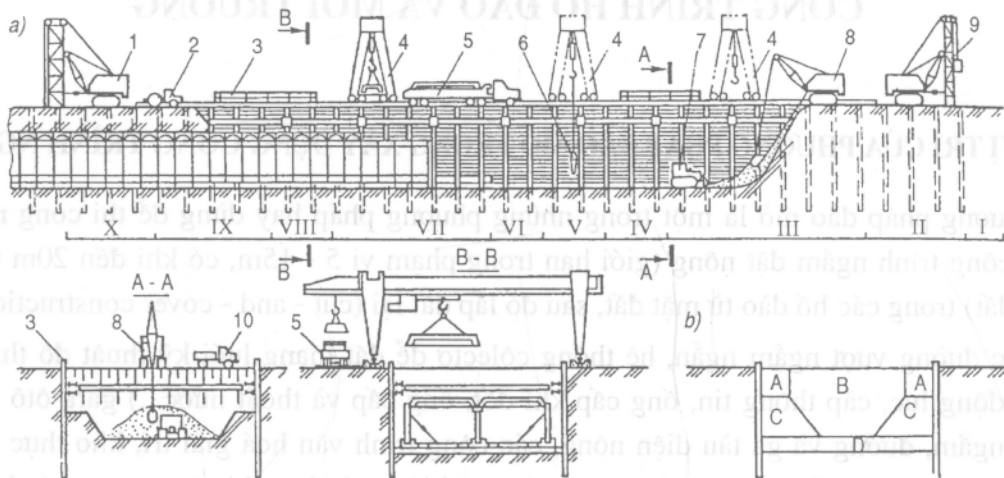


Hình 1.1. Tỷ lệ độ dài các tuyến đường tàu điện ngầm đặt sâu và nông (phần gạch)

Trong nhiều đô thị ở các nước SNG, nơi việc xây dựng tàu điện ngầm được bắt đầu chưa lâu, người ta chỉ đặt các tuyến nông như ở Tasken, Minxk, Nôvôxibirxk, Nifni, Novgorod, Xamara, Omxk... Tình hình như vậy cũng nhận thấy ở nhiều nước trên thế giới. Ngay như ở những thành phố lớn của Nhật (Tokyo, Osaka...) hệ thống tàu điện

ngầm cũng dùng phương pháp đào mở, làm nắp (sàn mái của hầm) để giải quyết giao thông thông suốt trên mặt đất và tiếp tục đào dưới nắp theo các đại lộ lớn của đô thị.

Công nghệ thi công công trình ngầm (CTN) trong hố đào mở như trình bày trên hình 1.2.



Hình 1.2. Sơ đồ công nghệ xây dựng công trình ngầm (tuy-nen giao thông) bằng phương pháp đào mở trong hố đào có thành phẳng đứng được chống giữ bằng trụ cứng (cọc) + bản cài ngang và thanh chống (a) và đào đất (b)

I. Đào hào định vị tường; II. Đóng trụ cứng (cọc); III. Đào đất và cài bản gỗ (bê tông/thép) ngang; IV. Làm phẳng đáy hố đào; V. Đổ bê tông lót; VI. Làm lớp chống thấm; VII. Thi công công trình ngầm; đổ bê tông tại chỗ/lắp các đoạn hầm; VIII. Chống thấm tường và nắp CTN; IX. Lấp đầm chặt đất trên nắp; X. Nhổ cọc. 1. Thiết bị nhổ cọc; 2. Máy lu đường; 3. Tường chắn hố đào; 4. Cần trục nâng; 5. Xe chở các tấm đúc sẵn (khi thi công CTN bằng cấu kiện đúc sẵn); 6. Thùng đựng bê tông; 7. Máy xúc đất; 8. Máy đào đất; 9. Thiết bị để đóng cọc; 10. Ô tự đổ. A-D. Các giai đoạn đào đất trong hố đào.

Những ưu việt của phương pháp đào mở (cũng như các nhược điểm, hạn chế của phương pháp này) sẽ được hệ thống lại dưới đây nhưng có thể thấy những lợi ích kinh tế - kỹ thuật khá nổi bật của phương pháp đào mở.

Riêng về tàu điện ngầm, theo [1] đã chỉ ra rằng :

- Do độ sâu các ga không lớn nên tiết kiệm được thời gian đi lại của hành khách từ lối vào tới bến đỗ, tăng nhanh tốc độ thông thoát hành khách từ bến đỗ lên mặt đất;
- Giá thành xây dựng các tuyến đặt nông trong điều kiện địa chất thuận lợi rẻ hơn 2 lần so với các tuyến đào ngầm, chi phí khai thác tính cho 1 km tuyến cũng ít hơn;
- Có khả năng sử dụng các máy móc và thiết bị có năng suất cao, áp dụng rộng rãi kết cấu lắp ghép khối lớn bằng bê tông, toàn khối hoá chúng bằng cách sử dụng các thiết bị lắp đặt bê tông hiện đại, cốp pha tự hành, khung và khối cốt thép sản xuất từ nhà máy... cho phép tăng nhanh tiến độ xây dựng so với phương pháp đào ngầm;
- Về mặt tính toán công trình ngầm khi thi công trong các hố đào mở cũng đơn giản hơn, sơ đồ tính toán sẽ gần với thực tế công trình hơn, vật liệu dùng để thi công dễ kiểm soát được chất lượng hơn so với thi công đào ngầm.

1.2. ƯU NHƯỢC ĐIỂM CỦA PHƯƠNG PHÁP ĐÀO MỞ

Để lựa chọn phương pháp thi công công trình ngầm theo phương pháp đào mở hay đào ngầm, ta cần phân tích kỹ các yếu tố kinh tế - kỹ thuật và môi trường khi thực hiện dự án, trong đó cần nắm rõ ưu nhược cũng như hạn chế của từng phương pháp để cân nhắc và quyết định. Dưới đây sẽ trình bày ưu nhược của phương pháp đào mở mà kinh nghiệm thế giới đã tổng kết.

Ưu điểm nổi bật của phương pháp đào mở là có thể sử dụng máy làm đất và máy thi công khác nhau với mức cơ giới hoá cao, làm sát tới tường ngoài của công trình ngầm hiện hữu, thi công chống thấm cho công trình ngầm đơn giản và có chất lượng.

Theo [2] phương pháp đào mở sẽ có nhiều ưu việt khi công trình ngầm có diện tích lớn trên mặt bằng và không sâu lắm và thường được chọn dùng trong những điều kiện địa chất như :

- Trong nền đất có đá lẫn mô côi hay trong sỏi sạn;
- Trong đất cát bão hoà nước đến độ sâu 6 - 7m;
- Trong đất có độ ẩm tự nhiên đến độ sâu 10 - 11m;
- Trong đất sét bão hoà nước đến độ sâu 10 - 12m;
- Trong đất sét đến độ sâu 13 - 16m.

Những kiến nghị này có tính chất định hướng và trong điều kiện cụ thể, dựa trên độ sâu tối ưu để dùng phương pháp này hay phương pháp khác. Với những phương tiện cơ giới hiện đại trong việc đào và vận chuyển đất đã cho phép trong thời gian ngắn đào được khá sâu và rất rộng. Do đó, đôi khi người ta chuyển từ phương pháp thi công đặc biệt (ví dụ như giếng chìm hoặc đào ngầm) sang đào mở nhất là trong đất có độ ẩm tự nhiên thấp. Trong vùng xây mới (nơi chưa có công trình xây dựng nhưng đã có quy hoạch ổn định) phương pháp đào mở là phương pháp thích hợp nhất khi làm các loại công trình ngầm như colectơ, lối vượt ngầm, ga ra ô tô, tàu điện ngầm v.v...

Phương pháp đào mở cũng có những nhược điểm và hạn chế, nhất là khi thi công trong vùng đô thị có mật độ xây dựng và dân cư đông đúc như trong [2] đã chỉ ra :

a) Chiếm đất nhiều, ồn và dễ gây ách tắc giao thông. Có thể hạn chế bớt ảnh hưởng không tốt nói trên khi dùng phương pháp đào của ngành mỏ bằng cách làm các tường vĩnh cửu của công trình ngầm trước, làm nắp của hầm đủ chắc chắn để phương tiện giao thông đi lại trên đó và công tác khác trên mặt đất cũng có thể thực hiện trên nắp công trình ngầm.

b) Trong đất sét yếu và đất bụi, việc đào hào sẽ bị hạn chế do phải duy trì ổn định vách hố và đáy hố, nên đòi hỏi phải thi công nhanh gấp.

c) Sự gò bó trong vạch tuyến khi phải bám theo đường phố hiện hữu, đặc biệt là bán kính cong nhỏ khi mở tuyến tàu điện ngầm. Một số nơi hào đào lấn vào móng công trình

hiện hữu làm cho nó kém đi về chịu lực hoặc biến dạng, nên phải gia cường chống đỡ thêm, gây tốn kém.

d) Tiến độ thi công và giá thành của phương pháp đào - lấp bởi có nhiều việc phải làm thêm do những sai sót khi khảo sát điều tra hoặc đánh dấu chỉ vì chúng mới được phát hiện lúc đào, di dời hoặc phải đặt lại hệ thống kỹ thuật đô thị hiện đang khai thác (cáp điện, thông tin, ống cấp thoát nước...) là vấn đề khá phức tạp, và dễ kéo dài tiến độ thi công.

e) Chuyển vị của đất và lún các công trình hiện hữu. Các phương pháp làm giảm sự trôi dạt hay giảm lẹm cũng như sự thay đổi dòng chảy và mực nước ngầm... đều dẫn đến những trở ngại trong tiến độ thi công và thay đổi giá thành. Dùng neo đất, thanh chống có lắp kích để căng chỉnh là những giải pháp có hiệu quả đối với công trình nhạy lún hoặc công trình cũ ở lân cận hố đào.

f) Việc di dân để giải phóng mặt bằng dành chỗ cho công trình cũng như cho sân bãi công trường xây dựng, tổ chức lại các tuyến giao thông, ồn, chấn động, bụi... khi thi công thường là những vấn đề xã hội - kinh tế khó giải quyết nhanh gọn để công trình khởi công đúng hạn.

1.3. SỰ KẾT HỢP GIỮA ĐÀO MỎ VÀ ĐÀO NGẦM

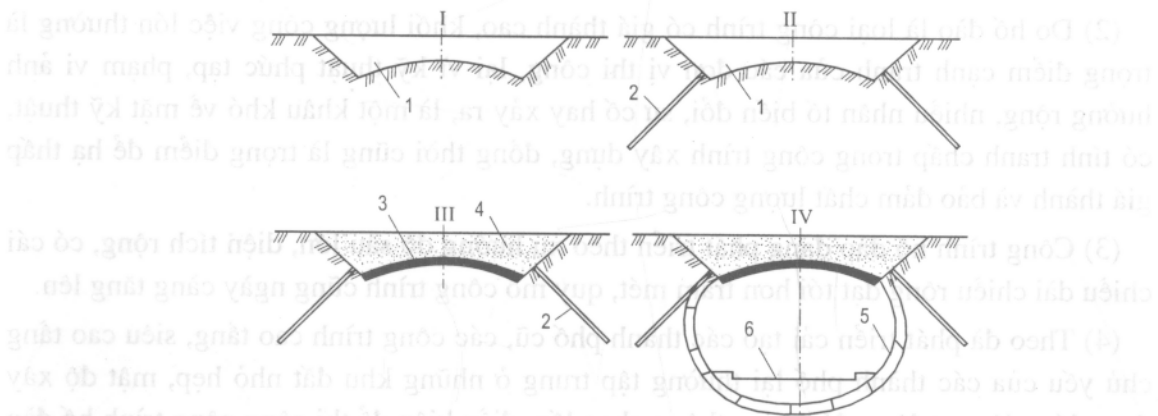
Đào ngầm để xây dựng công trình ngầm có nhiều ưu việt hơn so với đào mở nhất là khi xây dựng trong vùng có mật độ công trình dày đặc (móng nhà cửa, hệ thống đường lưới kỹ thuật ngầm, đường sá giao thông chằng chịt v.v...).

Do công nghệ đào phát triển không ngừng cũng như công cụ kiểm soát chất lượng thông qua tính toán và quan trắc thực tế đã đạt đỉnh cao mà người ta đã hình thành một số xu hướng mới trong thi công công trình ngầm [3].

Theo xu hướng này thì chính phương pháp thi công công trình ngầm từ trên xuống (top - down) thực ra là phương pháp nửa mở và nửa ngầm : làm tường liên tục và tấm sàn đầu tiên trên mặt đất là theo phương pháp mở nhưng những tầng ở dưới sàn đó (hay công trình ngầm) đều được đào phía dưới nắp và phải thực hiện như phương pháp đào ngầm.

Ở Áo và Đức gần đây đã phát triển phương pháp truyền thống nói trên (top - down) thành phương pháp mới - phi truyền thống để xây dựng những công trình ngầm đặt nông trong những đất kém ổn định có tên gọi là " sàn khung cửa " (Doorframe slab Method) hay phương pháp kentner do giáo sư Áo G.Sauner đề xuất (hình 1.3). Trình tự thi công gồm: đào hào (vách hào có thể theo mái dốc nghiêng hoặc tường chắn), làm cọc khoan nhồi để đỡ vòm hoặc sàn, làm cốt pha gỗ hoặc thép trên đáy hào vừa đào, đặt thép và đổ bê tông, chống thấm cho nắp sàn, thi công lớp bảo vệ rồi lấp đất, khôi phục lại điều kiện bề mặt phía trên công trình ngầm, cuối cùng đào đất phía dưới nắp vòm bằng phương pháp đào ngầm. Nắp công trình ngầm có thể là nắp tạm thời nhằm giải quyết vấn đề giao thông; sau khi thi công xong phần ngầm thì mới làm nắp vĩnh cửu (hình 1.4). Tùy theo tính chất của đất và kích thước tiết diện ngang của công trình ngầm có thể đào toàn gương hoặc đào từng bậc theo phương pháp NATM, và sau cùng làm áo công trình ngầm.

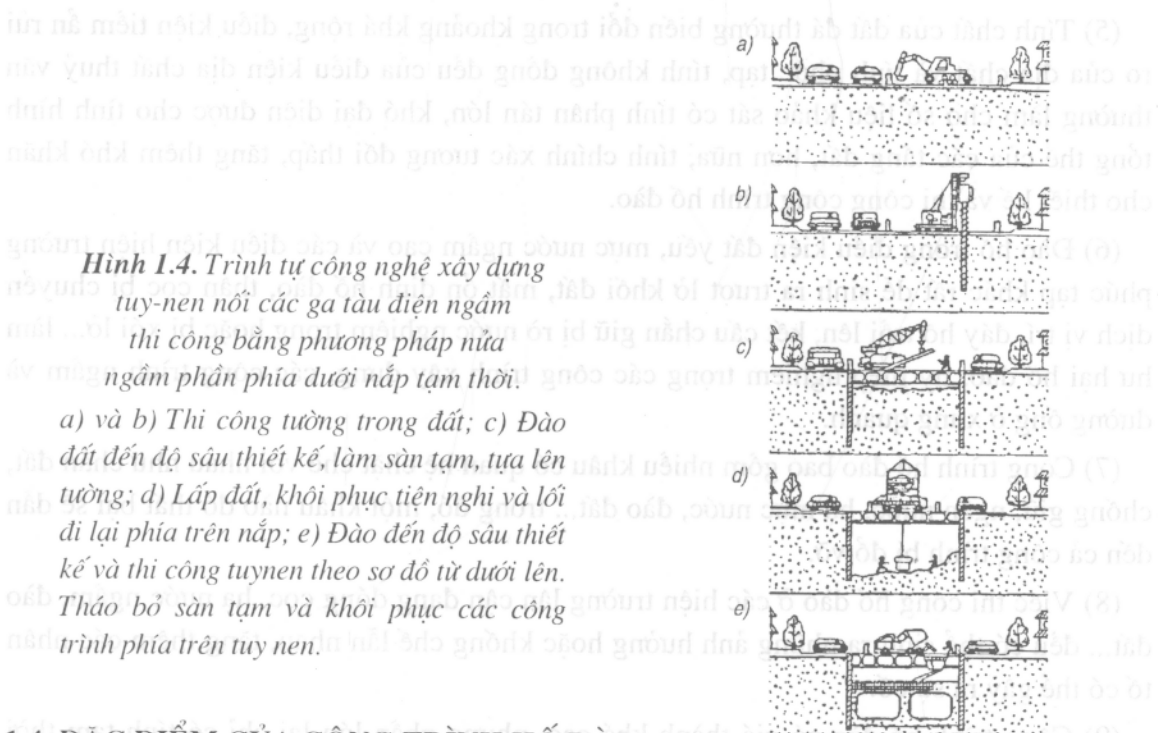
Mặt khác, có thể do tình hình thế giới có nhiều thay đổi sâu sắc sau khi kết thúc chiến tranh lạnh nên xu hướng làm những công trình ngầm đặt sâu cho cả mục đích phòng thủ dân sự (Civil defence) đã giảm đi đáng kể nên công trình ngầm đặt nông đã chiếm tỷ lệ ngày càng tăng dần.



Hình 1.3. Trình tự thi công CTN theo công nghệ "Sàn - khung cửa"

I - IV- Các giai đoạn thi công; 1- Đào hố ; 2- Cọc ; 3 - Áo vòm BTCT;

4- Đất đắp trở lại; 5- Áo CTN; 6- Phân giao thông, đi lại.



Hình 1.4. Trình tự công nghệ xây dựng
tuyến nối các ga tàu điện ngầm
thi công bằng phương pháp nửa
ngầm phần phía dưới nắp tạm thời.

a) và b) Thi công tường trong đất; c) Đào đất đến độ sâu thiết kế, làm sàn tạm, tựa lên tường; d) Lấp đất, khôi phục tiện nghi và lối đi lại phía trên nắp; e) Đào đến độ sâu thiết kế và thi công tuynen theo sơ đồ từ dưới lên. Tháo bỏ sàn tạm và khôi phục các công trình phía trên tuynen.

1.4. ĐẶC ĐIỂM CỦA CÔNG TRÌNH HỐ ĐÀO

Công trình hố đào có nhiều đặc điểm, nhưng khái quát lại gồm có :

(1) Công trình hố đào là một loại công việc tạm thời, sự dự trữ về an toàn có thể là tương đối nhỏ nhưng lại có liên quan với tính địa phương, điều kiện địa chất của mỗi

vùng khác nhau thì đặc điểm cũng khác nhau. Công trình hố đào là một khoa học đan xen giữa các khoa học về địa kỹ thuật, về kết cấu và kỹ thuật thi công; là một loại công trình mà hệ thống chịu ảnh hưởng đan xen của nhiều nhân tố phức tạp và là ngành khoa học kỹ thuật tổng hợp đang còn chờ phát triển về lý luận.

(2) Do hố đào là loại công trình có giá thành cao, khối lượng công việc lớn thường là trọng điểm cạnh tranh của các đơn vị thi công, lại vì kỹ thuật phức tạp, phạm vi ảnh hưởng rộng, nhiều nhân tố biến đổi, sự cố hay xảy ra, là một khâu khó về mặt kỹ thuật, có tính tranh chấp trong công trình xây dựng, đồng thời cũng là trọng điểm để hạ thấp giá thành và bảo đảm chất lượng công trình.

(3) Công trình hố đào đang phát triển theo xu hướng độ sâu lớn, diện tích rộng, có cái chiều dài chiều rộng đạt tới hơn trăm mét, quy mô công trình cũng ngày càng tăng lên.

(4) Theo đà phát triển cải tạo các thành phố cũ, các công trình cao tầng, siêu cao tầng chủ yếu của các thành phố lại thường tập trung ở những khu đất nhỏ hẹp, mật độ xây dựng lớn, dân cư đông đúc, giao thông chen lấn, điều kiện để thi công công trình hố đào đều rất kém. Lân cận công trình thường có các công trình xây dựng vĩnh cửu, các công trình lịch sử, nghệ thuật bắt buộc phải được an toàn, không thể đào có mái dốc, yêu cầu đối với việc ổn định và khống chế chuyển dịch là rất nghiêm ngặt.

(5) Tính chất của đất đá thường biến đổi trong khoảng khá rộng, điều kiện tiềm ẩn rủi ro của địa chất và tính phức tạp, tính không đồng đều của điều kiện địa chất thủy văn thường làm cho số liệu khảo sát có tính phân tán lớn, khó đại diện được cho tình hình tổng thể của các tầng đất, hơn nữa, tính chính xác tương đối thấp, tăng thêm khó khăn cho thiết kế và thi công công trình hố đào.

(6) Đào hố trong điều kiện đất yếu, mực nước ngầm cao và các điều kiện hiện trường phức tạp khác rất dễ sinh ra trượt lở khối đất, mất ổn định hố đào, thân cọc bị chuyển dịch vị trí, đáy hố trôi lên, kết cấu chắn giữ bị rò nước nghiêm trọng hoặc bị xói lở... làm hư hại hố đào, uy hiếp nghiêm trọng các công trình xây dựng, các công trình ngầm và đường ống ở xung quanh.

(7) Công trình hố đào bao gồm nhiều khâu có quan hệ chặt chẽ với nhau như chắn đất, chống giữ, ngăn nước, hạ mực nước, đào đất... trong đó, một khâu nào đó thất bại sẽ dẫn đến cả công trình bị đổ vỡ.

(8) Việc thi công hố đào ở các hiện trường lân cận đang đóng cọc, hạ nước ngầm, đào đất... đều có thể sinh ra những ảnh hưởng hoặc khống chế lẫn nhau, tăng thêm các nhân tố có thể gây ra sự cố.

(9) Công trình hố đào có giá thành khá cao, nhưng phần lớn lại chỉ có tính tạm thời nên thường không muốn đầu tư chi phí nhiều. Nhưng nếu để xảy ra sự cố thì xử lý sẽ vô cùng khó khăn, gây ra tổn thất lớn về kinh tế và ảnh hưởng nghiêm trọng về mặt xã hội.

(10) Công trình hố đào có chu kỳ thi công dài, từ khi đào đất cho đến khi hoàn thành toàn bộ các công trình kín khuất ngầm dưới mặt đất phải trải qua nhiều lần mưa to,

nhiều lần chất tải, chấn động, thi công có sai phạm v.v... tính ngẫu nhiên của mức độ an toàn tương đối lớn, sự cố xảy ra là đột biến.

1.5. NHỮNG VẤN ĐỀ ĐỊA KỸ THUẬT TRONG XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH NGẦM CỦA THÀNH PHỐ

Dù đào mở hoặc đào ngầm, những vấn đề địa kỹ thuật có liên quan đến công trình ngầm hay còn gọi là hậu quả địa kỹ thuật do xây dựng công trình ngầm gây ra cần phải lường trước và tìm mọi biện pháp để kiểm soát và khống chế những hậu quả bất lợi cho đô thị nói riêng và cho môi trường nói chung.

Theo giáo sư V.A Ilichev [4] thì những vấn đề địa kỹ thuật dưới đây phải chú ý giải quyết :

- Vấn đề quan trọng trước khi đào là thiết kế kết cấu chắn giữ thành hố. Thực tế chứng tỏ rằng công nghệ thi công và trình tự xây dựng có ảnh hưởng lớn đến trị số và đặc trưng phân bố nội lực trong kết cấu chắn đất và chuyển vị của chúng. Khi chọn kết cấu tường chắn thích hợp và trình tự thi công đúng đắn sẽ giảm thiểu nội lực và chuyển vị của tường.

- Khi khảo sát nền đất theo tiêu chuẩn hiện hành chỉ cho phép dùng một số hạn chế các mô hình tính toán. Ví dụ nếu dùng mô hình đàn dẻo Mohr - Coulomb cho điều kiện địa chất công trình Matxcova thì rất gần với kết quả quan trắc, sai số không vượt quá 20%, còn nếu dùng mô hình MOMIS của người Pháp cho tường trong đất và cọc bản thép thì sai số đến 100% về độ lún mặt đất và 50% về chuyển vị của đỉnh tường. Nguyên nhân của sai khác này là do mô hình MOMIS là dùng cho đất yếu, không phù hợp với đất nền của Matxcova.

- Dự báo biến dạng của công trình quanh hố đào là vấn đề thời sự trong điều kiện xây dựng có mật độ cao của các thành phố lớn. Sự khác nhau trong thiết kế công trình ngầm đặt nơi chật hẹp của đô thị so với thiết kế những nhà thông thường là ở chỗ lựa chọn kết cấu và phương pháp xây dựng nó do công trình hiện hữu quanh đó quyết định. Vì vậy, một trong các dữ liệu dùng trong thiết kế là những biến dạng thêm giới hạn của nhà đã có thời gian sử dụng lâu dài ở gần công trình ngầm.

- Vấn đề quan trọng cuối cùng khi xây dựng công trình ngầm là cần tìm kiếm các kết cấu có hiệu quả để bảo vệ những nhà/công trình nằm trong vùng ảnh hưởng của công trình ngầm cũng như phương pháp xây dựng chúng.

1.6. SỰ CỐ CỦA CÔNG TRÌNH HỐ ĐÀO

Ở nước ta, tuy chưa có sự tổng kết và phân tích có hệ thống nhưng trên phương tiện thông tin đại chúng đã loan báo một số sự cố lớn hoặc nhỏ trong thi công hố đào như sập lở thành, hỏng hệ thống chắn giữ, gây lún nứt thậm chí nghiêng hoặc sập những công trình lân cận.

Ví dụ ở Anh, trong những năm từ 1973 - 1980 khi phân tích những sự cố nghiêm trọng của hố đào sâu (hơn 6m hoặc nông hơn) thì thấy rằng:

- Hố đào không có chắn giữ chiếm 63% các trường hợp;
- Hệ thống chắn giữ làm việc quá giới hạn: 20% các trường hợp;
- Chắn giữ không đầy đủ : 14% các trường hợp;
- Mất ổn định mái dốc khi đào mở: 3% các trường hợp.

Hơn nữa, tổng kết còn cho thấy hơn 1/3 sự cố nghiêm trọng trong thời kỳ này đã xảy ra trong nền đất đắp hoặc ở những nơi mà đất đã bị xáo trộn do thi công đất.

Ở Trung Quốc [5] trong những năm gần đây chỉ mới phân tích hơn 160 sự cố hố đào đã cho thấy có 5 vấn đề cần quan tâm (bảng 1.1).

Bảng 1.1. Thống kê các nguyên nhân gây sự cố hố đào

TT	Nguyên nhân gây ra sự cố	Số lần phát sinh	Tỷ lệ % trong tổng sự cố
1	Vấn đề thuộc quản lý	10	6
2	Vấn đề thuộc khảo sát	7	3,5
3	Vấn đề thuộc thiết kế	74	46
4	Vấn đề thuộc thi công	66	41,5
5	Vấn đề thuộc quan trắc	5	3

Qua đó ta thấy những sai lầm thuộc thiết kế chiếm 46% trường hợp và do thi công chiếm 41,5% trường hợp, trong đó đặc biệt chú ý có đến 30% trường hợp là khi thi công ở nền đất yếu với mực nước ngầm cao... gây tổn thất hàng triệu đến hàng chục triệu nhân dân tệ (tiền Trung Quốc), có thương vong về người, làm chậm tiến độ thi công, tăng giá thành công trình, ảnh hưởng xấu đến sinh hoạt bình thường của nhân dân quanh vùng, gây hậu quả không tốt về mặt xã hội.

Qua đây cho ta thấy sự quan trọng của việc khảo sát, thiết kế, thi công, quan trắc và quản lý trong công trình chắn giữ các hố đào sâu, để tránh sự cố thì phải đặc biệt chú ý ở những khâu có tỷ trọng rủi ro cao.

Chương 2

NGUYÊN TẮC THIẾT KẾ KẾT CẤU CHẮN GIỮ HỒ ĐÀO SÂU

Để thiết kế kết cấu chắn giữ hồ đào sâu cần có tài liệu địa chất công trình và địa chất thủy văn, khảo sát công trình lân cận, sau đó lựa chọn kiểu kết cấu chắn giữ và tính toán chúng theo yêu cầu chức năng của kết cấu ấy.

2.1. YÊU CẦU KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH VÀ ĐỊA CHẤT THUỶ VĂN

Tài liệu khảo sát địa chất công trình và địa chất thủy văn của đất được xem là căn cứ quan trọng để hoàn thành tốt việc thiết kế và thi công chắn giữ hồ đào sâu. Trong trường hợp bình thường, khảo sát cho chắn giữ hồ đào sâu phải tiến hành đồng bộ với việc khảo sát của công trình chính. Khi đặt nhiệm vụ khảo sát hoặc lập đề cương khảo sát phải tính đến những đặc điểm và nội dung của việc thiết kế và thi công công trình chắn giữ hồ đào sâu, có những quy định riêng để ra yêu cầu cho công việc khảo sát địa chất công trình và địa chất thủy văn của vùng đất định xây dựng công trình ngầm.

Để lập nhiệm vụ khảo sát phải có đầy đủ các tài liệu sau đây :

- 1) Địa hình, đường ống kỹ thuật ngầm (nếu có) tại vùng đất xây dựng và bản vẽ mặt bằng bố trí công trình dự định xây dựng.
- 2) Loại hình, tải trọng kết cấu bên trên của công trình dự định xây dựng và loại công trình ngầm có thể sử dụng, nhất là bề rộng và độ sâu hố đào vì chúng là cơ sở để lựa chọn sơ đồ tính cũng như công nghệ thi công.
- 3) Độ sâu hố đào, cốt cao đáy hố, kích thước mặt bằng hố và kiểu loại cũng như chế độ công nghệ thi công công trình chắn giữ hố đào có thể được sử dụng.
- 4) Điều kiện môi trường tại vùng đất công trình và vùng đất phụ cận (công trình ở gần và những yêu cầu về môi trường: hạn chế biến dạng và chuyển dịch của đất hoặc chấn động , tiếng ồn, xử lý đất - nước thải lúc thi công) cùng các điều kiện khí hậu của địa phương (mưa, ngập lụt, nắng hạn) v.v...

Làm sáng tỏ những yếu tố nói trên là một trong những nhiệm vụ khảo sát xây dựng để phục vụ cho lộ trình chung là "khảo sát - thiết kế - thi công" và nhờ đó để giải quyết các yêu cầu sau :

- Lựa chọn phương án tối ưu cho giải pháp kết cấu và quy hoạch chung;
- Xác định tải trọng lên các kết cấu chịu lực;
- Chính xác hoá sơ đồ tính và lập kế hoạch thi công;

- Dự báo những biến đổi có thể xảy ra của môi trường đô thị có liên quan đến xây dựng và khai thác.

2.1.1. Công tác thăm dò

1. Để cương khảo sát

Căn cứ vào văn bản về nhiệm vụ khảo sát địa chất công trình sẽ tiến hành thu thập các tài liệu đã có về địa chất, thủy văn, khí tượng trong phạm vi phụ cận của công trình, các kinh nghiệm trong xây dựng ở địa phương để lập đề cương khảo sát mà nội dung cơ bản gồm có :

(1) Tên công trình và đơn vị chủ quản;

(2) Mục đích và nhiệm vụ khảo sát;

(3) Phương pháp khảo sát và bố trí khối lượng công việc: bao gồm nội dung, phương pháp, số lượng của công việc đo vẽ, điều tra, thăm dò v.v.... và yêu cầu đối với từng hạng mục công việc;

(4) Những vấn đề có thể gặp phải trong khi tiến hành công việc và biện pháp giải quyết vấn đề;

(5) Chính lý tài liệu và nội dung của bản báo cáo, những biểu đồ phải có.

2. Thăm dò hiện trường

Thăm dò hiện trường có 4 loại là đào thăm dò, khoan thăm dò, thăm dò bằng phương pháp xuyên và thăm dò bằng phương pháp vật lý. Trong việc thăm dò địa chất công trình, hiện nay khoan thăm dò là phương pháp được dùng rộng rãi nhất và có hiệu quả nhất. Phương pháp này dùng thiết bị và công cụ khoan để lấy mẫu thử đất đá từ lỗ khoan để xác định tính chất cơ lý của đất đá và phân loại các địa tầng. Phương pháp thăm dò bằng xuyên hay vật lý cũng là một trong các phương pháp thăm dò, đồng thời cũng lại là một phương pháp để kiểm tra, bằng phương pháp xuyên có thể xác định tính chất cơ lý của nền đất, lựa chọn tầng chịu lực và móng cọc và xác định khả năng chịu lực của cọc. Thăm dò bằng phương pháp vật lý (như rada địa chất) có thể biết rõ được mặt ranh giới của các sông ngòi mạch ngầm cổ và các chướng ngại vật ngầm v.v...

Bố trí điểm thăm dò cho công trình chắn giữ hố đào sâu: Phạm vi thăm dò là vùng đất có thể bố trí kết cấu chắn giữ, bố trí điểm thăm dò trong phạm vi rộng ra ngoài ranh giới hố đào, bằng 1 - 2 lần độ sâu hố đào. Với loại đất mềm, phạm vi khảo sát phải mở rộng thoả đáng hơn nữa. Điểm thăm dò phải bố trí quanh chu vi hố đào với khoảng cách từ mép hố xác định theo mức độ phức tạp của địa tầng, thường là khoảng 20 - 30m. Độ sâu khảo sát phải đáp ứng yêu cầu kiểm tra ổn định tổng thể, thường không được nhỏ hơn 2 - 2,5 lần độ sâu của hố đào.

Thiết kế và thi công chắn giữ hố đào bao giờ cũng gặp phải tầng đất nông trên mặt đất, do đó yêu cầu đối với việc khảo sát nó càng phải tường tận hơn. Tầng đất mặt ở một số vùng trầm tích cổ có thể gặp suối ngầm, ao ngầm, giếng ngầm, sông cổ và các

chướng ngại vật v.v..., đất lấp thường gặp là đất tốt và đất rác. Nếu trước khi lấp đất mà không dọn sạch cỏ rác và bùn nhão thì thường lẫn rất nhiều tạp chất hữu cơ. Các vùng gần các đô thị thì thường gặp đất lấp bằng phế thải xây dựng sâu 2 - 5m, có nơi lấp bằng xỉ than hoặc rác thải sinh hoạt, hàm lượng tạp chất hữu cơ khá nhiều.

Trong việc khảo sát địa chất công trình cho công trình chắn giữ hố đào nếu gặp phải các tầng đất nói trên (suối ngầm, sông cổ, chướng ngại vật ngầm v.v...), ngoài sử dụng hố khoan có tính khống chế ra, có thể bố trí thêm nhiều hố nông ví dụ như khoan thìa, khoan hoa day có đường kính nhỏ, khoảng cách hố khoan có thể trong phạm vi 2 - 3m, yêu cầu làm rõ nguyên nhân hình thành và loại đất lấp, làm rõ địa hình, địa mạo, ao hồ biến đổi, làm rõ đặc trưng phân bố, độ dày và biến đổi ranh giới, nói rõ các đặc tính công trình chủ yếu.

Cần đặc biệt chú ý sự có mặt lớp đất yếu, tuy rất mỏng, nằm trong các lớp đất tốt, vì lớp đất yếu này có thể gây trượt/mất ổn định cho hố đào sâu nhất là khi thể nằm của nó là nghiêng.

Để tiến hành thiết kế tường chắn chống thấm và hạ nước ngầm hố đào, phải tiến hành khảo sát địa chất thủy văn, tìm rõ tầng chứa nước (bao gồm tầng trên giữ nước, nước ngầm, nước áp lực) và tình hình vị trí tầng, độ sâu phân bố của tầng chứa nước, xác định mực nước ngầm tĩnh. Với công trình trọng yếu phải thực hiện phân tầng lấy nước thử nghiệm hoặc bơm nước thử nghiệm (với đất sét), bố trí lỗ quan sát mực nước, nhằm xác định được hệ số thấm K của các tầng chứa nước và nguồn cung cấp bổ sung.

2.1.2. Công tác thí nghiệm

Các thông số xác định trong các thí nghiệm phải đáp ứng được yêu cầu của công việc thiết kế và thi công chống giữ và hạ mực nước ngầm ở hố đào sâu, thông thường phải tiến hành các việc thử nghiệm và đo lường sau đây:

- 1) Trong lượng tự nhiên γ , độ ẩm tự nhiên ω và độ rỗng e của đất.
- 2) Thí nghiệm phân tích hạt để xác định hàm lượng hạt cát mịn, hạt sét và hệ số không đồng đều $C_u = d_{60}/d_{10}$, nhằm đánh giá khả năng của các hiện tượng xói ngầm, rửa trôi và cát chảy.

Nếu nhiều dòng thấm của nước là từ dưới lên trên, khi lực thủy động hướng lên bằng với trọng lượng đẩy nổi của đất thì hạt đất sẽ ở trạng thái huyền phù mà mất ổn định, khi đó sẽ xảy ra hiện tượng cát chảy. Cát chảy xảy ra ở chỗ dòng thấm trào ra từ bề mặt khối đất và không xảy ra trong nội bộ khối đất. Cát chảy chủ yếu xảy ra với cát mịn, cát bột và đất bột.

Theo phân tích một số công trình của nước ngoài khi nước ngầm chảy từ dưới lên trên, ở độ chênh thủy lực $I \approx 1$, thì các loại đất sau đây dễ xảy ra hiện tượng cát chảy:

- (1) Hàm lượng hạt sét (phần trăm theo khối lượng) $< 10 - 15\%$; Hàm lượng hạt bụi (phần trăm theo khối lượng) $> 65 - 75\%$;

- (2) Hệ số không đồng đều C_u trong khoảng 1,6 - 3,2;
- (3) Hệ số rỗng $e > 0,85$;
- (4) Độ ẩm (phần trăm theo trọng lượng) $\omega > 30 - 35\%$;
- (5) Lớp cát mịn và đất mịn loại cát có độ dày > 25 cm.

Khi dòng thấm trong đất cát, các hạt nhỏ mịn trong đất dưới tác động của lực thủy động, có thể bị nước kéo đi qua khe rỗng giữa các hạt thô, đó là hiện tượng xói ngầm. Xói ngầm có thể xảy ra trong phạm vi cục bộ, nhưng cũng có khả năng mở rộng dần và dẫn đến khối đất bị mất ổn định và phá hủy. Xói ngầm cũng có thể xảy ra ở chỗ dòng thấm trào ra hoặc xảy ra ngay trong nội bộ khối đất. Độ chênh của cột nước tới hạn khi xảy ra xói ngầm có liên quan với đường kính của hạt đất và tình hình cấp phối. Hệ số không đồng đều càng nhỏ thì càng dễ xảy ra xói ngầm. Với loại đất không dính mà hệ số không đồng đều $C_u > 10$, với độ chênh thủy lực tương đối nhỏ cũng có thể xảy ra xói ngầm.

3) Thí nghiệm nén: Thí nghiệm nén ở trong phòng cung cấp chỉ tiêu tính nén, hệ số nén và môđun nén... chúng dùng để tính toán biến dạng. Khi phải tính đến ảnh hưởng của việc giảm tải trọng rồi lại tăng tải trọng khi đào hố sâu thì phải làm thí nghiệm đàn hồi. Xem xét lịch sử ứng suất để tiến hành tính lún, phải xác định áp lực tiền cố kết, chỉ số nén và chỉ số đàn hồi.

Với công trình xây dựng trọng yếu đặt trên đất mềm sâu dày có tính nén cao, phải xác định hệ số cố kết thứ cấp dùng để tính toán lún thứ cấp.

Khi tiến hành phân tích ứng suất biến dạng, phải làm thí nghiệm nén ba trục, cung cấp thông số tính toán cho mô hình đàn hồi phi tuyến và đàn hồi dẻo.

4) Thí nghiệm cường độ chống cắt: Cường độ chống cắt τ , lực dính C và góc ma sát trong ϕ của đất có thể dùng thí nghiệm cắt trong phòng với mẫu đất nguyên trạng, thí nghiệm cắt ở hiện trường, với đất sét mềm, bão hoà nước có thể áp dụng thí nghiệm cắt bản chữ thập và thí nghiệm xuyên tĩnh.

Với công trình trọng yếu phải dùng thí nghiệm cắt ba trục, đất tính sét bão hoà nước khi tốc độ gia tải khá nhanh nên dùng thí nghiệm không cố kết không thoát nước (UU); Khi tốc độ thoát nước của khối đất tương đối nhanh mà tiến hành thí công lại tương đối chậm, có thể dùng thí nghiệm cố kết không thoát nước (CU). Khi cần phải cung cấp chỉ tiêu cường độ chống cắt ở ứng suất hữu hiệu thì phải dùng thí nghiệm cố kết không thoát nước có đo áp lực nước lỗ rỗng ($\bar{C}U$).

Với các công trình bình thường, có thể dùng thí nghiệm cắt phẳng, phương pháp thí nghiệm được quyết định bởi loại tải trọng, tốc độ gia tải và điều kiện thoát nước của đất, thường thì có thể dùng cách cố kết cắt nhanh. Căn cứ kinh nghiệm của vùng đất Thượng Hải, trị C , ϕ dùng để tính áp lực đất và ổn định tổng thể đã lấy từ trị số đỉnh của cường độ chống cắt. Với trị C , ϕ để tính độ trôi của hố móng và các tính toán khác có thể lấy bằng 70% trị số đỉnh của cường độ chống cắt.

Với đất sét bão hoà nước, có khi cần làm thí nghiệm cường độ chống cắt mẫu đất không hạn chế hông để xác định cường độ chống cắt không hạn chế hông q_u và độ nhạy của đất S_l .

5) Xác định hệ số thấm: Với những công trình trọng yếu phải dùng phương pháp thí nghiệm hút nước hiện trường hoặc thí nghiệm bơm nước để đo hệ số thấm của đất. Các công trình bình thường có thể làm thí nghiệm thấm ở trong phòng để đo hệ số thấm theo phương thẳng đứng k_v và hệ số thấm theo phương nằm ngang k_h . Đất cát và đất đá vụn có thể dùng thí nghiệm cột nước không đổi, đất sét và đất tính sét có thể áp dụng thí nghiệm cột nước biến đổi còn loại đất mềm có tính thấm nước rất thấp thì có thể xác định bằng thí nghiệm cố kết.

6) Thí nghiệm chất hữu cơ: Theo hàm lượng chất hữu cơ, đất có thể chia làm đất vô cơ, đất hữu cơ, đất than bùn và than bùn vv... Có thể xác định lượng hữu cơ bằng lượng mất đi khi đốt hoặc bằng phương pháp dung lượng potassium chromate nặng, khi cần có thể dùng phương pháp hoá phân tích để xác định thành phần axit hữu cơ.

7) Xác định hệ số nền: Đối với các công trình bình thường có thể dựa theo các quy phạm hiện có để xác định hệ số tỉ lệ m_0 của đất nền theo chiều đứng và hệ số tỉ lệ m theo chiều ngang. Với các công trình trọng yếu có thể xác định bằng thí nghiệm nén tải trọng qua tấm phẳng hoặc thí nghiệm nén bên.

Thí nghiệm nén bên còn có thể đo được hệ số áp lực bên tĩnh.

2.1.3. Nội dung chủ yếu của báo cáo khảo sát

Khảo sát địa chất công trình và địa chất thuỷ văn cho công trình chắn giữ hồ đào thường phải tiến hành kết hợp đồng thời với công trình chính do đó, báo cáo cũng phải soạn thảo cùng lúc. Ngoài những nội dung mà báo cáo khảo sát của công trình chính cần phải có ra, chủ yếu còn thêm các nội dung sau đây:

1) Khái quát về các điều kiện địa chất công trình và địa chất thuỷ văn có liên quan tới việc đào và chắn giữ hồ đào. Với các tầng đất có liên quan tới việc đào và chắn giữ thì việc phân bố và biến đổi của chúng theo các thể nằm ngang và chiều thẳng đứng phải phân chia và miêu tả cho thật chi tiết, trên bản vẽ mặt bằng và mặt cắt phải chỉ rõ vị trí của khe suối ngầm, sông cổ và các tư liệu về những địa tầng có thể xảy ra hiện tượng phun trào, cát chảy, đồng thời đưa ra các biện pháp và kiến nghị phòng ngừa;

2) Tiến hành thống kê và tổng hợp phân tích các thông số cơ lý của đất cần thiết cho thiết kế và thi công công trình chắn giữ hồ đào, để ra trị số kiến nghị của các thông số;

3) Cung cấp tài liệu và thông số về các tầng chứa nước, cũng như nguồn nước có thể gây úng ngập, đưa ra kiến nghị về phương án thi công chắn giữ hồ đào và hạ mực nước ngầm hoặc cần tháo khô tiểu vùng xây dựng;

4) Dự kiến sự biến đổi quan hệ ứng suất - biến dạng của khối đất do đào hố móng gây ra và những ảnh hưởng bất lợi của việc hạ mực nước ngầm đến môi trường xung quanh;

5) Đề xuất các kiến nghị về việc quan trắc ở hiện trường đối với các kết cấu chắn giữ trong quá trình thi công hồ đào hoặc công trình lân cận.

Ngoài những nội dung chính nói trên có thể thêm những phụ lục tương ứng với các phần chính của báo cáo.

2.2. ĐIỀU TRA CÔNG TRÌNH XUNG QUANH

Trước khi thiết kế và thi công công trình chắn giữ hố đào sâu, phải điều tra tường tận môi trường xung quanh, làm rõ vị trí, hiện trạng của các công trình xây dựng, các kết cấu ngầm, đường sá, ống ngầm vv... hiện đang có trong phạm vi chịu ảnh hưởng, đồng thời dự tính những ảnh hưởng đối với công trình xung quanh do việc đào và hạ mực nước ngầm gây ra. Đề ra các biện pháp đề phòng, khống chế và quan trắc cần thiết.

1) Công trình xây dựng trên mặt đất: Các công trình xây dựng trong phạm vi ảnh hưởng bằng khoảng 3 lần độ sâu hố đào ở xung quanh hố móng, phải điều tra rõ về hình thức kết cấu, kiểu loại, kích thước và độ chôn sâu của móng, thời gian thi công xây dựng, tình hình sử dụng, hiện trạng của lún, biến dạng, tình hình ổn định, có bị lún, nghiêng không đều nghiêm trọng không, có vết nứt không và mở rộng vết nứt như thế nào v.v...

2) Kết cấu ngầm: Chủ yếu là đường xe điện ngầm, đường hầm, công trình phòng không, bể chứa dầu, nhà gara ngầm vv... Làm rõ hình thức kết cấu, độ chôn sâu, vị trí mặt bằng, công năng sử dụng và khả năng có thể xảy ra khi di dịch vị trí v.v...

3) Đường ống ngầm: chủ yếu là ống khí đốt, ống cấp nước, ống thoát nước, đường cáp điện, điện thoại vv... Phải điều tra rõ về công năng sử dụng, vị trí, độ chôn sâu, áp lực trong ống, đường kính ống, vật liệu ống và cấu tạo mối nối ống v.v...

4) Đường sắt, đường bộ: Điều tra rõ về đường ray của đường sắt, kết cấu mặt đường của đường bộ, cự li từ đường sắt đường bộ tới hố móng, tình hình của nền đường, lưu lượng xe cộ và tải trọng của xe v.v...

Ở một số nước tiên tiến người ta có sẵn tài liệu về hệ thống công trình ngầm, kể cả một phần trong hệ thống đó đã loại bỏ, nên những công việc vừa nêu có thể thực hiện tương đối đơn giản. Ngược lại, ở nước ta, việc lưu giữ bản đồ hệ thống công trình ngầm (tuy mới hạn chế chỉ với mạng lưới hệ thống kỹ thuật: đường cấp thoát nước, cáp điện tín và điện động lực ...) tại các thành phố lớn còn nhiều thiếu sót nên những thông tin cần thiết nói trên cần phải tìm ra phương pháp khảo sát cũng như tổ chức đo vẽ cần thiết nên sẽ rất tốn kém. Ngoài ra việc xác định lượng bom mìn còn sót (chưa nổ hiện nằm trong lòng đất) trong chiến tranh vừa qua càng làm cho công tác khảo sát điều kiện môi trường thêm những nhiệm vụ có đặc thù riêng và để giải quyết phải nhờ đến sự giúp đỡ kỹ thuật của công binh.

Tóm lại, để việc khảo sát nói trên có đủ thông tin phục vụ cho thiết kế và thi công hố đào sâu cần phải có những số liệu đặc công trình, địa chất công trình, địa chất thủy văn, công trình lân cận và có khi cần cả số liệu về khí tượng thủy văn nữa.

2.3. PHÂN LOẠI TƯỜNG CHẮN HỐ ĐÀO

Tường chắn hố đào có các loại chủ yếu sau đây:

(1) Tường chắn bằng xi măng đất trộn ở tầng sâu: Trộn cưỡng chế đất với xi măng thành cọc xi măng đất, sau khi đóng rắn lại sẽ thành tường chắn có dạng bản liền khối đạt cường độ nhất định, dùng cho loại hố đào có độ sâu 3 - 6m;

(2) Cọc bản thép: dùng thép máng, thép sắp ngửa móc vào nhau hoặc cọc bản thép khoá miệng bằng thép hình với mặt cắt chữ U và chữ Z. Dùng phương pháp đóng hoặc rung để hạ chúng vào trong đất, sau khi hoàn thiện nhiệm vụ chắn giữ, có thể thu hồi sử dụng lại, dùng cho loại hố móng có độ sâu từ 3 - 10m.

Trên thị trường thế giới người ta đã dùng cọc bản PVC thay thép.

(3) Cọc bản bê tông cốt thép có mặt cắt chữ U, C... dài 6 - 20m, sau khi đóng cọc xuống đất, trên đỉnh cọc đổ một đầm mũ bằng bê tông cốt thép để đặt thanh chống hoặc thanh neo, dùng cho loại hố móng có độ sâu 3 - 15m;

Ở nước ta đã sản xuất bản cọc bản bằng BTCT ứng suất trước.

(4) Tường chắn bằng cọc khoan nhồi: đường kính $\phi 600 - 1000\text{m}$, cọc dài 15 - 30m, làm thành tường chắn theo kiểu hàng cọc, trên đỉnh cũng đổ đầm vòng bằng BTCT, dùng cho loại hố móng có độ sâu 6 - 13, có khi đến 25m.

(5) Tường liên tục trong đất: sau khi đào thành hào móng thì đổ bê tông, làm thành tường chắn đất bằng bê tông cốt thép có cường độ tương đối cao, dùng cho hố móng có độ sâu 10m trở lên hoặc trong trường hợp điều kiện thi công tương đối khó khăn. Có thể làm tường bằng kết cấu tấm BTCT lắp ghép.

(6) Giếng chìm và giếng chìm hơi ép: trên mặt đất hoặc trong hố đào nông có nền được chuẩn bị đặc biệt, ta làm tường vây của công trình để hở ở phía trên và phía dưới. Phía bên trong công trình (trong lòng của giếng) đặt các máy đào đất, và dùng cần trục để chuyển đất đào được ra khỏi giếng. Cũng có thể đào đất bằng phương pháp thủy lực. Dưới tác dụng của lực trọng trường (trọng lượng bản thân của giếng) công trình sẽ hạ sâu vào đất. Để giảm lực ma sát ở mặt ngoài giếng có thể dùng phương pháp xói thủy lực, làm lớp vữa sét quanh mặt ngoài giếng và đất, sơn lên mặt ngoài lớp sơn chống ma sát v.v...

Sau khi giếng đã hạ đến độ sâu thiết kế sẽ thi công bịt đáy và làm các kết cấu bên trong từ dưới lên trên: cột, sàn, móng thiết bị, bunke v.v...

Trừ loại tường chắn loại (1) và (2), các loại tường chắn còn lại thường được sử dụng khi thi công hố đào và nhiều trường hợp còn làm tường vĩnh cửu cho công trình ngầm.

Kết cấu tường chắn giữ hố đào sâu có thể phân loại theo :

- Phương thức đào hố (hình 2.1);
- Đặc điểm chịu lực (hình 2.2);
- Chức năng kết cấu (hình 2.3).

(A) Đào hố không có chắn giữ

Đào thẳng đứng

Đào thẳng đứng

Đào có dốc

Đào có dốc khi không có nước ngầm
Đào có dốc thoát nước bằng máng hồ
Đào có dốc khi hạ mực nước bằng giếng

Đào kiểu côngxon

(Có neo kéo, không có neo kéo)

Cọc bản thép, cọc ống thép, cọc bản BTCT
Cấu thành bởi cọc nhồi BTCT (cọc xếp dày, cọc xếp thưa), tường chắn đất tổ hợp bởi một hàng hoặc hai hàng - cọc nhồi khoan lỗ và bơm vữa hoặc cọc trộn đất vôi, cọc bơm quay)

Tường liên tục ngầm

Tường liên tục ngầm BTCT
Tường liên tục ngầm đất vôi có cốt (SMW)

Kết cấu chắn giữ bằng giếng chìm

Tường chắn đất kiểu trọng lực

(B) Đào hố có chắn giữ

Cọc giữ đất cốt cứng

Đào kiểu kết cấu chắn giữ hình vòm

Đào kiểu chắn giữ bên trong (hệ thống trong được tạo thành bởi dầm ngang dọc theo mặt bằng, ống thép, cọc) bao gồm một tầng chống, nhiều tầng chống

Đào kiểu kết cấu chắn giữ với neo đất (cọc chắn đất, kết cấu neo giữ một tầng, nhiều tầng, đinh đất, kiểu thanh neo có tạo lực neo bằng dự ứng lực và không dự ứng lực)

(C) Đào phân đoạn hố đào - phương pháp đào phân đoạn hố đào

(Kết hợp phương thức A.B)

Đầu tiên đóng cọc bản - đào ở phần giữa - đổ bê tông CTN ở giữa và các kết cấu ngầm - thanh chống chéo và chống ngang - rồi lại đào đất xung quanh thi công tiếp

(D) Đào bằng phương pháp ngược và bán ngược (top-down) - Trước tiên làm cọc nhồi bê tông hoặc tường rồi làm bản sàn bê tông từ trên xuống, lợi dụng nó làm kết cấu chắn giữ

(E) Đào có gia cố khối đất thành hố và đáy hố (sử dụng riêng lẻ hoặc kết hợp kết cấu chắn giữ khác)

Đào bơm vữa giữ thành, đào có màng hoá chất giữ thành, đào có xi măng đất lưới thép giữ thành

Đào có đinh đất giữ thành (bờ thành đặt thép phun bê tông)

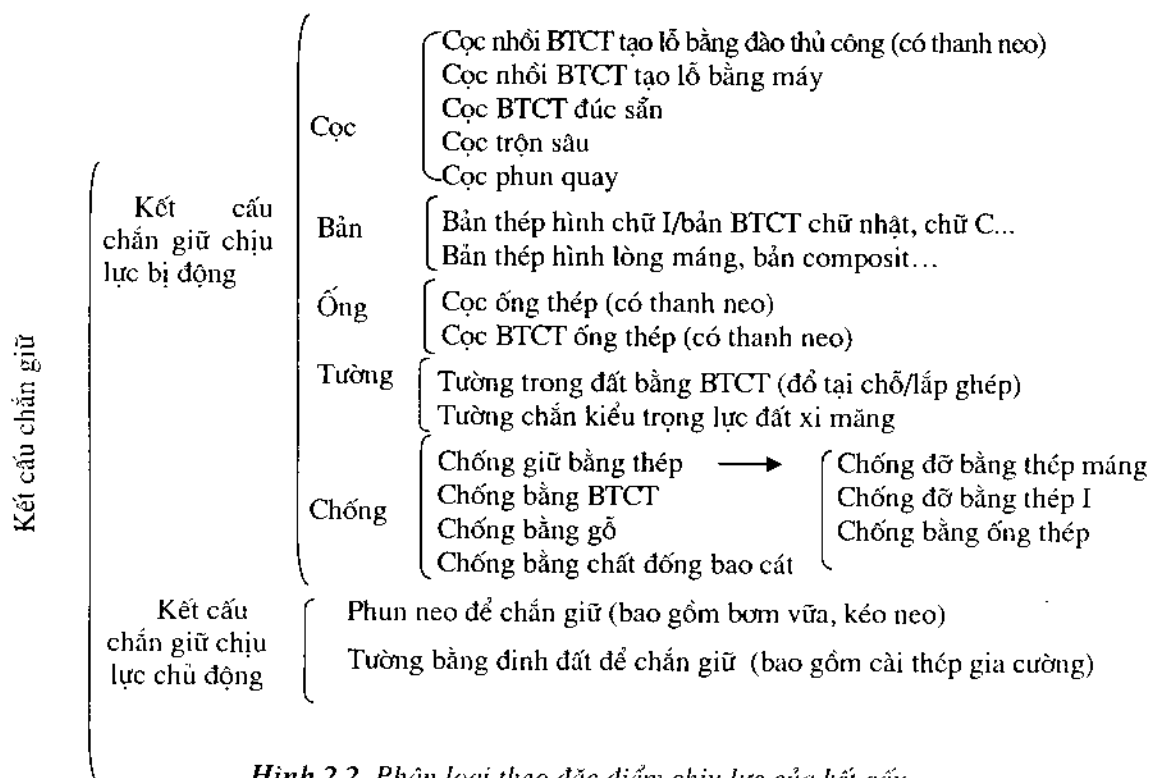
Đào phun neo bê tông giữ thành (hoặc phun neo có thanh neo giữ thành)

Đào với cọc rỗng cây dạng lưới giữ thành

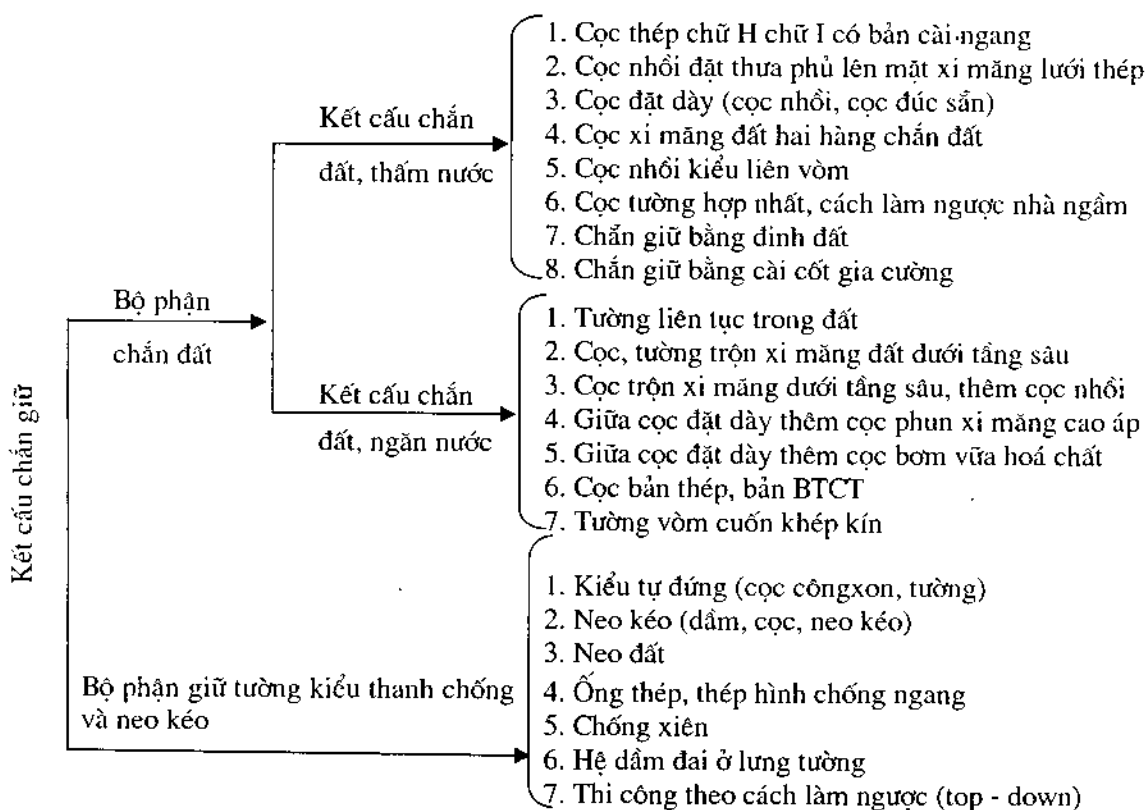
Đào gia cố bằng bơm vữa dùng áp lực đất bị động ở đáy hố (hoặc kết hợp với cọc chắn đất) giữ thành

(F) Đào giữ thành bằng biện pháp tổng hợp - hố móng được đào bằng cách có một phần để mái dốc, có một phần chắn giữ thành

Hình 2.1. Phân loại theo phương pháp đào hố



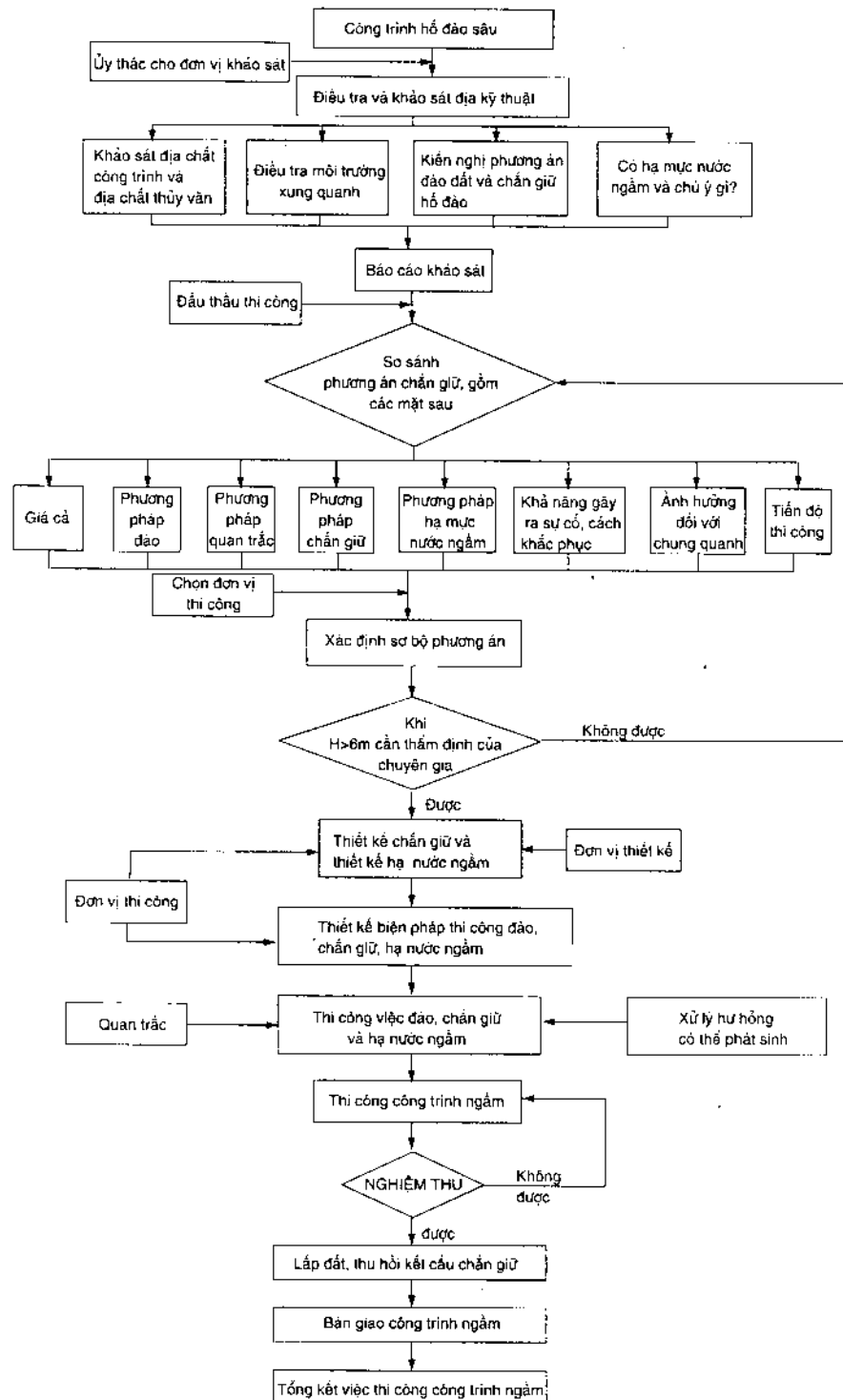
Hình 2.2. Phân loại theo đặc điểm chịu lực của kết cấu



Hình 2.3. Phân loại theo chức năng của kết cấu

2.4. NỘI DUNG CỦA CÔNG TÁC THIẾT KẾ

Trình tự và nội dung của công tác thiết kế và thi công công trình hố đào sâu và công trình ngầm có thể theo sơ đồ trên hình 2.4.



Hình 2.4. Sơ đồ về lộ trình của công tác thiết kế và thi công hố đào sâu và công trình ngầm

2.4.1. Lựa chọn và bố trí kết cấu chắn giữ hố đào

Căn cứ để lựa chọn kết cấu tường chắn cho hố đào mở khi thi công công trình ngầm là:

- Điều kiện ĐCCT và ĐCTV;
- Điều kiện thi công;
- Điều kiện môi trường;
- Mức độ an toàn, thông qua việc chọn hệ số an toàn (tường tạm hay tường vĩnh cửu);
- Các yếu tố kinh tế.

Phải kết hợp phân tích toàn diện các yếu tố nói trên (có khi cả yếu tố phụ) để quyết định.

Theo điều kiện đất nền và điều kiện thi công, qua kinh nghiệm của Nhật Bản có thể tham khảo phạm vi áp dụng các loại tường chắn như trình bày ở bảng 2.1.

Bảng 2.1. Phạm vi áp dụng một số loại tường chắn

Hạng mục khảo sát Tường chắn	Điều kiện đất nền				Hạn chế ổn và chấn động	Độ lún đất quanh hố đào	Hố đào sâu
	Đất yếu	Đất sét	Đất cát	Đất ngập nước			
Cọc bản thép nhẹ	x	0	0	x	Δ	x	x
Cọc trụ + bản ngang	Δ	*	*	x	Δ	Δ	Δ
Cọc bản thép	*	*	*	*	Δ	0	0
Cọc bản	*	0	0	0	Δ	0	*
Tường liên tục bằng cọc	0	0	Δ (NB.1)	Δ (NB.2)	0	0	Δ
Tường xi măng đất	*	0	0	0	0	0	0
Tường liên tục + Trụ	*	0	Δ (NB.1)	* (NB.2)	0	0	0
Tường BTCT liên tục	*	0	Δ (NB.1)	* (NB.2)	0	*	*

Chú thích: *: Thích hợp; 0: trung bình; x: không thích hợp; Δ: Phải xem xét kỹ.

NB.1- Hư hỏng tường trong quá trình đào;

NB.2- Chất lượng bê tông khó kiểm soát khi có dòng nước ngầm chảy với tốc độ quá 3ml/phút

Cần chú ý rằng việc lựa chọn kiểu kết cấu tường chắn và bố trí nó phải theo nguyên tắc sau:

(1) Trong điều kiện bình thường thì cấu kiện của tường chắn (như tường chắn, màn chống thấm và neo) không được vượt ra ngoài phạm vi vùng đất được cấp cho công trình, nếu không, phải có sự đồng ý của cơ quan chủ quản sở hữu (trung ương hoặc địa phương) hoặc của chủ đất kế cận;

(2) Cấu kiện của kết cấu chắn giữ thành hố đào không làm ảnh hưởng đến việc thi công bình thường các kết cấu chính của công trình;

(3) Khi có điều kiện, cần lựa chọn mặt bằng của hố sao cho có lợi nhất về mặt chịu lực như hình tròn, hình đa giác đều và hình chữ nhật.

2.4.2. Nguyên tắc thiết kế

Nguyên tắc thiết kế kết cấu chắn giữ là :

1) An toàn tin cậy: Đáp ứng yêu cầu về cường độ bản thân, tính ổn định và sự biến dạng của kết cấu chắn giữ, đảm bảo an toàn cho công trình ở xung quanh;

2) Tính hợp lý về kinh tế: Dưới tiền đề là bảo đảm an toàn, tin cậy cho kết cấu chắn giữ, phải xác định phương án có hiệu quả kinh tế kỹ thuật rõ ràng trên cơ sở tổng hợp các mặt thời gian, vật liệu, thiết bị, công nhân và bảo vệ môi trường xung quanh;

3) Thuận lợi và bảo đảm thời gian thi công: Trên nguyên tắc an toàn tin cậy và kinh tế hợp lý, đáp ứng tối đa những điều kiện thuận lợi cho thi công (như bố trí chắn giữ hợp lý, thuận tiện cho việc đào đất), rút ngắn thời gian thi công.

Kết cấu chắn giữ thường chỉ có tính tạm thời, khi CTN thi công xong là hết tác dụng. Một số vật liệu làm kết cấu chắn giữ có thể được sử dụng lại, như cọc bản thép và những phương tiện chắn giữ theo kiểu công cụ. Nhưng cũng có một số kết cấu chắn giữ sẽ ở lâu dài trong đất như cọc bản bằng BTCT, cọc nhồi, cọc trộn xi măng đất và tường liên tục trong đất. Cũng có cả loại trong khi thi công thì làm kết cấu chắn giữ hố đào, thi công xong sẽ trở thành một bộ phận của kết cấu vĩnh cửu, làm thành tường ngoài các CTN kiểu phức hợp như tường liên tục trong đất.

2.4.3. Đặc điểm thiết kế

Đặc điểm của công tác thiết kế công trình chắn giữ hố đào là :

(1) Tính không xác định của ngoại lực: ngoại lực tác dụng lên các kết cấu chắn giữ (áp lực chủ động và bị động của đất và áp lực nước) sẽ thay đổi theo điều kiện môi trường, phương pháp thi công và giai đoạn thi công;

(2) Tính không xác định của biến dạng: Khống chế biến dạng là điều quan trọng trong thiết kế kết cấu chắn giữ nhưng lại có nhiều nhân tố ảnh hưởng đến lượng biến dạng này như là: độ cứng tường, cách bố trí thanh chống (hoặc neo) và đặc tính mang tải của cấu kiện, tính chất đất nền, sự thay đổi mực nước dưới đất, chất lượng thi công, trình độ quản lý ngoài hiện trường...;

(3) Tính không xác định của đất: tính chất không đồng nhất của đất nền (hoặc của lớp đất) và chúng cũng không phải là số không đổi, hơn nữa lại có những phương pháp xác định khác nhau (như cát không có và có thoát nước ...) tùy theo mẫu lấy ở những vị trí và giai đoạn thi công không giống nhau của hố đào, tính chất đất cũng thay đổi, sự tác dụng của đất nền lên kết cấu chắn giữ hoặc lực chắn giữ của nó cũng theo đó mà thay đổi;

(4) Những nhân tố ngẫu nhiên gây ra sự thay đổi: những thay đổi ngoài ý muốn của sự phân bố áp lực đất trên hiện trường thi công, sự không nắm vững những chương ngại vật trong lòng đất (ví dụ tuyến đường ống đã cũ nát), những thay đổi của môi trường xung quanh... đều có ảnh hưởng đến việc thi công và sử dụng hố đào sâu một cách bình thường.

Do những nhân tố khó xác định chính xác nói trên nên một xu hướng mới trong thiết kế hố đào là theo lý thuyết phân tích độ rủi ro (xem[6]).

2.4.4. Tính toán thiết kế kết cấu chắn giữ hố đào

Thông qua thiết kế và tính toán xác định biến dạng và nội lực trong các cấu kiện của kết cấu chắn giữ, sau đó nghiệm toán lại chuyển vị và sức chịu tải của chúng. Điều kiện giả thiết của mô hình tính toán cần phù hợp với tình hình cụ thể của hệ chắn giữ, các thông số có liên quan dùng trong tính toán phải phù hợp điều kiện cụ thể của công trình và được xác nhận qua kinh nghiệm thi công của địa phương ấy.

Do nội lực và biến dạng tính toán trong các kết cấu chịu lực của hệ chắn giữ sẽ luôn thay đổi theo sự tiến triển của thi công nên việc tính toán thiết kế cần phải tiến hành ở những giai đoạn đặc trưng nhất của thi công, đồng thời xem xét đến ảnh hưởng của giai đoạn thi công trước đến giai đoạn thi công sau trong tính toán nội lực và biến dạng này.

1. Nghiệm toán tính ổn định của kết cấu chắn giữ theo trạng thái giới hạn

Thông thường gồm những nội dung sau :

(1) Nghiệm toán ổn định tổng thể của mái dốc hố đào. Phòng ngừa tường chắn có độ sâu chôn vào đất không đủ sẽ phát sinh trượt cục bộ ở một đoạn nào đó dưới chân tường rồi dẫn đến hình thành mặt trượt tổng thể tường;

(2) Nghiệm toán ổn định do chuyển dịch theo hướng ngang của tường chắn. Phòng ngừa khi đào móng đến một độ sâu nào đó sẽ làm cho lực chống hướng ngang không đủ dẫn đến làm đổ tường;

(3) Nghiệm toán chống trượt của mặt đáy chân tường. Phòng ngừa cường độ chống cắt ở mặt tiếp xúc với mặt đáy tường không đủ, làm cho chân tường phát sinh trượt;

(4) Nghiệm toán ổn định do đất ở mặt trước tường giảm thấp. Phòng ngừa cường độ đất nền ở chân tường không đủ sẽ làm cho đất bên ngoài tường tràn vào trong hố móng;

(5) Nghiệm toán chống dòng thấm: Ở những nơi có mực nước dưới đất cao, khi sự chênh lệch cột nước trong và ngoài hố đào là đáng kể hoặc dưới chân hố đào có cột nước áp lực, điều này sẽ làm áp lực bị động phía dưới đáy hố và sức chịu tải của đất nền bị mất hiệu lực, nghiệm toán về mất ổn định dưới đáy hố do trôi đất;

(6) Dự tính mặt đất quanh hố móng (trong phạm vi ảnh hưởng) hoặc công trình lân cận bị lún, nứt, chuyển dịch ngang...

Những nội dung nghiệm toán về ổn định nói trên đều có quan hệ với độ sâu của tường, sau cùng khi đã xác định được độ sâu của tường trong đất thì phải thoả mãn các

yêu cầu nghiệm toán ở các hạng mục khác. Nghiệm toán nói ở điểm (2), (3) chủ yếu dùng cho tường chắn kiểu trọng lực, đối với chắn giữ (thanh chống hoặc neo) kiểu bản cũng cần nghiệm toán áp lực bị động phía trước tường để đề phòng biến dạng quá lớn phát sinh ở bộ phận bên dưới tường.

Nghiệm toán ổn định của kết cấu tường chắn phải theo trạng thái giới hạn về biến dạng nên dùng áp lực chủ động và áp lực bị động của đất để tính toán. Nên nhớ rằng có rất nhiều nhân tố bên ngoài ảnh hưởng đến sự ổn định của kết cấu chắn giữ, hơn nữa có nhiều hiện tượng biến dạng không hề tồn tại một cách độc lập với nhau. Hiện nay đều dùng phương pháp độ an toàn khống chế, dùng các công thức bán kinh nghiệm hoặc nửa lý thuyết để tính toán, có lúc phải dùng nhiều phương pháp khác nhau để nghiệm toán cho một hạng mục tính toán nhằm đạt đến ổn định tổng thể.

2. Thiết kế các điểm nối

Trong công trình chắn giữ hố đào sâu thường phát sinh những biến dạng quá lớn, thậm chí nguy hiểm cho an toàn tổng thể là do có những điểm nối cục bộ không hợp lý hoặc thiếu chú ý lúc thi công. Vì vậy phải hết sức coi trọng việc thiết kế các điểm nối. Cấu tạo hợp lý của một điểm nối phải phù hợp các điều kiện dưới đây :

- (1) Thi công thuận lợi;
- (2) Có sự thống nhất về quan niệm giữa cấu tạo mối nối và điều kiện giả thiết của mô hình tính toán;
- (3) Cấu tạo mối nối cần đạt được việc phòng ngừa mất ổn định cục bộ của cấu kiện;
- (4) Tìm mọi khả năng để giảm thiểu biến dạng bản thân của mối nối;
- (5) Bố trí các điểm nối có sự tương quan với ổn định tổng thể nên cần có nhiều tuyến, đồng thời để dằng kéo dài các mối nối.

3. Giếng hạ nước ngầm

Tại những vùng có mực nước dưới đất cao thì việc hạ mực nước ngầm là một nội dung của thiết kế hố đào và có thể phân làm 2 tình hình: hạ mức nước bên trong và bên ngoài hố đào. Khi đào hố có vách nghiêng hoặc không có màng chống thấm thì thường dùng cách hạ nước bên ngoài hố đào, khi tường làm chức năng chống thấm thì dùng cách hạ mực nước phía trong hố đào.

Độ sâu cần hạ của mực nước ngầm thường ở phía dưới đáy hố từ 0,5 - 1,0m, nếu hạ quá sâu có thể gây ra những ảnh hưởng bất lợi do dòng thấm gây ra. Các loại giếng thường dùng là loại giếng nhỏ, giếng nhiều cấp, giếng bố trí theo bán kính cùng với giếng sâu, điều này cần dựa vào quy mô hố đào, độ sâu đào, tính thấm các lớp đất cùng với kinh nghiệm địa phương để chọn lựa. Hiện nay khi độ sâu hố đào nhỏ hơn 3m thường dùng biện pháp thoát nước trọng lực, lớn hơn 3m thì dùng giếng để hạ mực nước ngầm.

4. Phương pháp đào đất

Phương pháp đào đất không thích đáng bao giờ cũng là nguyên nhân tạo ra sự cố hố đào. Thiết kế hố đào sâu một mặt tạo điều kiện để sáng tạo ra cách đào đồng thời phải

đề ra yêu cầu đối với phương thức đào. Trong các yêu cầu này thì yêu cầu quan trọng nhất là có sự thống nhất giữa mô hình tính toán lúc thiết kế với độ sâu đào của từng giai đoạn, thực hiện nguyên tắc trước tiên cần chống giữ (hoặc neo) sau đó mới được đào. Mỗi lần sau khi đã đào đến độ sâu quy định cần kịp thời chống giữ ngay, thông thường không được chậm quá 48 giờ, nhằm phòng ngừa phát triển biến dạng dẻo của đất nền. Đối với hố đào có kích thước lớn cần kết hợp với tiến độ thi công cho công trình chính, tìm phương thức đào, phân đoạn trên mặt bằng và phân tầng theo độ sâu.... nhằm giảm thiểu phát sinh sự cố và ảnh hưởng đối với môi trường.

5. Quan trắc

Thông thường nội dung quan trắc hố đào sâu bao gồm một số mặt sau đây:

(1) Biến dạng và nội lực của một số cấu kiện thuộc kết cấu chống giữ chủ yếu như lực dọc trục của thanh chống, chuyển vị ngang và thẳng đứng của đỉnh tường, đường cong biến dạng theo hướng đứng của tường, độ lún hoặc sụt/trồi của cọc độc lập v.v...

(2) Biến dạng của khối đất quanh hố đào, độ ổn định của vách hố nghiêng, sự thay đổi mực nước ngầm và áp lực nước lỗ rỗng v.v... Khi cần còn phải xác định độ trôi và sụt của đất ở đáy hố;

(3) Đối với các đối tượng cần bảo vệ môi trường quanh hố thì cần tiến hành quan trắc theo dõi với nội dung riêng biệt như: công trình kiến trúc ở gần hố móng, công trình văn hoá lịch sử, các tuyến đường ống của đô thị (ống dẫn khí đốt, ống cấp thoát nước, đường dây thông tin, đường dây điện cao áp v.v...), đường bộ, cầu, đường hầm v.v...

Thông qua quan trắc có thể kết hợp nghiệm chứng tính hợp lý của thiết kế kết cấu chắn giữ. Quan trắc là một trong các nội dung trọng yếu không được xem nhẹ trong công trình hố đào sâu, vì thông qua kết quả quan trắc trong quá trình đào sẽ điều chỉnh tiến độ hoặc gia cường bổ sung v.v... nếu phát hiện lực hoặc biến dạng của kết cấu tường chắn có nguy cơ vượt trị khống chế.

Chương 3

TẢI TRỌNG TÁC ĐỘNG LÊN KẾT CẤU CHẮN GIỮ

3.1. CÁC DẠNG TẢI TRỌNG VÀ PHÂN LOẠI

Tải trọng tác động vào kết cấu chắn giữ thông thường có thể chia làm 3 loại:

1) Tải trọng thường xuyên: là tải trọng mà trong thời gian sử dụng kết cấu không biến đổi trị số, hoặc biến đổi của chúng so với trị số bình quân có thể bỏ qua không tính. Ví dụ như trọng lượng bản thân kết cấu, áp lực của đất v.v...

2) Tải trọng thay đổi: là tải trọng mà trong thời gian sử dụng kết cấu có thể biến đổi trị số mà trị số biến đổi của chúng so với trị số bình quân không thể bỏ qua được. Ví dụ tải trọng động mặt sàn, ô tô, cần trục hoặc tải trọng xếp chồng vật liệu v.v...

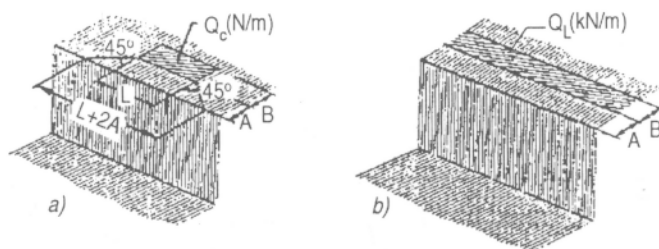
3) Tải trọng đặc biệt: là tải trọng mà trong thời gian xây dựng và sử dụng kết cấu không nhất định xuất hiện, nhưng hễ có xuất hiện thì trị số rất lớn và thời gian duy trì tương đối ngắn. Ví dụ lực động đất, lực phát nổ, lực va đập v.v...

Tải trọng tác động lên kết cấu chắn giữ chủ yếu có:

- 1) Áp lực đất;
- 2) Áp lực nước;
- 3) Tải trọng truyền từ móng qua môi trường đất của công trình xây dựng trong phạm vi vùng ảnh hưởng (ở gần hố móng);
- 4) Tải trọng thi công: ô tô, cần cẩu, vật liệu xếp trên hiện trường, lực neo giữ tường chắn v.v...
- 5) Nếu vật chắn giữ là một bộ phận của kết cấu chính thì phải kể lực động đất;
- 6) Tải trọng phụ do sự biến đổi nhiệt độ và co ngót của bê tông gây ra.

Tuỳ theo kết cấu chắn giữ hố móng khác nhau cũng như điều kiện đất nền mà các loại tải trọng sẽ xuất hiện ở các dạng khác nhau.

Tải trọng cục bộ ở gần hố đào như máy móc thi công, hay đường vận chuyển v.v... và có thể quy đổi thành 2 dạng (hình 3.1).



Hình 3.1. Vùng ảnh hưởng của tải trọng tập trung (a) và tải trọng tuyến (b) (theo [6])

- Tải trọng tập trung (hình 3.1a) Q (kN) tác động lên tường trong phạm vi $(2A + L)$ mét;
- Tải trọng tuyến tương đương ở phía trên tường chắn $q = \frac{Q_c}{2A + L}$;
- Tải trọng tuyến (hình 3.1b) Q_L (kN/m) chạy dọc theo tường.

3.2. TẢI TRỌNG TÁC ĐỘNG LÊN TƯỜNG CHẮN

3.2.1. Tải trọng cục bộ truyền qua đất

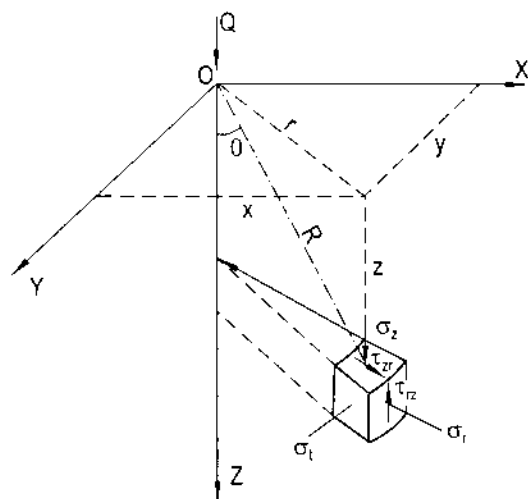
(I) Tải trọng tập trung tại 1 điểm:

- Áp lực ngang do tải trọng tập trung Q gây ra có thể xác định theo lý thuyết đàn hồi: lời giải của Boussinesq (hình 3.2) là:

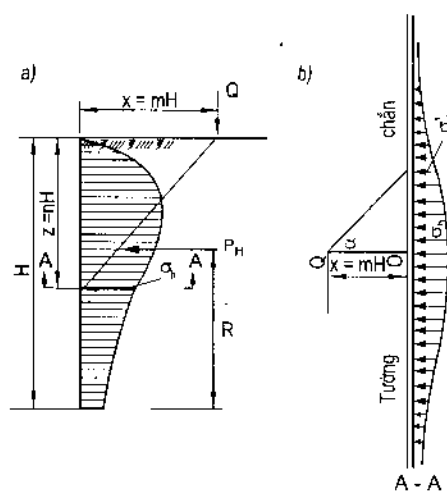
$$\sigma_h = \sigma_r = \frac{Q}{2\pi z^2} \left\{ 3\sin^2\theta \cos^3\theta - \frac{(1-2\mu)\cos^2\theta}{1+\cos\theta} \right\} \quad (3.1)$$

Nếu cho $r = x$, và đặt $x = mH$ và $z = nH$, lấy hệ số Poisson $\mu = 0,5$ thì công thức trên có thể viết lại:

$$\sigma_h = \frac{3Q}{2\pi H^2} \cdot \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^{5/2}} \quad (3.2)$$



Hình 3.2. Áp lực đất hướng ngang do tải trọng tập trung gây ra



Hình 3.3. Áp lực đất hướng ngang do tải trọng tập trung gây ra ở tường cứng
a) Áp lực đất hướng ngang do Q gây ra khi $\mu = 0,5$; b) Áp lực đất hướng ngang của các điểm hai bên đường thẳng từ Q đến tường.

Khi tính áp lực hướng ngang của tường cứng, có thể hiệu chỉnh lại công thức của lý thuyết trên theo trị thực đo. Căn cứ vào nghiên cứu của Spangler (hình 3.3), áp lực ngang lên tường chắn cứng do tải trọng tập trung gây ra:

$$\sigma_h \left(\frac{H^2}{Q} \right) = \frac{1,77m^2n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad (m > 0,4) \quad (3.3)$$

$$\sigma_h \left(\frac{H^2}{Q} \right) = \frac{0,28n^2}{(0,16 + n^2)^3} \quad (m \leq 0,4) \quad (3.4)$$

$$\sigma'_h = \sigma_h \cos^2(1,1\alpha) \quad (3.5)$$

(2) Tải trọng phân bố tuyến: Đối với áp lực ngang do tải trọng tuyến q (hình 3.4) gây ra khi giải theo Boussinesq, đồng thời dùng tỉ số nói trên m, n ta được:

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi H} \cdot \frac{m^2n}{(m^2 + n^2)^2} \quad (3.6)$$

Căn cứ vào kết quả thực đo, trị thực đo lớn vào khoảng gấp đôi trị lý thuyết nói trên, sau khi hiệu chỉnh lại là:

$$\sigma_h \left(\frac{H}{q} \right) = \frac{1,28m^2n}{(m^2 + n^2)^2} \quad (m > 4) \quad (3.7)$$

Tổng hợp lực:

$$P_H = \frac{0,64q}{(m^2 + 1)} \quad (3.8)$$

$$\sigma_h \left(\frac{H}{q} \right) = \frac{0,203n}{(0,16 + n^2)^2} \quad (m \leq 0,4) \quad (3.9)$$

$$\text{Tổng hợp lực} \quad P_H = 0,55q \quad (3.10)$$

Có thể dùng biểu đồ trình bày trên hình 3.5 để tính σ_h cho 2 trường hợp trên.

Ví dụ 3.1: Hồ đào sâu $H = 10\text{m}$, một cần trục tháp mang tải 200 kN chạy trên đường ray cách mép hồ đào 2m , hãy tính áp lực ngang và tổng áp lực trên tường tại độ sâu 3m dưới mặt đất.

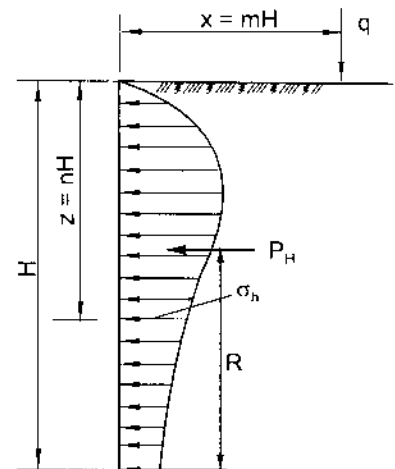
Giải: $x = 2 \text{ mét}$, $m = \frac{x}{H} = \frac{2}{10} = 0,2 < 0,4$,

$$n = \frac{Z}{H} = \frac{3}{10} = 0,3,$$

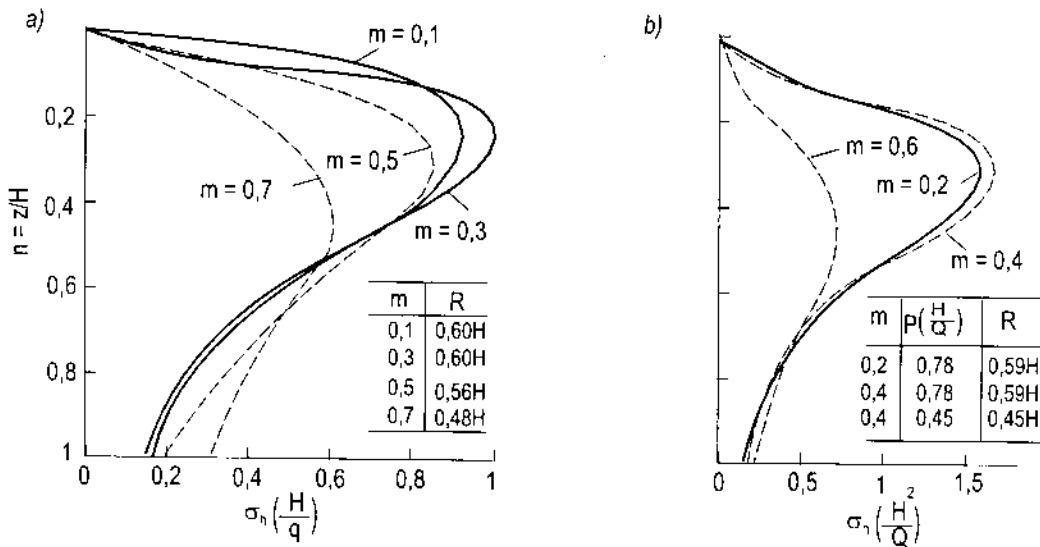
Theo công thức (3.9) và (3.10):

$$\sigma_h \left(\frac{H}{q} \right) = \frac{0,203n}{(0,16 + n^2)^2} \quad \text{và} \quad P_H = 0,55q,$$

$$\sigma_h \left(\frac{10}{200} \right) = \frac{0,203 \cdot 0,3}{(0,16 + 0,3^2)^2} = 0,96; \quad \sigma_h = 20 \cdot 0,96 = 19,2 \text{ kN/m}^2,$$



Hình 3.4. Áp lực ngang do tải trọng tuyến gây ra



Hình 3.5. Biểu đồ để tính áp lực lên tường chắn khi tải trọng tuyến (a) và khi tải trọng tập trung (b)
R - điểm đặt tổng hợp lực (theo [6])

$P_H = 0,55 \cdot 200 = 110 \text{ kN/m}^2$; với $m = 0,2$ theo hình 3.5a, $R = 0,6H = 6\text{m}$.

Giả sử cần trục cách mép hố 5m, thì $m = 5/10 = 0,5 > 0,4$.

Dùng công thức (3.7):

$$\sigma_h \left(\frac{H}{q} \right) = \frac{1,28m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} = \frac{1,28 \cdot 0,5^2 \cdot 0,3}{(0,5^2 + 0,3^2)^2} = 0,83,$$

(ở đây $1,28 = 4/\pi$).

$$\sigma_h \left(\frac{10}{200} \right) = 0,83 \rightarrow \sigma_h = 16,6 \text{ kN/m}^2,$$

Tổng hợp lực P_H theo công thức (3.8):

$$P_H = \frac{0,64q}{(m^2 + 1)} = \frac{0,64 \cdot 200}{1,25} = 102,4 \text{ kN/m}$$

Với $m = 0,5$, tra trên biểu đồ của hình 3.5a, xác định điểm đặt tổng hợp lực:

$$R = 0,56 H \approx 0,56 \cdot 10 = 5,6 \text{ m}.$$

Chú ý rằng khi tải trọng tập trung/tải trọng tuyến không đặt trên mặt hố đào mà đặt trong bán không gian đàn hồi (trong lòng đất) thì dùng lời giải Mindlin để tính áp lực ngang lên tường chắn. Đó là những trường hợp cạnh vách hố đào có móng của công trình hiện hữu chôn sâu dưới mặt đất. Phương pháp tính có thể dựa trên nguyên tắc nêu ở hình 3.8.

(3) Tải trọng phân bố đều trên một diện hữu hạn $B \times L$

Khi cạnh hố đào có chất vật liệu, đất đánh đóng hay có móng đơn của công trình lân cận, thì áp lực ngang tại độ sâu z tác dụng lên tường chắn tính theo công thức sau:

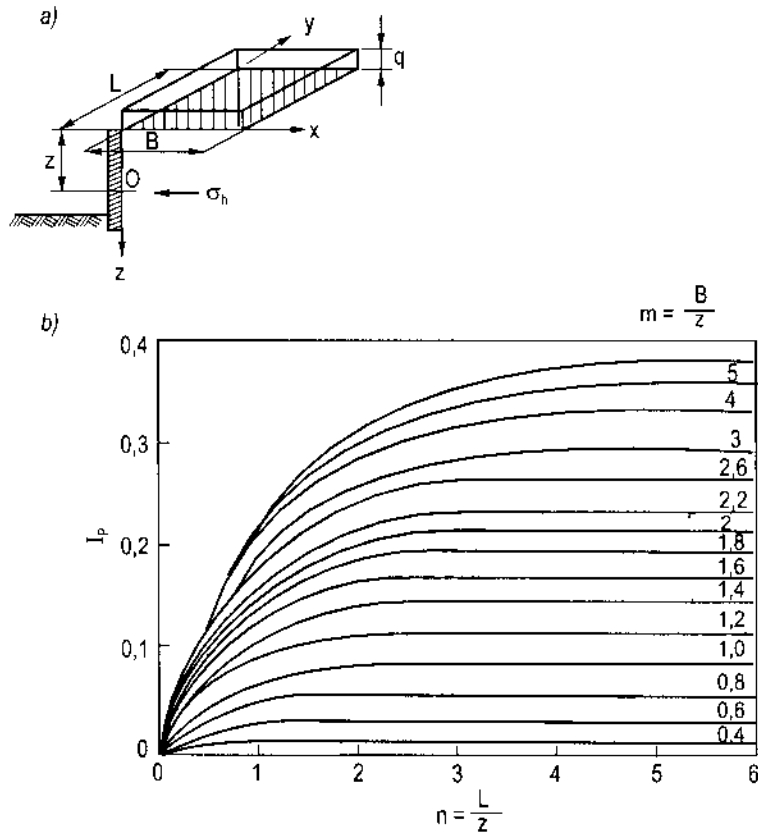
$$\sigma_h = qI_p \quad (3.11)$$

Trong đó: q - tải trọng phân bố đều (kN/m^2) trên diện $B \times L$;

B - cạnh diện chịu tải vuông góc với tường;

L - cạnh diện chịu tải song song với tường;

I_p - hệ số tra theo biểu đồ trên hình 3.6 phụ thuộc vào $m = B/Z$ và $n = L/Z$ với $\mu = 0,5$.



Hình 3.6. Áp lực ngang lên tường do tải trọng phân bố đều trên diện hữu hạn
(a) và biểu đồ tra $I_p = f(m, n)$ (b)

(4) Tải trọng hình băng

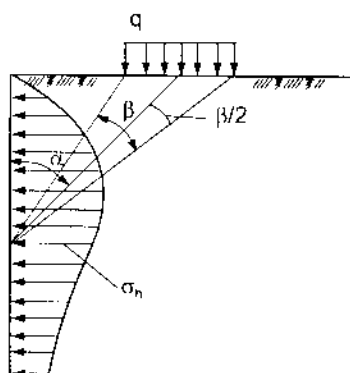
Tải trọng hình băng tức là tải trọng phân bố trên một bề rộng hữu hạn, ví dụ tải trọng của móng băng chạy song song với tường chắn, tải trọng của ô tô, đường sắt, đường bê v.v... Căn cứ vào công thức của Terzaghi sau khi hiệu chỉnh lại (hình 3.7) ta có:

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin\beta \cos 2\alpha) \quad (3.12)$$

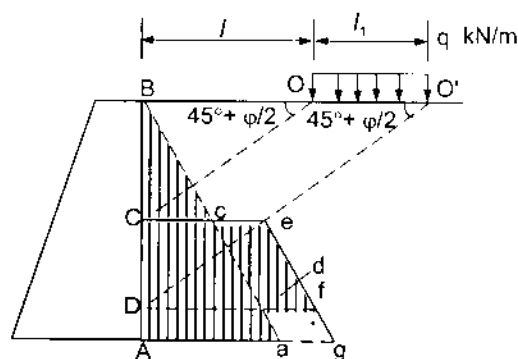
Khi trên mặt đất có tải trọng hình băng cũng có thể dùng phương pháp tính gần đúng theo lý thuyết áp lực đất Rankine để xác định áp lực ngang của nó. Như thể hiện trên hình 3.8, ở chỗ cách đỉnh tường bằng một tác động tải trọng phân bố đều q rộng l_1 . Từ

khởi điểm O của băng tải vẽ một đường thẳng OC tạo với đường nằm ngang góc $45^\circ + \varphi/2$, và cắt lưng tường tại điểm C. Ta xem từ điểm C trở lên không kể đến tác động của tải phân bố, áp lực đất chủ động của nó chỉ là do trọng lượng bản thân của đất lấp gây ra, hình phân bố áp lực đất là ABA thể hiện trên hình, từ điểm C trở xuống mới xét đến tác động của tải phân bố, hình phân bố cường độ áp lực đất chủ động là ABceg. Từ điểm O' của tải trọng phân bố đều cục bộ ta vẽ một đường thẳng tạo với đường nằm ngang góc $45^\circ + \varphi/2$, và cắt lưng tường ở điểm D. Phân bố cường độ áp lực chủ động do tải trọng hình băng q gây ra là cefd, hình tổng cường độ áp lực chủ động là ABcefd. Tải trọng ngang lên tường ở đoạn CD do q gây ra là $K_a q$.

Khi tải trọng phân bố đều khắp mặt đất trên mặt hố đào q thì tải trọng ngang lên tường chắn là $K_a q$, trong đó K_a là hệ số áp lực đất chủ động.



Hình 3.7. Áp lực lên tường cứng dưới tác động của tải trọng hình băng



Hình 3.8. Tính áp lực đất chủ động dưới tác động của tải trọng hình băng

3.2.2. Áp lực đất lên tường chắn

Khi tính toán lực tác dụng lên tường chắn người ta tạm chia ra loại tường làm việc trong thời gian ngắn, tức khi thi công xong công trình ngầm thì tháo dỡ hoặc không giữ vai trò gì đối với công trình vĩnh cửu và loại tường chắn phải làm việc lâu hơn do thời gian thi công kéo dài (thường được xem là trên 1 năm) hoặc nó sẽ là một bộ phận của công trình ngầm như tường ngầm của ga tàu điện ngầm, tường của còlectơ, tường ngoài của tầng ngầm nhà cao tầng v.v..

(1) Áp lực ngang của đất khi tường tồn tại lâu dài, đất thoát được nước

Trong trường hợp này ta dùng ứng suất có hiệu để tính toán.

Khi tường và đất không có lực dính thì áp lực ngang của đất rời, lên tường ở độ sâu Z tính theo công thức:

$$\left. \begin{aligned} p'_a &= K_a \sigma'_v = K_a (\gamma z + q - u) \\ p'_p &= K_p \sigma'_v = K_p (\gamma z + q - u) \end{aligned} \right\} \quad (3.13)$$

và của đất dính :

$$\left. \begin{aligned} p'_a &= K_a (\gamma z + q - u) - 2c'(K_a)^{1/2} \\ p'_p &= K_p (\gamma z + q - u) - 2c'(K_p)^{1/2} \end{aligned} \right\} \quad (3.14)$$

Khi tường nhám và có lực dính, thì áp lực ngang sẽ nghiêng một góc δ với pháp tuyến tường, lúc đó:

$$\left. \begin{aligned} p'_a &= K_a (\gamma z + q - u) - K_{ac}c' \\ p'_p &= K_p (\gamma z + q - u) - K_{pc}c' \end{aligned} \right\} \quad (3.16)$$

Trong đó:

$$\left. \begin{aligned} K_{ac} &= 2 \left[K_a \left(1 + \frac{c_w}{c'} \right) \right]^{1/2} \\ K_{pc} &= 2 \left[K_p \left(1 + \frac{c_w}{c'} \right) \right]^{1/2} \end{aligned} \right\}$$

c' - lực dính có hiệu;

c_w - lực dính giữa đất và tường;

q - lực phân bố trên mép hố đào.

(2) Áp lực ngang khi tường làm việc ngắn hạn

Trong trường hợp này đất không thoát được nước nên trong tính toán dùng ứng suất với c_u và ϕ_u :

$$\left. \begin{aligned} p_a &= K_a \sigma - K_{ac}c_u = K_a (\gamma z + q) - K_{ac}c_u \\ p_p &= K_p \sigma v - K_{pc}c_u = K_p (\gamma z + q) - K_{pc}c_u \end{aligned} \right\} \quad (3.17)$$

Trong đó :

$$\left. \begin{aligned} K_{ac} &= 2 \left[\left(1 + \frac{c_w}{c'} \right) \right]^{1/2} \\ K_{pc} &= 2 \left[\left(1 + \frac{c_w}{c'} \right) \right]^{1/2} \end{aligned} \right\} \quad (3.18)$$

Để làm ví dụ cho 2 tình huống tính toán vừa nêu, trên hình 3.9 trình bày một công trình ngầm chịu tải dài hạn và ngắn hạn.

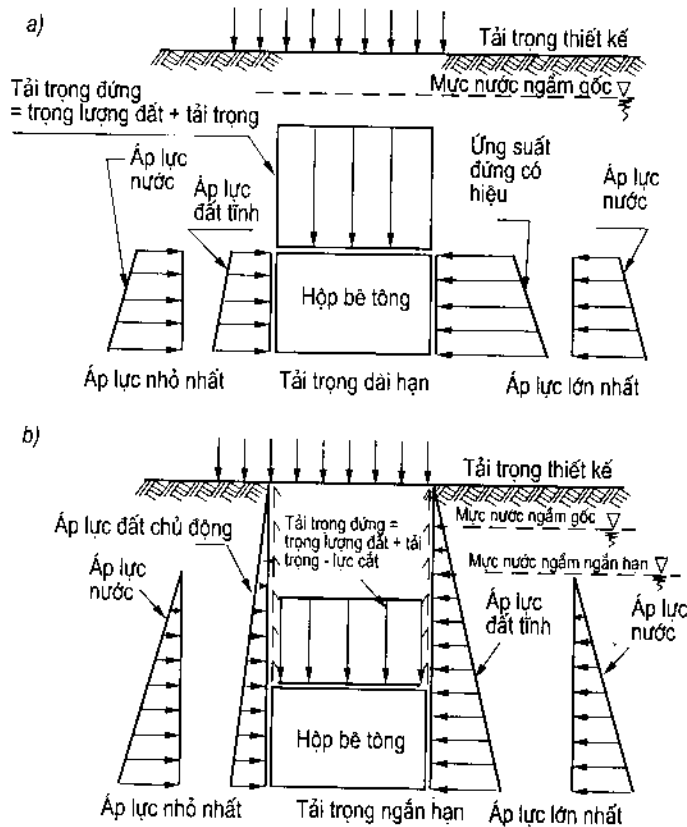
Trường hợp dài hạn (3.9a):

+ Tải trọng thẳng đứng gồm trọng lượng các lớp đất phía trên CTN + tải trọng trên mặt đất.

+ Tải trọng ngang gồm: áp lực đất có hiệu + áp lực nước hoặc áp lực đất tĩnh + áp lực nước.

Trường hợp ngắn hạn (3.9b):

- + Tải trọng thẳng đứng gồm trọng lượng lớp đất phía trên + tải trọng trên mặt đất - lực cắt.
- + Tải trọng ngang gồm áp lực đất chủ động hoặc áp lực đất tĩnh + áp lực nước.



Hình 3.9. Tải trọng dài hạn (a) và ngắn hạn (b) lên công trình ngầm

3.3. TRỊ SỐ THIẾT KẾ ĐỐI VỚI ÁP LỰC ĐẤT

Hiện tại việc thiết kế tường chắn đều theo trạng thái giới hạn. Theo tiêu chuẩn của Anh (BS 8002) thì tường ở trạng thái giới hạn sử dụng chỉ được chuyển vị nhỏ hơn 0,5% của độ cao tường, khi dùng ứng suất tổng thì hệ số huy động M không được nhỏ hơn 1,5, khi dùng ứng suất có hiệu thì hệ số M lấy bằng 1,2 và chuyển vị ngang của tường cho phép đến 0,5% độ cao tường.

Trường hợp dùng ứng suất có hiệu:

1. Khi sử dụng trị đại diện (ứng suất đỉnh), $M = 1,2$:

$$\text{trị thiết kế } \varphi' = \frac{\text{trị đại diện } \tan \varphi'}{M},$$

$$\text{trị thiết kế } c' = \frac{\text{trị đại diện } \tan c'}{M},$$

2. Khi sử dụng trị đại diện ở trạng thái cực hạn của đất

Theo hướng tăng áp lực chủ động và giảm áp lực bị động, kể đến ma sát hoặc lực dính giữa tường và đất, theo BS8002:

- Trị thiết kế $\tan \delta = 0,75 \times \text{trị thiết kế } \tan \varphi'$;
- Trị thiết kế $c_w = 0,75 \times \text{trị thiết kế } c_u$;
- và cũng dùng $M = 1,2$.

$$\frac{\text{trị thiết kế } \delta}{\text{trị đại diện } \varphi'} = \frac{2}{3},$$

Trong tính toán theo ứng suất tổng, lấy $M = 1,5$ thì

$$\frac{\text{trị thiết kế } c_w}{\text{trị đại diện } c_u} = 0,5$$

3.4. MỘT SỐ NHÂN TỐ ẢNH HƯỞNG ĐẾN SỰ PHÂN BỐ ÁP LỰC LÊN TƯỜNG CHẮN

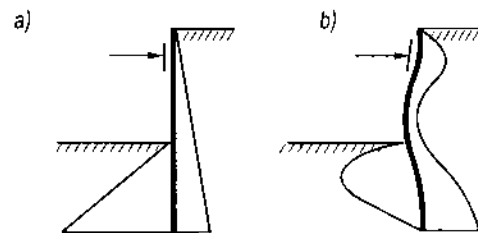
1. Độ cứng của tường

Sự phân bố áp lực đất tính toán lên tường chắn phụ thuộc vào độ cứng của tường (hình 3.10).

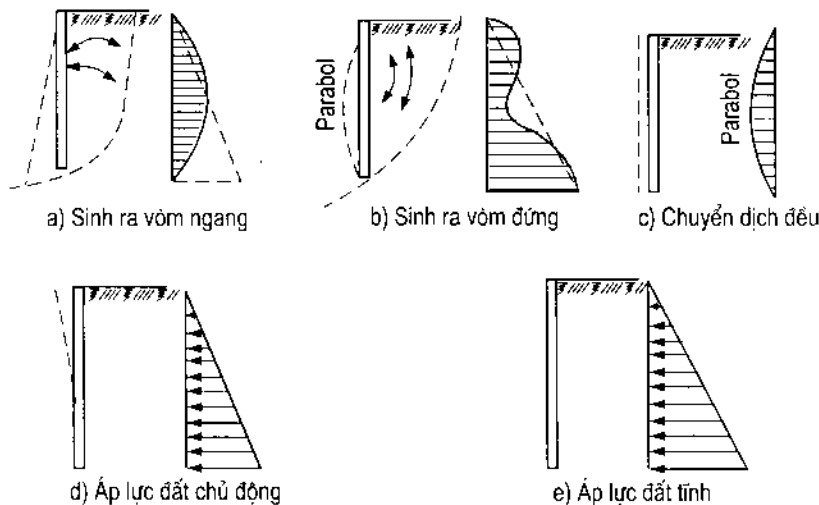
2. Ảnh hưởng của chuyển vị tường

Ảnh hưởng của chuyển vị tường chắn đối với áp lực đất đại thể có mấy loại tính huống sau đây:

(1) Khi đỉnh tường cố định, đầu dưới tường dịch chuyển ra phía ngoài, áp lực đất có hình parabol (hình 3.11 a);



Hình 3.10. Phân bố áp lực đất lên tường cứng (a) và tường mềm (b)



Hình 3.11. Biến đổi khác nhau của thân tường gây ra sự khác nhau về áp lực đất

(2) Khi hai đầu trên và dưới tường cố định nhưng phần giữa tường thì võng ra phía ngoài, áp lực đất có hình yên ngựa (hình 3.11b);

(3) Khi tường dịch chuyển song song ra phía ngoài, áp lực đất có hình parabol (hình 3.11c);

(4) Khi tường nghiêng ra phía ngoài, quay theo điểm giữa của đoạn dưới tường sẽ gây ra áp lực đất chủ động bình thường (hình 3.11d);

(5) Chỉ khi tường chắn hoàn toàn không dịch chuyển mới có thể sinh ra áp lực đất tĩnh (hình 3.11e).

Chuyển vị cần thiết ở đỉnh tường để sinh ra áp lực đất chủ động và bị động trong đất cát và đất sét cho ở bảng 3.1.

Bảng 3.1. Chuyển vị cần thiết ở đỉnh tường để sinh ra áp lực chủ động và bị động

Loại đất	Trạng thái ứng suất	Hình thức chuyển dịch	Chuyển vị cần thiết
Đất cát	Chủ động	Song song với thân tường	0,001H
	Chủ động	Quay quanh chân tường	0,001H
	Bị động	Song song với thân tường	0,05H
	Bị động	Quay quanh chân tường	> 0,1H
Đất sét	Chủ động	Song song với thân tường	0,004H
	Chủ động	Quay quanh chân tường	0,004H
	Bị động		

Ghi chú: Bảng này trích trong " Sổ tay công trình móng " do Phương Hiếu Dương chủ biên.

Căn cứ vào số liệu trên, với các kết cấu chắn giữ hố móng thông thường, chuyển vị thân tường cần có để sinh ra áp lực đất chủ động tương đối dễ xuất hiện, còn lượng chuyển vị để sinh ra áp lực đất bị động thì tương đối lớn, thường thiết kế không cho phép. Do đó, trước khi lựa chọn phương án tính toán, rất cần thiết phải tính đến tình huống về mặt biến dạng này, khi trong tính toán có tính đến cân bằng giới hạn thì điều này là cực kỳ quan trọng.

3. Ảnh hưởng của kết cấu chắn giữ

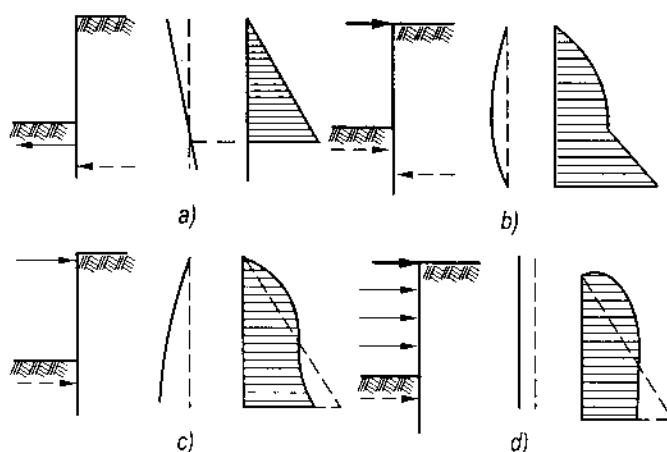
Petros Pzanthakos (Mỹ) nêu ra 4 loại kết cấu chắn giữ có quan hệ với áp lực đất lên tường như trình bày trên hình 3.12.

(1) Không có thanh chống, chân tường ngàm cố định (hình 3.12a);

(2) Có một tầng thanh chống và chân tường ngàm cố định (hình 3.12b);

(3) Có một tầng thanh chống, chân tường xem là tự do (hình 3.12c);

(4) Có nhiều tầng thanh chống (hình 3.12d).



Hình 3.12. Phân bố áp lực đất lên 4 loại tường chắn giữ hố đào

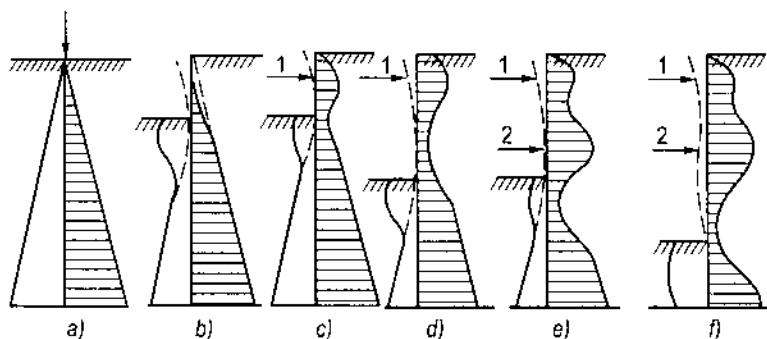
4. Ảnh hưởng của quá trình thi công đào + chống/neo

Áp lực đất lên tường chắn của hố đào có quan hệ đến quá trình thi công đào, chống hoặc neo tường cùng với tính chất của đất và loại hình kết cấu chắn giữ. Trên hình 3.13 trình bày việc thi công tường chắn bằng cọc bản có 2 tầng thanh chống vào trong đất sét yếu.

(1) Đóng cọc bản: vì 2 mặt của tường đều có áp lực đất, tường đứng yên, nhưng do có sự chèn ép đất khi đóng nên sản sinh ra hệ số áp lực tĩnh K_0 của đất (hình 3.13a).

(2) Đào đất đến độ sâu thứ nhất: đầu tường một bên không có đất, đầu tường sẽ chuyển vị, sinh ra áp lực đất chủ động (hình 3.13b).

(3) Lắp thanh chống tầng thứ 1 làm biến dạng của cọc bản hồi phục một phần nhất định, áp lực đất sẽ tăng lên và thay đổi sự phân bố (hình 3.13c).



Hình 3.13. Phân bố áp lực đất trong quá trình đào và chống

(4) Tiếp tục đào đất đến độ sâu thứ 2: sản sinh biến dạng ngang mới, sự phân bố áp lực đất theo đó cũng thay đổi (hình 3.13d).

(5) Lắp thanh chống tầng 2: cùng với thanh chống ở tầng 1, làm áp lực đất phân bố có dạng mới (hình 3.13e).

(6) Tiếp tục đào đất đến độ sâu thứ 3: cọc bản sẽ chuyển vị về phía hố đào, vùng áp lực chủ động của đất cùng hướng về phía hố đào, áp lực đất cũng bị giảm đi một lượng nhất định và hình thành dạng phân bố cuối cùng (hình 3.13f).

Khi tiếp tục tăng hoặc giảm lực ở thanh chống thì từ tầng thanh chống thứ 2 trở xuống sẽ phát sinh ra biến dạng tương ứng và sẽ dẫn đến sự thay đổi mới áp lực đất.

5. Ảnh hưởng của thời gian

Áp lực đất truyền lên tường chắn hố đào cũng phát triển theo thời gian. Petros Pxanthakos đã quan trắc áp lực đất lên tường tầng hầm (xem hình 3.14). Theo đó có thể chia làm 3 giai đoạn:

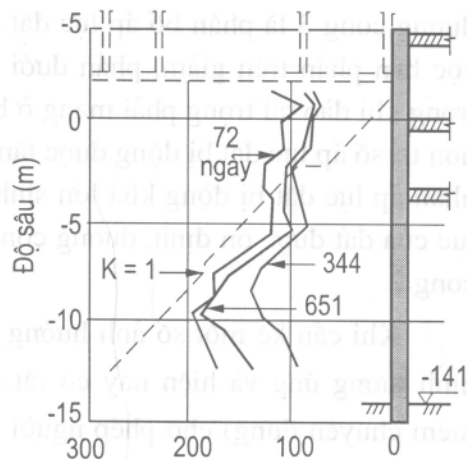
Ở thời điểm 72 ngày (trước khi đào) áp lực đất (tổng hợp lực) là 2300 kN/m, điểm đặt tại 0,44H (H- chiều cao của tường);

Ở 344 ngày tổng hợp lực đạt trị số nhỏ nhất, 1600 kN/m, điểm đặt tại 0,45H;

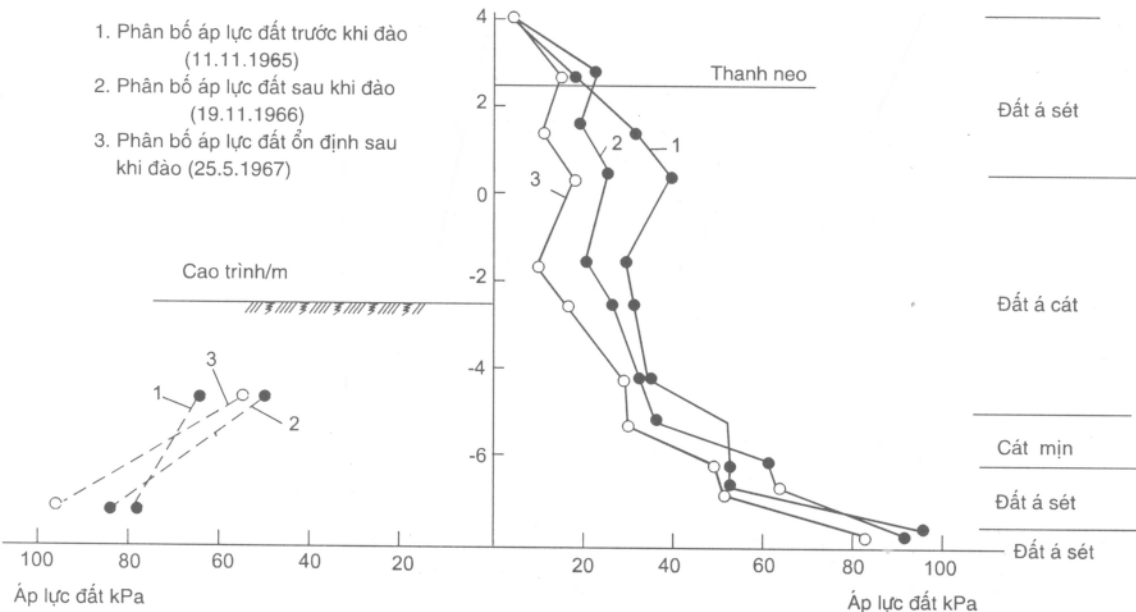
Ở 651 ngày tổng hợp lực là 1970 kN/m với điểm đặt tại 0,44 H.

Đường áp lực đất Rankine được tính với $\varphi = 0$, bỏ qua lực dính kết, $k = 1$.

Hình 3.15 là đường cong phân bố áp lực đất (tức là tổng áp lực nước đất) thực đo được trước và sau khi đào một bến tàu cọc bản bê tông cốt thép có một tầng neo. Cọc bản dài 11,5m, sau khi đào hố sâu đến 7m, độ sâu cọc bản cắm vào đất là 4,5m, trong cọc bản có chôn hộp áp lực kiểu màng thép để đo áp lực đất.



Hình 3.14. Áp lực đất lên tường đo được theo thời gian



Hình 3.15. Kết quả đo áp lực đất trong quá trình thi công

Từ hình vẽ có thể thấy, độ lớn và tình hình phân bố áp lực đất lên cọc bản biến đổi theo việc đào bến cảng ở trước cọc bản, sự biến dạng của cọc bản, độ cắm sâu vào trong đất và tính chất của đất. Trong hình, đường cong 1 sau tường là áp lực đất chủ động trước khi đào, giảm đi theo sự tăng thêm biến dạng của cọc bản trong quá trình đào, đường cong 3 là phân bố áp lực đất ổn định sau khi đào. Áp lực đất bị động phía trước cọc bản phần trên giảm, phần dưới tăng lên trong quá trình đào, phần trên giảm là vì trong khi đào tải trọng phải mang ở bên trên giảm làm cho trị số giảm của áp lực đất lớn hơn trị số áp lực đất bị động được tăng lên do biến dạng của cọc. Phần dưới là do nguyên nhân áp lực đất bị động khá lớn sinh ra trong khi đào. Sau khi biến dạng của cọc và áp lực của đất được ổn định, đường cong áp lực đất bị động 3 luôn tăng thêm so với đường cong 2.

Khi cần kể một số ảnh hưởng nói trên trong tính toán thường phải thông qua mô hình tương ứng và hiện nay có rất nhiều phương pháp tính khác nhau (nhờ các phần mềm chuyên dụng) cho phép người thiết kế giải quyết những vấn đề phức tạp gặp phải trong thực tế. Một trong các phần mềm tốt nhất về vấn đề tính toán hố đào là phần mềm PLAXIS của Hà Lan (tham khảo [7]).

Chương 4

TƯỜNG CHẨN BẰNG CỌC XI MĂNG ĐẤT

4.1. GIỚI THIỆU CHUNG

Cọc trộn dưới sâu là một phương pháp mới để gia cố nền đất yếu, nó sử dụng xi măng, vôi v.v... để làm chất đóng rắn, nhờ vào máy trộn dưới sâu để trộn cưỡng bức đất yếu với chất đóng rắn (dung dịch hoặc dạng bột), lợi dụng một loạt phản ứng hóa học - vật lý xảy ra giữa chất đóng rắn với đất, làm cho đất mềm đóng rắn lại thành hình cọc có tính chỉnh thể, tính ổn định và có cường độ nhất định.

Sau Đại chiến thế giới lần thứ hai, Mỹ là nước đầu tiên nghiên cứu về cọc xi măng trộn tại chỗ (MIP), đường kính cọc 0,3 - 0,4m, dài 10 - 12m. Năm 1950 truyền vào Nhật Bản, năm 1974 Trạm nghiên cứu kỹ thuật bến cảng của Nhật Bản hợp tác nghiên cứu thành công phương pháp trộn xi măng để gia cố (CMC). Năm 1977, Trung Quốc bắt đầu thí nghiệm trong phòng và nghiên cứu chế tạo máy 2 trục đầu tiên để trộn dưới sâu. Năm 1990 Nhật Bản đưa ra loại công nghệ thi công trộn dưới sâu mới gọi là phương pháp RR, khi thi công đầu trộn lên xuống, lắc ngang và quay tròn trộn ngược lên làm thành cọc, một lần làm cọc có thể trộn được thân cọc có đường kính tới 2m. Khi dùng phương pháp bơm ép vữa với áp lực cao (gọi là Superjet) người Nhật có thể tạo ra cọc có đường kính đến 8m.

Ở Việt Nam, đầu những năm 80 đã dùng kỹ thuật này của hãng Linden - Alimak (Thụy Điển) làm cọc xi măng/vôi đất đường kính 40cm, sâu 10 m cho công trình nhà 3 - 4 tầng; hiện nay đang liên doanh với công ty Hercules (Thụy Điển) làm loại cọc này sâu đến 20m bằng hệ thống tự động từ khâu khoan, phun xi măng và trộn tại khu công nghiệp Trà Nóc (Cần Thơ) với tổng chiều dài cọc gần 50.000m. Sắp đến (trong năm 2006) tại sân bay Trà Nóc cũng sử dụng đến gần 1 triệu mét dài cọc (mỗi cọc dài 6 - 7m) bằng xi măng đất để gia cố nền sân bay. Năm 1999 đã có một Hội nghị thế giới về vấn đề này (Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization) tại Rotterdam (Hà Lan) và năm 2005 cũng có một hội quốc tế về kỹ thuật trộn sâu (Deep Mixing) tại Stockholm (Thụy Điển).

Phương pháp trộn dưới sâu thích hợp với các loại đất được hình thành từ các nguyên nhân khác nhau như đất sét dẻo bão hòa, bao gồm bùn nhão, đất bùn, đất sét và đất sét bột v.v... Độ sâu gia cố từ mấy mét cho đến 50 - 60m. Ở Trung Quốc làm được tới độ sâu 15 - 18m. Nhìn chung nhận thấy khi gia cố loại đất yếu khoáng vật đất sét có chứa đá cao lanh, đá cao lanh nhiều nước và đá măng tô v.v... thì hiệu quả tương đối cao; Gia cố loại đất tính sét có chứa đá ilic, có chất chloride và hàm lượng chất hữu cơ cao, độ trung hòa (độ pH) tương đối thấp thì hiệu quả kém hơn.

Ở Thượng Hải, Trung Quốc, khi đào hố móng có độ sâu 5 - 7m, kết cấu tường chắn trước đây thường dùng cọc bản thép. Vì cọc bản thép khi thi công đóng và nhổ cọc gây tiếng ồn lớn, chấn động mạnh, xáo động nền đất nhiều, biến dạng lớn, tính chắn nước kém, các công trình xây dựng xung quanh và các đường ống ngầm dễ bị lún và chuyển vị đáng kể.

Tại công trình gang thép Bảo Sơn, Trung Quốc, năm 80 bắt đầu ứng dụng cọc trộn dưới sâu thay cho cọc bản thép làm kết cấu chống giữ hố đào đã thu được kết quả tốt. Nhiều nơi ở Trung Quốc hay dùng kiểu tường chắn trọng lực. Loại kết cấu chống giữ này không thấm nước, không phải đặt thanh chống, tạo điều kiện cho hố móng có thể đào rất thông thoáng, vật liệu sử dụng cũng chỉ có xi măng, do đó đạt được hiệu quả kinh tế tương đối cao, được sử dụng rộng rãi trong việc vây giữ hố sâu từ 5 - 7m. Kinh nghiệm ở Việt Nam qua công trình ở khu công nghiệp Trà Nóc (Cần Thơ) cũng chứng tỏ ưu việt của phương pháp này là kinh tế, thi công nhanh, không có đất thải, lượng xi măng khống chế điều chỉnh chính xác, không có độ lún thứ cấp (nếu làm nền), không gây dao động đến công trình lân cận, thích hợp với đất có độ ẩm cao (>75%).

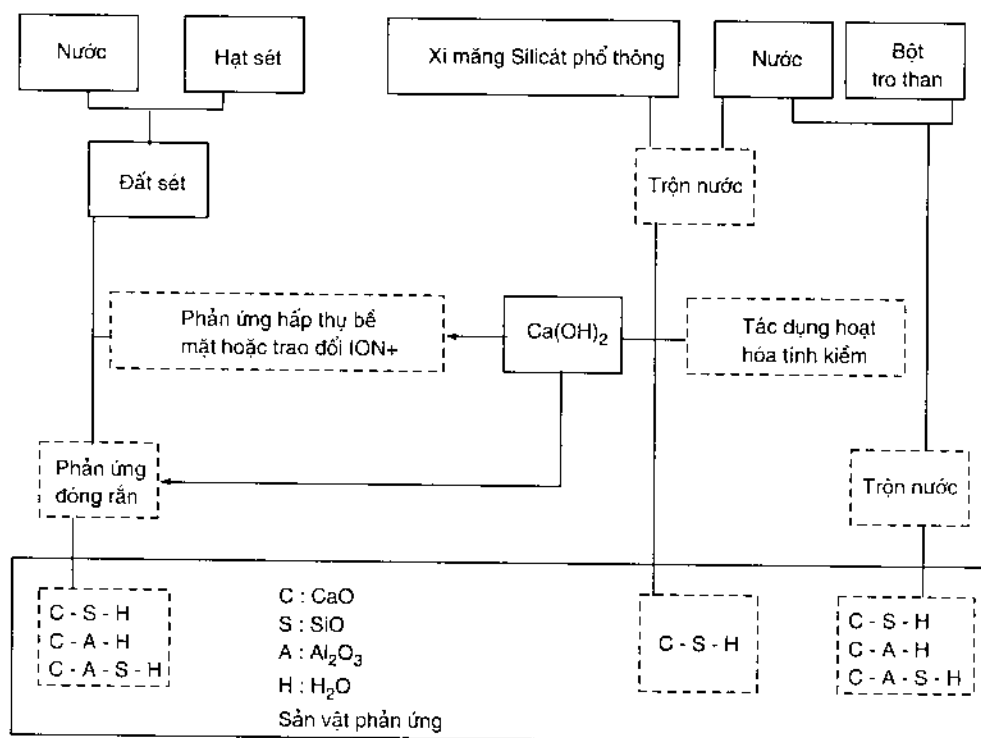
Ngoài việc làm tường chắn trọng lực, cọc xi măng đất còn dùng làm màng chống thấm, gia cố đất ở mặt trước hoặc mặt sau của các loại tường chắn bằng cọc để tăng sức chịu tải trọng ngang, ví dụ nếu bố trí phía trong hố móng sẽ tăng áp lực bị động của đất.

4.2. NGUYÊN LÝ TƯƠNG TÁC XI MĂNG ĐẤT

Phản ứng hoá học giữa đất và xi măng gồm quá trình thủy giải, thủy hoá và cacbonic hoá tạo thành cacbonat canxi không tan trong nước như trình bày trên hình 4.1.

Từ nguyên lý xi măng gia cố đất có thể thấy, do tác dụng cắt gọt và nhào trộn của máy, trên thực tế không thể nào tránh khỏi đất còn sót lại một ít cục chưa bị đập vỡ, khi trộn vào với xi măng sẽ có hiện tượng xi măng bao lấy cục đất, khe rỗng to giữa các cục đất trên cơ bản được lấp kín bằng các hạt xi măng. Cho nên, trong đất xi măng sau khi gia cố hình thành tình huống là bên trong các cục đất lớn nhỏ khác nhau thì không có xi măng mà ở xung quanh thì xi măng lại khá nhiều. Chỉ có qua một thời gian tương đối dài, các hạt đất ở trong cục đất, dưới tác dụng thẩm thấu của các chất thủy giải của xi măng mới dần dần cải biến tính chất của nó.

Thường dùng xi măng phổ thông mác 425 hoặc xi măng xỉ quặng lò cao. Tỷ lệ N/X 0,4 - 0,5, lượng xi măng trộn vào khoảng 7 - 15% trọng lượng đất gia cố hoặc từ 180 - 250 kg/m³ đất gia cố. Cường độ nén không hạn chế nở hông $q_u = 0,5 - 4$ MPa, cường độ chịu kéo $\sigma_k = 0,15 - 0,25 q_u$, lực dính kết $C = 0,2 - 0,3 q_u$, góc ma sát trong $\varphi = 20-30^\circ$, mô đun biến dạng $E_{50} = 120 - 150q_u$, (E_{50} là mô đun biến dạng của xi măng đất khi áp lực nén bằng 50% áp lực phá huỷ), hệ số thấm $k = 10^{-7} - 10^{-6}$ cm/s.



Hình 4.1. Phản ứng hoá học của xi măng và đất

Các tính chất trên của cọc xi măng đất chịu ảnh hưởng của:

- Lượng trộn xi măng;
- Ngày tuổi của mẫu;
- Thành phần khoáng chất đất;
- Thành phần hữu cơ trong đất;
- Thành phần chất phụ gia.

Chi tiết xem tài liệu [7].

Cần phải tiến hành thí nghiệm trước khi chọn các đặc trưng kỹ thuật của cọc xi măng đất, từ đó có được thành phần hỗn hợp tối ưu cho các lớp đất nền cụ thể giữa lượng xi măng cho vào đất.

4.3. THIẾT KẾ TÍNH TOÁN TƯỜNG CHẮN BẰNG CỌC XI MĂNG ĐẤT

4.3.1. Nguyên tắc chọn hình thức của tường chắn

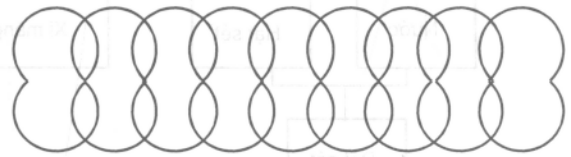
Như trên đã nói, cọc xi măng đất được tạo thành từ loại vật liệu giòn, có một độ cứng nhất định, cường độ chịu kéo nhỏ hơn nhiều so với chịu nén vì vậy trong công trình, phải triệt để lợi dụng ưu thế cường độ chịu nén cao, tránh khuyết điểm cường độ chịu kéo thấp của nó. "Đạp trọng lực" là một kiểu kết cấu tường chắn lợi dụng trọng lượng của bản thân kết cấu và chịu nén, không chịu kéo.

Khi xác định phương án kết cấu chắn đất phải tuân theo các nguyên tắc sau đây:

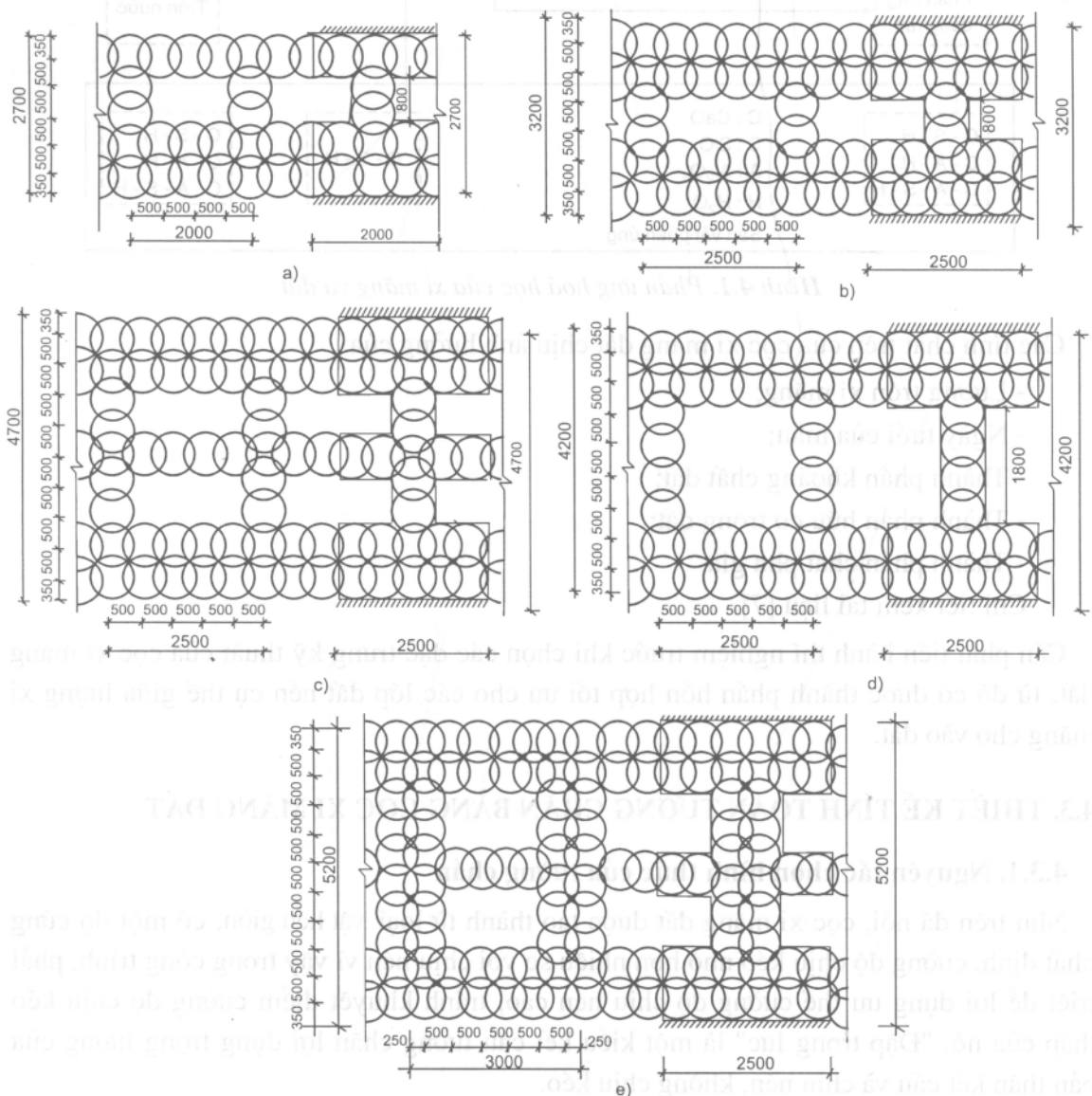
- 1) Kỹ thuật tiên tiến;
- 2) Có thể thi công được;
- 3) An toàn tin cậy;
- 4) Kinh tế hợp lý.

Khi thiết kế kết cấu tường chắn phải xem xét tổng hợp các yếu tố sau đây:

- 1) Kích thước hình học của hố đào, hình dạng, độ sâu phải đào;
- 2) Điều kiện địa chất công trình, địa chất thủy văn, phân bố và tính chất cơ lý của các lớp đất, tình hình nước ngầm;
- 3) Tải trọng tác động lên kết cấu chống giữ và độ lớn của tải trọng;



Hình 4.2. Kết cấu chắn giữ có dạng bức tường



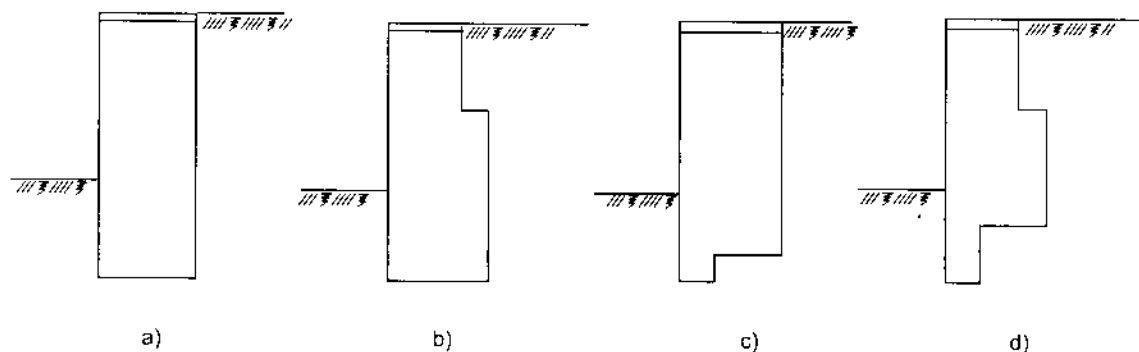
Hình 4.3. Một số kiểu loại mặt bằng kết cấu tường chắn xi măng đất theo kiểu tường ô cách

4) Tình hình xung quanh hố móng như công trình xây dựng, đường sá giao thông, hệ thống ống ngầm...

Kết cấu chắn giữ bằng cọc chính là các cọc trộn chồng tiếp với nhau, hình thức bố trí mặt bằng có thể có dạng bức tường, hình 4.2.

Nếu tường chắn có dạng bức tường mà không đủ rộng thì có thể tăng thêm bề rộng để thành kết cấu chắn giữ có dạng ô cách, tức là trong bề rộng của kết cấu chắn giữ không cần trộn gia cố toàn bộ, có thể ở một khoảng cách nhất định lại gia cố thành những tường dọc đứng song song, rồi theo tường dọc song song ấy làm thêm các sườn gia cố, các sườn này nối các tường dọc lại với nhau. Hình 4.3 là mặt bằng bố trí của mấy kiểu tường ô cách. Kết cấu tường chắn đất theo kiểu này hiện nay thường thi công bằng máy trộn hai đầu, một đầu trộn cọc có đường kính 700mm, khoảng cách giữa hai cọc trộn là 500mm, khoảng chồng tiếp giữa 2 cọc là 200mm. Nhật Bản có giới thiệu loại máy 5 đầu trộn.

Căn cứ vào yêu cầu sử dụng và đặc tính chịu lực, hình thức mặt cắt của kết cấu tường chắn bằng cọc trộn như hình 4.4.



Hình 4.4. Mấy kiểu mặt cắt của kết cấu tường chắn bằng cọc trộn

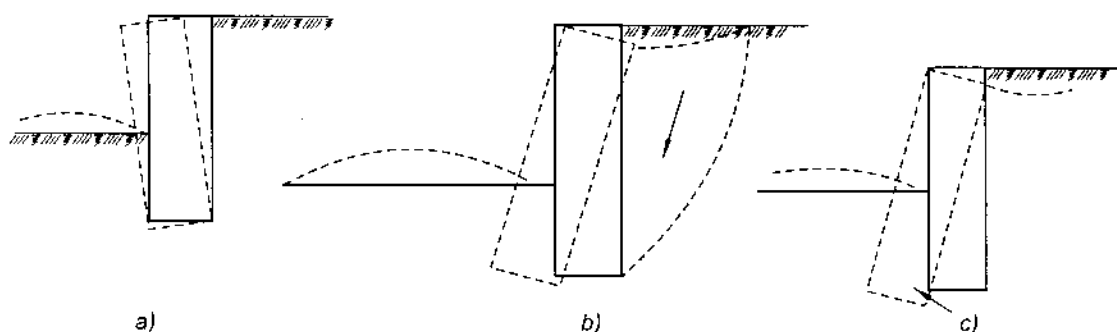
4.3.2. Tính toán tường chắn xi măng đất

1. Phương thức phá hỏng của tường chắn cứng (tường trọng lực)

(1) Phá hỏng do nghiêng đổ: Như hình 4.5a cho thấy, do thân tường chôn vào trong đất quá nông hoặc độ rộng tường không đủ, khi chất tải trên mặt đất quá nhiều hoặc xe tải chạy bên bờ hố đều có thể làm cho tường bị phá hỏng do nghiêng đổ.

(2) Tổng thể nền đất bị phá hỏng: Như hình 4.5b cho thấy, khi độ sâu hố đào tương đối lớn, đất dưới móng lại quá yếu, đặc biệt là khi trên mặt đất lại có chất tải quá lớn (chất đông đất), đất nền cùng với kết cấu chống giữ cùng bị trượt. Tổng thể nền đất bị phá hỏng gây ra nguy hại cực kỳ lớn, thường là đồng thời với việc bị sụt lún một lượng đất lớn trên mặt, đáy hố móng trôi lên, còn có thể dẫn đến các cọc chịu lực ở bên trong hố móng cũng bị chuyển vị.

(3) Phá hỏng do chân tường bị trượt ra ngoài: Như hình 4.5c cho thấy, khi kết cấu chắn đất chôn sâu không đủ, đất đáy hố yếu quá hoặc do các hiện tượng cát chảy, rửa trôi làm yếu đi, có thể dẫn đến hiện tượng phá hỏng do chân tường bị trượt ra ngoài.



Hình 4.5. Các kiểu phá hỏng của tường chắn bằng cọc xi măng đất

2. Tính tường chắn bằng cọc trộn xi măng

Căn cứ vào tình hình nền đất và độ sâu đào hố, đầu tiên dựa vào kinh nghiệm để định ra độ dài của cọc và bề rộng của thân tường:

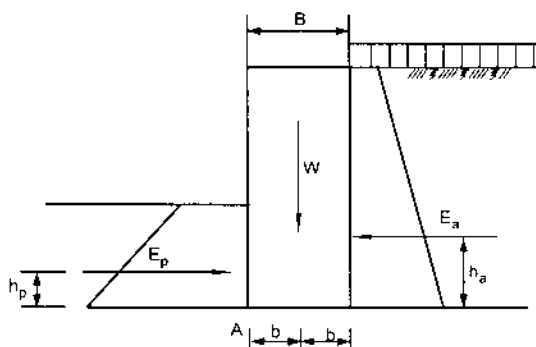
Độ dài cọc $L = (1,8 - 2,2)H$;

Bề rộng tường $B = (0,7 - 0,95) H$;

Trong đó: H - độ sâu hố móng.

Tính tường chắn bằng cọc trộn xi măng gồm các việc tính toán chống nghiêng lật, chống trượt và tính ổn định tổng thể....

a) Kiểm tra tính ổn định chống trượt ngang ở đáy (hình 4.6)



Hình 4.6. Sơ đồ tính toán tường chắn bằng cọc xi măng đất

$$K_h = \frac{\text{Lực chống trượt của thân tường}}{\text{Lực trượt của thân tường}} = \frac{w \cdot \mu + E_p}{E_a} \quad (4.1)$$

$$\text{hoặc:} \quad K_h = \frac{w \cdot \tan \varphi_0 + C_0 B + E_p}{E_a} \quad (4.2)$$

Trong đó:

w - trọng lượng bản thân của thân tường (kN/m);

E_a - hợp lực của áp lực đất chủ động (kN/m);

E_p - hợp lực của áp lực đất bị động (kN/m);

μ - hệ số ma sát của đáy chân tường với đất, khi không có tài liệu thí nghiệm có thể lấy theo loại đất như sau:

+ Đất bùn: $\mu = 0,20 - 0,25$;

+ Đất tính sét: $\mu = 0,25 - 0,40$;

+ Đất cát: $\mu = 0,40 - 0,50$;

φ_0 - góc ma sát trong của lớp đất ở chỗ chân tường ($^\circ$);

C_o - lực dính của lớp đất ở chỗ chân tường (kPa);

K_h - hệ số an toàn ổn định chống trượt, lấy bằng 1,3; khi có yêu cầu tương đối cao về chống trượt thì lấy cao hơn, khi cạnh dài hố móng nhỏ hơn 20m có thể giảm bớt K_h thích đáng.

b) Kiểm tra tính ổn định chống nghiêng lật (hình 4.6)

$$K_0 = \frac{M_R}{M_0} = \frac{W.b + E_p h_p}{E_a h_a} \quad (4.3)$$

Trong đó: M_R - mô men chống nghiêng lật;

M_0 - mô men nghiêng lật;

h_p - cánh tay đòn đối với điểm A ở chân tường của hợp lực áp lực đất bị động;

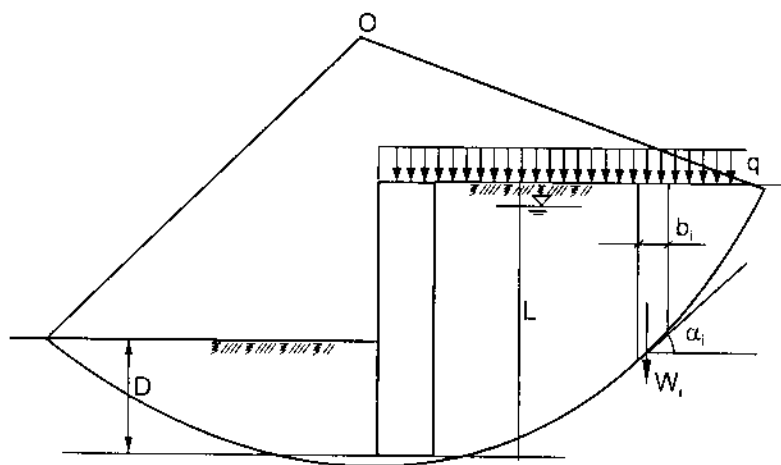
h_a - cánh tay đòn đối với điểm A ở chân tường của hợp lực áp lực đất chủ động;

b - cánh tay đòn đối với điểm A của trọng lượng bản thân tường W ;

K_0 - hệ số an toàn ổn định chống nghiêng lật, có thể lấy $K_0 \geq 1,4$; khi có yêu cầu nghiêm khắc đối với chuyển vị, có thể nâng lên thích đáng; khi cạnh hố móng nhỏ hơn 20m có thể giảm đi thích đáng.

c) Kiểm tra tính ổn định tổng thể

Khi đáy hố có tầng đất mềm yếu, phải dùng phương pháp trượt cung tròn để kiểm tra tính ổn định tổng thể của tường chắn, như trình bày trên hình 4.7.



Hình 4.7. Sơ đồ kiểm tra tính ổn định tổng thể của tường và nền

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n c_i l_i + \sum_{i=1}^n (q_i b_i + w_i) \cos \alpha_i \tan \varphi_i}{\sum_{i=1}^n (q_i b_i + w_i) \sin \alpha_i} \quad (4.4)$$

Trong đó:

b_i - độ rộng băng đất thứ i (m);

q_i - tải trọng mặt đất của băng đất thứ i (kPa);

w_i - trọng lượng băng đất thứ i , khi không có chảy thấm, từ mực nước ngầm trở lên thì tính theo trọng lượng đất tự nhiên, trở xuống - lấy từ trọng lượng đẩy nổi. Khi có tác động của dòng thấm, đối với phần đất ở giữa khoảng chênh mực nước bên trong và bên ngoài hố, khi tính mẫu số (mô men trượt), lấy trọng lượng bão hoà, khi tính tử số (mô men chống trượt), lấy trọng lượng đẩy nổi;

α_i - góc tạo thành giữa tiếp tuyến ở điểm giữa của cung trượt với đường nằm ngang tại băng đất thứ i ($^\circ$);

φ_i - góc ma sát trong của đất trên mặt trượt băng đất thứ i ($^\circ$);

K - hệ số an toàn ổn định tổng thể khi tính theo phương pháp tổng ứng suất, $K \geq 1,2$.

Thường thì cung trượt nguy hiểm nhất là ở dưới đáy tường 0,5 - 1m. Khi lớp đất dưới đáy tường rất kém, phải tăng thêm độ sâu tính toán, cho đến khi trị K tăng lên mới thôi. Khi kiểm tra hệ số an toàn của phần cung trượt cắt qua tường, chỉ tiêu cường độ của thân tường lấy $\varphi = 0$, $c = \left(\frac{1}{10} - \frac{1}{15} \right) q_u$, khi khối gia cố xi măng đất có cường độ chịu nén của mẫu nở hông $q_u > 1\text{MPa}$, có thể không tính hệ số an toàn cung trượt qua tường.

Cần lưu ý rằng: Khi các cọc đất xi măng bố trí không dày lắm và làm thành nhiều hàng vây xung quanh móng thì khó có thể xem đó là tường chắn trọng lực mà nên xem là nền đất quanh hố móng được gia cố bằng cọc xi măng đất. Việc tính toán ổn định trượt lúc này nên kể đến sự có mặt của cọc đất xi măng bằng cách quy đổi thành các chỉ tiêu tương đương đối với nền gia cố.

Cường độ chống cắt C_{td} (dùng trong tính toán ổn định) của khối đất gia cố được tính theo công thức:

$$C_{td} = C_{tn} (1 - A_c) + C_{gc} \cdot A_c \quad (4.4a)$$

Mô đun biến dạng của khối đất gia cố E_{td} (dùng trong tính toán độ lún nền đất quanh hố móng) được xác định theo công thức:

$$E_{td} = E_{tn} (1 - A_c) + E_{gc} \cdot A_c \quad (4.4b)$$

Trong đó: C_{tn} - sức chống cắt của đất tự nhiên (hoặc chưa gia cố);

E_{tn} - mô đun biến dạng của đất tự nhiên (hoặc chưa gia cố);

A_c - tỉ lệ chiếm chỗ của trụ đất xi măng (trong diện tích gia cố);

C_{gc} - sức chống cắt của trụ đất xi măng ;

E_{gc} -mô đun biến dạng của trụ đất xi măng.

d) Kiểm tra ứng suất thân tường

Dưới tác động của áp lực đất theo chiều ngang, thân tường sinh ra mô men, tường chịu nén lệch tâm, phải kiểm tra ứng suất dương và ứng suất cắt của thân tường.

Ứng suất dương:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{W_i}{B_i} \left(1 \pm \frac{6e_i}{B_i}\right) \quad (4.5)$$

$$\sigma_{\max} \leq \frac{q_u}{2}$$

$$|\sigma_{\min}| < \frac{q_L}{2} \quad (\text{khi } \sigma_{\min} < 0)$$

Trong đó:

e_i - khoảng lệch tâm e_i của tải trọng tác động trên mặt cắt kiểm tra $e_i = \frac{M_i}{W_i}$ (m);

M_i - mô men uốn của hợp lực áp lực đất bên trên mặt cắt kiểm tra sinh ra trên mặt cắt ấy (kN/m);

B_i - bề rộng của mặt cắt kiểm tra (m);

W_i - trọng lượng bản thân của thân tường bên trên mặt cắt kiểm tra (kN/m);

q_u - trị thiết kế cường độ chịu nén của xi măng đất (kPa), có thể lấy $q_u = (1/3 - 1/2)f_{cu,k}$;

q_L - trị thiết kế cường độ chịu kéo của xi măng đất (kPa), có thể lấy $q_L = 0,15 q_u$;

$f_{cu,k}$ - trị bình quân cường độ chịu nén giới hạn một trục của mẫu thử xi măng đất trong phòng có tỷ lệ trộn giống xi măng đất thân cọc (khối lập phương có cạnh dài 70,7cm), trong điều kiện dưỡng hộ tiêu chuẩn ở 90 ngày tuổi (kPa).

Cũng có thể lấy cường độ chịu nén ở 7 ngày tuổi $f_{cu,7}$ để suy ra

$$f_{cu,k} = \frac{f_{cu,7}}{0,3}$$

Ứng suất cắt:

$$\tau = \frac{E_{ai} - W_i \mu_1}{B_i} < \frac{q_j}{2} \quad (4.6)$$

Trong đó:

E_{ai} - áp lực đất chủ động bên trên mặt cắt kiểm tra (kN/m);

μ_1 - hệ số chống cắt đứt của vật liệu thân tường, lấy bằng 0,4 - 0,5;

q_j - trị thiết kế cường độ chịu cắt của xi măng đất (kPa), có thể lấy $q_j = q_u/3$.

e) Kiểm tra khả năng chịu lực của nền đất dưới đáy tường chắn

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (4.7)$$

$$\sigma_{\max} \leq 1,2f$$

$$\sigma_{\min} > 0$$

Trong đó: $\sigma_{\max}$ - áp lực lớn nhất ở mép của đáy tường (kPa);

$\sigma_{\min}$ - áp lực nhỏ nhất ở mép của đáy tường (kPa);

e - khoảng lệch tâm trên mặt đáy móng tường trọng lực (m);

f - khả năng chịu lực của nền đất dưới đáy tường chắn sau khi điều chỉnh theo độ sâu (tính từ độ sâu đào hố móng);

W - trọng lượng bản thân của tường (kN/m);

B - bề rộng thân tường (m).

Các kiểm tra nói từ mục 1) đến mục 5) có thể tham khảo thêm trong tiêu chuẩn JGJ 120-99 của Trung Quốc [20].

f) Tính chống thấm

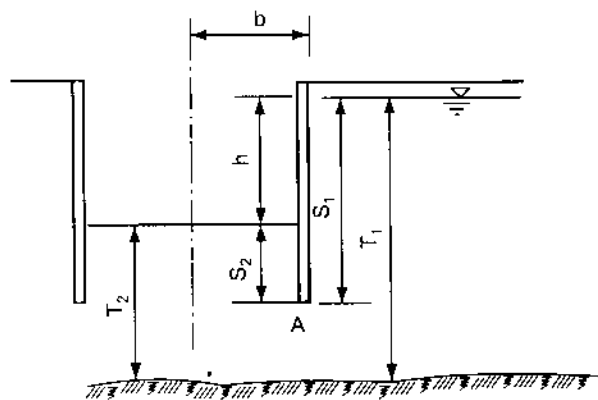
Tính chống thấm có thể áp dụng phương pháp của R.N. Đavidenk và O.L. Franke, sơ đồ tính toán như hình 4.8, cho hố đào dài có 2 tường song song, lưu lượng dòng thấm có bề rộng bằng đơn vị là:

$$q = Kh \frac{l}{\zeta_1 + \zeta_2} \quad (4.8)$$

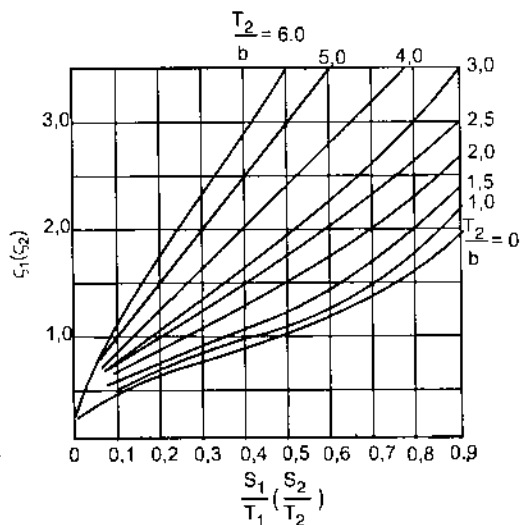
Trong đó: ζ_1 - căn cứ S_1/T_1 và $T_2/b = 0$ để tra từ hình 4.9;

ζ_2 - căn cứ S_2/T_2 và T_2/b để tra từ hình 4.9;

K - hệ số thấm của đất.



Hình 4.8. Sơ đồ để tính chống thấm



Hình 4.9. Đường cong tính toán chống thấm

T_1 , T_2 đều có liên quan đến độ sâu của lớp không thấm nước, độ sâu của lớp không thấm nước xác định theo tài liệu địa chất. Đất sét không có kẹp cát rõ ràng có thể coi là lớp không thấm nước.

Cột nước ở điểm A chỗ cửa ra:

$$h_F = \frac{h\zeta_2}{\zeta_1 + \zeta_2} \quad (4.9)$$

Gradient thủy lực bình quân chỗ cửa ra:

$$J_F = \frac{h_F}{S_2} \quad (4.10)$$

Yêu cầu:

$$J_F < \frac{J}{F_s} \quad (4.11)$$

Trong đó: J - gradient tới hạn, với đất cát lấy bằng 0,8 - 1,0;

F_s - hệ số an toàn, thường có thể lấy bằng 1,5 - 3,0.

Với lớp đất cát bột, có thể lấy $J/F_s = 1/3$, hoặc dựa vào kinh nghiệm của các công trình cùng loại để lựa chọn tiêu chuẩn gradient cho phép.

Khi hố đào có mặt bằng hình tròn hoặc vuông phải kiểm tra thấm theo bài toán 3 chiều (xem [7]).

g) Tính chuyển vị ngang của tường chắn xi măng đất

Chuyển vị ngang của tường chắn xi măng đất là vấn đề được các kỹ sư quan tâm, nó ảnh hưởng trực tiếp đến an toàn của các công trình xây dựng, đường sá, đường ống ngầm cũng như công trình ở xung quanh. Tính chuyển vị ngang có thể áp dụng công thức kinh nghiệm, phương pháp nền đàn hồi "m" và phương pháp phần tử hữu hạn phi tuyến (xem tài liệu [7]).

Chuyển vị ở đỉnh tường chắn xi măng đất có thể tính bằng công thức kinh nghiệm: khi độ sâu chôn vào đất $D = (0,8 - 1,2)H$, (H là độ sâu đào hố móng), bề rộng của tường $B = (0,6 - 1,0)H$, có thể tính theo công thức:

$$\delta = \frac{H^2 L_{\max} \xi}{\eta DB} \quad (4.12)$$

Trong đó: δ - trị tính toán chuyển vị ngang ở đỉnh tường (mm);

$L_{\max}$ - chiều dài cạnh lớn nhất của hố đào (m);

ξ - hệ số chất lượng thi công, lấy bằng 0,8 - 1,5;

H - độ sâu hố đào (m);

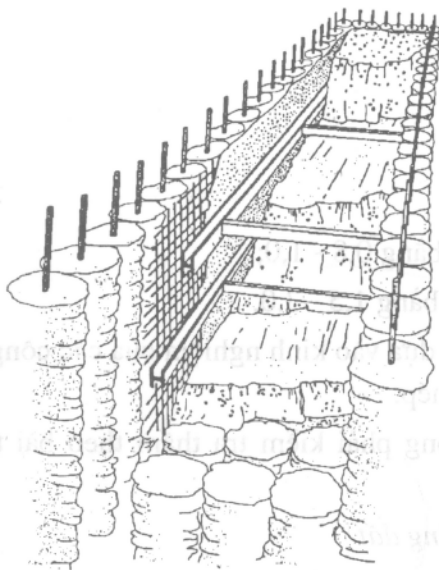
D - độ sâu thân tường cắm vào đất kể từ đáy hố móng trở xuống (m);

η - hệ số chuyển đổi thứ nguyên, khi đơn vị của δ dùng là mm, $\eta = 1$, khi δ dùng cm, $\eta = 10$;

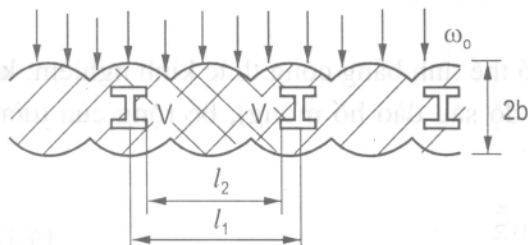
B - bề rộng của thân tường bằng cọc trộn (m).

h) Cọc xi măng đất có gia cường thép

Khuyết điểm của tường chắn bằng cọc xi măng đất là độ cứng thấp và độ sâu cũng hạn chế, thường chỉ dùng cho hố đào có độ sâu khoảng 10m. Để khắc phục khuyết điểm này có thể dùng thép thanh hoặc thép hình chữ H đặt vào lòng cọc xi măng đất (sau đó có thể thu hồi thép hình) sẽ làm tường chắn vừa chống được thấm vừa chịu lực tốt và ổn định hơn, nhờ đó sẽ giảm tiền đầu tư xây dựng phần ngầm đáng kể.



Hình 4.10. Tường chắn bằng cọc xi măng đất + thép cho công trình còlectơ ở Roma, Italia



Hình 4.11. Sơ đồ tính toán tường cọc xi măng đất có gia cường thép hình chữ H

Áp lực ngang bình quân của đất lên tường có thép hình là ω_0 (kN/m²) thì lực cắt giữa thép hình và xi măng đất là:

$$V = \omega_0 \cdot \frac{l_2}{2} \quad (4.13)$$

Vậy ứng suất cắt của tường cần thỏa mãn điều kiện:

$$\tau = \frac{V}{2b} \leq \frac{\sigma \tan \varphi + c}{K} \quad (4.14)$$

Trong đó:

l_2 - khoảng cách mép - mép (m) giữa các thanh thép hình H (hình 4.11);

b - nửa bề rộng của tường (m);

σ - ứng suất pháp lên tiết diện tường kiểm tra (kPa) tính theo công thức (4.5);

K - hệ số an toàn của cường độ xi măng đất, lấy $K = 1,5$;

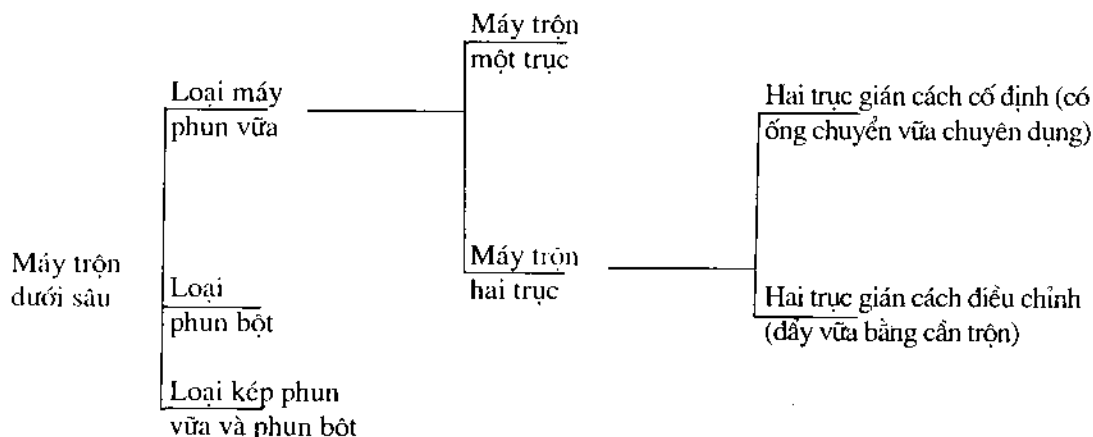
φ, c - góc ma sát trong và lực dính của đất.

4.4. NHỮNG ĐIỂM CHÍNH TRONG THI CÔNG CỌC XI MĂNG ĐẤT

4.4.1. Phương pháp trộn sâu

1. Máy thi công

Thi công cọc xi măng đất trộn dưới sâu có thể dùng phương pháp ướt (phun vữa) và phương pháp khô (phun bột), hiện nay, phương pháp ướt được dùng nhiều hơn. Có nhiều loại máy được chế tạo cho mục đích này. Máy trộn sản xuất ở Trung Quốc hiện nay chủ yếu có thể chia làm mấy loại sau đây:



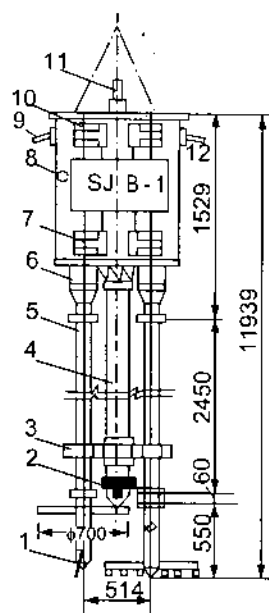
Máy trộn dưới sâu SJB-1, như hình 4.12 chủ yếu bao gồm:

(1) Bộ phận động lực: mô tơ chìm dưới nước 2 cái $\times$ 30 kW, mỗi cái nối với một bộ giảm tốc bánh xe hành trình 2K-H hai cấp;

(2) Bộ phận trộn: Bao gồm trục trộn và đầu trộn (gồm 2 lá răng hợp kim cứng, đường kính 0,7 - 0,6m);

(3) Bộ phận chuyển vữa: Bao gồm ống giữa ($\phi 140\text{mm}$; mỗi đoạn dài 2,45m) và ống đẩy vữa luôn ở trong ống giữa ($\phi 68\text{mm}$) và van cầu một chiều (cầu có đường kính 120mm). Ống giữa xuyên ngang qua bản cố định ngang và trục trộn để nối liền thành một thể hoàn chỉnh.

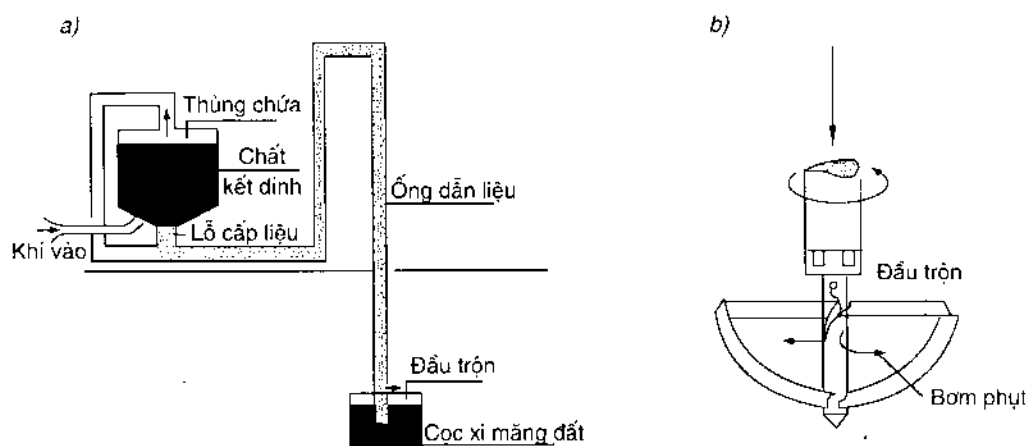
Ngoài công nghệ ướt vừa nêu, công nghệ trộn khô (xi măng được bơm vào đất nhờ khí nén), thường gọi là công nghệ DJM (Dry Jet Mix Method), được dùng ở nước ta của hãng Hercules với sơ đồ nguyên lý được trình bày trên hình 4.13a. Mũi trộn được đưa xuống đất bằng phương pháp khoan xoay. Khi đạt tới



Hình 4.12. Máy trộn dưới sâu SJB-1
1; Đầu trộn; 2 Van cầu; 3. Bản cố định ngang; 4. Ống giữa; 5. Trục trộn; 6. Bộ giảm tốc; 7. Bản trượt dẫn hướng; 8. Mô tơ điện; 9. Cửa thoát nước; 10. Vỏ ngoài; 11. Ống chuyển vữa; 12. Cửa nước vào

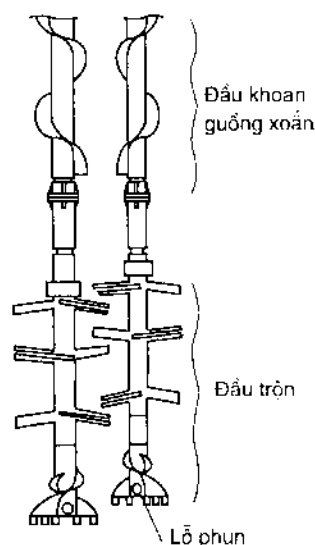
chiều sâu thiết kế mũi trộn (hình 4.13b) được quay trở lại và rút dần lên, trộn đất tại chỗ với chất gia cố. Trong suốt quá trình rút, hỗn hợp chất gia cố được đưa vào bằng khí nén ở đầu mũi trộn. Thông số kỹ thuật của hệ thống thiết bị này như sau:

- Tốc độ quay 100 - 230 vòng/phút;
- Tốc độ rút cần: 10 - 15 m/vòng;
- Lượng chất gia cố 50 - 250 kg/m³;
- Độ sâu gia cố lớn nhất: 21m;
- Đường kính cọc đất - xi măng 500 - 800 mm;
- Tốc độ thi công 1000 m/ca máy.



Hình 4.13. Sơ đồ nguyên lý (a) và mũi trộn (b) của thiết bị trộn khô của hãng Hercules

Thiết bị của Hercules được xây dựng trên một công nghệ linh động và tin cậy. Tùy theo kích thước của hiện trường thi công mà xe chở nguyên liệu và thiết bị thi công được ghép chung hay tách rời trên hai xe riêng biệt. Đối với hiện trường lớn xe chở nguyên liệu có thể tự hành để tiếp nhận nguyên liệu; đối với hiện trường hẹp: thùng chứa nguyên liệu được đặt cùng với thiết bị thi công. Xe chứa nguyên liệu được nối với máy thi công bằng một đường truyền các dữ liệu và ống dẫn nguyên liệu. Một máy tính PC liên kết thông tin giữa thiết bị khoan và bộ phận chở nguyên liệu đồng thời kiểm soát quá trình thi công cọc gồm các thông số như: tốc độ quay lớn nhất, tốc độ rút cần và lượng chất gia cố. Theo cấu tạo của địa tầng, tốc độ rút cần được thường xuyên kiểm tra, và thay đổi theo



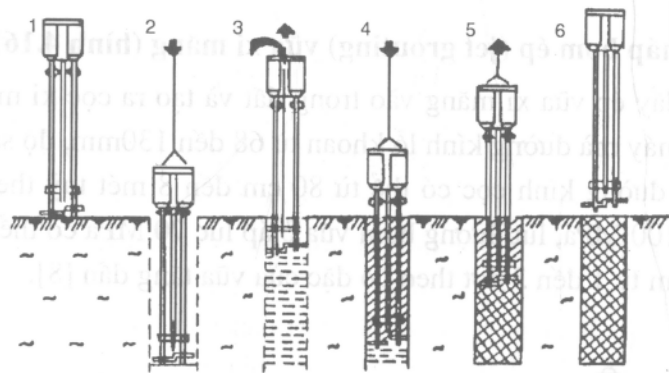
Hình 4.14. Thiết bị làm cọc xi măng đất 2 trục trộn của hãng Kobelco

chiều dài cọc. Điều này đảm bảo chính xác mật độ phân tán của chất gia cố tại mỗi vị trí độ sâu của cọc. Toàn bộ các dữ liệu hoàn công của từng cọc đều được lưu lại ở máy tính để kiểm tra chất lượng.

Ở Nhật Bản, hãng Kobelco cũng chế tạo thiết bị tương tự có từ 2 đến 5 trục trộn, tạo ra một tường chắn đất liên tục quanh hố đào (hình 4.14). Ở Italia, tập đoàn Trevi cũng phát triển kỹ thuật này có tên gọi là TREVIMIX với công nghệ ướt (wet method).

2. Phương pháp thi công

Dây chuyền công nghệ thi công cọc trộn dưới sâu như hình 4.15. Quá trình thi công theo phương pháp ướt đại thể như sau:



Hình 4.15. Dây chuyền công nghệ cọc trộn dưới sâu

1. Định vị; 2. Đưa máy xuống chuẩn bị trộn; 3. Phun trộn, nâng lên;
4. Trộn lại từ trên xuống; 5. Trộn ngược lên; 6. Hoàn thành

(1) Định vị giá cọc và bảo đảm độ thẳng đứng

Đưa giá cọc trộn dưới sâu vào vị trí chỉ định, đối chiếu cho đúng tâm. Khi cốt cao ở hiện trường không phù hợp với cốt thiết kế yêu cầu hoặc lồi lõm không phẳng thì phải đào và san phẳng mặt nền sẵn từ trước. Khi thi công, sai số vị trí cọc phải nhỏ hơn 5cm, sai số độ thẳng đứng cọc không quá 1%.

(2) Máy đi xuống chuẩn bị trộn: chờ cho nước làm mát trộn máy trộn tuần hoàn bình thường, khởi động mô tơ của máy trộn, thả lỏng dây cáp của máy trục để cho máy trộn cắt đất và tụt dần xuống theo giá dẫn hướng. Tốc độ tụt xuống có thể điều chỉnh bằng ampe kế ở mô tơ, cường độ dòng điện công tác không được quá 70A, nếu tốc độ xuống chậm quá, có thể bổ sung nước trong vào hệ thống chuyển vữa để dễ khoan xuống.

(3) Chuẩn bị vữa xi măng: Trộn vữa xi măng theo đúng tỉ lệ của thiết kế yêu cầu, chờ cho đến khi sắp bơm vữa thì đổ vữa vào phễu vật liệu.

(4) Nâng lên, bơm vữa và trộn: Sau khi cho máy trộn tụt xuống đến độ sâu thiết kế, mở máy bơm để bơm vữa vào trong đất, vừa bơm vữa vừa quay trộn, đồng thời nâng đầu trộn lên dần theo tốc độ thiết kế đã xác định.

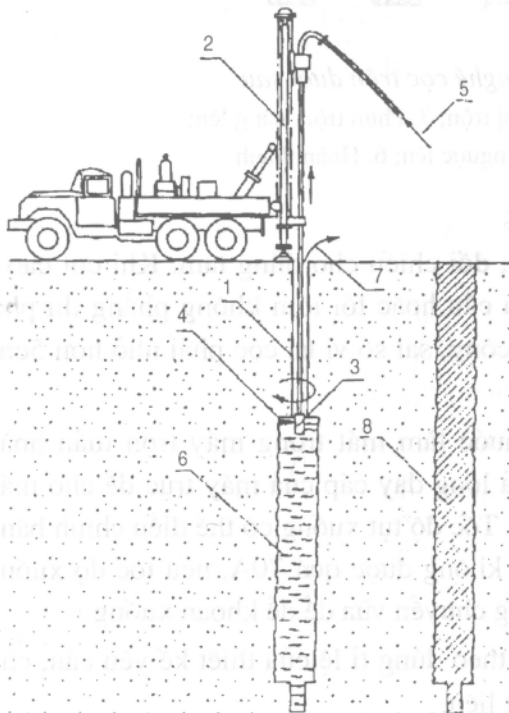
(5) Trộn lại hoặc bơm vữa lại: Khi máy trộn nâng lên đến cốt mặt đỉnh của độ sâu gia cố đã thiết kế, thì vữa xi măng ở trong phễu vừa vận hết. Để làm cho đất và xi măng được trộn đều, có thể lặp lại lần nữa cho đầu trộn vừa quay vừa hạ xuống, cho đến độ sâu gia cố theo thiết kế, rồi lại cho đầu trộn nâng lên đến mặt đất.

Cũng có khi dùng phương pháp trộn lại (tức là bơm vữa lần thứ 2). Lần thứ nhất bơm vữa cho đến cốt mặt đỉnh, bơm hết 60% tổng lượng vữa, lại cho đầu trộn vừa trộn vừa tụt vào trong đất đến độ sâu thiết kế, lại cho đầu trộn vừa nâng lên vừa trộn và bơm tiếp cho hết số 40% vữa còn lại. Trong khi trộn có bơm vữa thì tốc độ nâng lên không được quá 0,5m/phút.

(6) Chuyển vị trí: Chuyển giá cọc đến vị trí của cọc tiếp sau.

4.4.2. Phương pháp bơm ép (jet grouting) vữa xi măng (hình 4.16)

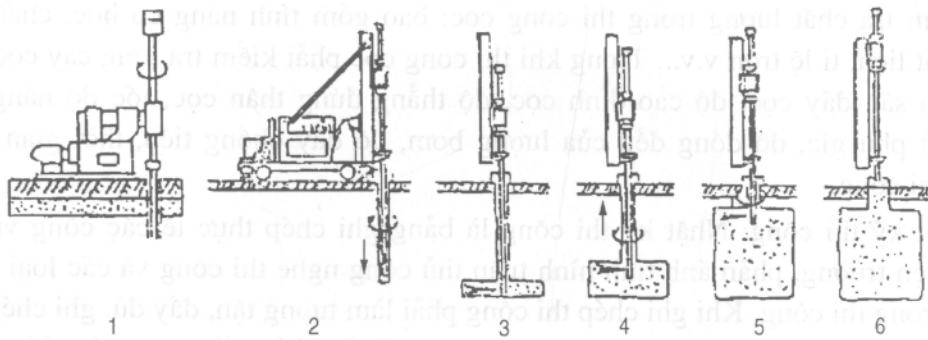
Dùng áp lực để đẩy ép vữa xi măng vào trong đất và tạo ra cọc xi măng đất theo yêu cầu. Tùy theo loại máy mà đường kính lỗ khoan từ 68 đến 130mm, độ sâu của cọc có thể từ 20 đến 30 m và đường kính cọc có thể từ 80 cm đến 8 mét tùy theo áp lực bơm ép thay đổi từ 20 đến 100 MPa, lưu lượng bơm vữa ở áp lực 70 MPa có thể đạt công suất 18 m³/giờ và có thể bơm từ 1 đến 3 đợt theo độ đặc của vữa tăng dần [8].



Hình 4.16. Thiết bị thi công cọc xi măng đất theo công nghệ bơm một đợt (vữa bơm một lần)

1. Lỗ khoan công nghệ; 2. Máy khoan thủy lực; 3. Monitor bơm ép vữa một đợt; 4. Dung dịch làm rắn chắc (xi măng) phun tốc độ cao; 5. Dung dịch làm rắn chắc; 6. Phần đất bị làm tơi xốp; 7. Hỗn hợp đất - xi măng thừa thoát ra; 8. Cọc xi măng đất đã thi công xong.

Trên hình 4.17 trình bày các bước thi công một cọc xi măng đất bằng phương pháp bơm ép vữa xi măng (phương pháp ưỡt).



Hình 4.17. Trình tự của công nghệ bơm ép vữa

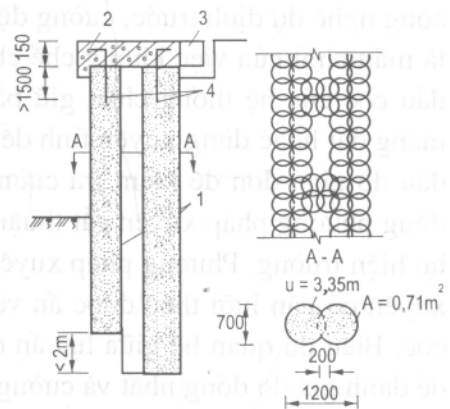
1. Định vị máy khoan; 2. Khoan tạo lỗ và đặt ống; 3. Khi mũi khoan đến đáy thì bắt đầu bơm ép vữa; 4. Bơm vữa từ đáy hố và cao dần lên;
5. Khi bơm đến đỉnh hố thì kết thúc bơm; 6. Dừng máy khoan bơm.

4.4.3. Thi công đầm đầu cọc

Để cọc xi măng đất và toàn bộ tường chắn bằng cọc xi măng đất có tính chỉnh thể cao và tăng độ cứng cho tường, thường phải làm đầm bằng bê tông cốt thép trùm lên đầu cọc.

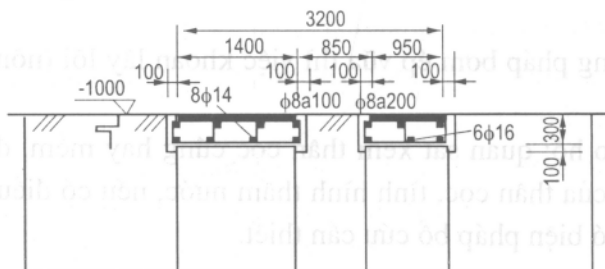
Trên hình 4.18 là sơ đồ cấu tạo của đầm khi có 2 hàng cọc làm tường chắn quanh hố đào, còn trên hình 4.19 trình bày chi tiết ví dụ cấu tạo đầm đầu tường cho trường hợp cọc xi măng đất bố trí kiểu ô cách, với bề rộng phủ bì cho 2 mép cọc ngoài cùng là 3,20 m (xem hình 4.3b).

Trong trường hợp tường cọc xi măng đất có gia cường thép thì có thể làm những đầm đai ở lưng tường và dùng thanh chống ngang hoặc neo để giữ ổn định tường (xem hình 4.10).



Hình 4.18. Cấu tạo tường chắn bằng cọc xi măng đất

1. Cọc xi măng đất; 2. Đầm BTCT ở đầu cọc; 3. Rãnh thoát nước;
4. Thép cắm vào cọc $\phi 12$



Hình 4.19. Cấu tạo đỉnh tường và đầm liên hợp quanh hố đào

4.4.4. Kiểm tra và khống chế chất lượng

Chất lượng thi công cọc trộn và cọc bơm ép dưới sâu có thể phán đoán gián tiếp hoặc trực tiếp qua nhật ký thi công, thí nghiệm cường độ hoặc bằng đầu dò đơn giản.

(1) Kiểm tra chất lượng trong thi công cọc: bao gồm tính năng cơ học, chất lượng nguyên vật liệu, tỉ lệ trộn v.v... Trong khi thi công cọc phải kiểm tra từng cây cọc về: vị trí cọc, độ sâu đáy cọc, độ cao đỉnh cọc, độ thẳng đứng thân cọc, tốc độ nâng bơm, lượng chất phụ gia, độ đồng đều của lượng bơm, độ dày chống tiếp, thời gian ngừng nghỉ khi thi công.

(2) Nhật ký thi công: Nhật ký thi công là bảng ghi chép thực tế các công việc kín khuất ở hiện trường, phản ánh tình hình tuân thủ công nghệ thi công và các loại vấn đề nảy sinh trong thi công. Khi ghi chép thi công phải làm tường tận, đầy đủ, ghi chép đúng hiện trạng và có người phụ trách chuyên ghi chép. Đối chiếu với công nghệ thi công đã dự định trước khi thi công, rất dễ phán đoán được là thao tác thi công có đạt yêu cầu hay không. Những vấn đề xảy ra trong thi công như mất điện, sự cố về máy, hết vữa v.v... qua phân tích nhật ký cũng có thể biết được việc xử lý có được thoả đáng hay không.

(3) Kiểm tra cường độ: Trong trường hợp thao tác thi công đã phù hợp với yêu cầu công nghệ dự định trước, cường độ thân cọc có đáp ứng được yêu cầu thiết kế hay không là mấu chốt của việc khống chế chất lượng. Trước khi thi công dầm mũ vây quanh trên đầu cọc của hệ thống chèn giữ bằng cọc trộn, có thể dùng cách khoan lấy lõi mẫu xi măng đất hoặc dùng xuyên tĩnh để kiểm tra độ dài và cường độ thân cọc, hoặc dùng kiểu đầu dò giản đơn để kiểm tra cường độ thân cọc trong phạm vi 4m từ đỉnh cọc. Có thể dùng phương pháp xuyên cắt thuận hoặc nghịch để kiểm tra cường độ chống cắt của cọc tại hiện trường. Phương pháp xuyên cắt thuận là phương pháp thông dụng nhất. Một đầu xuyên có gắn lưỡi thép được ấn vào đầu cọc. Lưỡi thép có chiều rộng bằng đường kính cọc. Biểu đồ quan hệ giữa lực ấn cần thiết (kN) và chiều sâu xuyên (m) được xây dựng để đánh giá độ đồng nhất và cường độ chống cắt của cọc.

Thí nghiệm xuyên cắt nghịch tương tự như xuyên cắt thuận nhưng được thực hiện từ đáy cọc lên đỉnh cọc. Lưỡi cắt được đặt ở đáy cọc trong quá trình thi công và được nối với một dây cáp để kéo lên từ mặt đất.

Những thí nghiệm này thích hợp cho cọc có chiều dài lớn hơn 10 mét. Cũng có thể nhỏ cọc (trong điều kiện cho phép) để kiểm tra đường kính, độ đồng nhất và sự phân tán chất gia cố trong chiều dài cọc.

Đối với cọc thi công bằng phương pháp bơm ép vữa thì việc khoan lấy lõi (nôn) để ép là cách kiểm tra tốt nhất.

(4) Kiểm tra trong thời gian đào hố: quan sát xem thân cọc cứng hay mềm, độ bằng phẳng của đỉnh tường, chống tiếp của thân cọc, tình hình thấm nước, nếu có điều không phù hợp yêu cầu thiết kế thì phải có biện pháp bổ cứu cần thiết.

(5) Kiểm tra việc bố trí thép và sự liên kết cấu tạo giữa cọc xi măng đất và dầm đầu tường. Thực hiện việc đào đất và chống giữ tường (thanh chống hoặc neo khi tường cọc xi măng đất có gia cường thép), kiểm tra chuyển vị của đầu tường so với trị khống chế, kịp thời xử lý khi phát hiện chuyển vị có khả năng vượt quá giới hạn.

Yêu cầu của công tác quan trắc xem chương 11.

Chương 5

TƯỜNG CHẮN BẰNG CỌC BẢN

5.1. GIỚI THIỆU CHUNG

Khi thi công những hố đào sâu trên 10m trong đất yếu lại ở gần những công trình hiện hữu, khó dùng phương pháp cọc đất xi măng nên người ta thường dùng cọc bản để làm tường chắn giữ thành hố móng.

Các dạng cọc bản thường dùng hiện nay, theo vật liệu có thể chia ra:

- Cọc bản bằng gỗ (ít dùng do yêu cầu bảo vệ môi trường);
- Cọc bản bằng bê tông cốt thép;
- Cọc bản bằng thép;
- Cọc bản bằng chất dẻo PVC.

và theo loại hình kết cấu có thể chia ra:

- Tường gồm trụ cứng (thép hoặc bê tông cốt thép) có bản gỗ/thép, bê tông cài ngang;
- Tường gồm cọc bản BTCT đặt liên tục;
- Tường gồm cọc bản thép đặt liên tục;
- Tường gồm cọc bản nhựa PVC đặt liên tục.

(1) Tường chắn gồm trụ cứng có bung gỗ/bê tông (soldier piles with Lateral Lagging), còn gọi là phương pháp tường Berlin (Berlin wall method) vì chúng được dùng nhiều trong thời kỳ Chiến tranh thế giới thứ II và sau lại dùng trong công trình dân sự.

Loại tường này dùng tốt trong đất sét, đất cát, nơi có mực nước ngầm thấp hoặc phải hạ mực nước ngầm. Thận trọng khi dùng trong đất yếu, khó đóng trong đất cuội sỏi. Giá thành thấp, thi công đơn giản và nhanh. Khuyết điểm: tiếng ồn lớn khi đóng và nhô đối với dân cư ở gần, chuyển vị của đất lớn (khi nhỏ, tháo) so với các loại tường chắn khác. Loại tường này có thể tự đứng vững (làm việc như côngxon) và cũng có thể kết hợp với neo đất hoặc thanh chống ngang/xiên.

(2) Tường chắn bằng cọc bản BTCT đúc sẵn hoặc BTCT ứng suất trước (concrete sheet piles)

So với cọc bản bằng thép (sẽ trình bày tiếp sau điểm này) có các ưu nhược sau:

- Độ cứng chống uốn lớn, đầu cọc dịch chuyển nhỏ, không bị ăn mòn nhanh, có thể được dùng như một kết cấu vĩnh cửu; do chiều rộng cọc bản đến 1,0m nên giám thời

gian hạ cọc, dùng thiết bị thông dụng có thể hạ cọc, dùng vật liệu hàn trám bằng nhựa PVC nên có thể ngăn được nước tốt.

- Nặng, dễ hư hỏng khi vận chuyển nếu không cẩn thận, độ dày lớn nên chi phí đóng/hạ cọc bản BTCT bằng 1,8 đến 2,2 lần so với cọc bản thép (theo kinh nghiệm Nhật Bản), không thích hợp khi dùng làm tường chắn hố đào trong vùng xây dựng chật hẹp vì chuyển vị ngang đất nền lớn, chiều dài hạn chế (đến 20m) không có khả năng nối dài và xác suất thu hồi thấp.

(3) Tường chắn bằng cọc bản thép (Steel sheet piles)

Thích hợp trong đất yếu có mực nước ngầm cao (vì nó vừa chắn được đất và ngăn được nước) thì công tương đối đơn giản, nếu dùng thép ống thì độ cứng của tường sẽ lớn và thích dụng cho hố móng có kích thước rộng còn cọc bản thép thì độ cứng tương đối thấp nên chú ý khi tường chắn đặt gần công trình hiện hữu (vì sẽ bị chuyển vị ngang lớn). Khi đóng gây tiếng ồn lớn, lượng thép dùng nhiều, nếu không bảo quản tốt (bị cong vênh hoặc mép bản bị kẹt đất cát) thì việc sử dụng lại được ít nên sẽ tốn kém.

Cọc bản thép dễ dàng nối dài cũng như cắt ngắn theo yêu cầu, có thể sử dụng nhiều lần khi làm tường tạm.

(4) Tường chắn bằng bản nhựa PVC (Vinyl sheet piles)

Chống xâm thực và ăn mòn trong môi trường nước chua mặn tốt (có thể bền đến 30-50 năm), sản xuất công nghiệp nên thuận tiện trong thiết kế, thi công lắp đặt và kiểm soát chất lượng dễ, gọn nhẹ (nhẹ hơn thép 70-75% và nhẹ hơn bê tông 40-50%) nên thuận tiện khi vận chuyển và bảo quản, tăng mỹ quan cho công trình xây dựng (khi làm tường kè chống xói lở vùng ven biển, tường chắn đất, công trình cầu cảng).

Tường nhựa composite có khả năng chịu lực (mô men kháng uốn) không cao so với bản thép và bản BTCT nên hạn chế phạm vi sử dụng.

5.2. CẤU TẠO VÀ BỐ TRÍ TƯỜNG CHẮN BẰNG CỌC BẢN

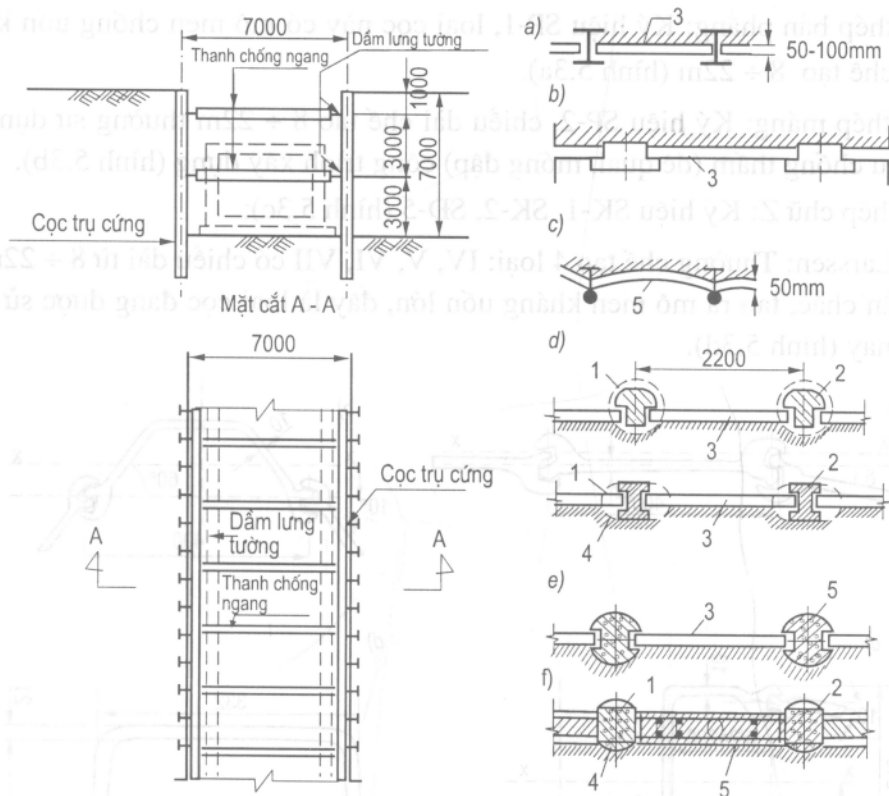
5.2.1. Tường trụ cứng bưng lưng lưng tường

Như trình bày trên hình 5.1, trụ cứng có thể là thép hình (hình 5.1 a,c) hoặc BTCT có cấu tạo rãnh (hình 5.1e) tiết diện chữ T chữ I (hình 5.1 b,d) hoặc liên kết ướn qua thép chờ ở trụ và tường (hình 5.1f).

Bản chắn ngang để bưng đất có thể bằng gỗ, dày 5-7cm bằng bê tông cốt thép đúc sẵn (hình 5.1 a, b, d, e) xác định bằng tính toán (xem ví dụ 9.1 chương 9) hay bằng bê tông phun lên lưới thép được cố định lên mặt tường (hình 5.1c) hay đổ bê tông trực tiếp vào hào đào (hình 5.1f).

Phía sau lưng tường có thể dùng vữa hoặc cát đất chèn chặt khe trống giữa bản cài và đất để giảm thiểu sự chuyển vị của đất xung quanh hố đào.

Khoảng cách giữa các trụ cứng xác định bằng tính toán nhưng thường trong phạm vi từ 1,5 đến 3,0m.



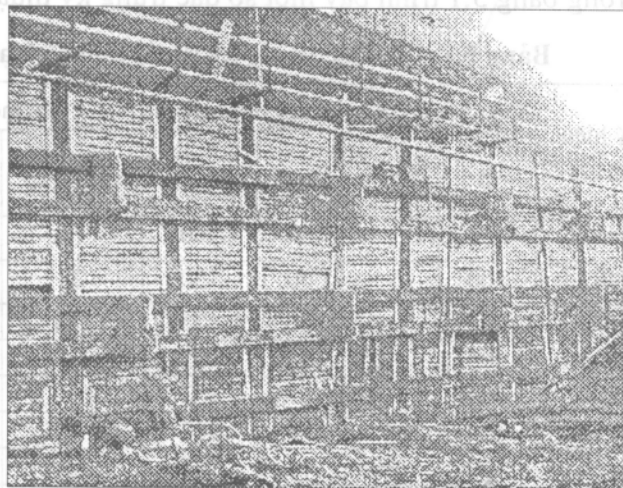
Hình 5.1. Một số loại hình kết cấu tường cử bằng trụ + bản cài ngang

- a) Cọc thép hình I đóng + bản gỗ lấp dần lúc đào; b) Cọc BTCT chữ T + tấm bản BTCT;
 c) Cọc thép hình T + phun/trát vữa xi măng cát trên lưới thép;
 d) Cọc chữ T/I bằng BTCT thả vào lỗ khoan + tấm tường; e) Cọc nhồi BTCT có tạo
 rãnh lấp tấm tường; f) Cọc BTCT đúc sẵn có thép chờ, thả vào lỗ khoan + liên kết với
 tấm tường đổ tại chỗ. 1. Lỗ khoan; 2. Cọc trụ; 3. Tấm bản; 4. Chèn lấp bằng cát; 5. BTCT đổ tại chỗ.

Trên hình 5.2. trình bày một ví dụ về loại tường trụ cứng đã thi công ở CHLB Đức sâu đến 15m. Dùng neo đất và dầm đai ở lưng tường để giữ tường. Ở Việt Nam, tại trụ sở nhà số 5-7 Lê Duẩn và trung tâm thương mại Quốc tế IBC (Thành phố Hồ Chí Minh) đã dùng loại tường nói trên để thi công hố móng sâu 5 - 7m.

5.2.2. Tường chắn bằng cọc bản thép

Thường có 4 loại cọc bản thép sau đây:



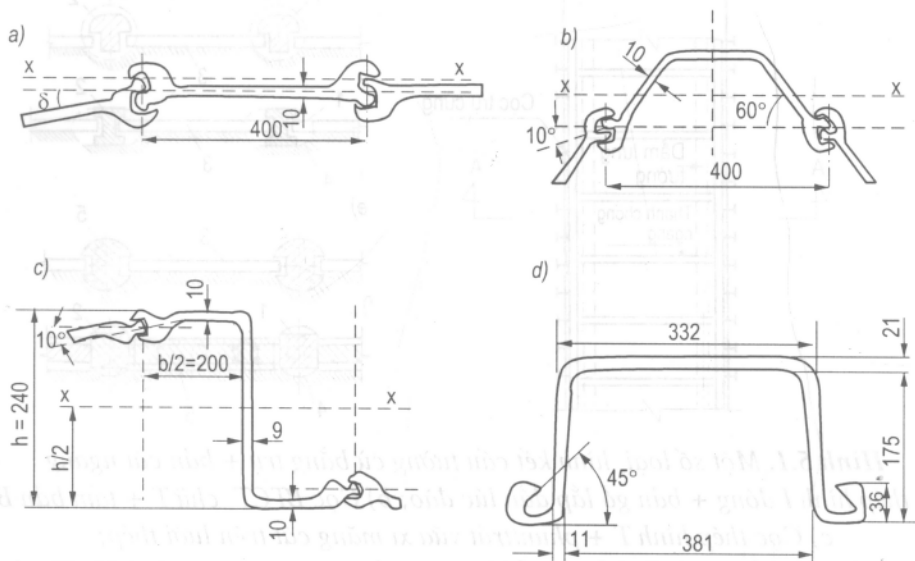
Hình 5.2. Cọc trụ + nan ("pa nen") cài ngang + dầm đai lưng tường và neo đất để giữ tường.

a) Cọc thép bản phẳng: Ký hiệu SP-1, loại cọc này có mô men chống uốn không lớn, chiều dài chế tạo $8 \div 22\text{m}$ (hình 5.3a).

b) Cọc thép máng: Ký hiệu SP-2, chiều dài chế tạo $8 \div 22\text{m}$ thường sử dụng cho các loại kết cấu chống thấm (đê quai, móng đập) công trình xây dựng (hình 5.3b).

c) Cọc thép chữ Z: Ký hiệu SK-1, SK-2, SĐ-5 (hình 5.3c);

d) Cọc Larssen: Thường chế tạo 4 loại: IV, V, VI, VII có chiều dài từ $8 \div 22\text{m}$ với liên kết móc rắn chắc, tạo ra mô men kháng uốn lớn, đây là loại cọc đang được sử dụng phổ biến hiện nay (hình 5.3d).



Hình 5.3. Các loại cọc thép.

a) Cọc phẳng ; b) Cọc hình máng; c) Cọc chữ Z; d) Cọc larssen

Trong bảng 5.1 trình bày một số đặc trưng kỹ thuật của cọc bản thép thường dùng.

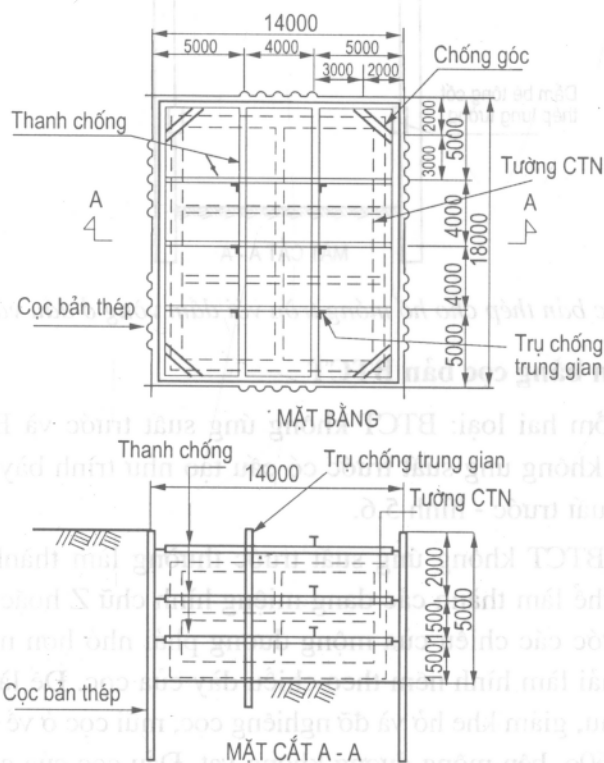
Bảng 5.1. Các đặc trưng kỹ thuật một số loại cọc bản thép thường dùng

Ký hiệu loại cọc	Kích thước (mm)		Khối lượng (kg)		Mô men (cm^3)		Hệ số tận dụng vật liệu	Ghi chú
	B	h	1m cừ	1m ² tường G	Cho cọc W_x	Cho 1m tường chấn W		
SP-1	400	-	64	160	73	182	1,14	Cọc bản phẳng
SP-2	200	-	30	150	28	140	0,93	Cọc máng thép
SK-1	400	110	50	125	114	285	2,28	Cọc thép chữ Z
SK-2	400	169,5	58	145	260	650	4,48	
SĐ-3	400	240	61	153	630	1575	10,8	
SĐ-5	400	320	93	232	1256	3160	13,6	
Larssen IV	400	180	74	185	880	2200	11,9	Cọc larssen
Larssen IV	400	180	100	238	1161	3056	12,8	
Larssen IV	420	220	122	290	1765	4200	14,5	
Larssen IV	460	230	130	310	2101	5000	16,1	

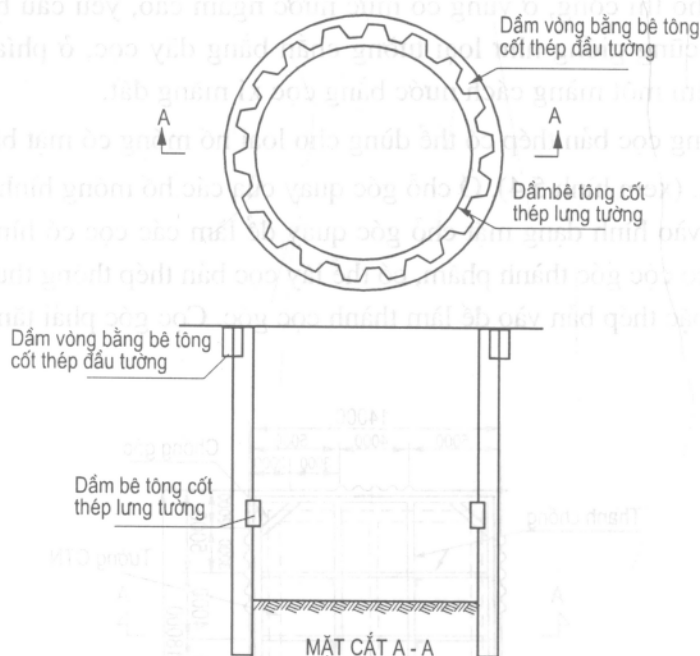
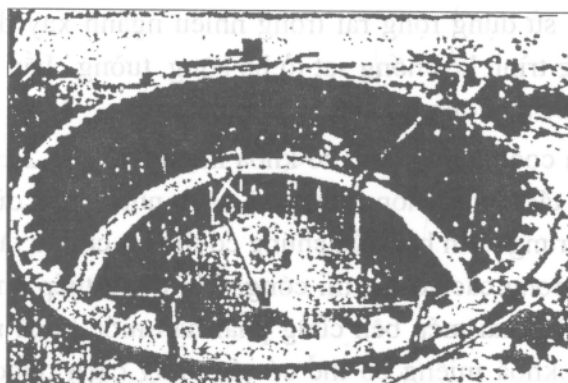
Cọc bản thép được sử dụng rộng rãi trong nhiều ngành xây dựng trên thế giới cũng như ở Việt Nam: công trình kê chống sạt lở bờ sông, tường chắn hố đào móng các công trình xây dựng, đề quay thi công trụ cầu giao thông...

Mép của mỗi thanh cọc thép thường có khoá miệng để cho 2 cọc kề nhau có thể móc chặt vào nhau, tạo ra tác dụng chống thấm và cách nước. Khi dùng cọc bản thép hình, tính năng và các đặc trưng hình học của chúng có thể tra cứu từ tài liệu của các hãng chế tạo hoặc có thể xem trong các sổ tay thi công. Khi dùng thép ống hoặc thép hình khác để làm tường chắn thì ở hai mép bên cũng phải hàn móc khoá miệng chạy suốt chiều dài. Cọc bản thép có khoá miệng có thể có tác dụng cách được nước, nhưng xét đến nhân tố bất lợi cho thi công, ở vùng có mực nước ngầm cao, yêu cầu bảo vệ môi trường nghiêm ngặt thì cũng giống như loại tường chắn bằng dẫy cọc, ở phía sau các cọc bản thép phải làm thêm một màng cách nước bằng cọc xi măng đất.

Tường chắn bằng cọc bản thép có thể dùng cho loại hố móng có mặt bằng hình tròn, chữ nhật, đa giác v.v... (xem hình 5.4). Ở chỗ góc quay của các hố móng hình chữ nhật, hình đa giác phải căn cứ vào hình dạng mặt chỗ góc quay để làm các cọc có hình góc quay tương ứng. Nếu không có cọc góc thành phẩm, có thể lấy cọc bản thép thông thường cắt đi rồi hàn thêm thép hình hoặc thép bản vào để làm thành cọc góc. Cọc góc phải tăng thoả đáng chiều dài cọc.



Hình 5.4a. Bố trí cọc bản thép cho hố móng chữ nhật có thanh chống ngang và trụ chống trung gian



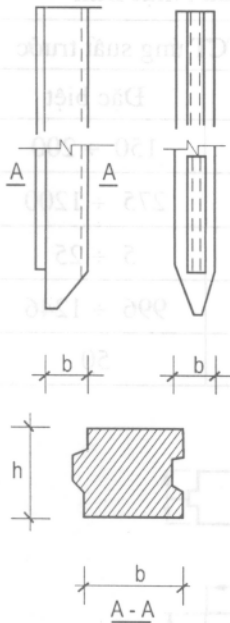
Hình 5.4b. Bố trí cọc bản thép cho hố móng tròn với dầm vòng ở đầu và dầm đai ở lưng tường

5.2.3. Tường chắn bằng cọc bản BTCT

Cọc bản BTCT gồm hai loại: BTCT không ứng suất trước và BTCT ứng suất trước. Loại cọc bản BTCT không ứng suất trước có cấu tạo như trình bày trên hình 5.5 và loại cọc bản BTCT ứng suất trước - hình 5.6.

Hai bên cọc bản BTCT không ứng suất trước thường làm thành mộng lồi lõm, như hình 5.5a. Cũng có thể làm thành các dạng miệng hình chữ Z hoặc các hình thức miệng ghép khác. Kích thước các chiều của mộng dương phải nhỏ hơn mộng âm 55mm. Đầu nhọn của cọc bản phải làm hình nêm theo chiều dày của cọc. Để làm cho 2 cọc kề nhau có thể ép sát vào nhau, giảm khe hở và đỡ nghiêng cọc, mũi cọc ở về một bên mộng âm vạt thành góc chéo 45o-60o, bên mộng dương không vạt. Đầu cọc của cọc góc và cọc định vị làm thành hình đối xứng. Mặt cắt cọc bản chữ nhật thường có bề rộng 50 ~ 80cm, bề dày 25-50 cm. Cọc bản mặt cắt chữ T thường có sườn dày 20 ~ 30 cm, sườn cao 50 ~ 75cm, cấp

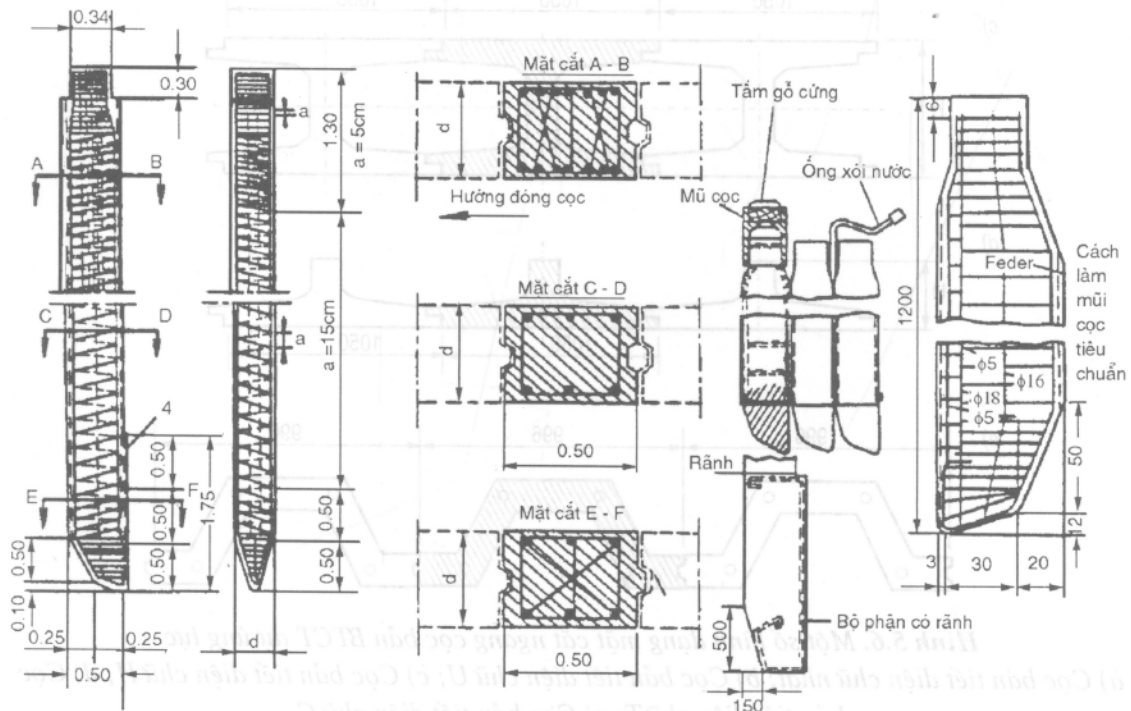
a)



cường độ bê tông không nên nhỏ hơn C25. Cọc bản dự ứng lực không nên nhỏ hơn C40. Xét đến ứng suất khi đóng cọc, đầu cọc phải đặt 4 ~ 6 lớp lưới thép. Trong phạm vi 1 ~ 1,5m kể từ đỉnh cọc trở xuống và từ mũi cọc trở lên khoảng cách cốt đai không được lớn hơn 100mm. Phần giữa cọc khoảng cách cốt đai 200 - 300mm. Khi cọc bản phải đóng vào tầng đất cứng thì đầu mũi cọc phải có mũi bằng thép. Ở thành móng ghép của cọc phải đặt cốt thép cấu tạo. Ở chỗ góc quay của hố đào, phải căn cứ vào hình dạng mặt bằng của góc quay để làm thành loại cọc góc quay có hình dạng tương ứng. Độ dài của cọc góc quay hoặc cọc định vị phải dài hơn cọc ở các chỗ bình thường khác 1 - 2m. Trên hình 5.5b trình bày một ví dụ về cấu tạo chi tiết cọc bản BTCT vừa nêu.

Cọc bản BTCT dự ứng lực có nhiều loại kích thước và hình dạng khác nhau thường có chiều dày $t = 150 - 300\text{mm}$, rộng $B = 500 - 1000\text{mm}$, chiều dài $L = 6 - 20\text{m}$, bề dày lớp bê tông bảo vệ $a = 3 - 5\text{cm}$ (bảng 5.2).

b)

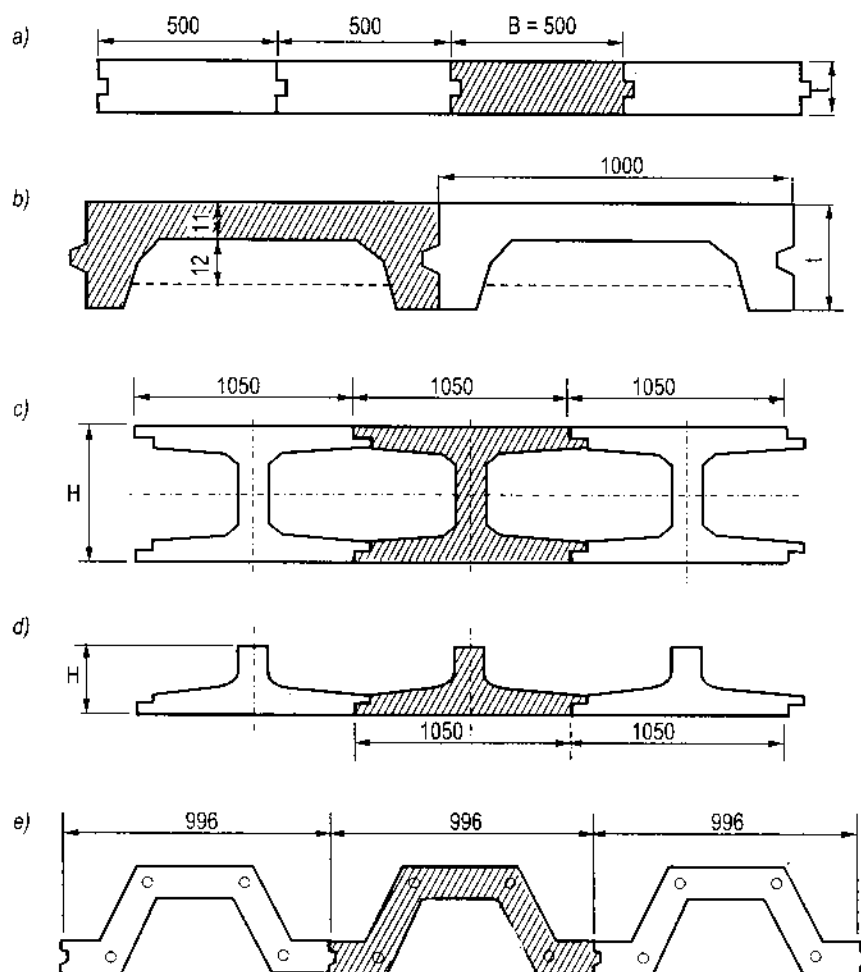


Hình 5.5. Cấu tạo cọc BTCT dùng làm tường chắn hố đào

a) Cách bố trí mạng lõi - lồm (âm - dương); b) Chi tiết cấu tạo cọc

Bảng 5.2. Bảng chỉ tiêu kỹ thuật cọc bản BTCT ứng suất trước của Nhật Bản

STT	Kích thước chế tạo	Đơn vị	Loại cử bản BTCT ứng suất trước	
			Bình thường	Đặc biệt
1	Chiều dày (t)	mm	60 ÷ 120	150 ÷ 200
2	Chiều cao (H)	mm	120 ÷ 600	275 ÷ 1200
3	Chiều dài (L)	m	3 ÷ 21	5 ÷ 25
4	Chiều rộng (B)	mm	996	996 ÷ 1246
5	Chiều dày bảo vệ cốt thép (a)	mm	30	50



Hình 5.6. Một số hình dạng mặt cắt ngang cọc bản BTCT dự ứng lực

a) Cọc bản tiết diện chữ nhật; b) Cọc bản tiết diện chữ U; c) Cọc bản tiết diện chữ H; d) Cọc bản tiết diện chữ T; e) Cọc bản tiết diện chữ C

Trên thế giới từ những năm 60 của thế kỷ trước, công nghệ cọc bản BTCT ứng suất trước đã được nghiên cứu chế tạo và ứng dụng ở các nước như Mỹ, Hà Lan, Liên Xô,

Đức, Nhật Bản..., hàng năm các hãng đã sản xuất hàng triệu m² cho xây dựng bến cảng và cầu tàu, kè chống xói lở bờ sông biển, công trình đường giao thông, công trình lấn biển và công trình hồ đào để xây dựng công trình ngầm.

Ở Việt Nam, lần đầu tiên vào năm 2000 cọc bản BTCT ứng suất trước được dùng cho kênh dẫn nước hoàn lưu của nhà máy nhiệt điện Phú Mỹ (Bà Rịa - Vũng Tàu) dài 2000m, với chiều dài cọc 14 - 20m (hình 5.7).



Hình 5.7. Ứng dụng cọc bản BTCT ứng suất trước ở công trình kênh dẫn nước hoàn lưu của nhà máy nhiệt điện Phú Mỹ (Bà Rịa - Vũng Tàu)

Dựa theo tiêu chuẩn Nhật Bản JIS.A 5354 (1943) yêu cầu cường độ bê tông $R_b \geq 725 \text{ kg/cm}^2$ và mô men chống uốn M_c cho loại cọc BTCT ứng suất trước thông thường $M_c = 15 \div 500 \text{ kN.m}$ và đối với loại cọc BTCT ứng suất trước loại đặc biệt $M_c = 54 - 1549 \text{ kNm}$ tùy theo loại hình.

Thép ứng suất trước có thể là cốt thép ứng suất trước hoặc cáp ứng suất trước.

Cốt thép ứng suất trước cần thỏa mãn yêu cầu tiêu chuẩn của JISG 1312-1991:

- Giới hạn chảy: $390 - 510 \text{ N/mm}^2$;
- Giới hạn đứt: 500 min;
- Độ dẫn dài tương đối: 16 min ($D < 25$)
18min ($D > 25$);
- Uốn cong: + góc uốn 180° ;
+ bán kính gối uốn $R = 2,5 \times D \text{ mm}$

Khi dùng cáp ứng suất trước, theo tiêu chuẩn Nhật JISG 3536: cáp 7 sợi, ký hiệu SWPR 7B:

- Tiết diện $A_p = 54,84 - 138,7 \text{ mm}^2$;
- Cường độ chịu kéo $F_{puk} = 190 \text{ kg/mm}^2$;
- Cường độ chịu uốn $F_{pyk} = 160 \text{ kg/mm}^2$;
- Mô đun đàn hồi $E_p = 20 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$;
- Độ dẫn dài trước khi tạo ứng suất 4%, dẫn dài do nhiệt độ 2%, dẫn dài sau khi tạo ứng suất 5%. Bố trí 4 ống cấp nước mạ kẽm $\phi 21$ thành ống dày hơn 1,5mm tại 4 góc chuyển hướng trên mặt cắt ngang để xói nước khi hạ cọc (nếu cần).

Cấu tạo khớp nối để liên kết cọc bản thép BTCT ứng suất trước kiểu âm dương để tạo thành kết cấu vững chắc (hình 5.8a) và khi để đảm bảo kín nước thì mối nối này bằng nhựa tổng hợp (elastic vinyl cholorite) (hình 5.8b).

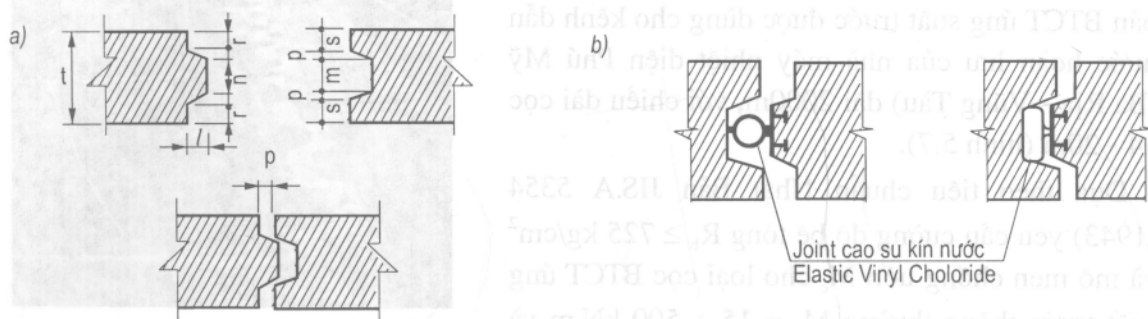
Thông số kỹ thuật của khớp nối cọc bản BTCT:

$$m = 48\text{mm} ; n = 46\text{mm}$$

$$p = 15\text{mm} ; q = 10\text{mm}$$

$$s = 21 \div 26\text{mm} ; r = 17 \div 22\text{mm};$$

$$l = 30\text{mm}; t = 110 \div 120\text{mm}.$$

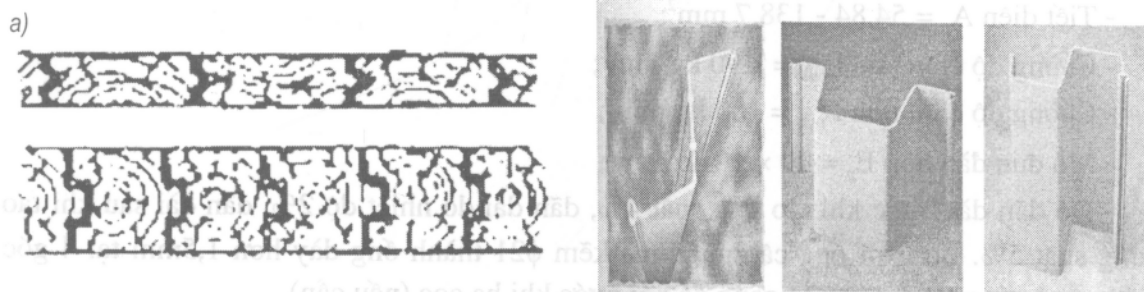


Hình 5.8. Các kiểu khớp nối âm dương (a) và khớp nối kín nước (b)

5.2.4. Tường chắn bằng gỗ hoặc bằng nhựa composite

Trong những hố đào nông dùng cho công trình ngầm đặt nông như còlectơ, đường cấp thoát nước phụ vv... hoàn toàn có thể dùng bản gỗ ghép làm tường chắn cho thành hố đào (hình 5.9a). Bản gỗ ghép có thể ghép mộng âm - dương hoặc có thể ghép các mảnh nhỏ thành tấm để chắn giữ đất khi đào. Do tính năng cơ học kém và yêu cầu bảo vệ môi trường nên ngày càng ít dùng gỗ để làm tường chắn.

Tường chắn bằng vật liệu composite thường có cấu tạo như cọc bản thép (hình 5.9b). Các công ty hàng đầu thế giới đã sản xuất loại sản phẩm này như Geoflex (Hà Lan), North Star, Materials (Mỹ)... Trong bảng 5.3 trình bày các đặc trưng kỹ thuật một số loại cọc bản nhựa của hãng North Star (Mỹ).



Hình 5.9. Tường chắn bằng gỗ ghép (a) và cọc bản nhựa composite (b)

Bảng 5.3. Các đặc trưng kỹ thuật một số loại cọc bản nhựa của hãng North Star

Đặc trưng cơ bản	Đơn vị	Series 9400	Series 3800	Series 3700	Series 2500	Series 1900
Màu sắc		Xám	Xám	Xám	Xám	Xám
Trọng lượng	kg/m	10,94	5,59	5,40	5,00	3,80
Độ dẫn dài	%	18,00	12,00	12,00	12,00	12,00
Chiều dày nhỏ nhất t_{min}	mm	10,16	6,35	6,35	6,35	5,08
Chiều dày lớn nhất t_{max}	mm	20,32	12,70	12,70	10,16	10,16
Mô đun chống uốn cho phép (w)	cm ³	715,75	181,91	278,53	189,80	147,51
Mô men chống uốn cho phép (M)	kN.m	12,77	5,19	5,09	3,49	2,65

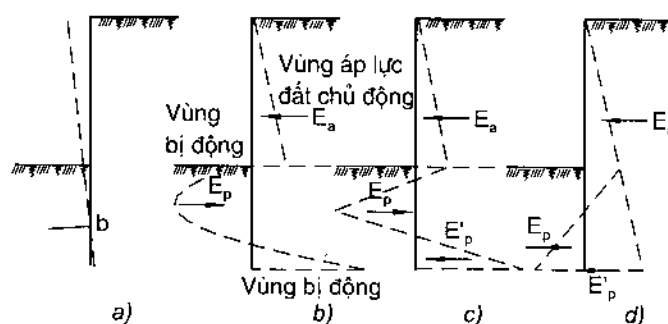
Người Mỹ đã dùng cọc bản nhựa để bảo vệ bờ biển ở Virginia hoặc bảo vệ xói lở bờ sông.

Ở Việt Nam Viện kỹ thuật nhiệt đới và Bảo vệ môi trường (Bộ Quốc phòng) đã chế tạo thành công một số loại cọc bản nhựa (BN03 - BN04 - BN05) bước đầu cung cấp cho yêu cầu xây dựng có quy mô nhỏ. Tuy nhiên loại cọc này sẽ có triển vọng lớn khi nền công nghiệp hoá chất phát triển.

5.4. TÍNH TƯỜNG CHẮN BẰNG CỌC BẢN KIỂU CÔNGXON

5.4.1. Nguyên tắc tính toán

Sơ đồ chuyển vị của cọc bản côngxon và phân bố áp lực đất lên tường như trình bày trên hình 5.10. Tường quay quanh điểm b, phía trên b, bên trái chịu áp lực bị động, thành bên phải chịu tác dụng áp lực đất chủ động. Do đó, áp lực đất tĩnh tác động tại các điểm trên thân tường chính là hiệu giữa áp lực đất bị động với áp lực đất chủ động của các điểm hai bên tường, tình hình phân bố men theo thân tường như hình 5.10b. Sơ đồ tính toán cọc



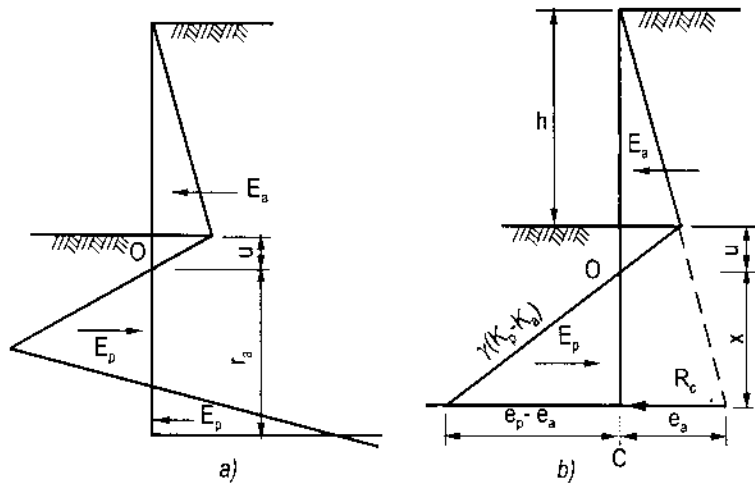
Hình 5.10. Sơ đồ chuyển vị của cọc bản côngxon và phân bố áp lực đất

a) Sơ đồ chuyển vị; b) Sơ đồ phân bố thực tế áp lực đất; c) Sơ đồ tính cọc bản côngxon; d) Sơ đồ tính theo Blum.

bản côngxon sau khi đơn giản hoá thành phân bố tuyến tính như hình 5.10c, tức có thể căn cứ vào điều kiện cân bằng tĩnh để tính độ sâu cắm vào trong đất và nội lực của cọc bản. H. Blum lại kiến nghị là có thể thay thế bằng hình 5.10d để tính độ sâu cắm vào trong đất và nội lực. Sau đây sẽ giới thiệu hai phương pháp này.

5.4.2. Phương pháp cân bằng tĩnh

Hình 5.11 thể hiện sự biến đổi tuyến tính theo độ sâu của áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động, tùy theo sự khác nhau của độ cắm vào trong đất của cọc bản, sự phân bố áp lực đất tĩnh ở các điểm theo độ sâu khác nhau cũng khác nhau. Khi áp lực đất tĩnh ở hai bên tường cọc bản ở những độ sâu khác nhau trên một đơn vị rộng của cọc bản cân bằng với nhau thì tường cọc bản ở vào thế ổn định, độ sâu tối thiểu phải cắm vào trong đất cần có của cọc bản để đảm bảo ổn định cho cọc. Có thể cân cứ vào điều kiện cân bằng tĩnh, tức phương trình cân bằng các lực nằm ngang ($\Sigma H = 0$) và phương trình cân bằng mô men tại chân cọc ($\Sigma M_c = 0$) để giải tìm độ sâu của tường.



Hình 5.11. Sơ đồ tính tường côngxon theo phương pháp H.Blum

a) Áp lực đất lên tường ; b) Sơ đồ kiến nghị của Blum

Phản lực ở chân tường là R_c và độ sâu của tường trong đất (dưới đáy hố đào) là x . Do lực chống sẽ tăng dần ở phía chân tường nên khi $\Sigma M_c = 0$ sẽ có sự sai khác (làm giảm) độ sâu nên Blum kiến nghị x tăng thêm 20%, tức là độ sâu thiết kế sẽ là $t = 1,2x + u$.

5.4.3. Phương pháp tính theo Blum

1. Tìm độ sâu của tường

Lấy mô men các lực đối với điểm C ở chân tường, theo hình 5.12a:

$$\Sigma M_c = 0 \rightarrow \Sigma P(l + x - a) - E_p \cdot 1/3 \cdot x = 0 \quad (5.1)$$

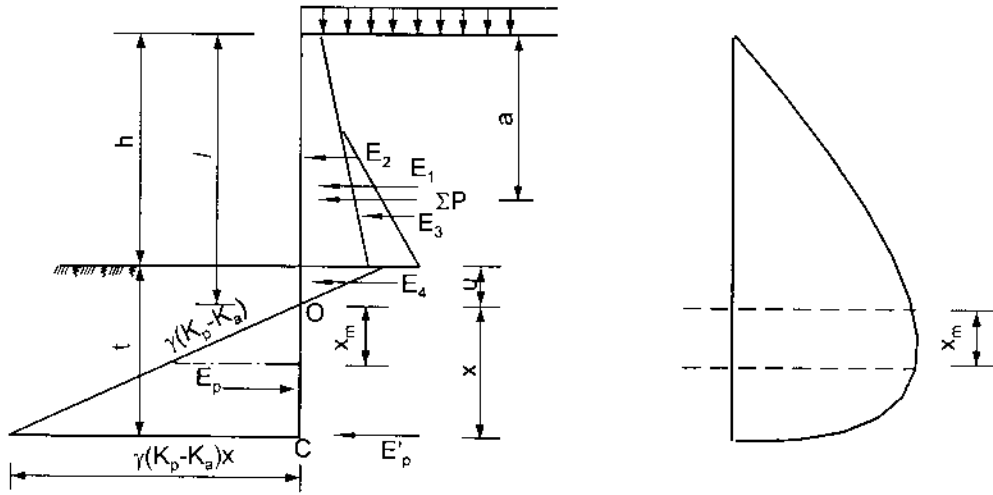
$$E_p = \gamma(K_p - K_a)x \cdot \frac{1}{2}x = \frac{1}{2}\gamma(K_p - K_a)x^2$$

thay E_p vào (5.1):

$$\Sigma P = (l + x - a) \cdot \frac{1}{6}\gamma(K_p - K_a)x^3 = 0$$

Sau khi đơn giản, được:

$$x^3 - \frac{6\Sigma P}{\gamma(K_p - K_a)}x - \frac{6\Sigma P(l - a)}{\gamma(K_p - K_a)} = 0 \quad (5.2)$$



Hình 5.12. Sơ đồ tính theo Blum
a) Hình tải trọng tác động; b) Hình mô men.

Trong (5.2) thì ΣP là hợp lực của áp lực đất chủ động, áp lực nước và tải trọng tác động ở mặt đất gần mép hố đào, a là cánh tay đòn của hợp lực, γ , K_p , K_a là những đại lượng đã biết, $l = h + u$, với u là khoảng cách từ đáy hố đào đến điểm O có áp lực đất bằng không (áp lực đất ở trạng thái tĩnh), tức:

$$\begin{aligned} K_p u &= K_a (h + u) \\ u &= \frac{K_a h}{(K_p - K_a)} \end{aligned} \quad (5.3)$$

Tìm x , nghiệm của phương trình bậc 3 từ biểu thức (5.2), ta sẽ tính được độ sâu $t = 1,2x + u$.

$$\text{Nếu đặt } \xi = \frac{x}{l} ; x = \xi l,$$

$$\begin{aligned} \text{và} \quad m &= \frac{6\Sigma P}{\gamma(K_p - K_a)l^2} \\ n &= \frac{6\Sigma P \cdot a}{\gamma(K_p - K_a)l^3} \end{aligned}$$

thì phương trình (5.2) trở thành:

$$\xi^3 = m(\xi + 1) - n \quad (5.4)$$

Trị m và n trong (5.4) rất dễ xác định vì nó chỉ liên quan đến tải trọng và độ dài của cọc bản. Biết m và n nhờ toán đồ trên hình 5.13 ta tìm được ξ , sau đó là x và t .

2. Tìm mô men lớn nhất

Như trên hình 5.12b, khi $Q = 0$ ta sẽ có $M_{\max}$, lấy cân bằng áp lực đất bị động với ΣP tại điểm x_m dưới điểm O:

$$\Sigma P - \frac{1}{2} \gamma(K_p - K_a) x_m \cdot x_m = 0$$

$$x_m = \sqrt{\frac{2\Sigma P}{\gamma(K_p - K_a)}} \quad (5.5)$$

Mô men uốn lớn nhất:

$$M_{\max} = \Sigma P (l + x_m - a) - \frac{\gamma(K_p - K_a)x_m^3}{6} \quad (5.6)$$

Biết $M_{\max}$ ta sẽ chọn tiết diện cọc bản thép hoặc bản BTCT và tính ra đường kính và đặt thép cho tường cọc cứng có bụng ngang hoặc tường cọc khoan nhồi.

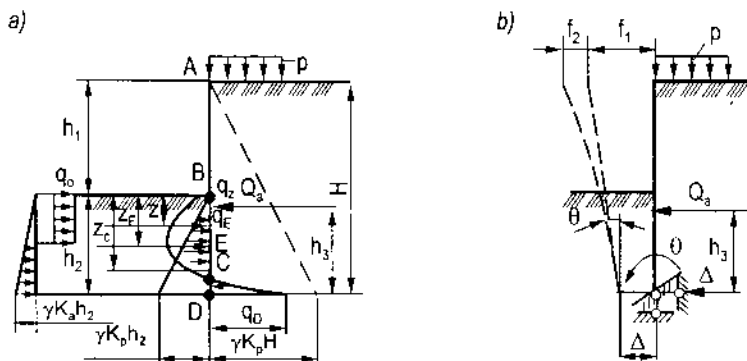
Nếu cọc dùng làm trụ để giữ các nan cài ngang trong kết cấu tường gồm trụ cứng có bụng gỗ/bê tông thì tải trọng tác dụng lên cọc là gồm tải trọng giữa 2 cọc liền kề có nhịp là l còn sức chống của cọc chỉ là đất tiếp xúc với bản thân cọc có bề rộng là b . Để tính toán ta nhân áp lực đất chủ động E_a cho tỷ số l/b . Ngoài ra cần kể đến sự tăng sức chống của cọc khi làm việc không gian của đất nền.

Trong trường hợp tính cọc bản thép, khi đó bản thân cọc giữ vai trò vừa cọc vừa là nan cài, thì $l/b = 1.0$.

3. Tính chuyển vị ngang của đầu tường theo G.K. Klein [9]

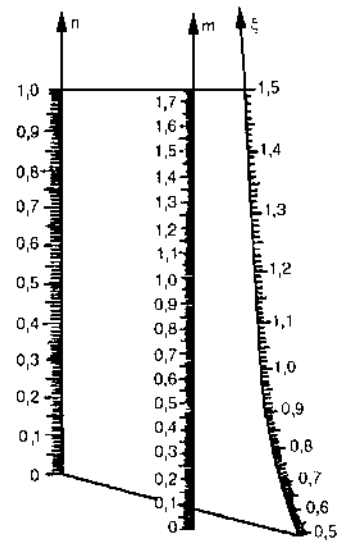
Cần thấy rằng đối với tường kiểu côngxon thì việc tính theo chuyển vị có ý nghĩa quyết định vì những tường như thế không dùng cho các hố đào có độ sâu lớn hơn 3-4m.

Để tìm chuyển vị đầu tường người ta xem cọc như thanh chịu tải trọng ngang làm việc trong nền đàn hồi với hệ số nền nằm ngang $\bar{K}$ tăng theo chiều sâu [9] như sơ đồ trên hình 5.14.



Hình 5.14. Sơ đồ tính chuyển vị tường côngxon theo Klein

a) Các lực tác động lên tường; b) Hệ cơ bản của phương pháp chuyển vị



Hình 5.13. Toán đồ để tìm nghiệm phương trình (5.4) theo Blum

Bảng 5.4. Trị số đặc trưng $\bar{K}$ tăng theo chiều sâu (theo [9])

Loại đất, đặc trưng của đất quanh cọc bản và cọc	$\bar{K}$ kN/m đối với tường cọc	
	Đống	Nhồi, ống, cột
Sét và á sét dẻo chảy ($0,75 < I_L \leq 1$)	650 - 2500	500 - 2000
Sét và á sét dẻo mềm ($0,5 < I_L \leq 0,75$); á cát dẻo ($0,5 < I_L \leq 1$); cát bụi ($0,6 \leq e < 0,8$)	250 - 5000	2000 - 4000
Sét và á sét ít dẻo và nửa cứng ($0 \leq I_L \leq 0,5$); á sét cứng ($I_L < 0$); cát mịn ($0,6 \leq e \leq 0,75$); cát thô vừa ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	5000 - 8000	4000 - 6000
Sét và á sét cứng ($I_L < 0$); cát thô ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	8000 - 13000	6000 - 10000
Cát sỏi sạn ($0,55 \leq e \leq 0,4$); sỏi và cuội có lẫn cát	-	10000 - 20000

Trong bảng 5.4 trị số bé của $\bar{K}$ ứng với I_L và e lớn, còn trị số lớn của $\bar{K}$ ứng với I_L và e bé. Đối với cát chặt, $\bar{K}$ cần tăng thêm 30% so với trị lớn nhất cho từng loại đất cụ thể.

Để tính tường theo biến dạng cần phải xác định chuyển vị ngang của đầu tường xuất phát từ biến dạng của nền:

$$f_1 = \Delta + H\theta = \bar{f}_1/\bar{K} \quad (5.7)$$

Trong đó: $\bar{f}_1$ - hệ số không thứ nguyên tìm từ biểu đồ trên hình 5.15, tùy thuộc vào tỷ số h_2/h_1 và góc ma sát trong φ của đất;

h_1 - độ sâu của đáy hố đào;

$h_2 = t$ - độ sâu của tường cọc bản thép kể từ đáy hố đến chân cọc theo kết quả tính toán trên đây;

$\bar{K}$ - trị số đặc trưng cho ở bảng 5.4;

θ - góc xoay của chân tường.

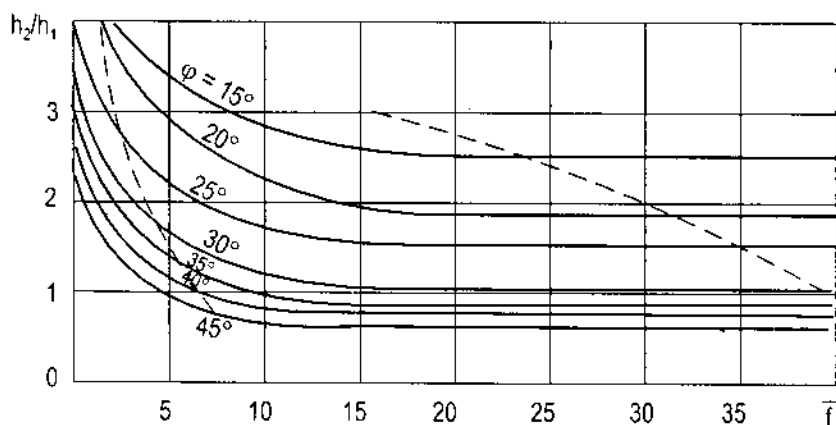
Cần thêm vào f_1 tính theo công thức (5.7) độ uốn đàn hồi của bản thân cọc bản, gần đúng lấy bằng độ uốn đàn hồi của phần phía trên mặt đáy móng:

$$f_2 = \frac{\gamma K_a h_1^5}{30EJ} \quad (5.8)$$

Trong đó: EJ - độ cứng của tường;

γ - trọng lượng đơn vị của đất;

K_a - hệ số áp lực chủ động của đất.

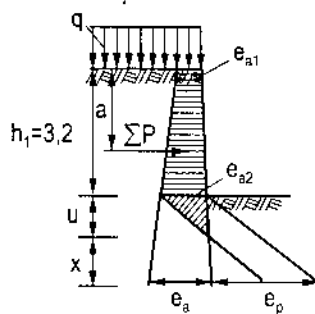


Hình 5.15. Quan hệ để tính $\bar{f}$ theo h_2/h_1 và φ

Ở đây, ngoài chuyển vị ngang của đầu tường được xem là cứng tuyệt đối còn cần phải xác định một phần của chuyển vị toàn phần có liên quan đến biến dạng đàn hồi uốn dọc của cọc bản hoặc của cọc (có thể tham khảo điều vừa nêu từ tiêu chuẩn thiết kế tường cừ của Nhật Bản).

Lời giải bài toán tìm chuyển vị trên đây có thể tìm thấy ở tài liệu [9]. Trong [9] tác giả cũng trình bày cách tìm độ sâu của tường chắn và mô men cực đại theo các mô hình nền khác nhau như đàn hồi hữu hạn, đàn dẻo, đàn dẻo gần đúng và tường có neo hoặc chống ở đầu tường.

Ví dụ 5.1: Xác định độ sâu cần đóng, lựa chọn tiết diện và tính chuyển vị của đầu tường cọc bản thép dùng để giữ thành hố móng thẳng đứng sâu $h_1 = 3,2\text{m}$. Đất cát thô trung bình có các đặc trưng tính toán sau: trọng lượng đơn vị $\gamma_I = \gamma_{II} = 19 \text{ kN/m}^3$, góc ma sát trong $\varphi_I = 34^\circ$ và $\varphi_{II} = 36^\circ$, lực dính $C_I = C_{II} = 0$, thông số đặc trưng cho sự tăng hệ số cản đàn hồi của đất theo độ sâu $\bar{K} = 5000 \text{ kN/m}^4$. Tải trọng ở mép móng $q = 10 \text{ kN/m}^2$ (hình 5.16).



Hình 5.16. Sơ đồ tính cho ví dụ 5.1

Khi tính tường theo ổn định và cường độ thì theo trạng thái giới hạn thứ I (theo trạng thái tới hạn về sức chịu tải) còn khi tính theo chuyển vị thì theo trạng thái tới hạn thứ II (theo trạng thái giới hạn về biến dạng - còn gọi trạng thái giới hạn về sử dụng).

Giải:

1) Tìm độ sâu cắm vào trong đất của cọc bản theo phương pháp Blum

$$K_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{34^\circ}{2} \right) = 0,53^2 = 0,2809;$$

$$K_p = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{34^\circ}{2} \right) = 1,88^2 = 3,5344;$$

$$e_{a1} = q K_a = 10 \times 0,2809 \text{ kN/m}^2 = 2,8 \text{ kN/m}^2;$$

$$e_{a2} = (q + \gamma h) K_a = (10 + 19 \times 32) \times 0,2809 = 19,89 \text{ kN/m}^2;$$

$$\text{Theo công thức (5.3)} \quad u = \frac{hK_a}{K_p - K_a} = \frac{3,2 \times 0,2809}{3,53 - 0,28} = 0,277 \text{ m};$$

$$\Sigma P = \frac{(e_{a1} + e_{a2})}{2} h_t + \frac{1}{2} e_{a2} \cdot u = \frac{(2,8 + 19,89)}{2} \times 3,2 + \frac{19,89 \times 0,277}{2} = 39,05 \text{ kN/m}^2.$$

Tìm điểm đặt ΣP : lấy mô men các áp lực đất chủ động và ΣP đối với điểm đầu tường, chú ý cánh tay đòn các lực, ta có:

$$a = \frac{(2,8 \times 3,2) \times \frac{3,2}{2} + \left(17,09 \times \frac{3,2}{2}\right) \times \frac{2}{3} \times 3,2 + \left(19,89 \times \frac{0,277}{2}\right) \times 3,29}{39,05} \approx 2,1 \text{ m}$$

(số trong ngoặc đơn là áp lực đất chủ động, số ngoài ngoặc đơn là cánh tay đòn)

$$m = \frac{6\Sigma P}{\gamma(K_p - K_a)l^2} = \frac{6 \times 39,05}{19(3,53 - 0,28) \times 3,477^2} = 0,314,$$

$$n = \frac{6\Sigma Pa}{\gamma(K_p - K_a)l^3} = \frac{6 \times 39,05 \times 2,1}{19(3,53 - 0,28) \times 3,477^3} = 0,190;$$

Với m và n vừa tính, theo biểu đồ trên hình 5.13 ta tìm được:

$$\xi = 0,65 \text{ nên } x = \xi l = 0,65 \times 3,477 = 2,26 \text{ m};$$

$$t = 1,2x + u = 1,2 \times 2,26 + 0,277 \approx 3,0 \text{ m};$$

Tổng độ dài của cọc bản là: $3,2 \text{ m} + 3,0 \text{ m} = 6,2 \text{ m}$ lấy tròn $7,0 \text{ m}$.

Nếu dựa vào lời giải của Klein khi xem dầm côngxon làm việc ở giai đoạn đàn - dẻo thì $x = 2,56 \text{ m}$, còn ở giai đoạn đàn hồi hữu hạn (đối với công trình quan trọng) thì $x = 4,32 \text{ m}$ (xem [9]).

2) Tìm mô men uốn lớn nhất

Vị trí độ sâu ở đó có mô men uốn lớn nhất, tính theo công thức (5.5):

$$x_m = \sqrt{\frac{2\Sigma P}{\gamma(K_p - K_a)}} = \sqrt{\frac{2 \times 39,05}{19(3,53 - 0,28)}} = 1,12 \text{ m};$$

Mô men uốn lớn nhất, theo công thức (5.6):

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \Sigma P (l + x_m - a) - \frac{\gamma(K_p - K_a)x_m^3}{6} \\ &= 39,05 (3,477 + 1,12 - 2,1) - \frac{19(3,53 - 0,28) \times 1,12^3}{6} \\ &= 83,05 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lấy cường độ thép khi uốn $R = 210.000 \text{ kPa}$ thì mô men chống uốn của thép cho 1 m dài của tường sẽ là:

$$\begin{aligned} W_x &= M_{\max}/R = 83,05 \times 10^6 / (2,1 \times 10^5) \\ &= 395,48 \text{ cm}^3. \end{aligned}$$

Theo bảng 5.1, ta chọn cọc bản thép SK-2 dạng chữ Z có bề rộng $b = 0,4\text{m}$, mô men chống uốn $W_x = 260\text{ cm}^3$ và cho 1m dài tường $W = 260: 0,4 = 650\text{ cm}^3$, thoả mãn yêu cầu tính toán.

3) Tính toán chuyển vị của đầu tường

Để tính chuyển vị ta lấy theo trạng thái giới hạn về biến dạng với $\varphi_{II} = 36^\circ$, mô đun đàn hồi của thép $E = 2,1 \times 10^8\text{ kPa}$, mô men quán tính của một cọc bản thép $J_x = 730\text{ cm}^4$.

Theo biểu đồ trên hình 5.15 khi:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{3,00}{3,20} = 0,938, \varphi_{II} = 36^\circ \text{ ta được } \bar{f} \approx 12,0$$

Với $\bar{K} = 5000\text{ kN/m}^4$, theo công thức (5.7):

$$f_1 = \bar{f} \sqrt[4]{\bar{K}} = 12,0 \times 19/5000 = 0,045\text{m} = 4,5\text{ cm.}$$

Độ uốn đàn hồi của tường bằng cọc bản thép có bề rộng 1 mét ($2,5 \times 0,4\text{m}$) tính theo công thức (5.8):

$$\begin{aligned} f_2 &= \frac{\gamma K_a h_1^5}{30EJ} = \frac{19 \times 0,28 \times 3,2^5 \times 10^8}{30 \times 2,1 \times 10^8 \times 730 \times 2,5} \\ &= 0,0155\text{m} = 1,55\text{ cm.} \end{aligned}$$

Chuyển vị ngang đầu tường là:

$f = f_1 + f_2 = 4,5 + 1,55 \approx 6,0\text{ cm}$ tức gần 0,018 chiều sâu hố đào, theo Tergaghi (bảng 3.1) khi $f > 0,01 H$, trong đất cát, dưới áp lực đất chủ động, tường sẽ chuyển dịch song song hoặc quay quanh chân tường.

5.5. TÍNH TƯỜNG CỌC BẢN CÓ MỘT THANH CHỐNG (HOẶC NEO)

5.5.1. Phương pháp cân bằng lực

Đỉnh tường có thanh chống hoặc neo giữ qua dầm (hình 5.17) tại điểm A, xem là liên kết khớp, chân tường tại B xem là cố định (ngầm) dùng phương pháp cân bằng lực để tính toán.

(1) Tính độ sâu của tường x:

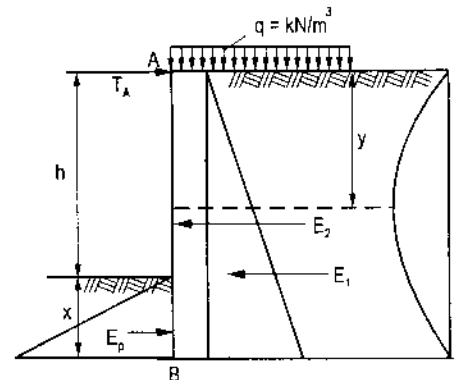
$$E_1 = 1/2 \gamma (h + x)^2 K_a$$

$$E_2 = q(h + x) K_a$$

$$E_p = 1/2 \gamma x^2 K_p$$

Cho $\sum M_A = 0$ ta có: $2/3(h + x) E_1 + 1/2 (h + x) E_2 -$

$$\left(h + \frac{2}{3} x \right) E_p = 0$$



Hình 5.17. Sơ đồ tính tường chắn đất bằng cọc có lực ngang ở đỉnh

Thay E_1 , E_2 vào ta được:

$$\frac{\gamma K_a (h+x)^3}{3} + \frac{q K_a (h+x)^2}{2} - \frac{\gamma K_p x^2 (h + \frac{2}{3}x)}{2} = 0$$

Sau khi rút gọn, được:

$$(2\gamma K_a - 2\gamma K_p)x^3 + (6\gamma K_a h + 3q K_a - 3\gamma K_p h)x^2 + (6\gamma K_a h^2 + 6q K_a h)x + 2 K_a \gamma h^3 + 3q K_a h^2 = 0$$

Phương trình bậc 3 đối với x trên đây nói chung có thể dùng máy tính để giải, nếu không thì dùng phương pháp thử dần để giải.

(2) Tìm lực chống hoặc lực kéo T_A và mô men uốn lớn nhất $M_{\max}$

Lấy mô men đối với điểm B chân tường $M_B = 0$, ta được:

$$(h+x)T_A + \frac{1}{3}xE_p = \frac{1}{3}(h+x)E_1 + \frac{1}{2}(h+x)E_2$$

$$T_A = \frac{\frac{1}{3}(h+x)E_1 + \frac{1}{2}(h+x)E_2 - \frac{1}{3}xE_p}{(h+x)}$$

Mô men lớn nhất ở chỗ có lực cắt bằng không (tại y trên hình 5.17), tính từ đỉnh tường xuống phía chân tường:

$$\frac{y^2}{2} \gamma K_a + q K_a y - T_A = 0$$

$$y = \frac{-q K_a \pm \sqrt{(q K_a)^2 + 2y K_a T_A}}{\gamma K_a}$$

$$M_{\max} = T_A y - q \frac{K_a y^2}{2} - \frac{\gamma K_a y^3}{6}$$

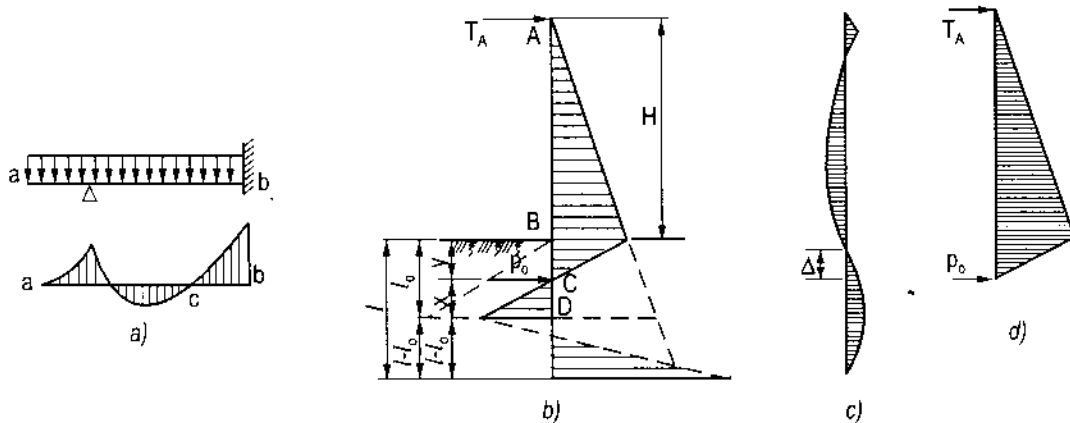
Trong [10] đã trình bày phương pháp giải Blum với các sơ đồ gia tải và chống giữ khác nhau của tường chắn.

5.5.2. Phương pháp dầm đẳng trị (dầm thay thế)

(1) Nguyên lý cơ bản của phương pháp

Chân tường cắm vào đáy hố đào có thể xem là khớp đàn hồi hoặc ngàm cố định. Giả thiết rằng chân tường cắm tương đối nông vào đất cứng hoặc lớp sỏi cuội nên xem là ngàm cố định, có một tầng neo và điểm neo xem là khớp.

Như trình bày trên hình 5.18a, dầm ab là dầm đơn giản trong đó chỗ đặt neo là khớp còn đầu kia của dầm là cố định. Biểu đồ mô men bị chuyển dấu âm - dương tại điểm c , xem dầm ab bị cắt tại điểm c và xem c là đầu tự do của dầm ac , trị mô men trên đoạn dầm ac không đổi và ac là dầm đẳng trị của dầm ab .



Hình 5.18. Tính tường có một tầng neo theo phương pháp dầm đẳng trị
a) Nguyên lý của phương pháp dầm đẳng trị; b) Phân bố áp lực đất lên cọc bản;
c) Biểu đồ mô men của cọc bản; d) Sơ đồ tính của dầm đẳng trị

Trên hình 5.18b là sự phân bố áp lực đất lên cọc, C là vị trí tại đó áp lực đất bằng không; vì điểm có áp lực đất bằng không rất gần với điểm chuyển dấu mô men âm dương nên để đơn giản tính toán ta dùng điểm có áp lực đất bằng không này thay cho điểm đổi dấu mô men, P_0 là điểm gối tự do của dầm đẳng trị.

2. Phương pháp tính toán dầm đẳng trị

a) Căn cứ vào độ sâu của hố đào, trên số liệu khảo sát, đầu tiên tính hệ số áp lực chủ động và bị động của đất có kể đến hệ số ma sát δ giữa đất và cọc:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

với $\delta = (1/2 \sim 2/3) \varphi$, thì:

$$K_p = \left[\frac{\cos \varphi}{\sqrt{\cos \delta} - \sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}} \right]^2$$

b) Tìm độ sâu của tường dưới đáy hố đào

Như trình bày trên hình 5.18b, C là điểm có áp lực đất bằng không, y là khoảng cách từ C đến đáy hố đào, áp lực đất bên phải và bên trái của tường là bằng nhau (áp lực phía trước - phía sau tường là bằng nhau) mới có thể xuất hiện điểm C.

Tìm y:

$$\gamma K_p y = \gamma K_a (H + y) = \gamma H K_a + \gamma y K_a$$

vì $e_a = \gamma H K_a$ nên:

$$\gamma K_p y = \gamma K_a y + e_a$$

$$y = \frac{e_a}{\gamma(K_p - K_a)} \quad (5.9)$$

Công thức (5.9) có dạng giống như công thức (5.3).

Tìm x: dựa trên nguyên lý của dầm đẳng trị, như trên hình 5.18d, T_A là phản lực của gối tựa A của dầm đơn giản và tại C ta có phản lực gối tựa là P_0 .

Từ hình 5.18b, mô men của P_0 đối với điểm D sẽ bằng mô men của áp lực đất bị động (hình tam giác) đối với điểm D:

$$P_0 x = \frac{1}{2} \gamma (K_p - K_a) x \cdot x \cdot \frac{1}{3} x = \frac{1}{6} \gamma (K_p - K_a) x^3$$

nếu $x \neq 0$ thì:

$$x = \sqrt[3]{\frac{6 P_0}{\gamma (K_p - K_a)}} \quad (5.10)$$

Như vậy độ sâu của chân tường $t_0 = x + y$.

Nếu đất yếu thì lấy $t = (1,1 \sim 1,2) t_0$.

Trong trường hợp tường có nhiều tầng chống/neon thì điểm C (điểm có áp lực đất bằng không) được xác định theo kinh nghiệm (xem bảng 5.5) và kiểm tra bằng tính toán.

Bảng 5.5. Vị trí điểm áp lực đất bằng không (theo [12])

Đất cát		Đất dính	
$\varphi = 20^\circ$	$y = 0,25H$	$N < 2$	$y = 0,4H$
$\varphi = 25^\circ$	$y = 0,16H$	$2 \leq N < 10$	$y = 0,3H$
$\varphi = 30^\circ$	$y = 0,08H$	$10 \leq N < 20$	$y = 0,2H$
$\varphi = 35^\circ$	$y = 0,035H$	$N \geq 20$	$y = 0,1H$

Chú thích: H - độ sâu đáy hố đào; φ - góc ma sát trong của đất;

N - trị số xuyên tiêu chuẩn.

c) Tính $M_{\max}$

Theo sơ đồ dầm đơn giản, T_A , P_0 và áp lực đất đều đã biết, tìm điểm có lực cắt bằng không và đó chính là điểm có $M_{\max}$.

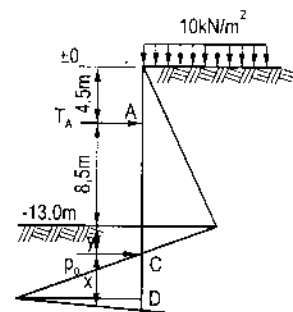
Nói chung tính theo phương pháp dầm đẳng trị đều thiên về an toàn.

Ví dụ 5.2: Một hố đào sâu 13m có một tầng neo đặt cách mặt đất 4,5m, tải trọng cạnh hố đào 10 kN/m^2 , $\varphi = 36^\circ$, $C = 0$, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, ma sát giữa đất và cọc $\delta = \frac{1}{3} \varphi$, không có áp lực nước. Sơ đồ tính toán xem hình 5.19.

Yêu cầu tính độ sâu cắm vào đất của cọc và lực chống tại điểm A.

Giải:

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{36}{2}) = 0,26$$



Hình 5.19. Sơ đồ tính cho ví dụ 5.2

$$K_p = \left[\frac{\cos 36}{\sqrt{\cos 12} - \sqrt{\sin 48 \cdot \sin 36}} \right]^2$$

$$= \left[\frac{0,809}{0,989 - 0,661} \right]^2 = 6,08$$

$$\gamma (K_p - K_a) = 19(6,08 - 0,26) = 110,6 \text{ kN/m}^3$$

$$e_q + e_a = qK_a + \gamma h K_a = 2,6 + 64,22 = 66,82 \text{ kN/m}^2$$

Theo công thức (5.9):

$$y = \frac{66,82}{110,6} = 0,6\text{m}$$

Tìm T_A và P_0 , $\Sigma M_c = 0$:

$$(8,5 + 0,6)T_A = 66,82 \times \frac{13,6}{2} \times \frac{13,6}{3} = 2059,2,$$

$T_A = 226,3 \text{ kN/m}$ (dựa vào T_A để tính lực kéo của neo)

$$P_0 = 66,82 \times \frac{13,6}{2} - 226,3 = 228,1 \text{ kN/m},$$

$$\text{tìm } x = \sqrt{\frac{6 P_0}{\gamma (K_p - K_a)}} = \sqrt{\frac{6 \times 228,1}{110,6}} = 3,5\text{m}.$$

Do đất ở đây tương đối tốt, dưới đáy hố đào là cuội sỏi, nên không cần tăng hệ số an toàn 1,1 ~ 1,2 mà lấy độ sâu của chân cọc là $t_0 = x + y = 3,5 + 0,6 = 4,1\text{m}$.

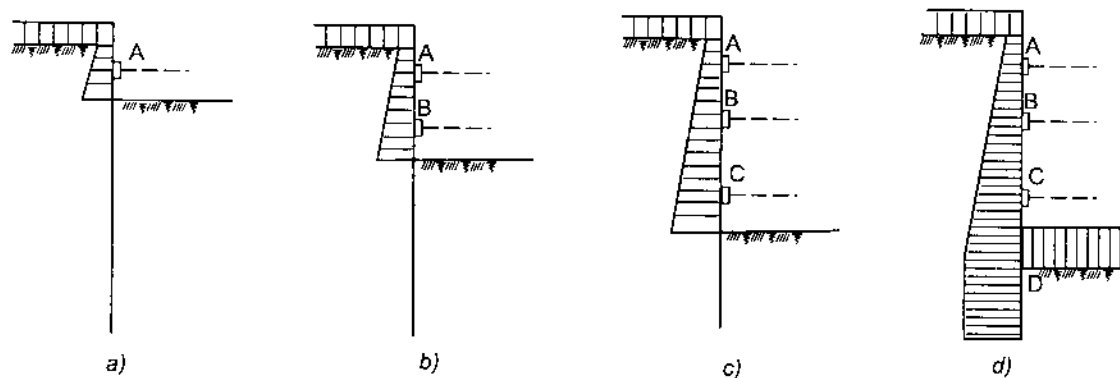
5.6. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TƯỜNG CỌC CÓ NHIỀU TẦNG THANH CHỐNG/NEO

Có nhiều phương pháp tính tường cọc có nhiều tầng thanh chống/neo như là: phương pháp dầm đẳng trị, phương pháp chia đôi tải trọng, phương pháp lực chống không thay đổi trong quá trình đào (xem mục 9.3.2 chương 9), phương pháp dầm đàn hồi, phương pháp phần tử hữu hạn vv....

Không có sự khác biệt cơ bản trong phương pháp tính toán tường liên tục trong đất, cọc nhồi thành hàng hay cọc bản thép/bản BTCT, nhưng do tường liên tục, cọc nhồi thành hàng có độ cứng lớn, biến dạng nhỏ trong lúc cọc bản thép có độ cứng nhỏ, biến dạng lớn cho nên có những giả thiết tính toán không giống nhau. Các giả thiết khác nhau đều xuất phát từ những lý luận hoặc thực tế khác nhau.

Ví dụ các giả thiết của phương pháp lực chống/neo không thay đổi trong quá trình đào và theo các giai đoạn thi công như sơ đồ trình bày trên hình 5.20.

1) Giai đoạn đào trước khi lắp chống A (hình 5.20a) có thể coi tường chắn là một cọc côngxôn ngầm trong đất.



Hình 5.20. Sơ đồ tính toán theo các giai đoạn thi công với lực chống/neo không đổi

2) Giai đoạn đào trước khi lắp chống B (hình 5.20b): tường chắn là một dầm tĩnh định có hai gối, hai gối lần lượt là A và một điểm trong đất có áp lực đất tĩnh bằng không.

3) Giai đoạn đào trước khi lắp chống C (hình 5.20c): tường chắn là một dầm liên tục có ba gối. Ba gối lần lượt và A, B và điểm áp lực không trong đất.

4) Giai đoạn đào trước khi đổ bê tông bản đáy (hình 5.20d): tường chắn là một dầm liên tục ba nhịp với bốn gối.

Các giai đoạn thi công nói trên, gối ở đầu dưới của tường chắn trong đất là điểm không của áp lực đất, tức là thời điểm mà áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động cân bằng ở bên dưới mặt đất. Nhưng trong tình huống sau giai đoạn thứ hai, cũng có một số giả định khác về việc lấy điểm không, thường thấy có:

(1) Điểm cân bằng giữa mô men uốn của áp lực chủ động với mô men uốn của áp lực bị động ở phía dưới của hàng chống cuối cùng, cũng tức là điểm mô men uốn không;

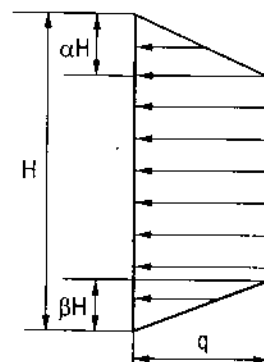
(2) Một điểm ở bên dưới của mặt thi công đào đất, độ sâu tương đương với khoảng 20% độ sâu phải đào;

(3) Điểm bất động thứ nhất của dầm gối tựa đàn hồi dài nửa vô hạn, đầu trên cố định;

(4) Với giai đoạn đào đất cuối cùng, điểm gối theo lý luận của dầm liên tục ở trong đất lấy tại độ sâu 0,6t phía dưới mặt đáy hố đào (t là độ sâu cắm vào trong đất của tường kể từ dưới mặt đáy hố đào).

Khi tính tường cọc có nhiều tầng chống/neo theo phương pháp dầm liên tục (chia đôi tải trọng) đều dựa vào biểu đồ áp lực đất lên tường chắn, giữa tường và thanh chống/neo không có chuyển vị.

Áp lực đất lên tường chắn phụ thuộc vào độ cứng của tường, thời gian lắp thanh chống/neo, sự thay đổi nhiệt độ và tính chất của đất. Có nhiều giả thiết về dạng của biểu đồ áp lực đất cũng như trị số tung độ của biểu đồ (hình 5.21 và bảng 5.6).



Hình 5.21. Biểu đồ áp lực đất tính toán lên tường chắn của hố đào sâu

Bảng 5.6. Các thông số của hình 5.21 theo một số tác giả

Tác giả	Cát			Sét		
	α	β	q	α	β	q
K.Terzaghi	0,2	0,2	$0,8\gamma K_a H \cos\varphi_0$	0,3	0,15	$\gamma H - 4c$
P. Pek	-	-	-	0,3	0,15	$\gamma H - 4c$
G.P. Tschebotarioff	0,1	0,2	$0,2 \gamma H$	0,6 - 0,75	0,4 - 0,25	$0,3 \gamma H + 0,375 \gamma H$
A. Spinker	0,2	0,2	$0,8 \gamma K_a H$	-	-	-
K. Flaar	0	0	$0,65 \gamma K_a H$	0,25	0	$\gamma H - mc$ ($1,6 < m < 4$)

Trong bảng 5.5:

(1) Theo Tschebotarioff và Flaar, trị số giới hạn dưới của q đối với đất sét là thuộc tường chắn tạm thời còn giới hạn trên - tường vĩnh cửu.

(2) Các ký hiệu γ - dung trọng đất, K_a - hệ số áp lực đất chủ động, H - độ sâu hố đào, φ_0 - góc ma sát giữa đất và tường, c - lực dính của đất.

Các phương pháp tính nói trên có thể tham khảo trong [7].

Ví dụ tính toán theo phương pháp này xem chương 9 và chương 12.

5.7. THI CÔNG TƯỜNG CỌC BẢN

Công tác chuẩn bị: Kiểm tra, nghiệm thu và đánh số cọc. Nắn thẳng những cọc bị cong vênh (nếu là bản thép), loại bỏ những cọc không đạt yêu cầu về kích thước (cọc BTCT). Mặt tường sau khi hạ phải phẳng để lắp dầm đai hoặc làm dầm BTCT, các mối nối kín khít ngăn được nước. Sai số cho phép của cọc bản thép cho ở bảng 5.7.

Bảng 5.7. Sai số cho phép của cọc bản thép

Loại cọc		Bản hình U	Bản hình Z	Bản hình phẳng
1		2	3	4
Chiều rộng		+ 10mm - 5mm	+ 8mm - 4mm	$\pm 4\text{mm}$
Chiều cao		+ 4%	$\pm 5\%$	-
Chiều dày	Nhỏ hơn 10mm	$\pm 1\text{mm}$		+ 1,5mm - 0,8mm
	10 - 16mm	$\pm 1,2\text{mm}$		-
	Lớn hơn 16mm	$\pm 1,5\text{mm}$		-
Độ cong võng	Chiều dài $L < 10\text{m}$	Không quá 0,15%L	Không quá 0,15%L	Không quá 0,15%L
	Chiều dài $L > 10\text{m}$	Không quá 15mm + 0,12%/10m	Không quá 15mm + 0,10%/10m	Không quá 15mm + 0,10%/10m

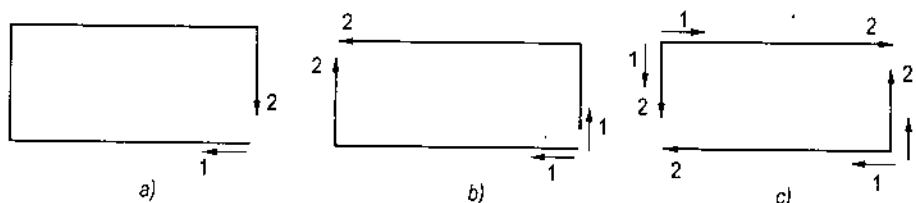
Bảng 5.7 (tiếp theo)

	1	2	3	4
Độ cong xoắn	Chiều dài $L < 10m$	Không quá $0,30\%L$	Không quá $0,15\%L$	Không quá $0,20\%L$
	Chiều dài $L < 10m$	Không quá $30mm + 0,20\%/10m$	Không quá $15mm + 0,20\%/10m$	Không quá $20mm + 0,20\%/10m$
Chiều dài	Không hạn chế			
Độ phẳng của mũi cọc	Không quá 4% bề rộng			

Chọn búa: ổn định, di chuyển dễ dàng, điều chỉnh giá dẫn hướng thuận tiện. Búa loại va đập, búa diezen, búa thủy lực, búa rung ép ... đều có thể dùng.

Trình tự hạ cọc và việc hợp long giữa các đoạn tường phải cân nhắc kỹ lưỡng. Nên đóng/hạ cọc theo phương pháp giá đỡ/kẹp theo từng tám khoảng 20 cọc một đợt là tốt hơn cả.

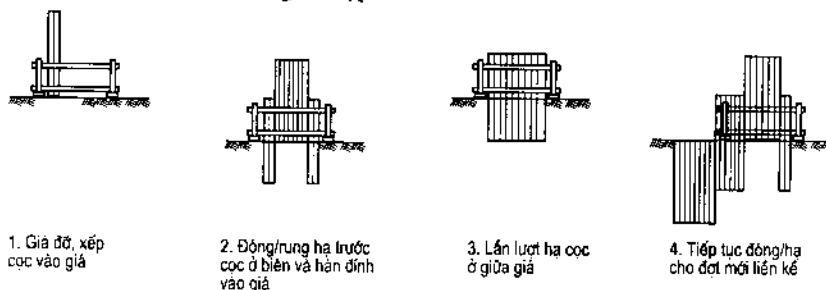
Trình tự hạ cọc và việc hợp long sau khi đóng có quan hệ nhau. Nếu chu vi hố đào lớn mà đóng cọc theo 1 hoặc 2 hướng (xem hình 5.22a, b) thì tuy điểm hợp long ít nhưng sai số tích lũy lớn, sai số trục cũng lớn; nếu trình tự hạ cọc theo sơ đồ 5.22c thì số điểm hợp long nhiều nhưng sai số tích lũy ít. Nên dùng phương pháp vừa nêu. Cách đóng nên đóng cọc ở các cạnh trước và đóng cọc ở góc sau.



Hình 5.22: Trình tự hạ cọc bản thép

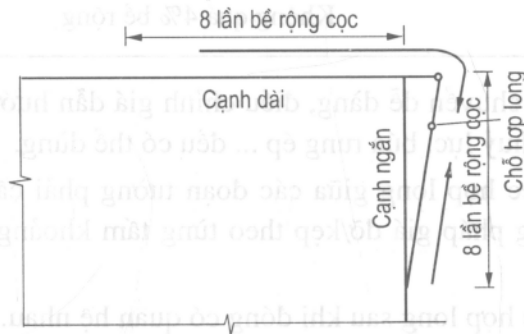
a) Theo một hướng; b) Theo hai hướng; c) Theo bốn hướng

Dùng 2 máy trắc đạc để khống chế kiểm tra độ thẳng đứng của cọc trong quá trình đóng, kẹp giữ tốt 2 cọc biên và đánh số định vị cọc trên giá kẹp (hình 5.23) để kịp thời kiểm tra hiệu chỉnh. Một hai cọc đóng đầu tiên phải đảm bảo đóng chính xác để làm chuẩn cho các cọc sau nên phải kiểm tra kỹ từng mét một. Khi cọc chuẩn này đóng xong phải hàn để cố định tạm thời lên giá kẹp.



Hình 5.23: Kỹ thuật hạ cọc bản thép theo từng tám (15-20 cọc) có giá định vị

Hiệu chỉnh trục tường và hợp long (xem hình 5.24): Trước khi hợp long (mỗi cạnh khoảng 8 cọc bản) phải xác định khả năng lệch trục qua đo đạc và độ dài còn lại mỗi cạnh tính đến cọc bản ở góc chỗ định hợp long. Thông thường để không phải thay đổi chiều dài (độ chính xác) của thanh chống ngang nên thực hiện việc hiệu chỉnh trục (dùng kích đẩy giá định vị ra phía ngoài hố) ở bên phía cạnh ngắn của hố đào. Việc đóng tiếp nên dồn về phía cạnh ngắn cho đến hết cọc và sau cùng mới đóng cọc bản hợp long.



Hình 5.24: Hiệu chỉnh trục tường cọc bản thép

Việc thu hồi cọc bản thép sau khi công trình ngầm đã thi công xong phần thân tường xung quanh phải chú ý việc nhổ cọc (thường ngược với chiều đóng) phải đồng thời chèn đất hoặc bơm vữa lấp đầy khe trống giữa thành vách công trình ngầm với đất chung quanh.

Chi tiết những điều vừa nêu có thể tham khảo ở mục 4.6.2. chương 4 của [7].

Trên hình 5.25 là hố đào sâu 17-23m trong đất sét yếu ở Oslo (Na Uy) với tường chắn là cọc bản thép có neo đất giữ tường.



Hình 5.25: Tường cọc bản thép sâu 17-23m trong đất sét yếu ở Oslo (Na Uy)

Chương 6

TƯỜNG CHẮN BẰNG CỌC NHỒI BÊ TÔNG CỐT THÉP

6.1. GIỚI THIỆU CHUNG

Khi đào hố để đặt công trình ngầm nếu không mở được vách dốc hoặc do hiện trường hạn chế không thể chắn giữ bằng cọc trộn được hay ở những chỗ không được đóng/hạ cọc bản vì sẽ gây chấn động và ồn không cho phép thì có thể chắn giữ bằng hàng cọc khoan nhồi. Cọc nhồi khoan lỗ, hoặc cọc đào bằng nhân công có đường kính $\Phi 800 - 1000\text{mm}$ đều có thể tạo thành tường chắn.

Kết cấu chắn giữ bằng hàng cọc nhồi có thể chia làm:

(1) Chắn giữ bằng cọc hàng theo kiểu dầy cột

Khi đất quanh hố tương đối tốt, mực nước ngầm tương đối thấp, có thể lợi dụng hiệu ứng vòm giữa 2 cọc gần nhau (ví dụ dùng cọc nhồi khoan lỗ hoặc cọc đào lỗ đặt thưa) để chắn giữ thành hố đào như hình 6.1a.

(2) Chắn giữ bằng cọc hàng liên tục

Trong đất yếu thì thường không thể hình thành được vòm đất, nên cọc chắn giữ phải xếp thành hàng liên tục (hình 6.1b). Cọc khoan lỗ dầy liên tục có thể tiếp xúc nhau, hoặc khi cường độ bê tông thân cọc còn chưa hình thành thì làm một cọc rỗng cây bằng bê tông không cốt thép ở giữa hai cây cọc để nối liền cọc hàng khoan lỗ lại, như hình 6.1e. Cũng có thể dùng cọc hàng ở dạng chồng tiếp (giao cắt) nhau như hình 6.1d, với thi công lần 1 cọc số 1, 3, 5 và lần 2 cọc số 2, 4... Cũng có công nghệ dùng thiết bị thi công một lúc từ 3 - 5 cọc.

(3) Chắn giữ bằng cọc hàng tổ hợp

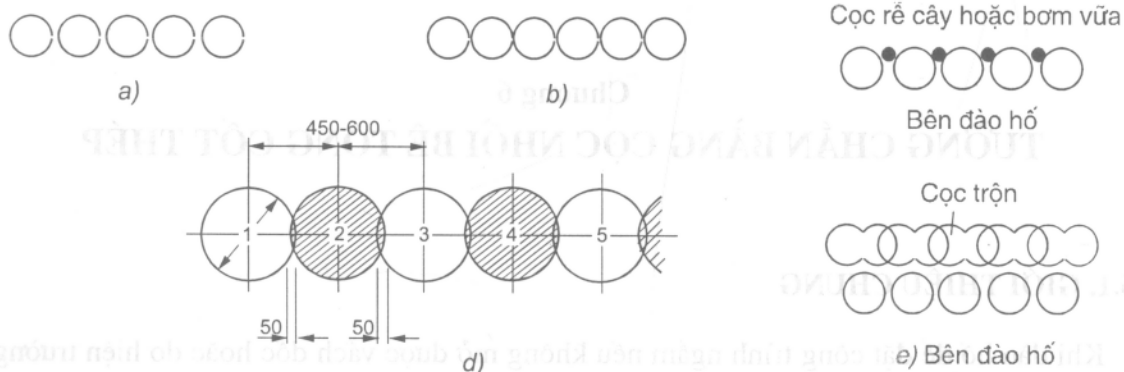
Trong vùng đất yếu mà có mực nước ngầm tương đối cao có thể dùng cọc hàng khoan nhồi tổ hợp với tường chống thấm bằng cọc xi măng đất, như hình 6.1e. Đây là giải pháp khắc phục nhược điểm của tường bằng cọc khoan nhồi vì chúng dễ bị xuyên nước.

Căn cứ vào độ sâu hố đào và tình hình chịu lực của kết cấu chắn giữ bằng cọc hàng có thể chia làm mấy loại sau đây:

(1) Kết cấu chắn giữ không có chống (côngxon): Khi độ sâu hố đào không lớn và có thể lợi dụng được tác dụng côngxon để chắn giữ được khối đất ở phía sau tường.

(2) Kết cấu chắn giữ có một tầng chống: Khi độ sâu hố đào lớn hơn, không thể dùng được kiểu không có chống thì có thể dùng một hàng chống đặt ở phía đỉnh của kết cấu chắn giữ (hoặc là dùng neo kéo).

(3) Kết cấu chắn giữ nhiều tầng chống: Khi độ sâu hố đào là khá sâu, có thể đặt nhiều tầng chống, nhằm giảm bớt nội lực của tường chắn.



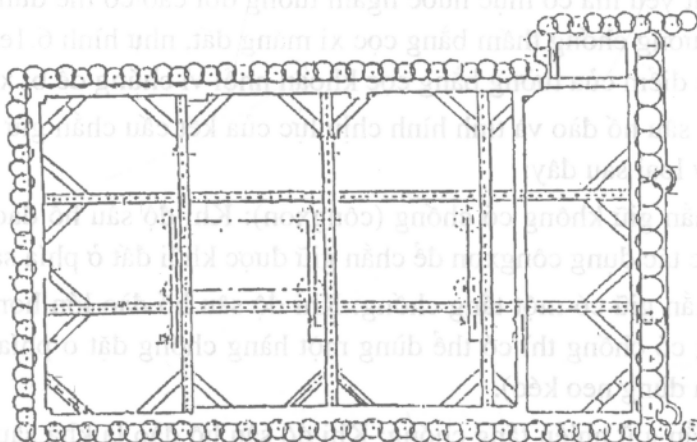
Hình 6.1. Cách bố trí cọc nhồi làm tường chắn cho thành hố đào

Với loại hố đào có độ sâu trên 10m, trước đây hay dùng tường ngầm liên tục trong đất, có nhiều tầng thanh chống, tuy là chắc chắn tin cậy nhưng giá thành cao, gần đây đã dùng cọc khoan lỗ $\Phi 800-1000\text{mm}$ để thay thế cho tường và kết hợp với cọc trộn dưới sâu để ngăn nước, có nhiều tầng thanh chống và đảo trung tâm, kết cấu chắn giữ loại này đã ứng dụng thành công ở hố đào có độ sâu tới 13m.

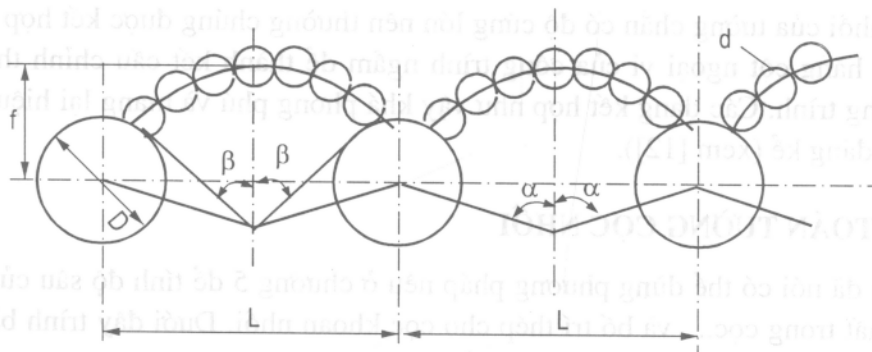
Tính toán kết cấu chắn giữ bằng cọc hàng bao gồm tính nội lực của thân tường, tính thanh chống và tính ổn định của hố móng... Chương này chủ yếu giới thiệu về tính nội lực của thân tường, những phương pháp tính toán này và phương pháp đã giới thiệu trong chương 5 đều có thể áp dụng kết hợp với nhau. Phân tích ổn định của hố móng sẽ giới thiệu trong chương 7.

6.2. CẤU TẠO VÀ BỐ TRÍ CỌC

Việc bố trí cọc nhồi thành hàng với khoảng cách thưa hoặc dày là tùy thuộc vào tính chất của đất cũng như kích thước hố móng. Trên hình 6.2a là ví dụ về tường cọc kết hợp với thanh chống ngang và dọc để giữ ổn định tường còn trên hình 6.2b tường cọc nhồi kết hợp cọc xi măng đất để tạo vòm truyền áp lực đất lên cọc chịu lực và để ngăn nước.



Hình 6.2a. Tường chắn bằng cọc nhồi với hệ thanh chống ngang và dọc

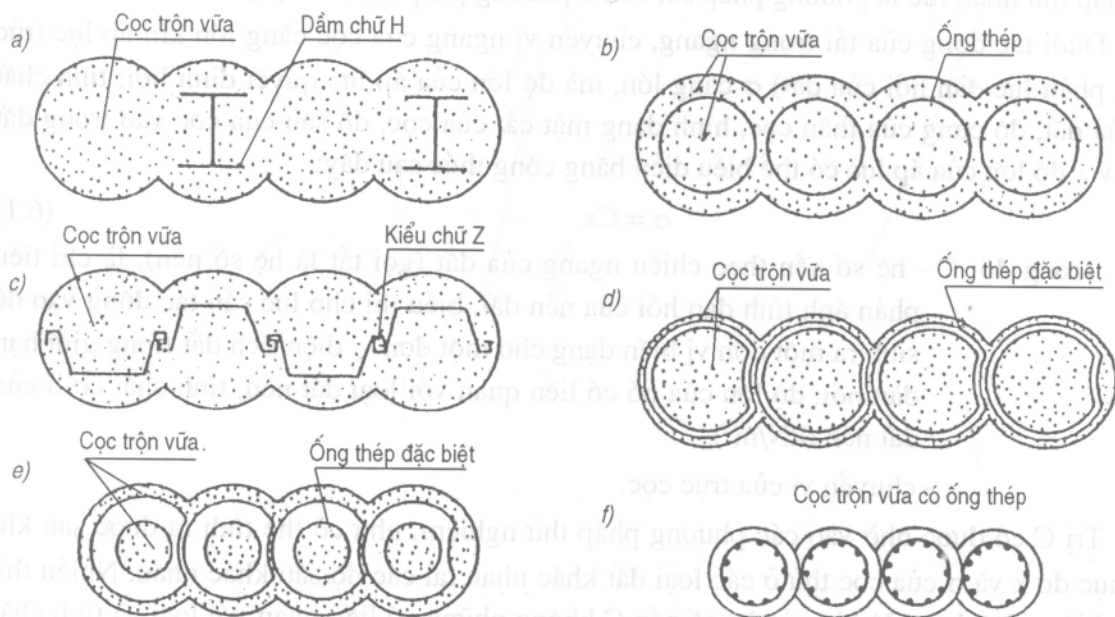


Hình 6.2b. Tường chắn gồm cọc nhồi chịu lực kết hợp với cọc xi măng đất

Như đã chỉ trên hình 5.1 (chương 5) có thể thay cọc nhồi bằng cọc BTCT đúc sẵn hoặc cọc thép hình và khoảng giữa 2 cọc có thể dùng vữa xi măng cát phun lên lưới thép cài sẵn để làm màng ngăn nước.

Độ cao của vòm (hình 6.2b) $f = (1/4 \div 1/2)L$. Khi tính toán có thể tính đổi mặt chịu tải dạng vòm thành bản tường phẳng chịu tải của tường liên tục có cùng chiều dày tuy rằng thực tế nó là một kết cấu không gian có độ cứng lớn hơn nhiều kết cấu phẳng. Tại một công trình ở thành phố Nam Kinh đã dùng cọc nhồi bê tông $\Phi 1000\text{mm}$, dài 16m, đặt cách nhau 3m và cọc xi măng đất $\Phi 300\text{mm}$, $f = L/4 = 3000/4 = 750\text{mm}$, cho hố đào sâu 10,3m. So với phương án dùng cọc nhồi bê tông đặt sát nhau có một tầng neo đã tiết kiệm được 140 tấn thép. Loại hình tường chắn vừa nêu thích dụng trong đất cát, đất sét và cần thận khi dùng trong đất yếu hoặc đất bùn.

Có thể bố trí cọc chịu lực (có cốt thép) cùng với cọc trộn trên cùng một hàng như hình 6.3.



Hình 6.3. Cọc làm tại chỗ có gia cường thép hoặc cọc BTCT cùng với cọc trộn làm tường chắn

Do cọc nhồi của tường chắn có độ cứng lớn nên thường chúng được kết hợp với tường ngoài hoặc hàng cột ngoại vi của công trình ngầm để thành kết cấu chỉnh thể và vĩnh cửu của công trình. Các dạng kết hợp như vậy khá phong phú và mang lại hiệu quả kinh tế kỹ thuật đáng kể (xem [12]).

6.3. TÍNH TOÁN TƯỜNG CỌC NHỒI

Như trên đã nói có thể dùng phương pháp nêu ở chương 5 để tính độ sâu của cọc, mô men lớn nhất trong cọc.... và bố trí thép cho cọc khoan nhồi. Dưới đây trình bày một số phương pháp khác để tính nội lực và chuyển vị thân cọc.

6.3.1. Phương pháp hệ số nền

Tính toán nội lực và chuyển vị thân cọc dưới tác động của tải trọng ngang, hiện nay tương đối phổ biến khi xem cọc là dầm trên nền đàn hồi, theo giả thiết Winkler: phản lực của đất ở bất cứ điểm nào của thân cọc cũng đều tỷ lệ thuận với chuyển vị của điểm ấy. Phương pháp giải này gọi tắt là phương pháp dầm trên nền đàn hồi.

Có ba phương pháp giải theo mô hình này: một là, trực tiếp dùng phương pháp số để giải phương trình vi phân đường cong đàn hồi sau khi cọc (tức dầm trên nền đàn hồi) chịu lực, tìm ra nội lực và chuyển vị tại các phần của cọc. Phương pháp thứ hai là phương pháp sai phân hữu hạn: chia cọc thành đoạn hữu hạn, dùng công thức sai phân để thay thế gần đúng cho đạo hàm các cấp trong phương trình vi phân đường cong đàn hồi của cọc để giải. Một phương pháp nữa là chia thân cọc thành các phần tử rời rạc, hữu hạn, sau đó căn cứ vào các điều kiện cân bằng lực và chuyển vị để tìm nội lực và chuyển vị ở các bộ phận của cọc (phương pháp phần tử hữu hạn). Dưới đây sẽ giới thiệu phương pháp thứ nhất, tức là phương pháp số, còn 2 phương pháp kia xem [7].

Dưới tác động của tải trọng ngang, chuyển vị ngang của cọc càng lớn khi áp lực (tức là phản lực đàn hồi của đất) σ càng lớn, mà độ lớn của áp lực quyết định bởi: tính chất của đất, độ cứng của thân cọc, hình dạng mặt cắt của cọc, độ sâu của cọc vào trong đất v.v... độ lớn của áp lực có thể biểu diễn bằng công thức sau đây:

$$\sigma = Cx \quad (6.1)$$

Trong đó: C - hệ số nền theo chiều ngang của đất (gọi tắt là hệ số nền), là chỉ tiêu phản ánh tính đàn hồi của nền đất, biểu thị cho lực cần tác động vào để sinh ra một đơn vị biến dạng cho một đơn vị diện tích đất trong giới hạn đàn hồi, độ lớn của nó có liên quan với loại đất nền, tính chất cơ lý của đất nền (kN/m^3);

x - chuyển vị của trục cọc.

Trị C có được nhờ vào các phương pháp thử nghiệm, như có thể tính ra được sau khi thực đo x và σ của cọc thử ở các loại đất khác nhau tại các độ sâu khác nhau. Nhiều thử nghiệm cho thấy, độ lớn của hệ số nền C không những có liên quan với loại và tính chất của đất mà còn biến đổi tùy theo độ sâu.

Hiện nay mấy loại sơ đồ khác nhau của quy luật phân bố hệ số nền đang áp dụng như thể hiện trong hình 6.4.

1) Hệ số nền C tăng tỷ lệ thuận theo độ sâu, như thể hiện trong hình 6.4 a, tức:

$$C = m Z \quad (6.2)$$

Trong đó: m - hệ số tỉ lệ, hệ số này thu được từ thực đo theo thí nghiệm, khi không có số liệu thực đo, có thể lựa chọn theo các bảng 6.1 và 6.2 (quy trình đường bộ, Trung Quốc).

Phương pháp tính nội lực của cọc dưới tác động của ngoại tải theo sơ đồ này gọi tắt là phương pháp "m".

2) Hệ số nền C tại phía dưới điểm chuyển dịch bằng không thứ nhất (hình 6.4b) (khi $Z \geq t$) theo dạng:

$$C = k = \text{hằng số} \quad (6.3)$$

Khi $0 \leq Z \leq t$, C biến đổi thành đường cong theo độ sâu (có thể giả định gần đúng là tăng lên theo đường thẳng).

Bảng 6.1. Hệ số tỉ lệ m

Phân loại đất nền		m (kN/m ⁴)
Đất sét chảy dẻo		1000 - 2000
Đất sét dẻo mềm, đất cát mịn và đất cát rời rạc		2000 - 4000
Đất sét có thể nặn, đất mịn và đất cát hơi chặt - chặt vừa		4000 - 6000
Đất sét cứng rắn, đất mịn và đất cát chặt, chắc		6000 - 10000
Gia cố bằng cọc trộn xi măng đất với suất quy đổi > 25%	Lượng trộn xi măng < 8%	2000 - 4000
	Lượng trộn xi măng > 12%	4000 - 6000

Ghi chú: Suất quy đổi được tính theo tỉ lệ của diện tích cọc đất xi măng/ diện tích đất được gia cố.

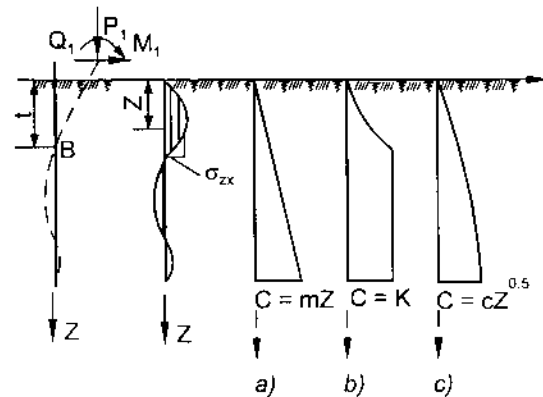
Trị số k có thể xác định bằng thực đo, khi không có số liệu thực đo có thể lựa chọn theo bảng 6.3.

Phương pháp tính nội lực của cọc dưới tác động của ngoại lực theo sơ đồ này gọi là phương pháp "k".

3) Hệ số nền C tăng theo định luật parabol với độ sâu, như hình 6.4c, tức là:

$$C = c Z^{0.5} \quad (6.4)$$

Trong đó: c - hệ số tỉ lệ, có thể xác định bằng thực đo, khi không có tài liệu thực đo, có thể lấy theo bảng 6.2.



Hình 6.4. Quy luật biến đổi của hệ số nền

Bảng 6.2. Trị hệ số tỉ lệ m, k, c của đất không phải là nham thạch

TT	Phân loại đất	m hoặc m_0 /(kN/m ⁴)	k(kN/m ³)	c/k(kN/m ^{3,5})
1	Đất sét chảy dẻo $I_L \geq 1$, bùn	$(3 - 5) \times 10^3$	$(100 - 200) \times 10^3$	$(2 - 6) \times 10$
2	Đất sét mềm dẻo $1 > I_L \geq 0,5$, cát bột	$(5 - 10) \times 10^3$	$(200 - 450) \times 10^3$	$(7 - 11) \times 10^3$
3	Đất sét cứng dẻo $0,5 > I_L > 0$, cát mịn, cát trung	$(10 - 20) \times 10^3$	$(450 - 650) \times 10^3$	$(12 - 23) \times 10^3$
4	Đất sét cứng, nửa cứng $I_L > 0$, cát thô	$(20 - 30) \times 10^3$	$(650 - 1000) \times 10^3$	$(20 - 27) \times 10^3$
5	Cát sỏi, cát sỏi góc, đá vụn cát sỏi tròn, cuội	$(30 - 80) \times 10^3$	$(1000 - 1300) \times 10^3$	$(50 - 100) \times 10^3$
6	Cát thô lẫn cuội chặt chắc, đá cuội trôi chặt chắc	$(80 - 120) \times 10^3$	$(1300 \sim 2000) \times 10^3$	

Ghi chú cho bảng 6.2

1) Trị m trong bảng thích hợp với loại cọc có chuyển dịch lớn ở tại mặt đất không quá 6mm, khi chuyển dịch lớn hơn thì trị trong bảng phải giảm đi thoả đáng.

2) Khi áp dụng phương pháp "m" nếu mặt bên của móng gồm nhiều lớp đất khác nhau, phải đem các lớp đất trong độ sâu $h_m = 2(d + 1)$ bên dưới mặt đất hoặc dưới đường rửa trôi lớn nhất đổi thành trị m bình quân theo công thức sau đây để làm thành trị m của toàn bộ độ sâu. Trong công thức, d là đường kính cọc, với loại cọc cứng, h_m áp dụng toàn bộ độ sâu h. Khi trong độ sâu h_m có hai lớp đất khác nhau h_1 và h_2 thì:

$$m = \frac{m_1 h_1^2 + m_2 (2h_1 + h_2) h_2}{h_m^2}$$

3) m_0 là hệ số tỉ lệ biến đổi theo độ sâu của hệ số nền hướng đứng của đất ở mặt đáy móng tương ứng với độ sâu h trong phương pháp "m", khi $h \leq 10m$, $C_0 = 10m_0$.

Bởi vì, theo nghiên cứu phân tích nhận thấy, từ mặt đất đến độ sâu 10m, phản lực đứng của đất hầu như không thay đổi, cho nên $C_0 = 10m_0$, khi $h > 10m$, phản lực đứng của đất hầu như bằng với phản lực ngang, cho nên lấy $C_0 = m_0 h = m h$.

Bảng 6.3. Hệ số nền hướng ngang k_h

Phân loại đất nền	k_h /(kN/m ³)
Đất sét dẻo chảy	3000 - 15000
Đất sét mềm và đất bột rời rạc	15000 - 30000
Đất sét nặn được và đất bột hơi chặt, chặt vừa	30000 - 150000
Đất sét rắn dẻo và đất bột chặt chắc	150000
Đất cát rời rạc	3000 - 15000

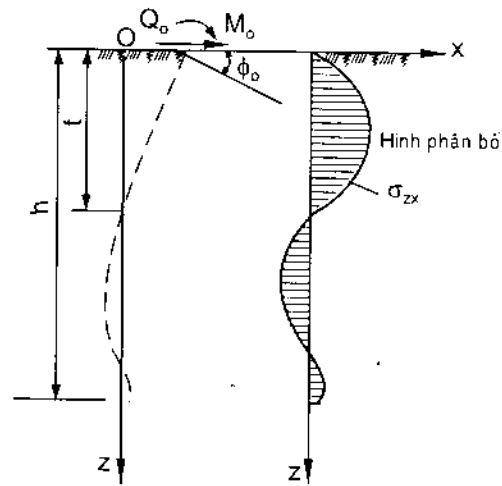
Bảng 6.3 (tiếp theo)

Phân loại đất nền		$k_b / (\text{kN/m}^3)$
Đất cát hơi chặt		15000 - 30000
Đất cát chặt vừa		30000 - 100000
Đất cát chặt chắc		100000
Cọc trộn xi măng đất với suất quy đổi 25%	Lượng xi măng < 8%	10000 - 15000
	Lượng xi măng > 12%	20000 - 25000

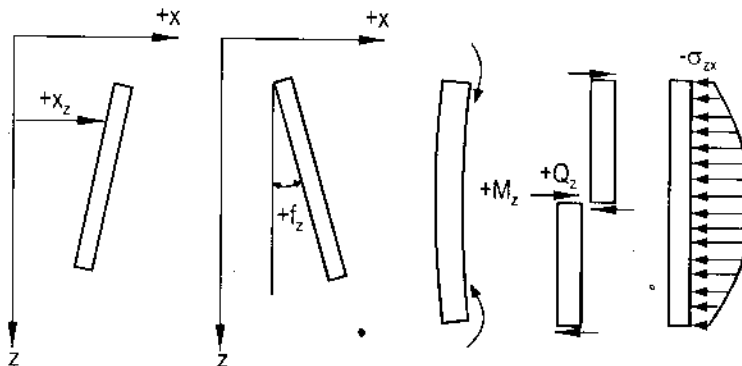
Dưới đây chủ yếu giới thiệu phương pháp "m" với hệ số nền biến đổi tuyến tính theo độ sâu.

1. Phương trình vi phân và nghiệm của nó khi xem cọc như dầm trên nền đàn hồi

Các phương pháp tính khác nhau của cọc dưới tác động của tải trọng ngang đều xuất phát từ một phương trình vi phân cơ bản, như hình 6.5. Độ sâu trong đất của cọc là h , bề rộng (hoặc đường kính) của cọc là b , bề rộng tính toán của cọc là b_1 . Đỉnh cọc nếu phẳng với mặt đất ($z = 0$), đã biết tại đỉnh cọc, dưới tác động của tải trọng ngang Q_0 và mô men uốn M_0 , gây ra chuyển vị ngang x_0 , góc xoay ϕ_0 . Chúng ta quy định các ký hiệu chuyển vị ngang x_z , góc xoay ϕ_z , mô men uốn M_z , lực cắt Q_z của cọc sinh ra ở các độ sâu z khác nhau do chịu tác động của Q_0 và M_0 là: chuyển vị ngang x_z (tức độ võng) thuận theo chiều dương của trục x là trị dương; góc xoay ϕ_z ngược chiều kim đồng hồ là trị dương; mô men uốn M_z khi thử ở bên trái chịu kéo là dương, lực ngang Q_z thuận theo chiều trục dương là dương, như thể hiện trong hình 6.6.



Hình 6.5. Sơ đồ tính toán cọc như dầm trên nền đàn hồi



Hình 6.6. Quy định chiều dương của x_z , ϕ_z , M_z , Q_z

Trong trường hợp này, cọc bị uốn cong đàn hồi, công thức quan hệ giữa đường cong của trục dầm với tải trọng q phân bố trên dầm, tức phương trình vi phân đường cong của trục cọc là :

$$EI \frac{d^4 x}{dz^4} = -q \quad (6.5)$$

Ở tại độ sâu z , $q = \sigma_{xz} b_1$, mà $\sigma_{xz} = Cx_z$, lấy $C = mz$ thay vào công thức trên, có :

$$EI \frac{d^4 x_z}{dz^4} = -mzx_z b_1 \quad (6.6)$$

Hoặc:
$$\frac{d^4 x_z}{dz^4} + \frac{mb_1 z}{EI} x_z = 0 \quad (6.7)$$

Trong đó: EI - độ cứng chống uốn của thân cọc;

b_1 - bề rộng tính toán của thân cọc.

Công thức (6.7) là phương trình vi phân cơ bản để tính toán cọc theo phương pháp hệ số nền, có thể viết lại thành :

$$\frac{d^4 x_z}{dz^4} = -\alpha^5 z x_z \quad (6.8)$$

Trong đó : $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_1}{EI}}$ - gọi là hệ số biến dạng của cọc đất, khi độ dài tính bằng mét thì α có thứ nguyên $1/m$.

Khi $z = 0$, chuyển vị ngang theo hướng trục x_0 , góc xoay ϕ_0 , mô men uốn M_0 và có thể lần lượt biểu thị như sau:

$$\left. \begin{aligned} x_{(z=0)} &= x_0 \\ \frac{dx}{dz_{(z=0)}} &= \phi_0 \\ EI \frac{d^2 x}{dz_{(z=0)}^2} &= M_0 \\ EI \frac{d^3 x}{dz_{(z=0)}^3} &= Q_0 \end{aligned} \right\} \quad (6.9)$$

Công thức (6.9) là hệ phương trình vi phân thường với hệ số tuyến tính, bậc 4, có thể giải bằng phương pháp triển khai cấp mũ, kết quả chủ yếu của nó được trình bày như sau:

* Trị chuyển vị ngang của cọc ở độ sâu z là:

$$x_z = x_0 A_1 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_1 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_1 \quad (6.10)$$

Do $\sigma_{zx} = Cx_z = mx_z$, ứng suất ngang của cọc ở độ sâu z là:

$$\sigma_{zx} = mz \left(x_0 A_1 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_1 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_1 \right) \quad (6.11)$$

* Góc xoay ở độ sâu z :

$$\phi_z = \alpha \left(x_0 A_2 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_2 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_2 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_2 \right) \quad (6.12)$$

* Mô men uốn ở độ sâu z :

$$M_z = \alpha^2 EI \left(x_0 A_3 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_3 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_3 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_3 \right) \quad (6.13)$$

* Lực cắt ở độ sâu z :

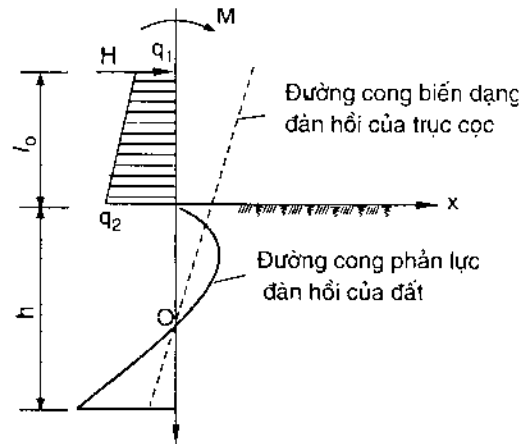
$$Q_z = \alpha^3 EI \left(x_0 A_4 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_4 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_4 \right) \quad (6.14)$$

16 hệ số $A_1, B_1, C_1, D_1 \dots C_4, D_4$ có thể căn cứ vào $h = \alpha z$ để tra theo bảng cho trong [7].

2. Công thức tính nội lực, chuyển vị của tường cọc

Chia tường cọc làm 2 phần: từ đáy hố móng trở lên xem là dầm côngxon, từ đáy hố móng trở xuống xem là dầm trên nền đàn hồi, theo sơ đồ như trên hình 6.7. Tường cọc dưới tác dụng của lực ngang H , mô men uốn M tại đỉnh và tải trọng phân bố q_1, q_2 sẽ làm cho cọc uốn cong đàn hồi, toàn bộ thân tường quay quanh một điểm O nào đó bên dưới mặt đất, bên trên và bên dưới O chiều phản lực đàn hồi của đất nền là ngược nhau.

Công thức để tính chuyển vị và góc xoay cũng như nội lực và chuyển dịch của cọc khi $H_0 = 1$ và $M_0 = 1$ tác động tại mặt đáy hố đào cho ở mục 4.2.4 chương 4 của [7].



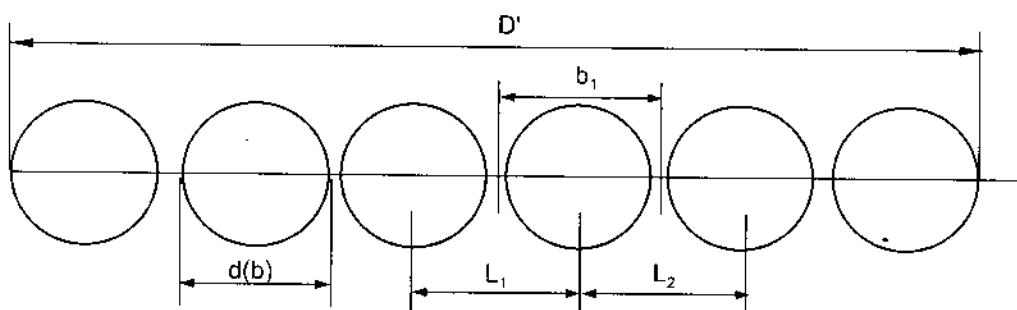
Hình 6.7. Sơ đồ tính toán theo phương pháp "m"

3. Bề rộng tính toán của thân cọc

Khi cọc chịu lực đẩy ngang phản lực bên của đất thực tế là trạng thái không gian, khi thân cọc là chữ nhật hoặc tròn thì hiệu ứng của lực không giống nhau.

Để kể đến điều này ta chuyển đổi chịu lực không gian thành trạng thái chịu lực phẳng bằng cách dùng bề rộng tính toán áp lực đất b_1 theo bảng 6.4 theo ký hiệu trên hình 6.8.

Với hàng cọc được tạo thành bởi n cây cọc thì bề rộng tính toán phản lực đất ở mặt bên của nó hiển nhiên là nb_1 , nhưng không được lớn hơn $D' + 1(m)$, mà trong đó b_1 phải thoả mãn $b_1 \leq 0,5 (L_1 + L_2)$, xem hình 6.8.



Hình 6.8. Bề rộng tính toán của cọc

Bảng 6.4. Bề rộng tính toán của cọc b_1

Đường kính hoặc bề rộng cọc	Cọc chữ nhật	Cọc tròn
$b \leq 1\text{m}$	$b_1 = 1,5b + 0,5$	$b_1 = 0,9(1,5b + 0,5)$
$b > 1\text{m}$	$b_1 = b + 1$	$b_1 = 0,9(b + 1)$

Với loại tường chắn không đặt nhiều thanh chống hoặc neo kéo, phương pháp hệ số nền (phương pháp "m") nói ở đây đều có thể sử dụng. Khi đó, có thể dùng phương pháp lực của cơ học kết cấu (hoặc phương pháp chuyển vị) để tìm nội lực trong thanh chống hoặc thanh kéo. Bộ phận côngxon của tường chắn ở bên trên mặt đáy hố đào cũng có thể tính nội lực bằng phương pháp cơ học kết cấu thông thường; Còn tính phần tường chắn cắm vào trong đất bên dưới mặt đáy hố đào thì sau khi tìm được lực thanh chống, có thể phân tích nội lực giống như phương pháp "m" thông thường.

Để hiểu chi tiết hơn cần tham khảo mục 4.4.3 của chương 4 trong [7] và ví dụ minh họa cho phương pháp này từ trang 141 ÷ 148 của [7].

6.3.2. Phương pháp tính có kể đến quá trình đào

Ở chương 5 cũng như trên đây đã giới thiệu phương pháp tính kết cấu chắn giữ có nhiều tầng chống, phần lớn là dựa trên cơ sở của lý luận cọc bản, không kể đến quá trình đào đất, hệ thống chống hình như đã tồn tại từ trước khi đào rồi, cũng tức là không kể đến sự thay đổi của phân lực thanh chống và biến dạng của kết cấu trong quá trình đào đất. Trên thực tế, nội lực và biến dạng của kết cấu chắn giữ có nhiều thanh chống biến đổi theo quá trình đào đất.

Trên hình 6.9 trình bày kết quả đo biến dạng cọc bản thép có ba tầng chống ở khách sạn Hoa Viên Thượng Hải, các tầng chống được đặt theo quá trình đào đất. Các đường cong trong hình là thể hiện lần lượt của các giai đoạn thi công.

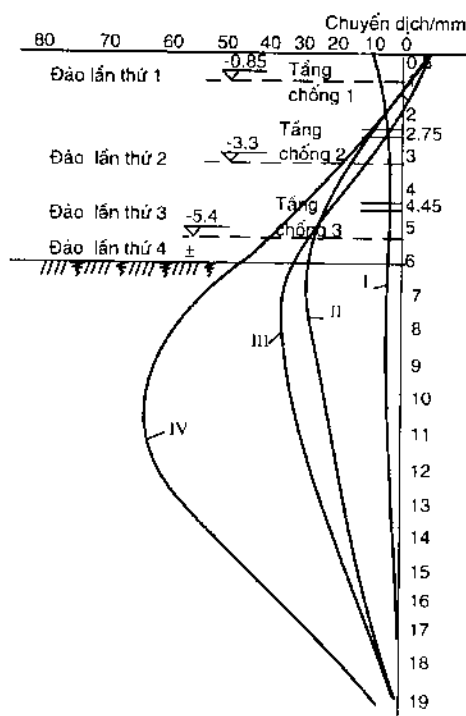
Đường cong I: Số liệu đo được khi đào lần thứ 1 đến độ sâu - 0,85m.

Đường cong II: Biến dạng của cọc bản thép khi đào giai đoạn thứ 2 đến độ sâu -3,3m sau khi đã lắp tầng chống thứ nhất và đã kích căng.

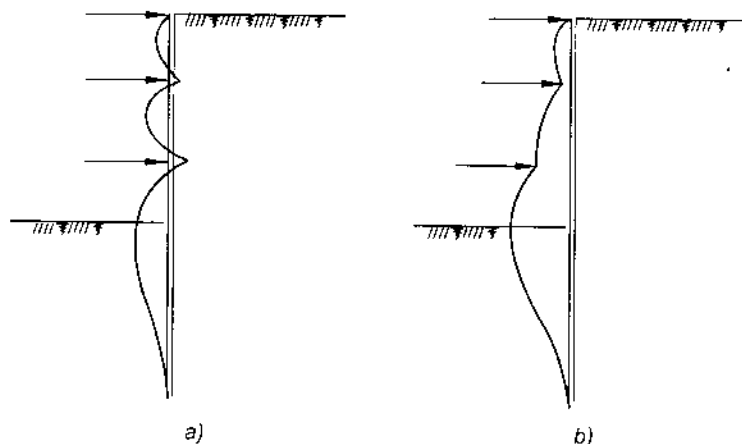
Đường cong III: Biến dạng khi đào đến độ sâu -5,4m sau khi lắp tầng chống thứ 2 đã kích căng.

Đường cong IV: Biến dạng của cọc bản thép khi đào giai đoạn thứ 4 đến độ sâu -6,15m sau khi đã lắp tầng chống thứ ba và kích căng. Biến dạng lớn nhất ở độ sâu dưới mặt đào 4m đạt đến 68mm.

Trong quá trình đào, nếu đào đến cốt thiết kế mà chưa kịp đặt chống thì thân cọc sẽ sinh ra biến dạng ban đầu, quá trình này ảnh hưởng rất lớn đối với nội lực thân cọc, thậm chí làm cho mô men đổi dấu. Hình 6.10a là sơ đồ mô men thân cọc tính theo phương pháp dầm liên tục, tức không kể đến ảnh hưởng chuyển dịch ban đầu của thân cọc trong quá trình đào. Hình 6.10b là sơ đồ mô men thân cọc tính theo phương pháp "m" sau khi có kể đến ảnh hưởng của quá trình đào. Có thể thấy hai loại khác biệt rất nhiều, còn mặt cắt nguy hiểm lại ở gần với cốt cao độ của đáy hố.



Hình 6.9. Sơ đồ biến dạng của cọc bản thép



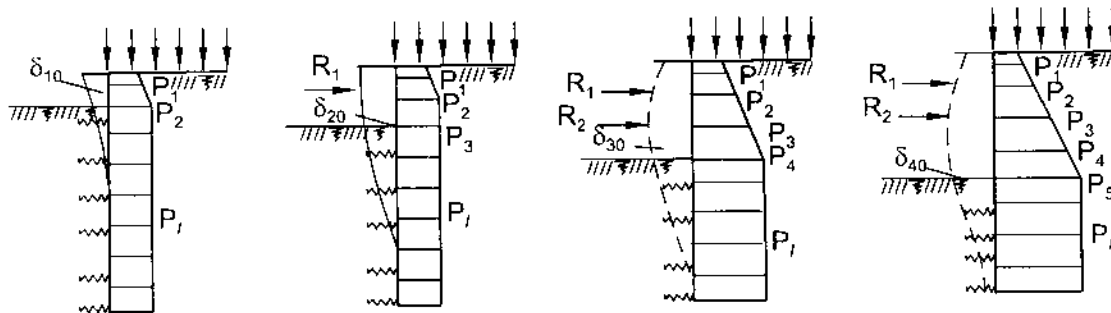
Hình 6.10. Sơ đồ mô men thân tường theo các phương pháp tính khác nhau

- a) Theo phương pháp dầm đẳng trị (chương 5);
- b) Theo phương pháp có kể đến ảnh hưởng của quá trình đào.

Dưới đây sẽ giới thiệu phương pháp tính tường chắn nhiều tầng chống có kể đến quá trình đào đất, tức là có kể đến ảnh hưởng đối với phản lực thanh chống về nội lực, chuyển vị thân cọc trong quá trình thi công đào đất theo từng bước và phương pháp tính đường cong võng.

Cọc bị chuyển dịch dưới tác dụng tổng hợp của áp lực đất theo chiều ngang, phản lực thanh chống và phản lực đàn hồi của đất ở bên dưới mặt đào. Quá trình phát triển của chuyển dịch và áp lực đất theo chiều ngang như thể hiện trên hình 6.11.

Trên hình, δ_{10} , δ_{20} , δ_{30} lần lượt là chuyển dịch ban đầu của thân cọc ở vị trí tương ứng trước khi lắp các loạt chống thứ nhất, thứ hai và thứ ba. P_i là áp lực ngang trong đất ở bên dưới mặt đào do trọng lượng đất bên trên mặt đào gây ra của từng giai đoạn đào. Quá trình tính theo từng bước tức là trong mỗi giai đoạn đào phải tính ra chuyển dịch ban đầu δ_{10} của cọc ở vị trí dự định sẽ chống của giai đoạn đào tiếp sau rồi đưa vào bước tính tiếp theo. Lấy chuyển dịch ở các chỗ chống của cọc tính ra được ở giai đoạn cuối cùng trừ đi chuyển dịch ban đầu tương ứng sẽ có biến dạng nén đàn hồi thực tế của các thanh chống và nhờ vậy tính ra được phản lực của thanh chống, cuối cùng từ đó có thể tìm ra nội lực và biến dạng tại các tiết diện ngang của cọc.



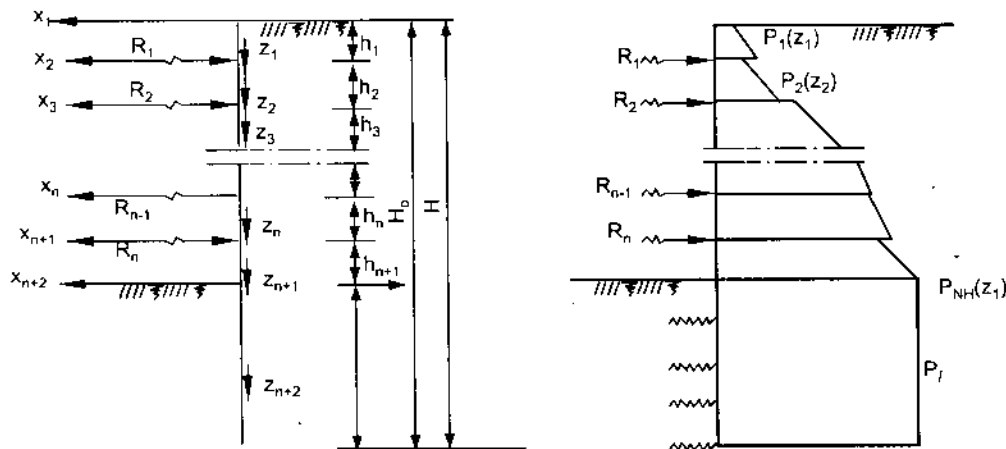
Hình 6.11. Chuyển vị của cọc chắn giữ và quá trình phát triển áp lực ngang của đất

Nguyên lý tính toán

Khi cọc chịu tác động đồng thời của áp lực ngang của đất và phản lực đàn hồi của đất, phương trình đường cong uốn của cọc tính theo phương pháp "m" được biểu diễn bằng :

$$EI \frac{d^4 x}{dz^4} = -mzx + P(z) \quad (6.15)$$

Trong đó : $P(z)$ - hàm số phân bố áp lực ngang của đất.



Hình 6.12. Sơ đồ tính toán tường chắn có nhiều thanh chống theo phương pháp kể đến ảnh hưởng đào

Đối với phân cọc ở bên trên mặt đào, $m = 0$ thì phương trình vi phân đường cong của nó là :

$$EI \frac{d^4 x}{dz^4} = P(z) \quad (6.16)$$

Trong trường hợp có nhiều thanh, để tránh phiền phức khi phải giải phương trình vi phân ta có thể chia cọc thành nhiều đoạn rồi lần lượt thiết lập các phương trình vi phân đường cong sau đó lần lượt giải phương trình.

Trong trường hợp có n tầng thanh chống như hình 6.12 có thể chia cọc ra thành $n + 2$ đoạn. Ở đỉnh cọc, tại các vị trí chống và tại chỗ mặt đào mỗi nơi lập một hệ toạ độ, thì phương trình vi phân đường cong của các đoạn có thể biểu thị là :

$$\left. \begin{aligned} EI \frac{d^4 x_1}{dz_1^4} &= P_1(z_1) \quad (0 \leq z_1 \leq h_1) \\ EI \frac{d^4 x_1}{dz_2^4} &= P_2(z_2) \quad (0 \leq z_2 \leq h_2) \\ &\dots\dots\dots \\ EI \frac{d^4 x_{n+1}}{dz_{n+1}^4} &= P_{n+1}(z_{n+1}) \quad (0 \leq z_{n+1} \leq h_{n+1}) \\ EI \frac{d^4 x_{n+2}}{dz_{n+2}^4} &= -mz_{n+2} x_{n+2} + P_l \quad (0 \leq z_{n+2} \leq l) \end{aligned} \right\} \quad (6.17)$$

Trong đó: $P_i(z_i)$ - hàm số phân bố áp lực bên của đất trên đoạn cọc thứ i ;

P_l - áp lực bên của đất ở bên dưới mặt hố đào do trọng lượng bản thân của đất bên trên mặt hố đào gây ra.

Nghiệm và đạo hàm các cấp của hệ phương trình vi phân (6.17) cũng như hệ phương trình ma trận của các giai đoạn đào cùng ví dụ minh hoạ có thể tham khảo [7].

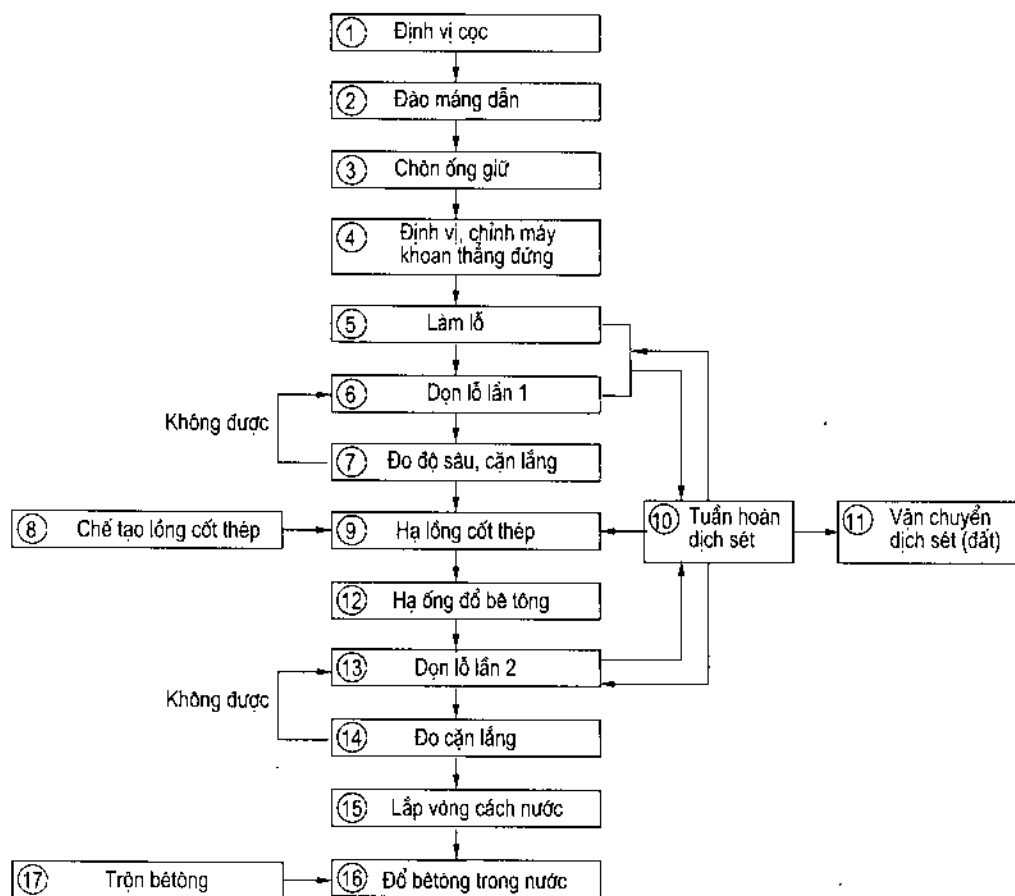
6.4. CÔNG NGHỆ THI CÔNG TƯỜNG CỌC

Thân tường chắn bằng cọc khoan nhồi bố trí thành hàng có thể thi công theo các yêu cầu kỹ thuật trong tiêu chuẩn thi công cọc khoan nhồi thông thường.

Khi khoan lỗ, để đề phòng làm sụt lở hoặc hư hại bê tông của cọc lân cận, thời gian gián cách để thi công cọc lân cận không được dưới 72 giờ. Trong thực tế thi công, thường áp dụng biện pháp thi công nhảy cách 2 ~ 3 cây cọc. Khi đó, trong mỗi khoảng nhảy cách luôn có một cây cọc được thi công xen vào khi bên trái bên phải đã có cọc. Để có thể xác định vị trí cọc được chính xác, yêu cầu sai số thi công cho phép của cọc làm tường vây phải nhỏ hơn cọc công trình bình thường. Sai lệch vị trí của cọc phải không chế trung bình $\pm 30\text{mm}$. Sai lệch độ thẳng đứng thân cọc nhỏ hơn $1/200$. Biến đổi

đường kính thân cọc phải khống chế trong 5/100. Vì thế, trong vùng đất yếu có mức nước ngầm khá cao, khi làm lỗ bằng máy khoan xoay thông thường, ngoài việc phải dùng dung dịch sét chất lượng cao để giữ thành ra, đường kính cần khoan không được nhỏ hơn 89mm, tốt nhất là dùng loại cần khoan 114mm; khi cần có thể cho thêm phối trọng vào đầu khoan để đảm bảo độ thẳng đứng của hố khoan. Ngoài ra, tốc độ quay của đầu khoan phải khống chế trong phạm vi 40 ~ 70 vòng/phút, trong đất bùn, phải nhỏ hơn 40 vòng/ph. Tốc độ tiến vào tầng đất của mũi khoan phải khống chế trong khoảng 4 ~ 5 m/giờ.

Trên các hình 6.13, 6.14 trình bày sơ đồ nguyên tắc thi công cọc nhồi cho tường cừ.

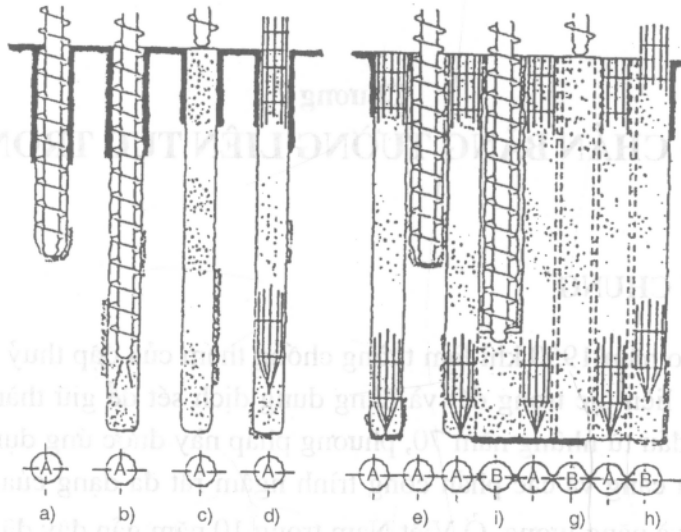


Hình 6.13. Dây chuyền công nghệ thi công cọc nhồi làm lỗ ướn

Theo hình 6.14 thì trình tự thi công như sau :

Lần đầu làm cọc số lẻ A và lần 2 làm cọc số chẵn B :

- (a) Khoan guồng xoắn; (b) Rút khoan và bơm/rót vữa;
- (c) Kết thúc bơm vữa; (d) Đặt dốt cốt thép hoặc thép hình;
- (e) Khoan guồng xoắn giữa các cọc đã làm; (f) Rút khoan và bơm vữa;
- (g) Kết thúc bơm vữa; (h) Đặt cốt thép hoặc thép hình.



Hình 6.14. Trình tự thi công tường chắn hố đào bằng cọc khoan tại ga tàu điện ngầm Tsim Sha Tsui Hong Kong

Để giữ thành lỗ khoan có thể dùng dung dịch sét bentonite hoặc ống vách.

Hãng Bauer (CHLB Đức) có sản xuất loại máy khoan guồng xoắn gồm 3 - 5 đầu khoan một lúc nên công nghệ tường chắn bằng cọc có ưu thế hơn so với tường liên tục trong đất.

Việc kiểm tra chất lượng cọc làm tường chắn này cũng giống như đối với cọc khoan nhồi, chỉ có khác là yêu cầu về sai số kích thước có nghiêm khắc hơn như vừa nêu trên đây.

Trên hình 6.15 trình bày một ví dụ công trình hố đào được giữ thành bằng cọc khoan nhồi và neo đất.



Hình 6.15. Tường chắn bằng cọc khoan nhồi đường kính 900mm + neo đất thi công bằng máy khoan BG14 trong đô thị có mật độ xây dựng cao.

Chương 7

TƯỜNG CHẤN BẰNG TƯỜNG LIÊN TỤC TRONG ĐẤT

7.1. GIỚI THIỆU CHUNG

Lần đầu tiên vào năm 1950 khi làm tường chống thấm của đập thủy lợi Milan ở Italia, đã thi công tường liên tục trong đất và dùng dung dịch sét để giữ thành (gọi là phương pháp Milan). Bắt đầu từ những năm 70, phương pháp này được ứng dụng trong các công trình thủy lợi, bến cảng và các phần công trình ngầm rất đa dạng của các nhà máy sản xuất công nghiệp và năng lượng. Ở Việt Nam trong 10 năm gần đây đã dùng tường trong đất làm tường ngoài tầng hầm của nhiều nhà cao tầng ở Hà Nội, Thành phố Hồ Chí Minh có độ sâu trên 20m dưới mặt đất.

Trong thực tế xây dựng thành phố, phương pháp tường trong đất chủ yếu được dùng để làm các đường vượt ngầm dưới đất, tàu điện ngầm đặt nông, đường ô tô và bãi đậu ô tô ngầm. Ngoài ra, phương pháp tường trong đất cũng dùng để làm móng (có chức năng như cọc - gọi là Baret) và làm các tầng ngầm của nhà ở và nhà dân dụng đặt sâu dưới đất có chức năng công cộng như cửa hàng, kho tàng, hiệu ăn, quán cà phê, cũng như để làm công trình đặt hệ thống thiết bị kỹ thuật đô thị (côlectơ có chức năng khác nhau) làm trạm biến thế, trạm cấp và xử lý nước, tường chắn (hình 7.1) v.v...

Do có nhiều phạm vi áp dụng như vậy nên tường trong đất thường được tính toán như công trình vĩnh cửu.

Công nghệ tường liên tục trong đất có các ưu điểm sau đây:

1) Thân tường có độ cứng lớn, tính tổng thể tốt, do đó, biến dạng của kết cấu và của móng đều rất ít, vừa có thể dùng được trong kết cấu chắn giữ siêu sâu, lại có thể dùng trong kết cấu lập thể (không gian).

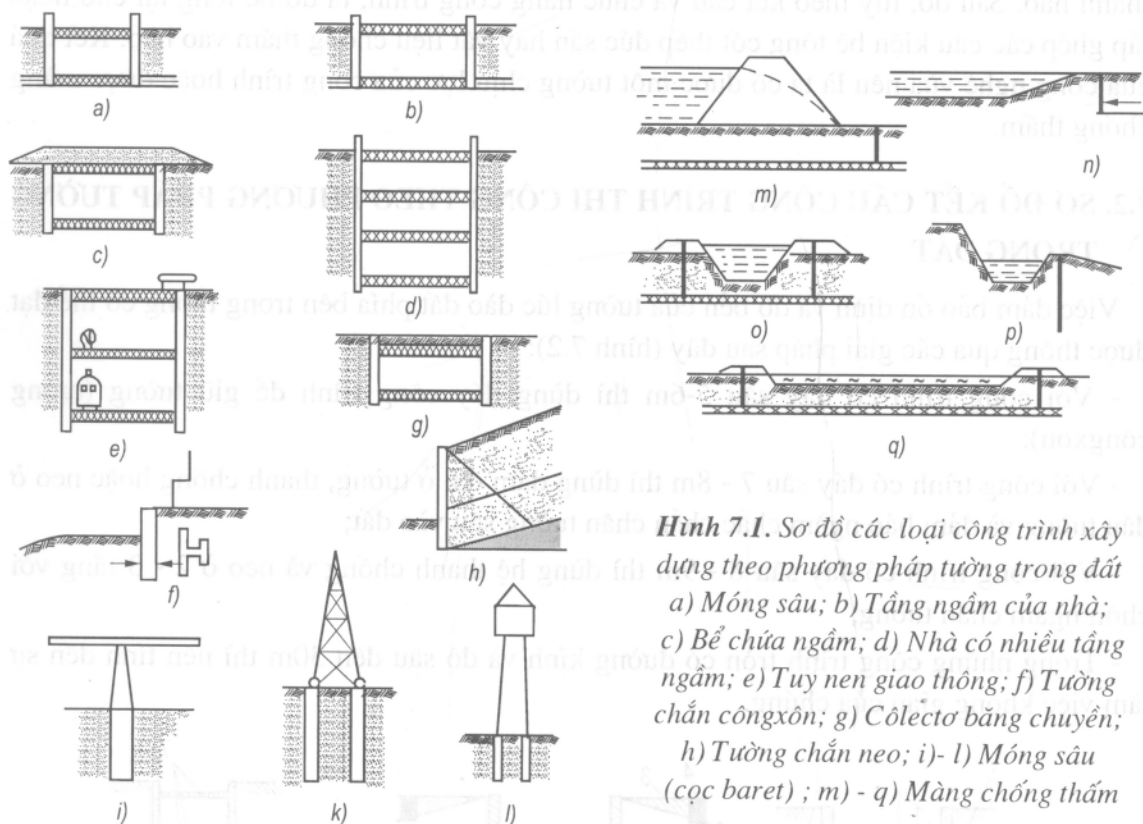
2) Thích dụng trong các loại điều kiện đất nền khác nhau: trong các lớp đất cát cuội hoặc khi phải vào tầng nham phong hoá khi cọc bản thép rất khó thi công nhưng lại có thể dùng kết cấu tường liên tục trong đất được thi công bằng các loại máy đào thích hợp để đào hào cho tường.

3) Có thể giảm bớt ảnh hưởng xấu đến môi trường trong thi công công trình. Khi thi công chấn động ít, tiếng ồn thấp, ít ảnh hưởng đến các công trình xây dựng và đường ống ngầm ở lân cận do dễ khống chế về biến dạng lún và chuyển vị.

4) Có thể thi công theo phương pháp ngược (sẽ trình bày ở mục 7.4.3) có lợi cho việc tăng nhanh tốc độ thi công, hạ thấp giá thành công trình.

Nhưng phương pháp thi công tường liên tục trong đất cũng có những nhược điểm như:

1) Việc xử lý bùn thải không những làm tăng chi phí cho công trình mà khi kỹ thuật phân li bùn không hoàn hảo hoặc xử lý không thoả đáng sẽ làm cho môi trường bị ô nhiễm.



Hình 7.1. Sơ đồ các loại công trình xây dựng theo phương pháp tường trong đất
a) Móng sâu; b) Tầng ngầm của nhà; c) Bể chứa ngầm; d) Nhà có nhiều tầng ngầm; e) Tuy nén giao thông; f) Tường chắn côngxôn; g) Côlectơ băng chuyển; h) Tường chắn neo; i)- l) Móng sâu (cọc baret) ; m) - q) Màng chống thấm

2) Vấn đề sụt lở thành hố: Khi mực nước ngầm dâng lên nhanh mà mặt dung dịch giữ thành giảm mạnh, trong tầng neo có kẹp lớp đất cát tơi xốp, mềm yếu, nếu tính chất dung dịch không thích hợp hoặc đã bị giảm chất lượng, việc quản lý thi công không thoả đáng... đều có thể dẫn đến sụt lở thành hố, lún mặt đất xung quanh, nguy hại đến an toàn của các công trình xây dựng và đường ống ở lân cận. Đồng thời cũng có thể làm cho thể tích bê tông thân tường bị tăng cao, mặt tường lồi lõm, kích thước kết cấu vượt quá giới hạn cho phép.

3) Nếu dùng tường liên tục trong đất chỉ để làm tường chắn đất tạm thời trong giai đoạn thi công thì giá thành khá cao, không kinh tế.

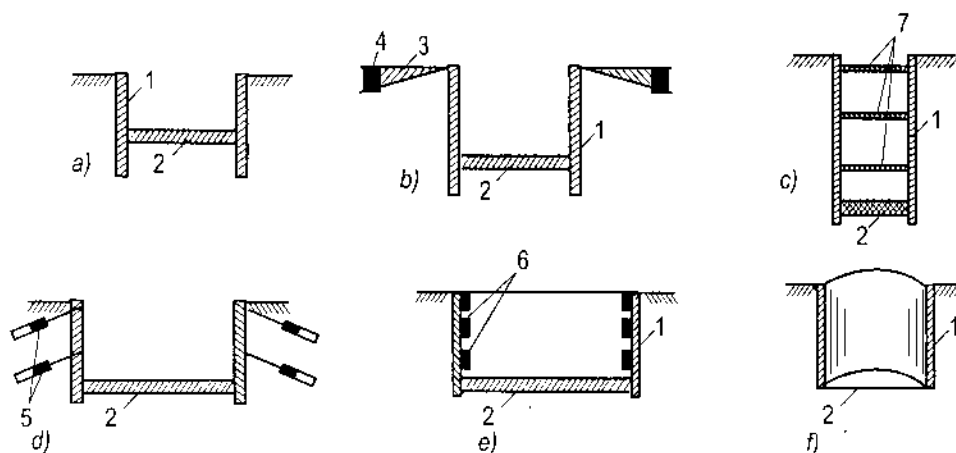
Giá thành của tường liên tục trong đất cao hơn cọc hàng hoặc cọc trộn sâu. Phải so sánh kỹ theo độ sâu hố đào, tình hình nền, tình hình chắn giữ v.v... nếu thấy hợp lý về kinh tế và kỹ thuật thì mới sử dụng. Nói chung, khi hố đào sâu trên 10m trong tầng đất yếu, yêu cầu cao về chống lún và chuyển dịch của các công trình xây dựng và đường ống ở xung quanh, hoặc khi tường là một phần của kết cấu chính của công trình hoặc khi áp dụng phương pháp thi công ngược thì nên dùng tường liên tục trong đất.

Thực chất của phương pháp tường trong đất là đào vào đất một hào hẹp (0,6 - 0,8 m) và sâu (có thể đến hàng trăm mét), dùng dung dịch sét để giữ cho thành hào không bị sụt lở do tạo ra áp lực thủy tĩnh dư (lớn hơn) so với áp lực đất và nước chung quanh lên thành hào. Sau đó, tùy theo kết cấu và chức năng công trình, ta đổ bê tông tại chỗ hoặc lắp ghép các cấu kiện bê tông cốt thép đúc sẵn hay vật liệu chống thấm vào hào. Kết quả của công nghệ vừa nêu là ta có được một tường chịu lực của công trình hoặc được màng chống thấm.

7.2. SƠ ĐỒ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH THI CÔNG THEO PHƯƠNG PHÁP TƯỜNG TRONG ĐẤT

Việc đảm bảo ổn định và độ bền của tường lúc đào đất phía bên trong tường có thể đạt được thông qua các giải pháp sau đây (hình 7.2):

- Với công trình có đáy sâu 5-6m thì dùng đáy công trình để giữ tường (tường côngxon);
- Với công trình có đáy sâu 7 - 8m thì dùng dầm đai ở tường, thanh chống hoặc neo ở đầu tường và đảm bảo ngàm chắc chắn chân tường sâu vào đất;
- Với công trình có đáy sâu 8 - 9m thì dùng hệ thanh chống và neo ở 2 - 3 tầng với chôn ngàm chân tường;
- Trong những công trình tròn có đường kính và độ sâu đến 30m thì nên tính đến sự làm việc không gian của chúng.



Hình 7.2. Sơ đồ kết cấu của tường công trình ngầm trong thời gian thi công đào đất trong công trình

- a) Tường chắn kiểu côngxon; b) Ngàm ở chân và neo ở phía đầu tường;
c) Tường có nhiều tầng chống; d) Tường có nhiều tầng neo;
e) Chống giữ tường bằng đai cứng và bằng dầm; f) Công trình có mặt bằng hình tròn.

1. Tường; 2. Đáy công trình; 3. Dây neo; 4. Bản neo; 5. Neo đất sâu; 6. Đai cứng; 7. Thanh chống

Thanh chống (văng chống) có thể là tạm thời hoặc vĩnh cửu. Sau khi làm tường thì thanh chống thực hiện chức năng của sàn (khi chúng trở thành dầm lẫn vào sàn). Neo

ngang hoặc neo xiên đặt ở phần phía trên của tường trước khi đào đất hoặc đặt ở các mức khác nhau tùy theo việc đào đất trong hố.

Độ sâu của tường dưới đáy công trình ngầm xác định từ điều kiện địa chất công trình và địa chất thủy văn, kết cấu được chấp nhận của tường, công nghệ thi công; chiều sâu chấp nhận của tường cần phải kiểm tra xuất phát từ yêu cầu tính toán tường và nền theo trạng thái giới hạn về cường độ và biến dạng.

Trong đất bão hòa nước, ngoài tính toán tĩnh cần xét bài toán về hạn chế dòng chảy của nước vào hố đào. Trong những trường hợp khi đầu nước có áp ở dưới đáy công trình 2- 3m thì tường công trình nên cất nước có áp ở độ sâu không ít hơn 0,5 - 1m trong đá cứng chắc, không ít hơn 0,75 - 1,5m trong sét chặt và không ít hơn 1,5 - 2m trong sét và sét dẻo. Nói chung cần kiểm tra ổn định thấm của tường trong những trường hợp vừa nêu.

Lựa chọn hệ kết cấu của công trình được quyết định trên cơ sở tính toán độ bền và ổn định của công trình ở tất cả các giai đoạn xây dựng của nó có kể đến công nghệ thi công định dùng.

Khi xây dựng theo phương pháp từ trên xuống (top - down) thì tường bao của công trình ngầm được chống giữ bằng hệ sàn hoặc hệ dầm còn theo phương pháp từ dưới lên (phương pháp truyền thống) thì tường được chống giữ bằng thanh chống hoặc neo theo quá trình đào. Khi xây dựng công trình có kích thước mặt bằng lớn thì phương pháp từ dưới lên cho phép rút ngắn thời gian xây dựng do dùng rộng rãi các loại máy trong công tác đào đất và lắp các cấu kiện lớn.

7.3. TÍNH TOÁN NỘI LỰC VÀ CHUYỂN VỊ CỦA TƯỜNG TRONG ĐẤT

7.3.1. Một số quy định chung

Như trên đã nêu, tường trong đất khi xây dựng công trình ngầm thường là một bộ phận kết cấu vĩnh cửu của công trình ngầm ấy. Vì vậy tải trọng và tác động lên công trình phải lấy đầy đủ theo chỉ dẫn nói ở chương 3 và theo tiêu chuẩn tải trọng và tác động TCVN 2737 : 1995.

Việc tính toán phải theo tổ hợp tải trọng và tác động bất lợi nhất đối với từng cấu kiện, tiết diện hoặc toàn bộ kết cấu nói chung, chúng có thể xuất hiện khi khai thác công trình và trong quá trình xây dựng. Khi tính kết cấu theo tổ hợp cơ bản của tải trọng có một tải trọng ngắn hạn thì trị của tải ngắn hạn không được giảm thấp còn khi tính theo tổ hợp cơ bản có hai hoặc hơn hai tải trọng ngắn hạn thì trị tính toán của tải ngắn hạn này hoặc nội lực tương ứng của nó nhân cho hệ số tổ hợp $n_c = 0,9$. Khi tính toán kết cấu và nền theo tổ hợp đặc biệt của tải trọng thì trị tính toán của tải ngắn hạn hoặc nội lực tương ứng của nó phải nhân cho hệ số tổ hợp $n_c = 0,8$, nếu như trong tiêu chuẩn thiết kế kết cấu và nền không đưa ra trị số nào khác.

Tải trọng và tác động xuất hiện trong thời gian thi công xây dựng là tải trọng của đất và nước của môi trường chung quanh, tải trọng của máy móc và vật liệu ở trên mặt đất

nằm gần hố đào. Tường công trình ngầm thường bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ hoặc đúc sẵn, về mặt kết cấu có thể là tường mềm hoặc là vỏ mỏng có dạng khác nhau trên mặt bằng. Trạng thái ứng suất của các kết cấu như thế phụ thuộc vào tính chất cơ lý của đất, sơ đồ kết cấu của công trình, độ mềm của chúng, mức độ đàn hồi của neo/ thanh chống v.v....

Vì áp lực tiếp xúc của đất lên tường chịu uốn là một hàm số của độ võng nên việc xây dựng biểu đồ áp lực đất là một bài toán rất phức tạp ngay cả trong trường hợp đơn giản nhất là đối với đất đồng nhất. Hiện nay có rất nhiều nghiệm đủ chặt chẽ cho vấn đề này nhưng không thuận tiện cho việc áp dụng hàng loạt trong thiết kế. Do đó trong thực tế hiện nay của thiết kế vẫn dùng biểu đồ áp lực đất theo lý thuyết cổ điển Coulomb với một số hiệu chỉnh trên cơ sở số liệu thí nghiệm.

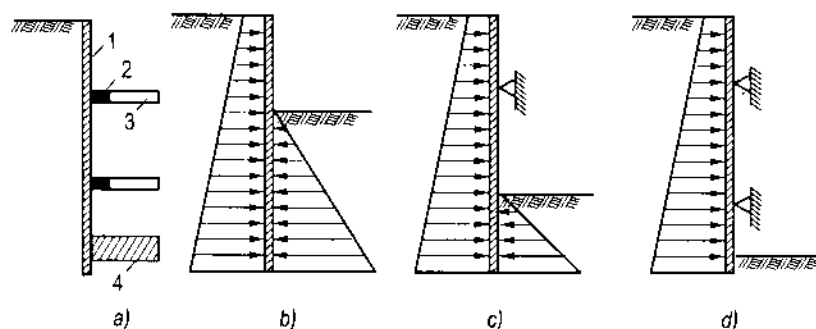
7.3.2. Tính toán tường gồm nhiều thanh chống/neo của công trình ngầm có mặt bằng chữ nhật và tròn

Phương pháp đơn giản để tính khi xem tường là mỏng làm việc như côngxon, có một hoặc nhiều thanh chống như đã trình bày ở chương 5 và chương 6, trong đó hệ kết cấu được xem là bài toán phẳng.

Ở đây khi hệ tường và sàn của công trình ngầm làm việc như hệ không gian và cũng đã có phương pháp giải tích và biểu đồ - giải tích để tính tường có nhiều gối tựa, trong đó có dùng lý thuyết đàn hồi kể đến sự cùng làm việc của tường và đất, đàn hồi của tường và của gối tựa (thanh chống/neo) (xem [13]).

Nếu công trình ngầm là kết cấu không gian cứng có nhiều ngăn thì có thể xem nó như một cái hộp và tính nó như một móng hộp (xem [14]). Đây là loại kết cấu thường gặp ở các tầng hầm của nhà cao tầng khi dùng nó làm tầng kỹ thuật, kho chứa, ga ra ô tô ngầm, dịch vụ công cộng v.v....

Trên hình 7.3 trình bày sơ đồ tính toán công trình ngầm có hai tầng chống theo chiều sâu tường trong thời gian thi công đào đất. Như thấy trên hình, tường của công trình được xem xét theo từng giai đoạn thi công:



Hình 7.3. Sơ đồ tính công trình có tường gồm nhiều tầng chống

a) Sơ đồ tường; b), c), d) Sơ đồ tính tường ở các độ sâu khác nhau theo thi công đào đất

1- Tường; 2- Dầm đai lưng tường; 3- Thanh chống ngang (hoặc neo); 4- Đáy công trình.

Giai đoạn 1: Đất đào đến cốt cho phép đặt tầng thanh chống thứ nhất. Lúc này tường được xem như tường chắn mỏng không neo (tường côngxon) (hình 7.3b);

Giai đoạn 2: Đất đào đến cốt cho phép đặt tầng thanh chống thứ 2. Thanh chống thứ nhất tiếp thu toàn bộ tải trọng. Tường công trình trong trường hợp này là tường chắn mỏng có một tầng neo và được tính bằng các phương pháp chính xác hoặc gần đúng đã biết (hình 7.3c);

- *Giai đoạn 3:* Đất đào đến cốt nền của đáy công trình. Tầng thanh chống thứ nhất và thứ hai tiếp thu toàn bộ tải trọng. Tường của công trình trong trường hợp này được xem như dầm liên tục đặt trên 2 hoặc nhiều gối tựa chịu tải trọng hình thang (hình 7.3d).

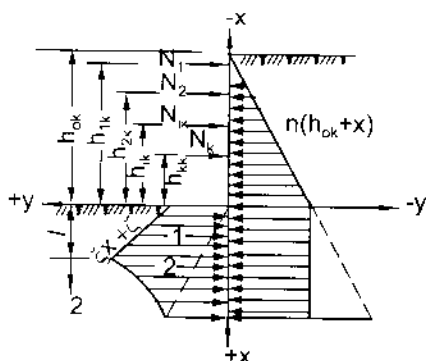
Theo phương pháp trên thì lực của thanh chống/neo và mô men của các gối và giữa nhịp tường được tính từ bài toán dầm liên tục nhiều nhịp đã quen biết trong cơ học kết cấu. Có thể tham khảo cách giải bài toán này trong [15].

7.3.3. Phương pháp Sachipana [7]

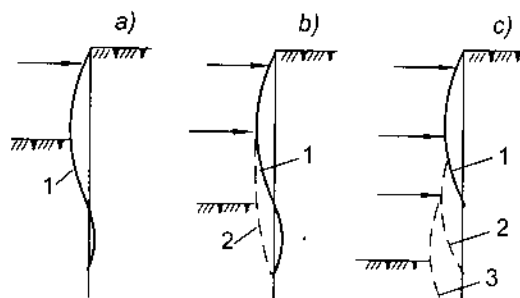
Tường có nhiều tầng thanh chống, có sự tương tác giữa tường và đất khi trong đất ở phía chân tường hình thành vùng đàn hồi và vùng dẻo được tính toán dựa trên các giả thiết sau đây:

1) Sau khi đặt tầng chống dưới, lực trục của tầng chống trên hầu như không đổi, hoặc là chỉ thay đổi chút ít;

2) Chuyển vị của thân tường từ điểm chống dưới trở lên, phần lớn đã xảy ra trước khi lắp đặt tầng chống dưới (xem hình 7.4).



Hình 7.5. Sơ đồ tính chính xác theo phương pháp Sachipana
1. Vùng dẻo; 2. Vùng đàn hồi



Hình 7.4. Sơ đồ quan hệ của thanh chống với chuyển vị của thân tường trong quá trình đào đất.
a), b), c) là trình tự đào

1. Chuyển vị của tường sau lần đào thứ nhất;
- 2, 3. Chuyển vị sau lần đào thứ 2 và thứ 3

3) Mô men uốn của thân tường từ điểm chống dưới trở lên, phần lớn trị số của nó là phần còn dư lại từ trước khi lắp đặt tầng chống dưới.

Căn cứ vào các hiện tượng thực đo này Sachipana đưa ra phương pháp tính lực trục thanh chống và mô men thân tường không biến đổi theo quá trình đào đất, những giả định cơ bản của nó là (xem hình 7.5):

1) Trong đất có tính dính, thân tường xem là đàn hồi và dài vô hạn;

2) Áp lực đất lên thân tường từ mặt đào trở lên phân bố theo hình tam giác, từ mặt đào trở xuống phân bố theo hình chữ nhật (đã trừ áp lực đất tĩnh ở bên phía đào đất);

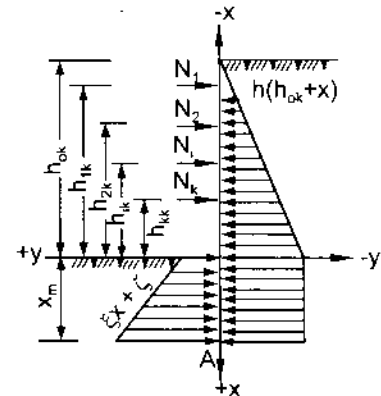
3) Phản lực chống hướng ngang của đất bên dưới mặt đào chia làm 2 vùng: vùng dẽo đạt tới áp lực đất bị động có độ cao là l và vùng đàn hồi có quan hệ đường thẳng với biến dạng của thân tường;

4) Sau khi lắp đặt thanh chống sẽ xem là điểm chống bất động;

5) Sau khi lắp đặt tầng chống dưới thì xem trị số lực trục của tầng chống phía trên được duy trì không đổi, còn thân tường từ tầng chống dưới trở lên vẫn duy trì ở vị trí cũ.

Như vậy, có thể chia toàn bộ mặt cắt ngang làm ba vùng, tức là vùng từ hàng chống thứ k cho đến mặt đào, vùng dẽo và vùng đàn hồi từ mặt đào trở xuống, lập phương trình vi phân đàn hồi. Căn cứ vào điều kiện biên và điều kiện liên tục ta có thể tìm được công thức tính lực trục N_k của tầng chống thứ k , cũng như công thức nội lực và chuyển vị của nó. Do công thức có chứa hàm số bậc 5 của ẩn số nên phép tính khá phức tạp.

Trên đây là khái niệm về cách giải chính xác theo phương pháp Sachipana. Để có thể đơn giản bớt việc tính toán, Sachipana sau khi nghiên cứu đã đưa ra phương pháp giải gần đúng với các giả thiết cơ bản là: (xem hình 7.6).



Hình 7.6. Sơ đồ tính toán gần đúng theo phương pháp Sachipana

- 1) Trong tầng đất sét, thân tường xem là đàn hồi, dài hữu hạn, chân tường là tự do;
- 2) Giống như phương pháp giải chính xác;
- 3) Phản lực chống hướng ngang của đất lấy bằng áp lực đất bị động, trong đó $(\xi x + \zeta)$ là trị số áp lực đất bị động sau khi trừ đi áp lực đất tĩnh (η);
- 4) và 5) giống như phương pháp giải chính xác;
- 6) Điểm mô men uốn thân tường bên dưới mặt đào $M = 0$ xem là khớp, và bỏ qua lực cắt trên thân tường từ khớp ấy trở xuống.

Phương pháp giải gần đúng chỉ cần dùng hai phương trình cân bằng tĩnh:

$$\sum Y = 0; \quad \sum M_A = 0.$$

Do $\sum Y = 0$ nên:

$$N_k = \frac{1}{2} \eta h_{ok}^2 + \eta h_{ok} x_m - \sum_1^{k-1} N_i - \zeta x_m - \frac{1}{2} \xi x_m^2 \quad (7.1)$$

Với $\sum M = 0$, và công thức (7.1) sau khi đơn giản ta có:

$$\begin{aligned} \frac{1}{3} \xi x_m^3 - \frac{1}{2} (\eta h_{ok} - \zeta - \xi_{kk}) x_m^2 - (\eta h_{ok} - \zeta) h_{kk} x_m - \left[\sum_1^{k-1} N_i h_{ik} - h_{kk} \sum_1^{k-1} N_i + \right. \\ \left. + \frac{1}{2} \eta h_{ok}^2 (h_{kk} - \frac{1}{3} h_{ok}) \right] = 0 \end{aligned} \quad (7.2)$$

Các bước tính toán của phương pháp giải gần đúng này như sau:

1) Ở giai đoạn đào thứ nhất, ký hiệu dưới chân của công thức (7.1) và công thức (7.2) lấy $k = 1$, còn N_i lấy bằng không, từ công thức (7.2) tìm ra x_m , sau đó thay vào công thức (7.1) để tìm ra N_1 ;

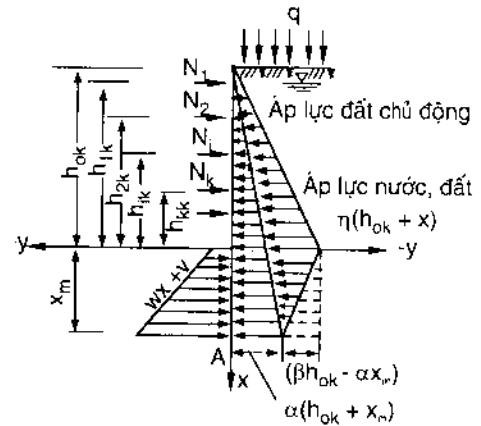
2) Ở giai đoạn đào thứ hai, ký hiệu dưới chân công thức (7.1) và công thức (7.2) lấy $k = 2$, còn N_i chỉ có một N_1 là số đã biết, từ công thức (7.2) tìm ra x_m , sau đó thay vào công thức (7.1) tìm ra N_2 ;

3) Ở giai đoạn đào thứ ba, $k = 3$ có hai N_i tức N_1 và N_2 là số đã biết, từ công thức (7.2) tìm ra x_m , sau đó thay vào công thức (7.1) tìm ra N_3 .

Cứ làm như thế, sau khi tìm được lực trục của các tầng thanh chống, nội lực thân tường cũng sẽ dễ dàng xác định.

Căn cứ vào so sánh kết quả tính toán, thấy là trong phương pháp giải gần đúng thì lực trục thanh chống có hơi lớn hơn phương pháp giải chính xác, như vậy là thiên về an toàn. Mô men thân tường trong phương pháp giải gần đúng trừ phần mô men âm gây ra, còn thì hình dạng là tương tự như phương pháp giải chính xác, mà trị số mô men lớn nhất lại lớn hơn phương pháp giải chính xác trên 10% một ít, cũng thiên về an toàn.

Dưới đây, xin giới thiệu một phương pháp nữa, giả định cơ bản cũng giống như phương pháp Sachipana nhưng áp lực nước, đất phía sau tường thì khác, áp lực nước bên dưới mặt đào xem là giảm đi tới không. Lực chống của đất ở bên bị động xem là đạt tới áp lực đất bị động, để phân biệt với phương pháp Sachipana đã giảm đi phần áp lực đất tĩnh, lấy $(wx + v)$ thay cho $(\xi x + \zeta)$, xem hình 7.7.



Hình 7.7. Một sơ đồ tính toán khác của phương pháp giải gần đúng của Sachipana

Căn cứ vào điều kiện cân bằng tĩnh, có thể đưa ra được công thức tính N_k và x_m :

$$\sum Y = 0 : -\sum_1^{k-1} N_i - N_k - vx_m - \frac{1}{2}wx_m^2 + \frac{1}{2}\eta h_{0k}^2 + \eta h_{0k}x_m - \frac{1}{2}(\beta h_{0k} - \alpha x_m)x_m = 0$$

với $\beta = \eta - \alpha$

$$N_k = \eta h_{0k}x_m + \frac{1}{2}\eta h_{0k}^2 - \frac{1}{2}wx_m^2 - vx_m - \sum_1^{k-1} N_i - \frac{1}{2}\beta h_{0k}x_m + \frac{1}{2}\alpha x_m^2 \quad (7.3)$$

$$\begin{aligned} \sum M_a = 0 : & \sum_1^{k-1} N_i(h_{ik} + x_m) + N_k(h_{kk} + x_m) + \frac{1}{2}vx_m^2 + \frac{1}{6}wx_m^3 - \frac{1}{2}\eta h_{0k}^2 \left(\frac{h_{0k}}{3} + x_m \right) \\ & - \eta h_{0k}x_m \cdot \frac{x}{2} + \frac{1}{2}(\beta h_{0k} - \alpha x_m) \cdot \frac{x_m^2}{3} = 0 \end{aligned}$$

Thay công thức (7.3) vào và chỉnh lý lại ta có:

$$\frac{1}{3}(w-\alpha)x_m^3 - \left(\frac{1}{2}\eta h_{ok} - \frac{1}{2}v - \frac{1}{2}wh_{kk} + \frac{1}{2}xh_{kk} - \frac{1}{3}\beta h_{ok} \right)x_m^2 - \left(\eta h_{ok} - v - \frac{1}{2}\beta h_{ok} \right)h_{kk}x_m - \left[\sum_{i=1}^{k-1} N_i h_{ik} - h_{kk} \sum_{i=1}^{k-1} N_i + \frac{1}{2}\eta h_{ok}^2 (h_{kk} - \frac{h_{ok}}{3}) \right] = 0 \quad (7.4)$$

Xem ví dụ tính toán theo phương pháp nói trên trong [7].

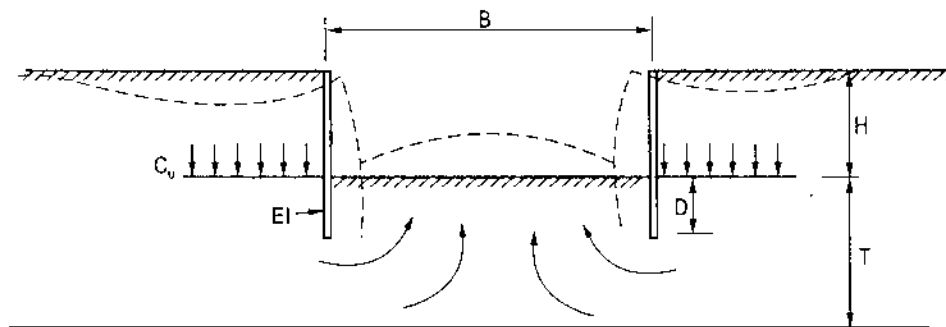
Trong [7] cũng trình bày các phương pháp tính tường khác như là:

- Phương pháp đàn hồi theo quy phạm thiết kế công trình xây dựng Nhật bản dựa trên các giả thiết của Sackipana;
- Phương pháp cải tiến của Đại học Đồng Tế (Trung Quốc) khi kể đến áp lực đất và nước ở bên chủ động từ dưới mặt đào;
- Phương pháp thanh chống và nội lực tường thay đổi trong quá trình đào;
- Phương pháp tính theo lý luận cùng biến dạng giữa đất và tường;
- Phương pháp phần tử hữu hạn với mô hình nền đất khác nhau: đàn hồi tuyến tính và phi tuyến tính, đàn dẻo (Cambridge, Cambridge sửa đổi, Lande - Duncan, Khosla-Wu, đàn dẻo nhớt).

7.4. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH CỦA KẾT CẤU CHỐNG GIỮ

Khi đào hố với lượng đất lấy đi khá lớn nên đã làm biến đổi trường ứng suất và trường biến dạng của đất quanh hố đào, có thể dẫn đến mất ổn định nền đất nói chung và mất ổn định cả nền và kết cấu chắn giữ hố đào. Do đó trong thiết kế chống giữ hố đào (gồm tường xi măng đất, cọc bản, cọc nhồi hay tường trong đất...) đều cần kiểm tra ổn định hố đào, khi cần phải thêm các biện pháp gia cường để nền đất quanh hố đào được ổn định hơn.

Các dạng mất ổn định do biến dạng và chuyển vị của tường và đất quanh hố đào có thể xem trên hình 7.8.



Hình 7.8. Chuyển vị của đất và biến dạng của tường chắn hố đào

Các yếu tố ảnh hưởng đến chuyển vị và biến dạng nói trên gồm có:

- Sức chống cắt không thoát nước của đất, C_v ;
- Độ sâu của hố đào, H ;

- Bề rộng của hố đào, B ;
- Độ sâu của lớp đất cứng, T ;
- Độ sâu của tường trong đất, D ;
- Độ cứng của tường, EI ;
- Khoảng cách giữa các tầng thanh chống/neo;
- Sự thành thạo trong thi công.

Khi hố đào có thành nghiêng (không cần kết cấu chống giữ thành) thì việc kiểm tra ổn định theo phương pháp trượt cung tròn. Phân tích ổn định tổng thể của hố đào (gồm nền + kết cấu chống giữ) cũng theo phương pháp mặt trượt cung tròn như vậy nhưng phải xét tới độ sâu 2 - 3 lần độ sâu hố đào.

Khi xét ổn định chống trượt tổng thể của kết cấu chống giữ và nền đất phải chú ý các thanh chống ở bên trong hoặc các neo đất ở bên ngoài hố, mặt tường thẳng đứng không giống với mặt trượt cung tròn nên tâm của mặt trượt thường ở bên trên của tường chắn, gần với mép bên trong của hố.

Để xét đến độ sâu cắm vào đất của tường phải xét đến yêu cầu ổn định và yêu cầu chống thấm của nền đất dưới đáy hố đào.

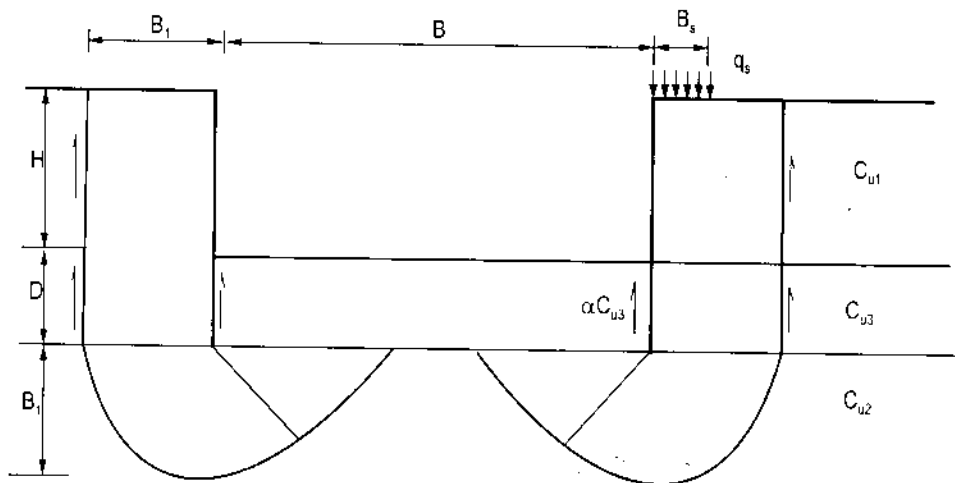
Xem xét chuyển vị và biến dạng của tường ảnh hưởng đến độ lún của đất quanh hố đào sẽ trình bày ở chương 11 nên ở đây chỉ trình bày việc kiểm tra ổn định của hố đào.

7.4.1. Kiểm tra ổn định trôi đáy hố đào

Hiện nay có rất nhiều phương pháp kiểm tra ổn định trôi (bùng) đáy hố đào khi chúng được dựa trên những mô hình và giả thiết khác nhau (xem [7, 16]).

Dưới đây là một số phương pháp thường dùng nhất.

1. Phương pháp Terzaghi cải tiến khi hố móng rộng và dài (hình 7.9) được chống giữ bằng tường trong đất



Hình 7.9. Phương pháp Terzaghi cải tiến kiểm tra chống trôi đáy hố
 $B_1 = 0,7 B$; $B_2 \leq B_1$, lớp đất cứng nằm không sâu dưới chân tường

- Khi không kể đến độ sâu D của tường và không có tải trọng phân bố ở mép hố đào:

$$K = \frac{5,7c_{u2}B_1 + c_{u1}H}{\gamma HB_1} \quad (7.5a)$$

- Khi kể đến độ sâu của tường D và có tải q_s ở mép hố đào với $B_s \leq B_1$ và $B_1 = B/\sqrt{2}$ hoặc $B_1 = T$ (T- bề dày lớp đất sét cứng dưới đáy hố), chọn trị nhỏ hơn trong $B/\sqrt{2}$ và T. Ta có:

$$K_1 = \frac{5,7c_{u2}B_1}{\gamma HB_1 - c_{u1}H - (1+\alpha)c_{u3}D + q_s B_s} \quad (7.5b)$$

$$K_2 = \frac{5,7c_{u2}B_1 + c_{u1}H + (1+\alpha)c_{u3}D}{\gamma HB_1 + q_s B_s} \quad (7.5c)$$

với $K \geq 1,5$.

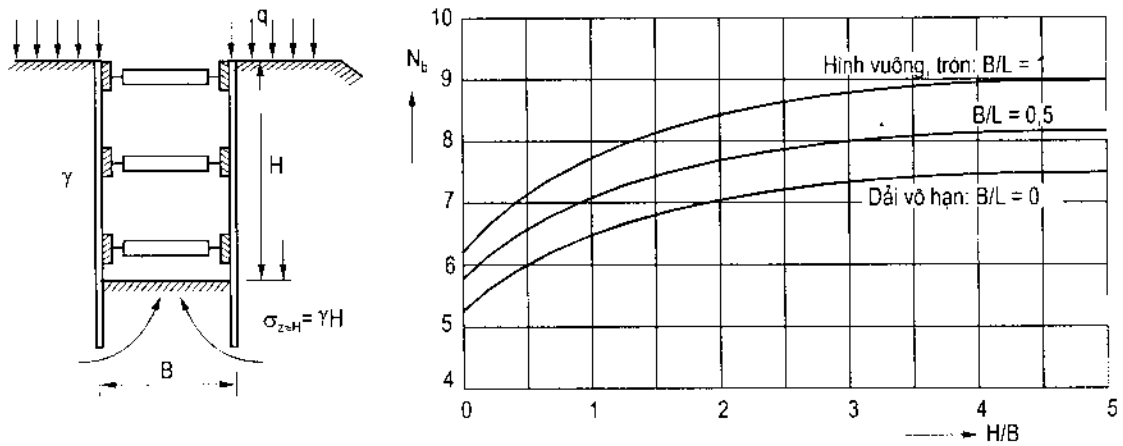
Các ký hiệu trong các công thức trên xem ở hình 7.9.

Từ các công thức (7.5a) - (7.5c) ta thấy:

- Theo (7.5a): không kể đến ảnh hưởng độ sâu của tường, hình dạng hố đào và độ cứng của tường;

- Theo (7.5b) và (7.5c): cũng mới kể được ảnh hưởng của độ sâu hố đào D.

2. Phương pháp Janbu



Hình 7.10. Biểu đồ tính ổn định đáy hố đào theo Janbu

Ổn định chống trôi đáy hố đào (hình 7.10) có kích thước B/L từ 1 (khi có mặt bằng hình tròn hoặc vuông) tới 0 (khi hố đào dài hẹp) trong sét từ mềm yếu đến cứng chắc có thể kiểm tra theo công thức sau:

$$F_{sb} = \frac{N_b c_u}{\gamma H + q} \quad \text{khi } H/B > 1 \quad (7.6a)$$

$$F_{sb} = \frac{N_b c_u}{\left[H \left(\gamma - \frac{c_u}{0,7B} \right) + q \right]} \quad \text{khi } H/B < 1 \quad (7.6b)$$

Với $F_{sb} \geq 2$.

Trong đó: c_u - sức chống cắt không thoát nước của đất ở phía dưới đáy hố đào;

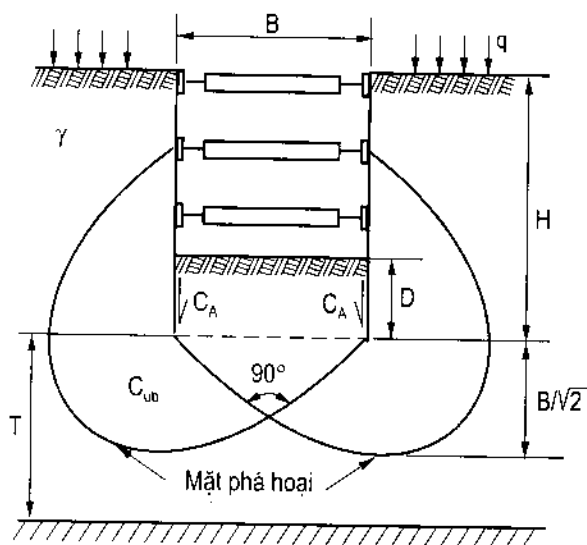
N_b - hệ số ổn định phụ thuộc vào tỉ số B/L và H/B tra ở biểu đồ trên hình 7.10;

q, γ, H, B, L - xem ký hiệu trên hình 7.10.

Tiêu chuẩn nền móng Canada đã dùng công thức Janbu để kiểm tra ổn định đáy hố đào.

3. Phương pháp Eide cải tiến

Khi hố đào hẹp với bất kỳ loại tường cừ nào (hình 7.11) để kiểm tra ổn định trôi đáy hố đào, Eide đưa ra công thức sau:



Hình 7.11. Sơ đồ kiểm tra ổn định đáy hố đào theo Eide

$$F_s = \frac{C_{ub}N_c\beta + 2C_AD(1 + B/L)/B}{\gamma H + q} \quad (7.7)$$

Trong đó:

- Các ký hiệu xem ở hình 7.11;

- N_c - hệ số, lấy như sau:

+ Khi $(H+D)/B < 2,5$: $N_c \approx 5(1+0,2B/L) [1 + 0,2(H+D)/B]$;

+ Khi $(H+D)/B \geq 2,5$: $N_c \approx 7,5(1+0,2B/L)$

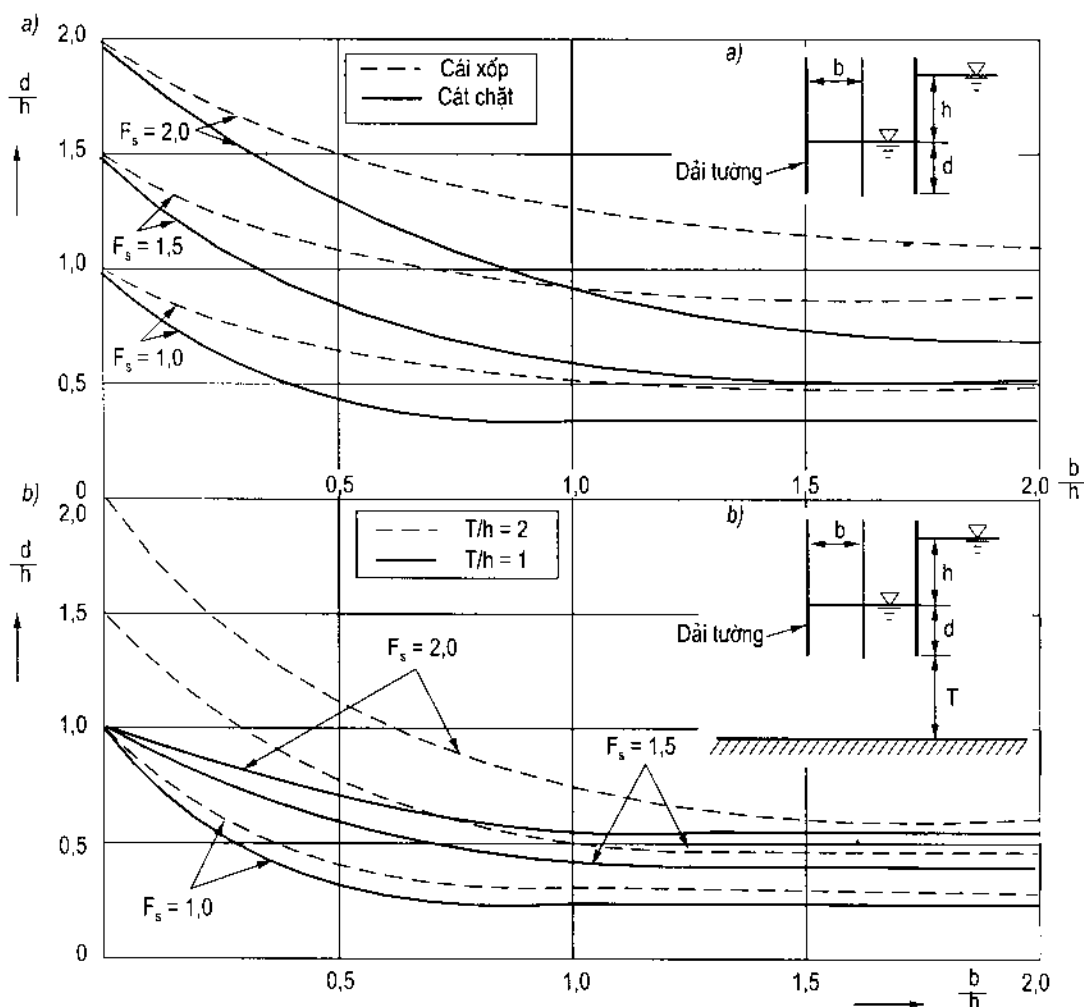
- β - hệ số phụ thuộc vào tỷ số T/B , lấy theo bảng 7.1.

Bảng 7.1. Trị hệ số β

T/B	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	$\geq 0,7$
β	1,60	1,34	1,16	1,08	1,04	1,02	1,0

4. Kiểm tra ổn định đáy hố đào trong đất cát

Đáy hố đào trong đất cát có thể mất ổn định do xói đáy hoặc bùng nền (base piping / heaving) bởi chênh lệch cột nước bên trong và ngoài hố đào. Để chống sự phá huỷ thủy lực của đáy hố thì một trong các biện pháp có thể là cần cắm chân tường sâu vào trong đất trên cơ sở hệ số an toàn F_s quy định như trình bày trên hình 7.12.



Hình 7.12. Độ sâu cần thiết của chân tường chắn để ngăn ngừa khả năng phá huỷ thuỷ lực dưới đáy hố đào (US Navy)
a) Trong cát có chiều sâu vô hạn; b) Trong cát có chiều sâu hữu hạn

Từ tỷ số b/h đã biết của hố đào, với hệ số an toàn quy định F_s , nhờ vào biểu đồ trên ta tìm được tỷ số d/h , biết h ta xác định được độ sâu của tường trong đất d .

7.4.2. Kiểm tra ổn định thấm của đáy hố đào

1. Dòng thấm không có áp

Khi đào hố trong lớp đất bão hoà nước phải quan tâm đến áp lực nước, bảo đảm ổn định của hố, kiểm tra xem trong tình hình chảy thấm thì có thể xuất hiện phun trào (cát chảy) hay không. Khi nước ngấm chảy từ bên dưới mặt đáy hố lên phía trên thì các hạt đất trong nền sẽ chịu lực đẩy nổi của nước thấm thấu, khi áp lực nước thấm thấu quá lớn, các hạt đất sẽ ở vào trạng thái huyền phù, tạo ra hiện tượng phun trào.

Như thể hiện trong hình 7.13 toàn bộ lực thấm thấu J tác dụng trong phạm vi phun trào B là:

$$J = \gamma_w h B$$

Trong đó:

h - tổn thất cột nước trong phạm vi B từ chân tường đến mặt đáy hố đào, thường có thể lấy $h \approx h_w/2$;

γ_w - tỉ trọng của nước ;

B - phạm vi xảy ra cát chảy, thường lấy $B = D/2$.

Trọng lượng trong nước của khối đất W chống lại áp lực thẩm thấu là:

$$W = \gamma' D B$$

Trong đó:

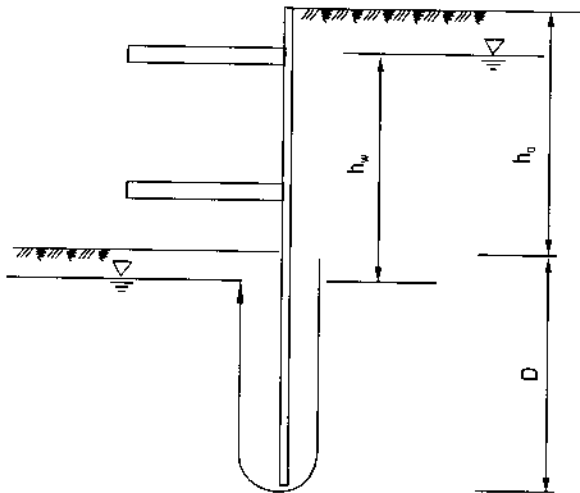
γ' - trọng lượng đẩy nổi của đất;

D - độ cắm sâu vào đất của tường.

Nếu thoả mãn điều kiện $W > J$ thì sẽ không xảy ra phun trào, tức phải thoả mãn điều kiện:

$$K_s = \frac{\gamma' D}{\gamma_w h} = \frac{2\gamma' D}{\gamma_w h_w} \quad (7.8a)$$

Trong đó: K_s - hệ số an toàn chống phun trào, thường lấy $K_s \geq 1,5$.



Hình 7.14. Sơ đồ kiểm tra phun trào đáy hố của tường chắn

Ngoài ra do tường chắn chỉ là kết cấu chắn đất tạm thời, để đơn giản việc tính toán, có thể lấy gần đúng đường chảy ngắn nhất (hình 7.14), tức đường chảy sát vào tường chắn, để tìm lực chảy thẩm lớn nhất:

$$j = i\gamma_w = \frac{h_w}{L} \gamma_w$$

$$i = \frac{h_w}{L}$$

$$L = \Sigma L_h + m \Sigma L_v$$

Trong đó: i - độ dốc thủy lực chảy thấm của đất đáy hố;

h_w - chênh lệch cột nước ở phía trong và ngoài hố;

L - độ dài đường chảy của dòng thấm ngắn nhất;

ΣL_h - tổng độ dài đoạn nằm ngang của chảy thấm;

ΣL_v - tổng độ dài đoạn thẳng đứng của chảy thấm;

m - hệ số tính đổi để thay đoạn thẳng đứng của đường chảy thấm bằng đoạn nằm ngang. Khi là tường màng chống thấm một hàng, lấy $m = 1,50$; khi là tường màng nhiều hàng, lấy $m = 2,0$.

Chống chảy thấm hoặc ổn định phun trào của khối đất ở đáy hố có thể tính theo công thức sau:

$$K_s = \frac{\gamma'}{j} = \frac{\gamma'}{i\gamma_w} = \frac{i_c\gamma_w}{i\gamma_w} = \frac{i_c}{i} \quad (7.8b)$$

Trong đó: i_c - độ dốc thủy lực tới hạn của khối đất ở đáy hố $i_c = \frac{\gamma'_w}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1 + e}$;

G_s - tỷ trọng hạt đất;

e - hệ số rỗng của đất;

K_s - hệ số an toàn ổn định chống chảy thấm hoặc chống phun trào, lấy bằng 1,2 - 2,0. Khi đất đáy hố là đất cát, đất bột cát, đất sét và đất bột trong có kẹp tầng mỏng cát bột rở rệt thì K_s lấy trị số lớn.

2. Dòng thấm có áp

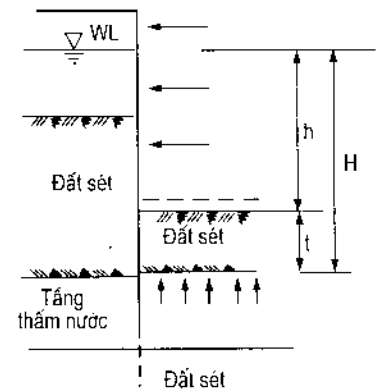
Trong lớp đất sét không thấm nước, có một tầng chứa nước, hoặc trong tầng chứa nước tuy không phải là nước có áp, nhưng do đào đất mà hình thành chênh lệch giữa cột nước bên trong và bên ngoài hố đào, làm cho áp lực trong tầng chứa nước ở bên trong hố móng lớn hơn áp lực nước tĩnh, như hình 7.15. Có thể kiểm tra ổn định chống nước có áp của đất ở đáy hố móng theo công thức sau đây:

$$K_y = \frac{P_{cz}}{P_{wy}} \quad (7.9)$$

Trong đó: P_{cz} - áp lực do trọng lượng bản thân của lớp đất phủ kể từ mặt hố đào đến mái của tầng nước có áp;

P_{wy} - áp lực cột nước của tầng nước có áp;

K_y - hệ số an toàn ổn định chống cột nước có áp, lấy bằng 1,05.



Hình 7.15. Trồi đáy hố do nước có áp gây ra

Nếu không thỏa mãn yêu cầu chống bùng đáy hố đào do độ sâu của tường chắn không đủ, và lý do kinh tế - kỹ thuật không thể tăng độ sâu của tường, người ta dùng các biện pháp khác để giữ ổn định đáy hố như: hạ mực nước ngầm, gia cường đáy hố bằng cọc trộn xi măng đất, hay cọc bơm ép vữa (xem [7]) hoặc làm màng chống thấm sâu hơn quanh tường chắn v.v...

7.5. THI CÔNG TƯỜNG LIÊN TỤC TRONG ĐẤT

Tường liên tục trong đất có thể thi công bằng phương pháp đổ bê tông tại chỗ hoặc lắp những tấm tường bê tông cốt thép đúc sẵn vào hào đào sẵn.

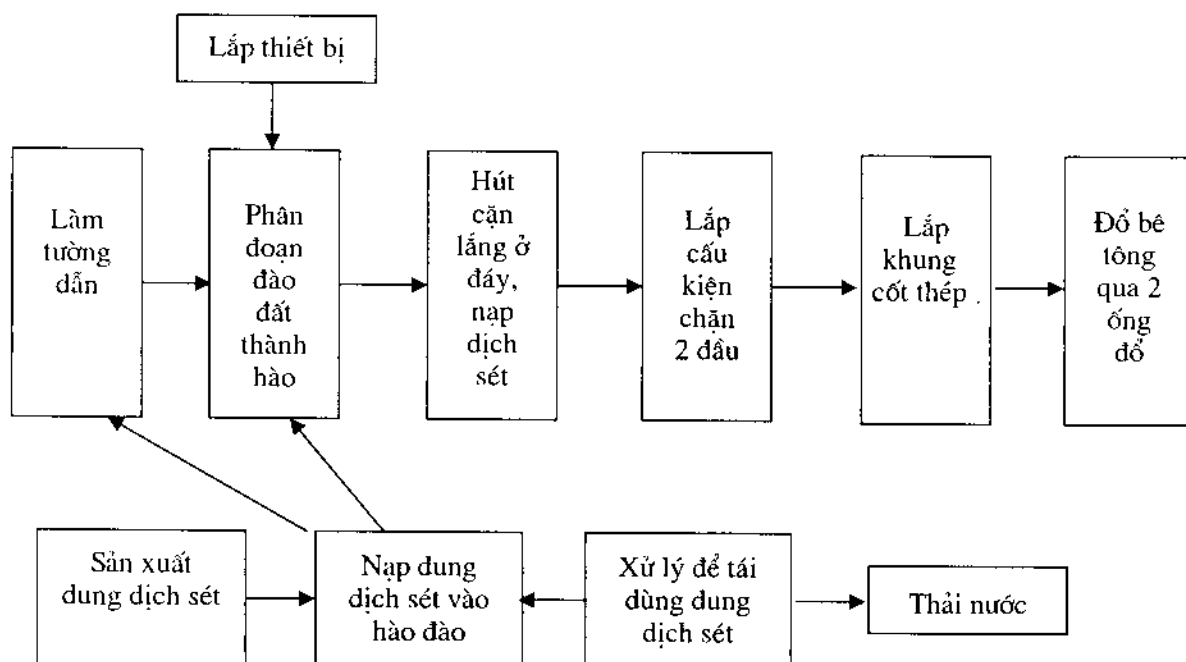
Có 3 giai đoạn cơ bản để thi công tường: làm tường dẫn, đào hào và đổ bê tông (hoặc lắp tấm bê tông cốt thép đúc sẵn) vào hào.

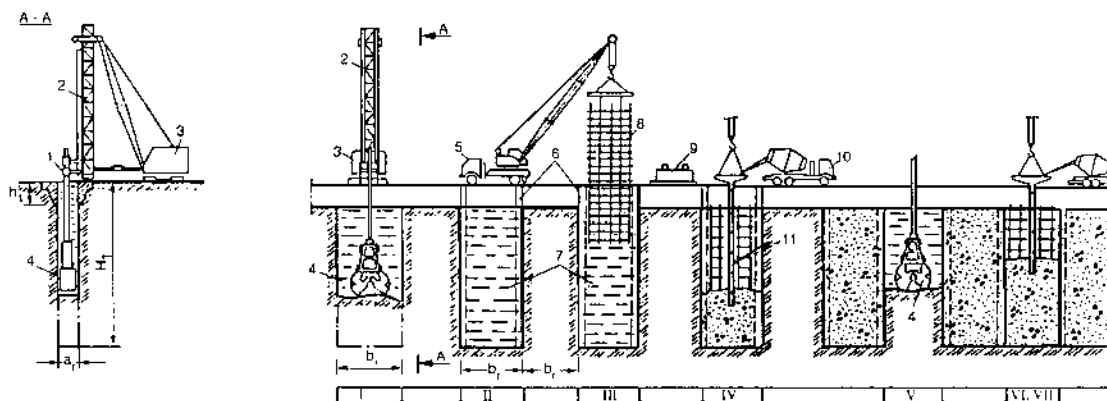
7.5.1. Công nghệ thi công tường theo phương pháp đổ bê tông toàn khối

Công nghệ đổ bê tông tường toàn khối quyết định bởi kết cấu của tường, kiểu máy đào đất dùng để đào hào và những điều kiện địa chất công trình của hiện trường.

Trước tiên, công tác chuẩn bị chính cần thực hiện như là: trắc đạc, định trục, góc quay và biên ngoài của công trình, làm sạch và san bằng mặt đất, bố trí và lắp đặt nhà, công trình tạm và thiết bị dùng làm kho chứa và chế tạo vận chuyển dung dịch sét; đường vận chuyển của máy móc trong vùng thi công; đường cấp điện, nước và thông tin liên lạc trên công trường.

Công nghệ thi công tường trong đất theo phương pháp đổ bê tông toàn khối gồm các công đoạn chính sau đây (hình 7.16).





Hình 7.16. Sơ đồ công nghệ làm tường BTCT đổ tại chỗ cho công trình ngầm trong hào đào giữ thành bằng dung dịch sét

I. Đào đất trong dung dịch sét; II. Hạ các cấu kiện chia đoạn;

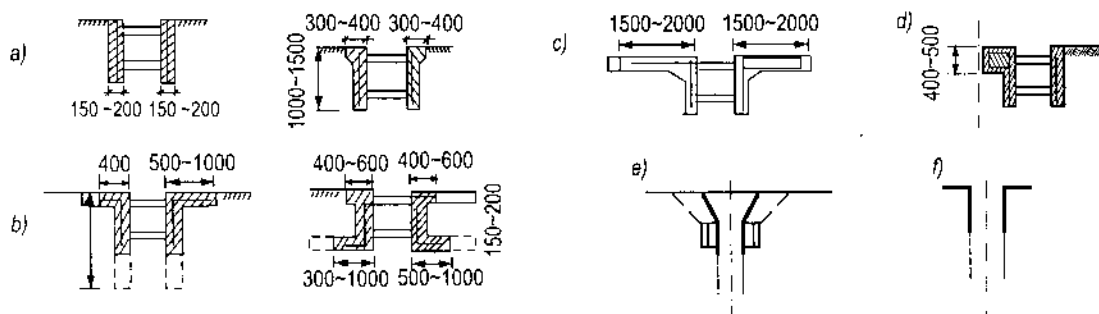
III. Đặt khung cốt thép; IV. Đổ bê tông và rút dần ống dẫn;

V. Đào khoảng tường giữa; VI. Đặt khung cốt thép; VII. Đổ bê tông vào hào.

1. Cần máy khoan; 2. Giá đỡ máy; 3. Cần trục - máy đào; 4. Gầu ngoạm; 5. Xe cần trục;

6. Cơ cấu mối nối; 7. Dung dịch sét; 8. Khung cốt thép; 9. Gối kê; 10. Xe chở bê tông; 11. Ống dẫn bê tông

Làm tường dẫn: độ chính xác (bề rộng, độ phẳng mặt, độ thẳng đứng và cốt cao) cùng cường độ khi làm tường dẫn có ảnh hưởng trực tiếp đến chất lượng thi công, làm hào tường dẫn chất lượng cao chính là cơ sở của chất lượng cao đoạn tường, hình thức thường dùng như hình 7.17. Tường dẫn thường làm bằng bê tông đổ tại chỗ hay bê tông đúc sẵn hoặc thép hình v.v... Cường độ bê tông không nên dưới C20, độ sâu thường là 1- 2m, khi gặp phải tầng đất lấp tạp đặc biệt rời rạc, dễ sụt lở, phải vượt qua tầng này để tới tầng đất sét chặt hơn. Phía lưng của tường dẫn phải lấp đầy đất sét đầm kỹ không dò nước, không dò vữa. Khi nước ngầm cao, có thể nâng cao thích đáng độ cao của đầu tường dẫn, đảm bảo cho mặt của vữa sét cao hơn mực nước ngầm không dưới 1m, để giữ ổn định thành hào. Mặt trong của tường dẫn song song với đường trục của tường ngầm, sai số cho phép



Hình 7.17. Kiểu mặt cắt tường dẫn bê tông đổ tại chỗ (a-d) và bằng thép (e-f)

a) Khi lớp đất mặt tốt, tải trọng gần tường bé; b) Khi lớp đất mặt yếu; c) Khi tải trọng lớn gần tường; d) Khi có công trình ở lân cận tường; e) Tường dẫn bằng thép hình có chèn chặt đất; f) Như trên nhưng không chèn đất và không thanh chống.

so với đường trục thường trong khoảng $\pm 10\text{mm}$. Sau đó dỡ cốp pha của bê tông tường dẫn phải làm ngay việc chống đỡ ở giữa hai tường. Trong thời gian dưỡng hộ bê tông các máy nặng không được đi lại, không được xếp vật nặng ở cạnh tường dẫn, để phòng tường bị biến dạng, bị nứt hoặc chuyển vị.

Trình tự làm tường dẫn như sau: ① Làm mặt đất bằng phẳng → ② Định vị bằng trắc đạc → ③ Đào hào → ④ Ghép cốp pha → ⑤ Đặt cốt thép → ⑥ Đổ bê tông → ⑦ Tháo cốp pha → ⑧ Chèn đất mép ngoài.

Cũng có trường hợp tường dẫn làm bằng thép gia cường cứng như trên hình 7.17e, f.

Thi công đào hào: dùng dung dịch sét phù hợp với yêu cầu, bảo đảm ổn định của thành hào. Mật độ dung dịch thường khống chế trong khoảng $1,05 \sim 1,20 \text{ kg/l}$, trong tầng đất cát đặc biệt dễ sụt lở có thể nâng cao thêm. Sau khi kết thúc thi công, mật độ dung dịch trong hào khống chế không lớn hơn $1,15 \text{ kg/l}$, còn ở đáy hào không nên lớn hơn $1,2 \text{ kg/l}$, độ nhớt không nên nhỏ hơn $19 - 25\text{s}$, lượng mất nước 20 ml/30 phút , $\text{pH} < 11$.

Khi đào phải luôn duy trì mật độ dung dịch sét cao hơn miệng hào $0,2 \text{ m}$.

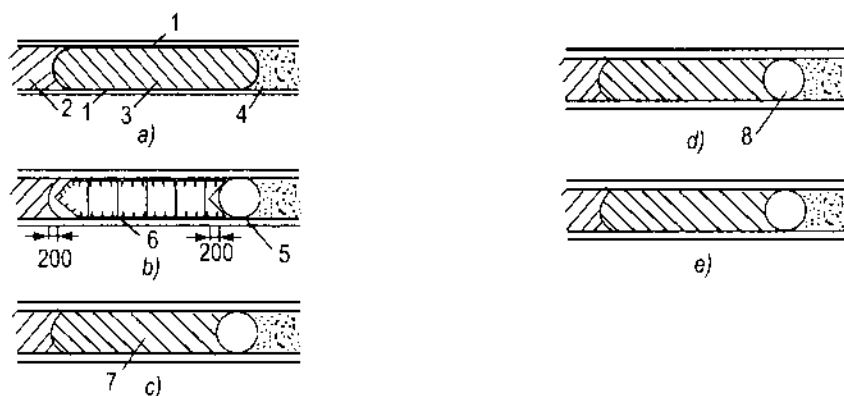
Phân chia hợp lý độ dài của từng đoạn hào: Để giảm bớt đầu nối giữa các đơn nguyên, nâng cao độ cứng và khả năng chống thấm của tường, nên độ dài đơn vị đoạn tường phải được tính toán lựa chọn tổng hợp theo các nhân tố: tình trạng tải trọng tĩnh và tải trọng động trên mặt đất ở gần tường, kích thước, trọng lượng, độ cứng tổng thể của khung cốt thép, năng lực của thiết bị cấu lắp, khả năng cung ứng và thời gian đổ bê tông, việc bố trí các mối nối v.v... thường các đoạn tường có độ dài $4 \sim 6\text{m}$.

Đào đất: Máy đào phải lấy tường dẫn làm chuẩn. Khi thi công đào hào bằng gầu ngoạm, trong tầng đất mềm, tốc độ đào hào phải được xác định hợp lý theo dung lượng và tốc độ lên xuống của gầu đào, khả năng vận chuyển đất ở hiện trường, thường là $4 \sim 10 \text{ m/h}$. Trong tầng đất cứng hoặc trong tầng cát có trị số $N_{30} > 40$ nên áp dụng biện pháp đào "hai khoan một ngoạm" để đề phòng gầu ngoạm đất không đều gây cho đoạn hào hoặc thành hào bị nghiêng lệch hoặc lồi lõm, đảm bảo độ thẳng đứng của thành hào trong khi đào, áp dụng biện pháp thi công quay vòng, tốc độ thi công đào hào căn cứ vào lượng đẩy của bơm đất và bề dày của tường, thường từ $4 \sim 10 \text{ m/h}$. Khi thi công phải đặc biệt chú ý đến tình hình nền đất và mực nước ngầm vì chúng có ảnh hưởng đến ổn định của thành hào nên thường xuyên kiểm tra ổn định của thành hào.

Trình tự đào: đơn nguyên đầu tiên đào 2 mép trước, đào phần giữa sau (ví dụ ① ③ ②) đối với đơn nguyên nằm giữa 2 đơn nguyên đã đổ bê tông thì đào giữa trước, đào 2 mép sau (ví dụ ② ① ③)

Sau khi kết thúc việc đào hào, tiến hành dọn hào và thay dung dịch sét. Cận lắng dưới đáy hào dày không quá 200mm . Sai số cho phép về chiều dài đoạn hào là $\pm 50\text{mm}$ về chiều dày là $\pm 10\text{mm}$, về chiều sâu là $\leq 100\text{mm}$ và về độ thẳng đứng là $\leq 1/150$ (cụ thể hơn sẽ do người thiết kế quyết định).

Đầu nối của tường ngầm liên tục: rất đa dạng, có ống đầu nối, hộp đầu nối, đầu nối hình nêm, đầu nối kiểu bản phẳng, đầu nối kiểu cài vào v.v... Trên hình 7.18 trình bày một số kiểu đầu nối thường dùng và cách thi công. Điều chủ yếu khi lựa chọn hình thức đầu nối là phải đảm bảo sự liên kết tin cậy giữa các đoạn tường, không xuyên nước, có thể truyền lực giữa các đoạn mà không biến dạng, thi công thao tác thuận lợi v.v... Trước khi đưa cấu kiện tạo đầu nối vào nối, phải dùng bàn chải sắt đánh sạch bùn đất bám ở thành, hình thức bàn chải sắt và lông bàn chải phù hợp với từng thành hào và hình dạng của đầu nối. Vật liệu làm đầu nối có thể ống thép, bản thép hoặc đầu nối mềm (không nở ra khi đổ xong bê tông) bằng chất dẻo nằm trong công trình (chủ yếu để chống thấm).

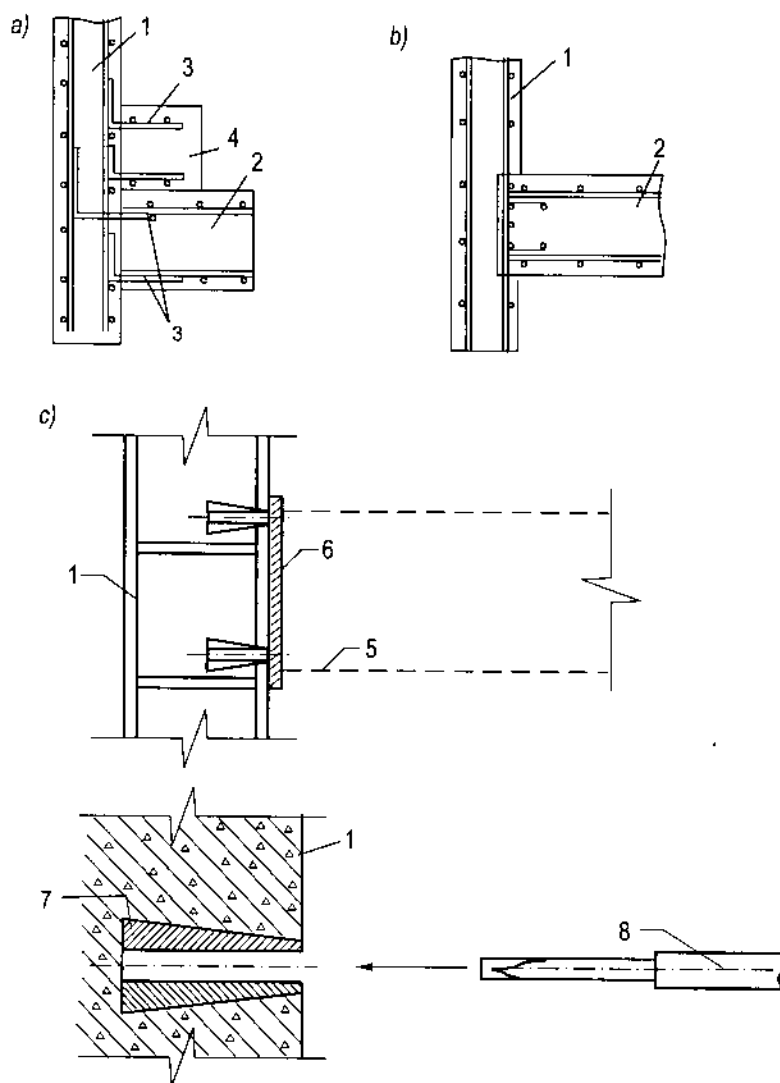


Hình 7.18. Trình tự thi công mối nối bằng ống nối đầu a) Đào đoạn móng; b) Lắp ống nối đầu và khung cốt thép; c) Đổ bê tông; d) Nhổ ống nối đầu; e) Hoàn thành một đoạn móng.

1. Tường dẫn; 2. Tường bê tông đã hoàn thành; 3. Đoạn hào đang đào; 4. Đoạn hào chưa đào;
5. Ống nối đầu; 6. Khung cốt thép; 7. Tường bê tông đang hoàn thành; 8. Lỗ hổng sau khi nhổ ống nối đầu

Chế tạo khung cốt thép: Phải tính kỹ khả năng có thể xảy ra uốn cong hoặc biến dạng trong quá trình chất xếp, vận chuyển, lắp đặt. Kích thước tổng thể phải căn cứ vào kích thước của đoạn hào và khả năng của cần trục, tốt nhất là có thể làm thành một chỉnh thể. Để tăng thêm độ cứng, mỗi vỉ khung cốt thép phải có không dưới 3 thanh cốt xương theo chiều đứng, đường kính không dưới 16 mm, đường kính cốt chịu lực cắt ở tầng mặt không dưới 20mm. Tại vị trí lắp đặt ống dẫn thì xung quanh phải gia cố bằng cách tăng thêm cốt đai và cốt liên kết. Độ thẳng đứng của khung cốt thép trước khi lắp phải kiểm tra bằng máy (sau khi hạ vào hào thì khó kiểm tra). Do đó, với loại khung đòi hỏi phải chia đoạn cho vào hào, có thể làm một số đường thẳng đứng chính xác (đường dường) ở các đoạn khung cốt thép trên và dưới, đồng thời xác định một mặt phẳng ngang ở trên đỉnh của tường dẫn. Khi đưa đoạn khung cốt thép dưới vào hào phải đảm bảo cho đường thẳng đứng vuông góc với mặt phẳng ngang, sau đó lại cho đường thẳng đứng của khung cốt thép trên nhằm trùng vào đường thẳng đứng của khung cốt thép dưới và hàn lại, rồi sau đó thả vào hào. Phải để phòng khung cốt thép va vào thành hào làm sứt thành, sinh ra nhiều sạn lắng ở đáy hào. Chú ý đặc biệt các chi tiết thép chờ để liên kết với các cấu kiện bê tông cốt thép sẽ thi công sau đó. Trên hình 7.19 là một vài ví dụ về cách liên kết vừa nêu. Mối nối khi dùng tường BTCT đúc sẵn xem [7].

Trước khi đổ bê tông (sau khi đã lắp xong khung cốt thép) phải đo lại căn lắng, nếu dày quá quy định phải làm sạch lần nữa (lần đầu sau khi đào).



Hình 7.19. Chi tiết cấu tạo mối nối giữa tường với dáy và với sàn

a) Mối nối có đai cứng; b) Mối nối có liên kết âm - dương; c) Liên kết tường với dầm sàn qua ống ren chôn sẵn tại công trình tháp Harbour View Thành phố Hồ Chí Minh

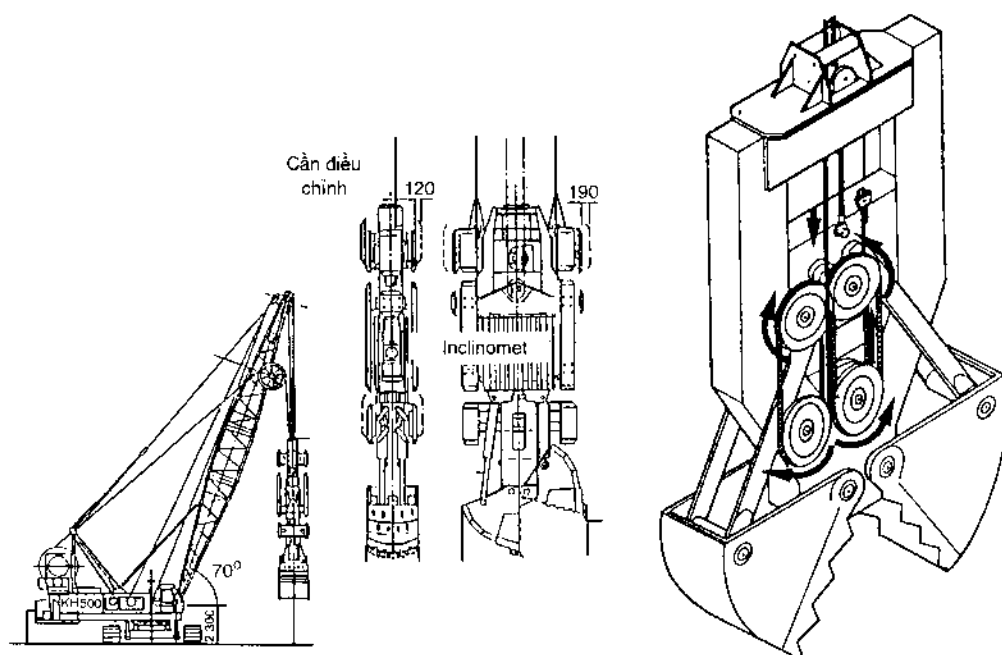
1. Tấm tường; 2. Dáy; 3. Thanh thép uốn vuông góc; 4. Đai cứng (vành khuyên);
 5. Dầm BTCT; 6. Nắp đáy ống ren; 7) Ống ren chôn sẵn; 8. Cốt thép vận vào ống ren.

Đổ bê tông: Đổ bê tông tường ngầm liên tục phải dùng hai ống đổ. Khoảng cách giữa 2 ống đổ không nên xa quá, nếu không thì bê tông ở khoảng giữa sẽ dễ bị cuốn vào bùn hoặc vữa nổi, bê tông chỗ đầu nối có độ lưu động kém hơn cho nên vị trí lắp đặt ống đổ sao cho việc điều chỉnh cự ly giữa chúng dễ dàng và hợp lý và hết sức cố gắng để ống đổ càng gần chỗ đầu nối, độ sâu của ống đổ ngập vào trong bê tông thường là từ 1,5 ~ 6m, cự ly giữa 2 ống bằng 2 ~ 3m. Phải cố gắng chọn loại ống đổ có đường kính lớn. Khi đổ

bê tông trong tầng đất yếu, để kể đến hệ số xung đẩy của thành hào và áp lực ngang của bê tông có thể làm cho hào bị phình ra, vì vậy phải có một lượng bê tông đổ dôi dư thừa đáng, thường 10 - 15%. Để đảm bảo cường độ bê tông ở đỉnh tường cần phải đổ bê tông vượt qua cốt đầu tường một độ cao nhất định và sau đó đập bỏ phần bê tông đổ vượt.

Lựa chọn máy đào: Máy dùng để đào hào được chọn dùng dựa trên điều kiện đất nền và phạm vi hoạt động cho phép tại hiện trường (lối đi lại, đường vận chuyển, những chướng ngại lân cận và hạn chế ở trên không...). Có 3 loại máy đào: kiểu gầu ngoạm, kiểu xung kích và kiểu khoan nhiều đầu, thường dùng là kiểu gầu ngoạm và kiểu khoan nhiều đầu.

Trên hình 7.20 là máy đào kiểu gầu ngoạm thường dùng trong nền không có đá cứng.



Hình 7.20. Thiết bị đào hào kiểu gầu ngoạm

7.5.2. Công nghệ thi công tường theo phương pháp đúc sẵn và đúc sẵn + đổ tại chỗ

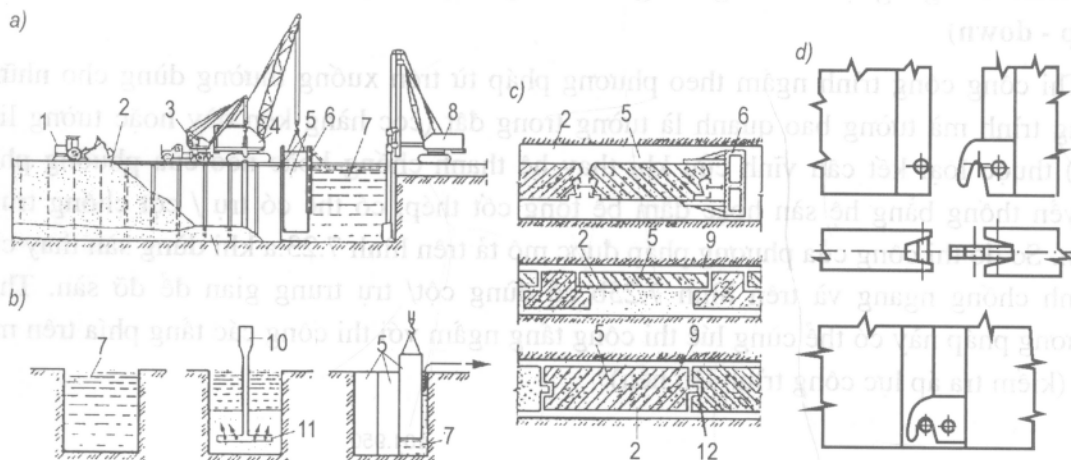
Căn cứ vào điều kiện đất nền, trang bị và khả năng kỹ thuật cũng như một số yêu cầu về môi trường và an toàn cao của công trình ở gần để chọn công nghệ làm tường trong đất bằng phương pháp đúc sẵn - lắp ghép - toàn khối hoá (tức vừa có đúc sẵn vừa có đổ bê tông tại chỗ).

Công nghệ Panosol (của hãng Soletanche) và công nghệ Prefasil (của hãng Bachy): lắp các cấu kiện đúc sẵn vào hào có vữa đóng rắn chậm, vữa này sẽ len vào các mối nối giữa các cấu kiện và vào các khe hở giữa các cấu kiện đúc sẵn với thành hào, làm chắc và liên kết các cấu kiện thành tường liên tục (xem hình 7.21), cường độ vữa tới 5 MPa.

Cường độ thiết kế của vữa ở cuối thời kỳ đóng rắn phải lớn hơn cường độ của đất quanh công trình (thường từ 0,5 - 1,0 MPa). Có thể tham khảo số liệu sau:

- Đơn 1: trong 1 m^3 vữa cần 150 - 450 kg xi măng, 20 ~ 30 kg sét bentonite với phụ gia điều chỉnh thời gian ninh kết của vữa, độ sệt của vữa không nhỏ hơn $1,5 - 1,6\text{ g/cm}^3$, có độ sụt cần thiết để dễ dàng chèn đầy vào các mối nối và khe hở, không co ngót, chống thấm tốt, bền với ăn mòn.

- Đơn 2: trong 1 m^3 vữa cần 270 kg xi măng puzolan, $0,296\text{ m}^3$ cát, dung dịch sét có tỷ trọng $1,1\text{ g/cm}^3$ cần $0,46\text{ m}^3$.

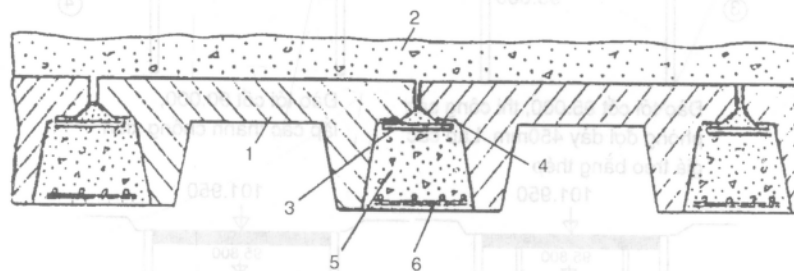


Hình 7.21. Sơ đồ thi công tường BTCT đúc sẵn cho công trình ngầm
a-b) Công nghệ thi công; c) Mối nối ướt; d) Một số loại mối nối Prefasil

1. Máy đào; 2. Hỗn hợp cát; 3. Cản trục bánh hơi; 4. Cản trục bánh xích;
5. Tấm tường BTCT; 6. Thanh dẫn hướng; 7. Phần hào giữ bằng dung dịch sét;
8. Máy đào tay vịn; 9. Vữa xi măng; 10. Phễu; 11. Ống phân phối; 12. Mối nối

Có thể kết hợp các tấm tường với trụ đúc sẵn hoặc trụ đổ tại chỗ để liên kết chúng lại với nhau tạo thành tường đúc sẵn kiểu sườn như trên hình 7.22.

Các nhà thầu khác nhau đều đưa ra các giải pháp thi công cũng như các kiểu mối nối khác nhau (xem [7]).



Hình 7.22. Mối nối hở cho tường đúc sẵn kiểu sườn

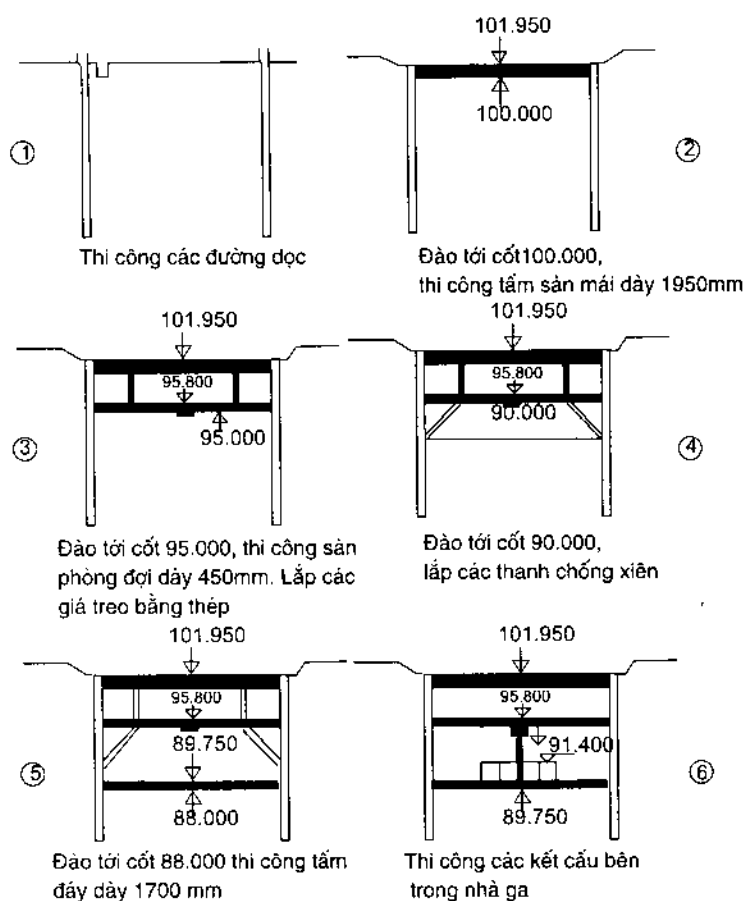
1. Tấm tường; 2. Nhồi vữa bịt khe hở giữa tường - đất; 3- Tấm đệm bằng thép;
4. Phần chôn sẵn; 5. Bê tông nhồi vào mối nối; 6. Lưới cốt thép cho bê tông mối nối

Công nghệ thi công Panosol hay công nghệ Prefasil nói trên cần có sự liên tục, tuân thủ nghiêm ngặt thời gian dừng theo yêu cầu công nghệ, văn hoá thi công cao... nhằm không để xảy ra giảm chất lượng mối nối.

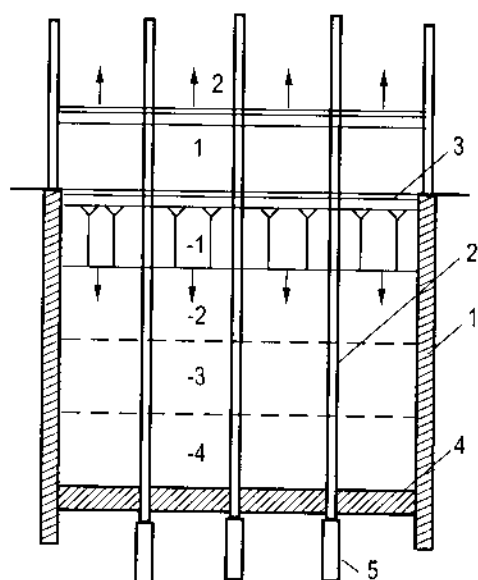
Các công nghệ thi công tường trong đất bằng các cấu kiện đúc sẵn có thể thay đổi một ít để nâng cao chất lượng chịu lực cũng như chống thấm bằng cách: phần chân công trình ngầm thì dùng tường bê tông đổ tại chỗ còn phần phía trên thì dùng cấu kiện đúc sẵn lắp ghép hoặc dùng tường 2 lớp: lớp ngoài thì tường đổ tại chỗ, lớp trong thì lắp ghép bằng tấm đúc sẵn, liên kết giữa chúng bằng neo hoặc thép chờ.

7.5.3. Công nghệ thi công công trình ngầm theo phương pháp từ trên xuống (top - down)

Thi công công trình ngầm theo phương pháp từ trên xuống thường dùng cho những công trình mà tường bao quanh là tường trong đất (cọc hàng ken dày hoặc tường liên tục) thuộc loại kết cấu vĩnh cửu khi thay hệ thanh chống hoặc neo của phương pháp truyền thống bằng hệ sàn hoặc dầm bê tông cốt thép, có thể có trụ / cột chống trung gian. Sơ đồ thi công của phương pháp được mô tả trên hình 7.23.a khi dùng sàn thay cho thanh chống ngang và trên hình 7.23b có dùng cột/ trụ trung gian để đỡ sàn. Theo phương pháp này có thể cùng lúc thi công tầng ngầm với thi công các tầng phía trên mặt đất (kiểm tra áp lực công trình lên nền).



Hình 7.23a. Trình tự thi công sàn tầng ngầm theo phương pháp từ trên xuống (top - down)



Hình 7.23b. Trình tự thi công sàn tầng ngầm có trụ/cột chống trung gian theo phương pháp từ trên xuống

1. Tường liên tục trong đất; 2. Trụ chống trung gian; 3. Nắp của tầng ngầm; 4. Đáy của tầng ngầm; 5. Cọc nhồi

Thi công trụ chống trung gian: Trụ chống trung gian có thể tỳ lên bản đáy hoặc lên cọc và mang tải các tầng ngầm hay cả kết cấu trên mặt đất. Vị trí của trụ theo vị trí của cột thuộc kết cấu công trình hoặc tại các điểm giao cắt của tường dọc với tường ngang.

+ Khi công trình ngầm đặt trực tiếp lên nền tự nhiên thì trụ trực tiếp chống lên bản đáy của móng bè hoặc móng hộp.

+ Khi móng đặt trên cọc khoan nhồi thì dùng thép hình chữ H hoặc thép ống tròn đường kính nhỏ cắm sâu vào đầu cọc nhồi thấp hơn đáy bản móng độ 1 ~ 1,5 m.

+ Khi móng bằng cọc đóng thì nên dùng trực tiếp cọc thép hình chữ H hoặc cọc ống thép (bịt đáy) làm trụ chống trung gian (dùng bê tông nỏ thể tích đổ vào lòng trụ ống).

Nên dùng thép bản hàn ngang chân trụ thép và chôn vào bản đáy để cách nước, kiểm tra lực cắt và chọc thủng ở chân trụ với đáy công trình ngầm.

Đào đất phía dưới sàn trong phương pháp thi công từ trên xuống:

- Khi đầm sàn bê tông đạt cường độ 90% mới được đào, vận chuyển đất qua lỗ sàn chừa sẵn (thường là chỗ sẽ đặt cầu thang);

- Chỗ cao thấp lúc đào cho một tầng không nên vượt quá 1m;

- Quanh trụ chống và gần tường chắn nên đào đều nhau, tránh va đập vào trụ chống và gây biến hình trụ chống (thường dùng máy nhỏ hoặc đào thủ công);

- Đào từ giữa ra 4 chung quanh sao cho cân bằng áp lực đất lên tường chắn;

- Trong thời gian đào thực hiện đầy đủ quan trắc kết cấu ngầm và môi trường chung quanh, thông tin kịp thời để làm căn cứ điều chỉnh phương pháp đào, tốc độ và phương hướng đào một cách kịp thời;

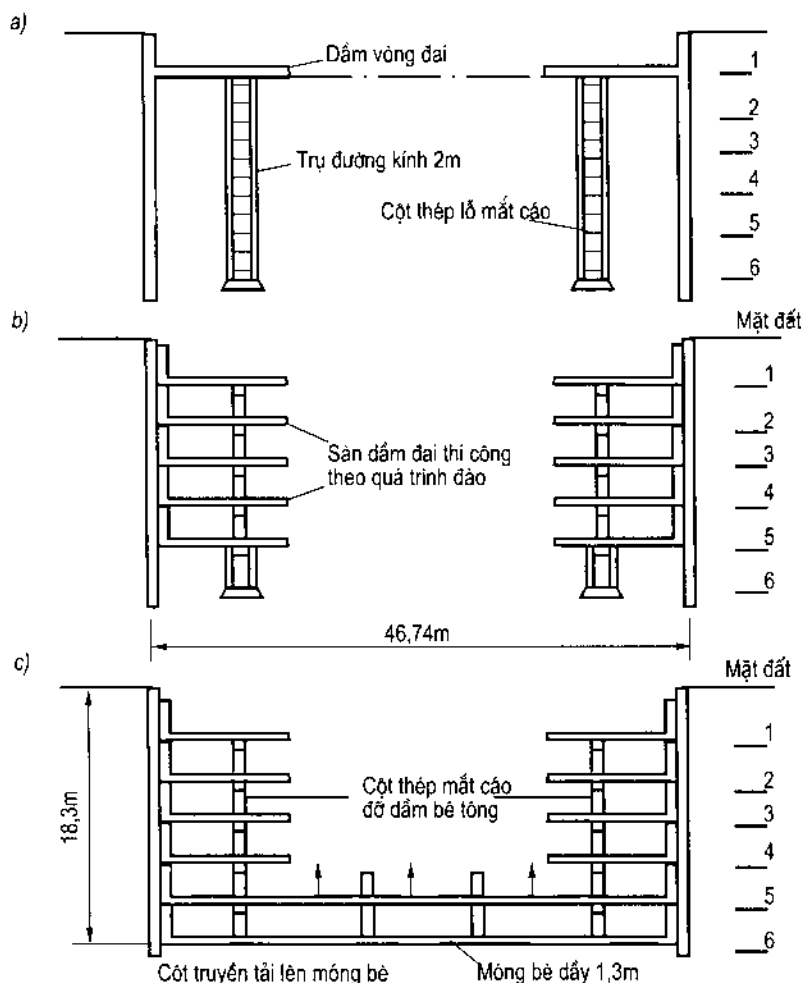
- Chú ý điều kiện vệ sinh và an toàn lao động khi đào đất ở phía dưới các sàn (bụi đất, thông gió, ánh sáng);

- Khi mực nước ngầm cao thì trước khi đào phải hạ thấp mực nước ngầm trong hố đào.

Thi công dầm/sàn tầng ngầm: Thi công kết cấu của công trình ngầm theo trình tự từ trên xuống là dựa trên sự vững chắc của lớp đất vừa đào. Phải đáp ứng 2 yêu cầu: một là tìm biện pháp giảm độ lún của các trụ chống và biến dạng của kết cấu, hai là giải quyết vấn đề liên kết các cấu kiện phía trên và phía dưới và giữa tường với dầm/sàn cũng như phương pháp đổ bê tông;

- Dầm bản của các tầng ngầm được tạo ngay trên mặt lớp đất vừa đào, dùng nó làm chỗ đặt cốp pha sau khi đã gia cố thích hợp (bê tông lót hay đệm cát dầm chặt... hoặc dùng bản gỗ/ thép lót mặt hay đào thành rãnh để làm cốp pha dầm...);

- Để phòng lún mặt đất hoặc nứt do co ngót của bê tông: trên mặt cốp pha nên chừa sẵn một số lỗ để sau đó bơm ép vữa vào nhằm khắc phục nứt và bảo đảm tốt sự liên kết giữa các cấu kiện.



Hình 7.24. Trình tự thi công tầng ngầm nhà hát Winster Gardens (London) theo phương pháp từ trên xuống.

a) Thi công tường và trụ chống trung gian; b) Làm sàn, dầm dai, lần lượt từ trên xuống 1 → 6;

c) Làm đáy và phần sàn ở giữa từ dưới lên trên 6 → 1

Đường vận chuyển đất và vật liệu: Chừa lỗ (một hay một số lỗ) thông suốt từ bản đỉnh ở mặt đất tới đáy công trình ngầm để làm đường vận chuyển đất đào cũng như vật liệu để thi công các phần ngầm ở bên dưới. Thường lợi dụng buồng cầu thang cho mục đích này. Lỗ chừa này vừa phù hợp yêu cầu thi công vừa theo yêu cầu chịu lực.

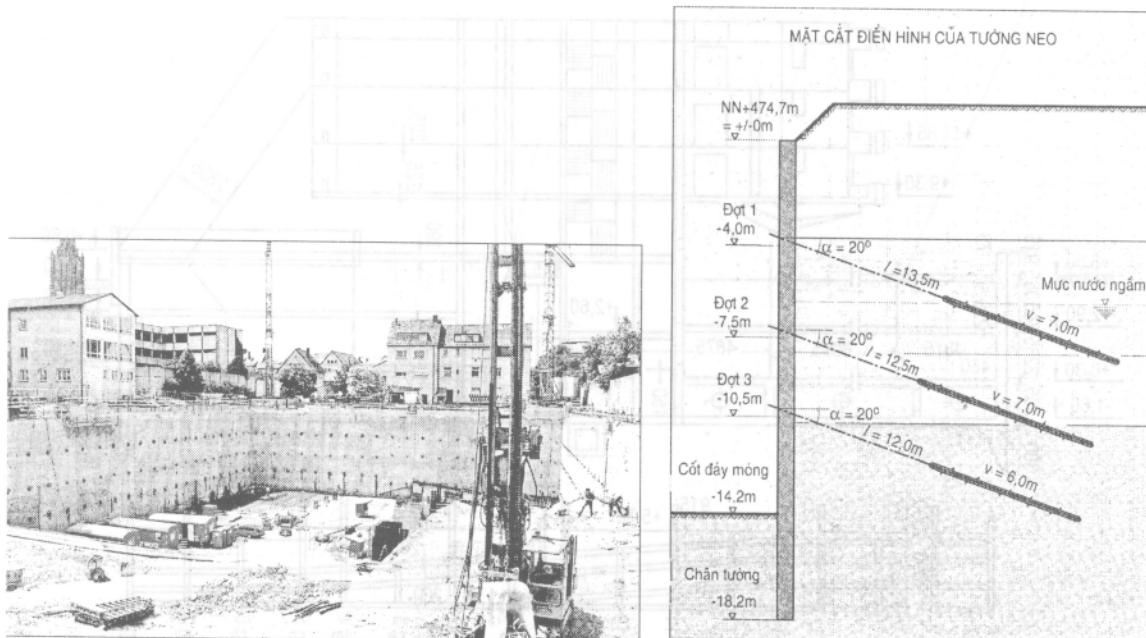
Thi công bịt đáy: Đáy công trình sẽ ở vị trí sâu nhất nên khi đào dễ gây cho chân tường biến dạng lớn, vì vậy cần làm hệ thống chống tạm theo một trong các cách sau:

- Ở độ sâu khoảng 20 cm dưới mặt bản đáy, thi công trước hệ chống chung quanh bằng hệ dầm bê tông cốt thép, khi thi công bản đáy thì hệ dầm này nằm trong bản đáy;

- Dùng đảo ở giữa công trình ngầm làm chỗ tựa cho các thanh chống vươn ra 4 chung quanh, tức trước khi thi công các tấm sàn phải đào đất sâu quá đáy và làm đảo này.

Trên hình 7.24 là ví dụ thi công tầng ngầm nhà hát Winster Gardens (London) (theo [6]) với sàn và trụ trung gian đỡ sàn theo phương pháp nói trên nhưng có thay đổi về trình tự: ở chung quanh thì theo trình tự từ trên xuống còn ở giữa thì lại theo trình tự từ dưới lên. Nhờ đó những khuyết điểm của phương pháp này được giảm thiểu đáng kể.

Trên hình 7.25 là kết cấu tường liên tục trong đất và neo của công trình gara ô tô ngầm có sức chứa 1000 chiếc tại thành phố Ulm (CHLB Đức). Tường dày 60cm, sâu 22cm, tổng diện tích tường 6000m²; 400 neo bố trí 3 tầng có tải trọng làm việc đến 1250kN, mỗi nối mềm giữa các đoạn tường.



Hình 7.25: Tường trong đất (a) và sơ đồ bố trí neo (b)

BẢNG PHƯƠNG PHÁP GIẾNG CHÌM

Độ cứng của giếng được tạo bởi 16 vách tường hướng tâm và bằng các sàn xoay dạng lò xo làm đường ra vào của ô tô rộng 3,56m.

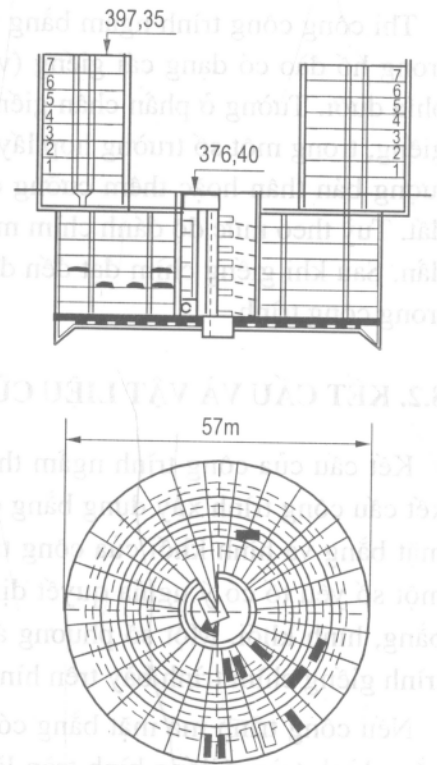
Một gara ô tô lớn hơn ở Geneve (Thụy Sĩ) thi công bằng giếng chìm có đường kính 57m và sâu 28m, bên trong giếng làm sàn xoay dạng lò xo dài 1000m và rộng 22m dùng để làm các ngăn nhỏ chứa ô tô. Sàn trên cùng của ga ra này nằm sâu dưới mặt đất 3m và dùng làm nền cho ngôi nhà 8 tầng ở phía trên nó [17]. Ở Nga tại Olghino đã xây dựng một nhà máy bơm, được xem là lớn nhất thế giới, bằng phương pháp giếng chìm, có đường kính 66,1m, diện tích 3472 m² sâu 70 m cung cấp nước sạch cho thành phố Saint Peterburg [2].

Như kinh nghiệm xây dựng của thế giới đã chứng tỏ phạm vi áp dụng phương pháp giếng chìm rất rộng: thi công móng cầu, xây dựng nhà máy bơm, bể chứa, bể lắng có chức năng khác nhau đặt sâu của nhà máy điện nguyên tử, nhà ngầm của nhà máy tuyển và làm giàu quặng, ga ra ô tô ngầm, tầng hầm của nhà cao tầng, ga tàu điện ngầm nông v.v...

Thi công công trình ngầm bằng phương pháp giếng chìm phải dựa trên so sánh kinh tế - kỹ thuật của các phương án xây dựng khác nhau. Ưu việt chính của phương pháp này so với phương pháp đào mở là:

- Không cần chống giữ thành hố đào;
- Giảm tới tối thiểu khối lượng công tác đất;
- Loại trừ tác động động lực lên đất nền móng của những công trình lân cận;
- Công trình ngầm có thể xây dựng trong những điều kiện địa chất công trình và địa chất thủy văn phức tạp nhất;
- Công trình ngầm có thể xây dựng trong vùng chật hẹp kể cả khi cải tạo những nhà máy đang hoạt động.

Sự phức tạp khi thi công nếu trong nền có đá tảng, đá cuội hòn lớn, thân gỗ, những cọc của công trình cũ đã dỡ bỏ hoặc đường ống ngầm v.v... Khi cần, phải hạ công trình lên nền đá nghiêng; trong những trường hợp như vậy, tuy ít gặp, loại bỏ những chướng ngại bằng cách đào ngầm, nổ mìn hoặc bằng phương pháp khác. Nếu không thể áp dụng các phương pháp vừa nêu thì nên chuyển phương pháp giếng chìm sang phương pháp giếng chìm hơi ép.



Hình 8.1b: Gara ngầm đường kính 57m xây dựng bằng phương pháp giếng chìm ([2])

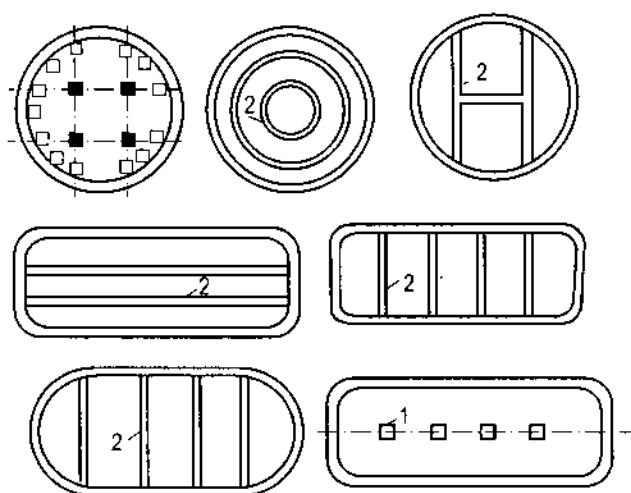
Thi công công trình ngầm bằng phương pháp giếng chìm có thể làm trên mặt đất hoặc trong hố đào có dạng cái giếng (với bất kỳ hình dạng mặt bằng nào) hở ở phía trên và phía dưới. Tường ở phần chân giếng được cấu tạo như lưỡi dao. Khi lấy đất ra khỏi lòng giếng, trong một số trường hợp lấy cả ở phía dưới dao, thì giếng dưới tác dụng của trọng lượng bản thân hoặc thêm cường chế (tác động tĩnh hoặc động) sẽ chìm dần vào trong đất. Tùy theo mức độ đánh chìm mà thi công tiếp các đợt giếng cho chiều cao giếng tăng dần. Sau khi giếng chìm đạt đến độ sâu thiết kế thì thi công bịt đáy và xây lấp phía bên trong công trình.

8.2. KẾT CẤU VÀ VẬT LIỆU CỦA CÔNG TRÌNH GIẾNG CHÌM

Kết cấu của công trình ngầm thi công theo phương pháp giếng chìm cũng giống như kết cấu công trình xây dựng bằng các phương pháp khác, chúng phụ thuộc vào giải pháp mặt bằng và hình khối của công trình. Tuy nhiên đối với công trình giếng chìm còn có một số yếu tố có ý nghĩa quyết định chẳng những về mặt cấu tạo mà còn giải pháp mặt bằng, hình khối. Một số phương án giải pháp mặt bằng có tính điển hình đối với công trình giếng chìm trình bày trên hình 8.2.

Nếu công trình mà mặt bằng có dạng chữ nhật thì bao giờ cũng kém hơn loại có mặt bằng hình tròn. Giếng hình tròn là cứng nhất. Hạ những giếng như thế đều có vùng sụt và biến dạng trên mặt đất là bé nhất so với giếng chữ nhật. Đặc điểm này có ý nghĩa quan trọng khi xây dựng chúng gần với công trình hiện hữu. Giếng có dạng tròn do chu vi đường kính tính trên $1m^2$ diện tích là bé nhất nên sức cản khi hạ giếng là ít nhất. Áp lực ngang của đất và nước ngấm lên tường ngoài của giếng tròn chủ yếu là lực nén. Về mặt thi công do không có các góc nên công tác đào đất sẽ có năng suất cao hơn.

Hình 8.2. Các giải pháp mặt bằng của công trình giếng chìm có dạng tròn, chữ nhật và ô van
1. Cột của khung; 2. Tường trong



Để cải thiện điều kiện làm việc và làm nhẹ nhàng bớt việc hạ giếng thì các giếng hình chữ nhật nên vẽ tròn các góc hoặc làm tròn cạnh ngắn của hình chữ nhật. Giếng dài thì nên dùng dạng hình ô van hoặc hình êlip.

Công tác cốt pha và khung cốt thép cho giếng tròn sẽ phức tạp và đắt nên đôi khi làm giếng có dạng đa giác, mỗi mặt của nó là những cấu kiện phẳng, đúc sẵn. Về hình dạng và điều kiện làm việc chúng gần với hình tròn. Khung phía trong của công trình ngầm sẽ cải thiện điều kiện làm việc của tường dưới tác động của tải trọng ngang. Nó được thiết kế theo kiểu khung nhà công nghiệp nhiều tầng với sử dụng tối đa các cấu kiện đúc sẵn; khung sẽ được lắp sau khi hạ xong giếng.

Nhiều trường hợp tường trong được thi công trước khi hạ giếng. Nhờ các tường trong nên làm giảm chiều dài của nhịp tự do cho tường ngoài chịu uốn trong mặt phẳng ngang dưới tác động của áp lực bên (hướng ngang) và làm tăng trọng lượng của giếng. Khoảng cách giữa các tường ngang trên mặt bằng phụ thuộc vào giải pháp mặt bằng, nhưng khoảng cách tối thiểu được quyết định bởi công nghệ đào và vận chuyển đất bằng phương pháp cơ giới trong các ô nằm giữa các tường trong. Để tăng tính cơ động của các máy đào đất và sự thông suốt giữa các ô thì các tường trong hoặc không được kéo đến chân tường khoảng 3 - 5m hoặc chừa lỗ ở phía dưới tường.

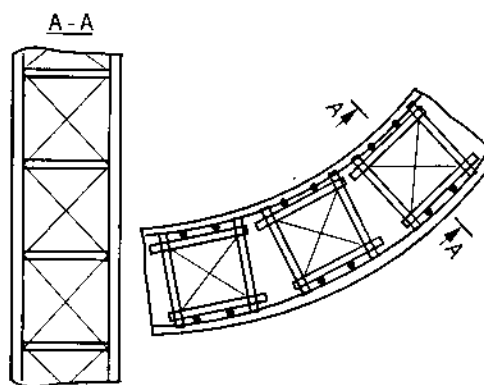
Trong một số trường hợp, khi hạ giếng có kích thước lớn người ta thay tường trong bằng các thanh chống ngang để tăng độ bền và độ cứng không gian của giếng. Các thanh chống có dạng như dầm, khung, khung không gian bằng thép hình hoặc thép ống. Các thanh chống này đặt trên các côngxon hoặc trên các chỗ tỳ đặc biệt và được hàn vào bản thép chờ đã đặt sẵn trong tường.

Kết cấu và chiều dày của tường ngoài được xác định tùy thuộc vào phương pháp hạ giếng và biện pháp dùng để giảm lực ma sát giữa đất với mặt ngoài tường.

Giếng được chia làm 2 loại: giếng trọng lực và giếng nhẹ. Giếng trọng lực được hạ dưới tác dụng của trọng lượng bản thân còn giếng nhẹ khi hạ cần thêm tác động tĩnh hoặc động để giảm lực cản của đất. Trong các loại giếng nhẹ thì thường dùng nhất là loại giếng thi công trong áo xúc biển bằng vữa sét.

Tường ngoài của 2 loại giếng này có thể là đúc sẵn, đổ bê tông toàn khối tại chỗ hoặc đúc sẵn + đổ tại chỗ. Có thể phần chân tường (phần dao) là bê tông cốt thép toàn khối còn phần trên - cấu kiện đúc sẵn. Bề dày của tường đổ tại chỗ thường 0,3 - 4,5m còn tường đúc sẵn khoảng 0,2 - 2,5m. Tường đúc sẵn có thể là những tấm đặc hoặc rỗng. Bề dày của tường giếng chìm được xác định từ điều kiện tạo ra trọng lượng để thắng lực ma sát của đất khi đánh chìm giếng.

Đối với tường đổ tại chỗ nên dùng bê tông thủy công có mác không thấp hơn C15, còn đối với bê tông đúc sẵn - không thấp hơn C25. Cường độ bê



Hình 8.3. Cốt thép của tường giếng chìm đục đổ tại chỗ

tông hoặc vữa để trám các mối nối của kết cấu đúc sẵn không được nhỏ hơn cường độ bê tông của các cấu kiện mà nó kết nối.

Khi đổ bê tông dưới nước thì cường độ của bê tông phải lớn hơn cường độ yêu cầu theo tính toán 20%.

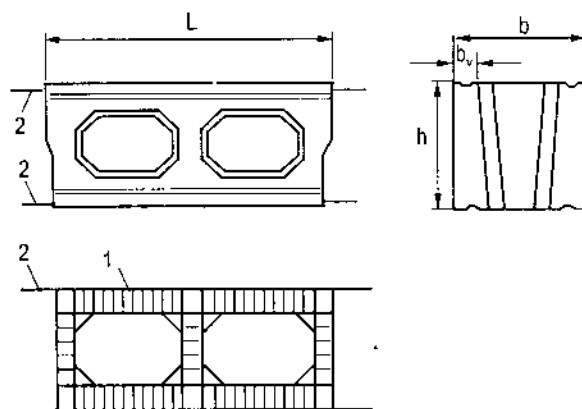
Bê tông đối với công trình xây dựng trong đất ngập nước cần có mác chống thấm không thấp hơn W4 và dung trọng không thấp hơn $2,2 \text{ T/m}^3$.

Cốt thép thường dùng loại thép gai A-II và A-III và ghép ở dạng khung, lưới hay bloc có trọng lượng khoảng 5 - 10 tấn phụ thuộc vào sức cầu của máy.

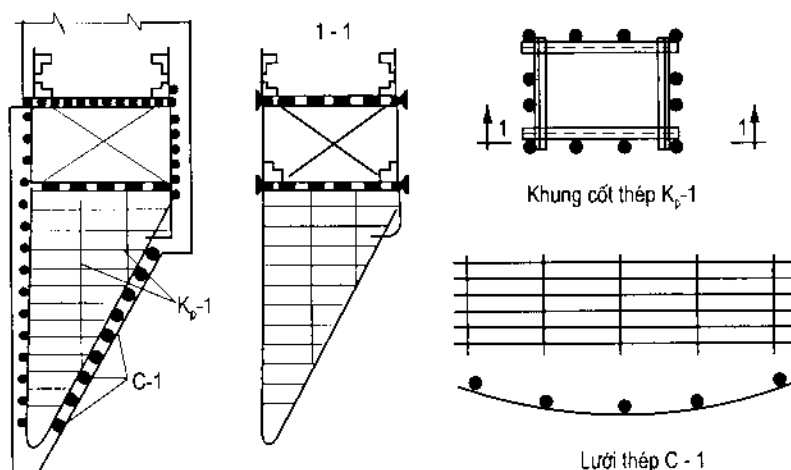
Trên hình 8.3 trình bày lưới và khung cốt thép dạng không gian cho tường giếng đổ tại chỗ và trên hình 8.4 cốt thép cho tường rỗng đúc sẵn của giếng chìm.

Hình 8.4. Cốt thép của tường giếng chìm rỗng đúc sẵn

1. Khung cốt thép; 2. Thép chờ để liên kết khi lắp



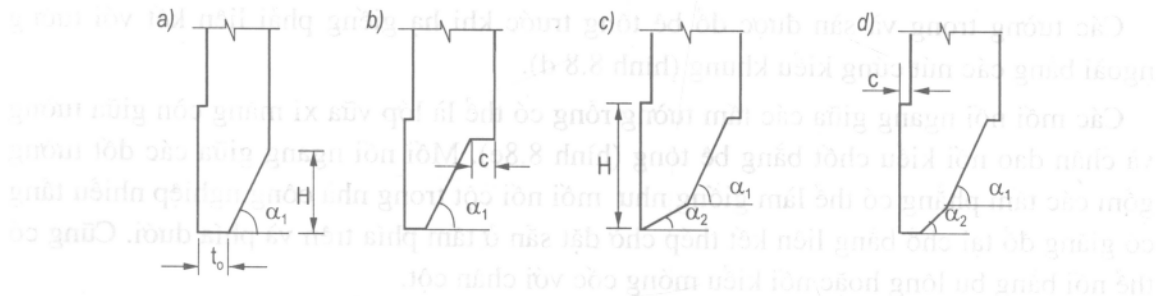
Bố trí cốt thép của chân tường (phần lưỡi dao) cũng giống như đối với giếng đổ bê tông tại chỗ - tức phải có dạng lưới và khung không gian (hình 8.5).



Hình 8.5. Sơ đồ bố trí cốt thép cho phần dao chân giếng

Hình dạng của chân dao được chọn dùng tùy theo cường độ của các lớp đất mà giếng sẽ cắt xuyên qua. Trong thực tế thường gặp 3 loại chân dao chính sau đây: loại hình

thang (hình 8.6a, b) loại đa giác (hình 8.6 c, d) và có mũi tù và nhô (hình 8.6 b, d) để tựa lên đáy giếng.



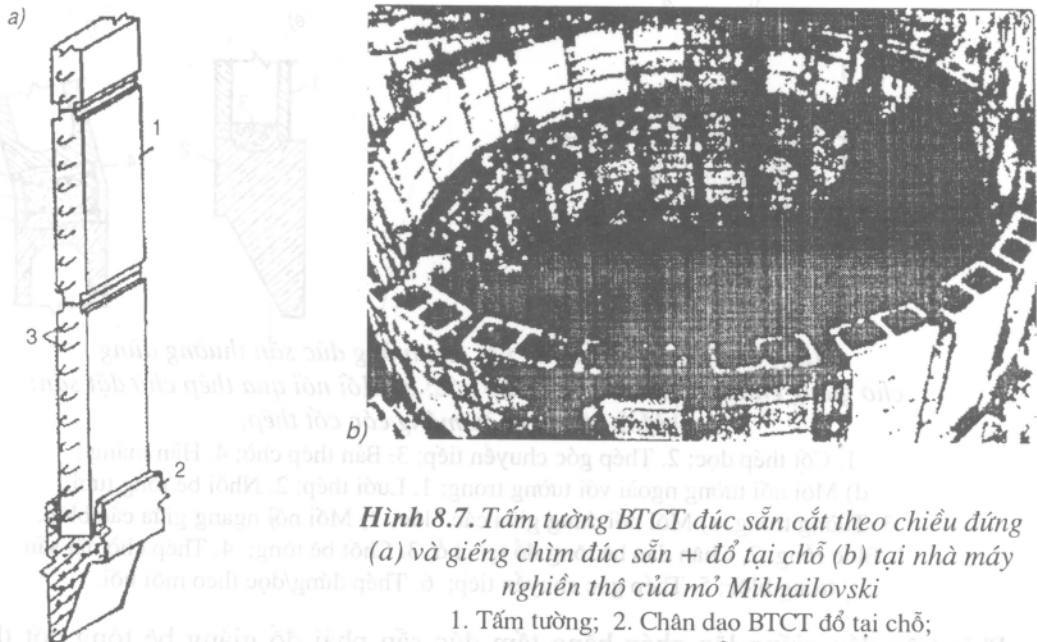
Hình 8.6. Hình dạng chân dao của giếng chìm

a) Hình thang; b) Hình thang có phần nhô; c) và d) Hình đa giác có mũi tù

Góc nghiêng của mặt trong so với phương nằm ngang lấy như sau: đối với đất chặt $\alpha_1 \leq 70^\circ$, đất chặt vừa $\alpha_1 \leq 45^\circ$, đất yếu $\alpha_1 \leq 30^\circ$ góc nghiêng α_2 lấy trong khoảng $15 - 45^\circ$, trong đó góc nhỏ cho đất yếu.

Bề rộng của mũi chân dao t_0 tùy theo điều kiện đất nền và kích thước của giếng lấy trong khoảng từ 15cm đến 40 cm, trị số nhỏ khi hạ giếng vào cát, sỏi hoặc sét cứng. Bề rộng phần tù $c = 0,2 - 0,4\text{m}$.

Hiện nay dùng khá nhiều giếng chìm được lắp ghép bởi các tấm tường đặc hoặc rỗng đúc sẵn bằng bê tông cốt thép (hình 8.7).



Hình 8.7. Tấm tường BTCT đúc sẵn cắt theo chiều đứng (a) và giếng chìm đúc sẵn + đổ tại chỗ (b) tại nhà máy nghiêng thô của mỏ Mikhailovski

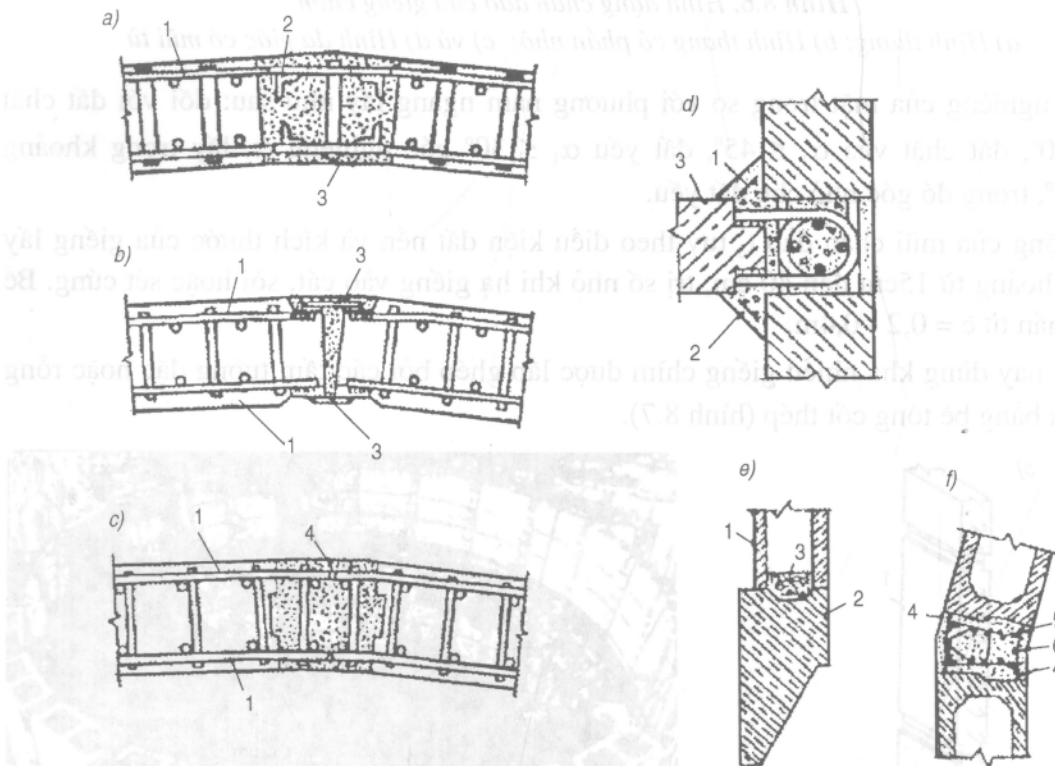
1. Tấm tường; 2. Chân dao BTCT đổ tại chỗ;
3. Thép chờ để liên kết

Chiều dày của tấm tường thường khoảng $0,3 - 0,9\text{ m}$, xác định bằng tính toán, bề rộng đến 2m , chiều dài nếu giếng sâu dưới 15m thì bằng chiều sâu giếng hoặc nối với nhau bằng các mối nối ngang. Mối nối thẳng đứng giữa các tấm tường phẳng có thể dùng mối

nối ướn khi đổ bê tông nhồi vào khe có thép chờ nhô ra ở mép tấm hoặc mối nối hàn qua các thép chờ được đặt sẵn trong tấm tường (hình 8.8).

Các tường trong và sàn được đổ bê tông trước khi hạ giếng phải liên kết với tường ngoài bằng các nút cứng kiểu khung (hình 8.8 d).

Các mối nối ngang giữa các tấm tường rỗng có thể là lớp vữa xi măng còn giữa tường và chân dao nối kiểu chốt bằng bê tông (hình 8.8e). Mối nối ngang giữa các đốt tường gồm các tấm phẳng có thể làm giống như mối nối cột trong nhà công nghiệp nhiều tầng có giằng đổ tại chỗ bằng liên kết thép chờ đặt sẵn ở tấm phía trên và phía dưới. Cũng có thể nối bằng bu lông hoặc nối kiểu móng cọc với chân cột.



Hình 8.8. Một số kiểu mối nối của tường đúc sẵn thường dùng cho giếng chìm a) Mối nối qua thép góc; b) Mối nối qua thép chờ đặt sẵn; c) Mối nối qua hàn máng các cốt thép;

1. Cốt thép dọc; 2. Thép góc chuyển tiếp; 3. Bản thép chờ; 4. Hàn máng; d) Mối nối tường ngoài với tường trong; 1. Lưới thép; 2. Nhồi bê tông tươi; 3. Tường trong. e) Mối nối đứng giữa các khối; f) Mối nối ngang giữa các khối; 1. Khối rỗng; 2. Chân dao bê tông đổ tại chỗ; 3. Chốt bê tông; 4. Thép chờ đặt sẵn trong khối; 5. Thép góc chuyển tiếp; 6. Thép đứng/dọc theo mối nối.

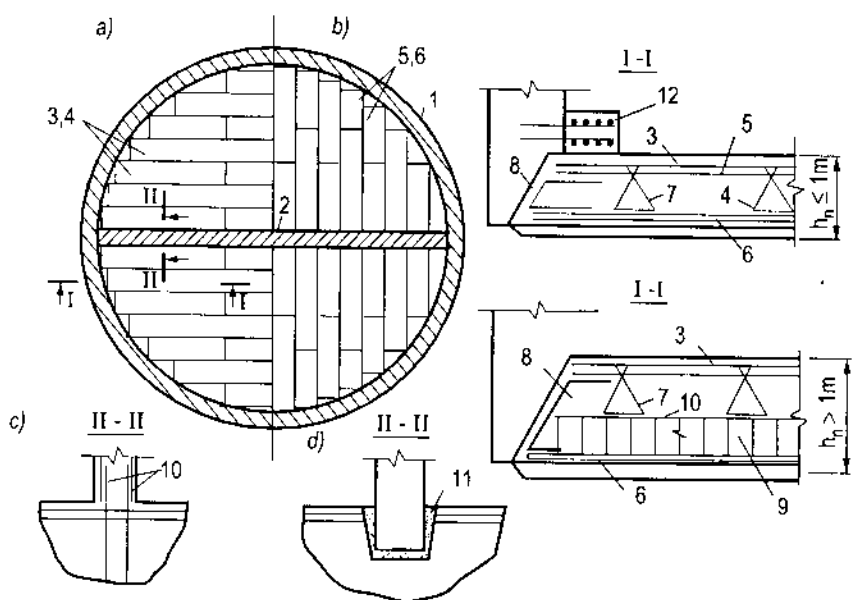
Phía trên đầu giếng lắp ghép bằng tấm đúc sẵn phải đổ giằng bê tông cốt thép mác C30 sau khi đã hàn các cốt thép dọc của các kết cấu đúc sẵn lại với nhau. Các giằng bê tông cốt thép vừa nêu cũng nên đặt ở những chỗ có thay đổi chiều dày tường nhưng không thưa hơn 5 hàng khối và cùng với các mối nối dọc nằm giữa các khối (hình 8.8f) như các trụ sẽ tạo thành một tường cứng cho kết cấu giếng chìm.

Bản đáy chỉ nên làm bằng bê tông cốt thép toàn khối. Khi cần, trong bản nên làm các lỗ cốt để lắp khung cột bê tông cốt thép đúc sẵn, rãnh để lắp tường trong đúc sẵn hoặc rãnh có thép chờ để thi công tường trong đổ tại chỗ. Để thu và thoát nước ngẫu nhiên tràn vào giếng, và trong một số trường hợp để giảm đầu nước thủy tĩnh, trong đáy cũng làm các mương và giếng thu. Nước được tháo khỏi giếng bằng máy bơm. Sàn đáy giếng nghiêng một góc 0,01 về phía giếng thu.

Bê tông cho đáy giếng có cấp không nhỏ hơn C15, khi đổ bê tông dưới nước không nhỏ hơn C20.

Cốt thép của đáy nên dùng loại 2 tầng thép lưới đặt ở phía trên và phía dưới, mỗi tầng gồm 2 lớp đặt vuông góc với nhau. Khi bề dày của đáy hơn 1m thì đổ bê tông theo từng dải một (hình 8.9).

Tuỳ theo phương pháp đào đất bên trong giếng mà kết cấu của nền phía dưới đáy sẽ chuẩn bị khác nhau (hình 8.10).



Hình 8.9. Ví dụ về cấu tạo đáy giếng chìm

a) Mặt bằng lớp lưới thép phía trên; b) Mặt bằng lớp lưới thép phía dưới;
c) Liên kết giữa đáy với tường trong đổ tại chỗ; d) Như trên nhưng tường trong là đúc sẵn;

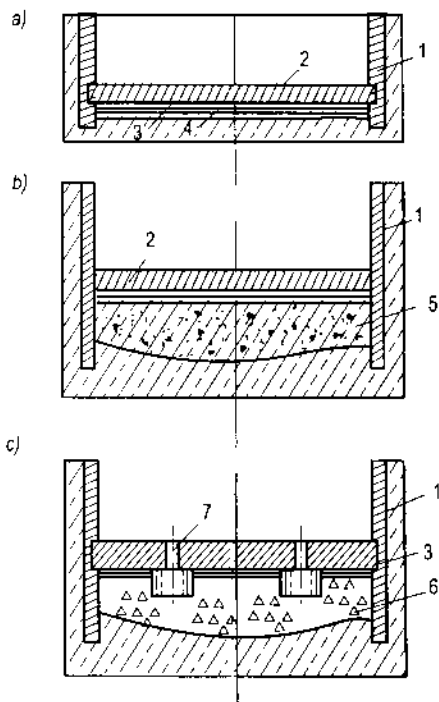
1. Tường ngoài; 2. Tường trong; 3. Lớp trên của tầng lưới thép phía trên; 4. Như trên nhưng của tầng thép phía dưới; 5. Lớp dưới của tầng thép phía trên; 6. Như trên nhưng của tầng thép dưới;
7. Khung cốt thép giữ bằng tầng lưới trên; 8. Lưới thép uốn chân quỳ; 9. Bê tông được đổ ở giải thứ nhất; 10. Thép chờ; 11. Khe/cốt; 12. Dầm vành khuyên

Khi đào đất dưới nước thì sau khi thi công đệm chống thấm nước, làm khô mặt đệm mới làm bản bê tông cốt thép đáy.

Đối với công trình ngầm không sâu lắm (đến 15m) và không có nước ngầm thì không cần làm đáy mà làm sàn kiểu sàn tầng hầm. Móng của tường trong là móng băng còn móng cột là móng độc lập có bậc (hình 8.9 c, d). Chân dao của tường ngoài được đổ bê

tông theo yêu cầu tính toán kích thước móng. Cường độ của mối nối giữa bê tông "cũ" và "mới" được đảm bảo bởi thép chờ từ côngxon và đai dầm vành khuyên dưới chân dao để truyền tải trọng thẳng đứng lên móng.

Chống thấm cho công trình giếng chìm cũng giống như cho công trình ngầm khác. Ở đây chỉ cần chú ý đặc điểm sau: chống thấm cho tường giếng được thực hiện trước khi hạ giếng. Vật liệu chống thấm phổ biến nhất là xi măng, vật liệu dán và kim loại. Vữa xi măng: cát theo tỷ lệ 1: 1 đến 1: 2, ngoài cùng là lớp sơn. Nếu mực nước ngầm trên 30m thì dùng vữa phun 2 - 3 lớp có tổng chiều dày 20 - 30 mm. Ở áp lực nước thấp hơn thì dùng vữa nở hoặc vữa tạo ứng suất v.v...



Hình 8.10. Kết cấu của nền đáy giếng chìm

- a) Nền đất khô hoặc được làm khô;
b) Nền đất có đệm bê tông bằng cách đổ bê tông dưới nước;
c) Nền có trải đá trong nước.
1. Tường công trình; 2. Đáy; 3. Bê tông lót;
4. Lớp chống thấm/cách nước; 5. Đệm bê tông;
6. Đệm đá/sỏi trong nước; 7. Giếng để thu thoát nước

8.3. TÍNH TOÁN GIẾNG CHÌM

Trạng thái ứng suất - biến dạng của giếng chìm trong thi công (hạ giếng) và trong khai thác rất khác nhau. Điều vừa nêu là do trong các giai đoạn ấy công trình chịu tác động bởi những tải trọng khác nhau về trị số và tính chất. Việc tính toán công trình cho những giai đoạn này được tiến hành theo những sơ đồ tính toán không giống nhau.

Trong nhiều trường hợp, tường của giếng lúc hạ vào đất ở trạng thái ứng suất lớn hơn so với lúc khai thác, vì rằng khi đánh chìm giếng thì công trình làm việc như kết cấu không gian với côngxon tự do ở đầu phía trên và phía dưới.

Đáy, sàn, tường trong được thi công sau khi hạ xong giếng trong giai đoạn sử dụng làm việc như các gối tựa. Vì vậy việc tính toán công trình sẽ theo sơ đồ tính toán mới. Tải trọng tiêu chuẩn, hệ số tin cậy về tải trọng, tổ hợp tải trọng lấy theo TCVN 2737: 1995.

Tính giếng chìm trong giai đoạn đầu lúc hạ là tính uốn có xoắn; trong giai đoạn hạ giếng theo tải trọng không đều của áp lực đất, nghiêng và tụt còn sau khi đã làm xong đáy thì tính theo tải trọng đáy nổi.

Tính toán và thiết kế giếng phải dựa trên những tải trọng và tác động có ý nghĩa quyết định điều kiện thi công và khai thác công trình.

8.3.1. Tính toán giếng trong giai đoạn thi công

1. Tính toán điều kiện hạ giếng

Chiều dày của tường giếng chìm được xác định từ điều kiện hạ với hệ số hạ giếng:

$$K_h = \frac{G - W}{T} / 1,15 \quad (8.1)$$

Trong đó: K_h - hệ số hạ giếng;

G - trọng lượng bản thân của tường giếng, T ;

W - trọng lượng của nước do tường chiếm chỗ (khi hạ trong đất khô $W = 0$); T ;

T - tổng ma sát giữa tường và đất, T :

$$T = U (H - 2,5) f_o$$

Trong đó: U - chu vi ngoài của giếng, m ;

H - chiều sâu hạ giếng, m ;

f_o - ma sát giữa đất và thành giếng, T/m^2 , theo thí nghiệm, tra bảng (tham khảo bảng 8.1) hoặc theo tiêu chuẩn hạ giếng chìm.

Đối với giếng tròn, chiều dày của tường có thể xác định theo công thức:

$$b = \frac{c - 2r_o + \sqrt{4r_o^2 + c}}{2} \quad (8.2)$$

Trong đó: $c = \frac{2,3(H - 2,5)f_o}{H\gamma_{bt} - H_w\gamma_w}$;

r_o - đường kính trong của giếng, m ;

b - chiều dày của tường, m ;

H_w - độ cao cột nước ngầm, m ;

γ_w - tỷ trọng nước, T/m^3 ;

γ_{bt} - dung trọng của bê tông, T/m^3 .

Khi giếng qua nhiều lớp đất thì ma sát f_o lấy bình quân gia quyền theo các lớp đất ấy.

Chiều dày của tường giếng khi hạ trong áo xúc biến (áo sét) được xác định theo công thức:

$$\frac{G_o + G_m + G_{np}}{T_n + T_y + R_n} \geq K_{tc} \quad (8.3)$$

Trong đó: G_o , G_m , G_{np} - lần lượt là trọng lượng của thành giếng, của áo xúc biến và của phụ tải với hệ số giảm 0,9;

T_n , T_y , R_n - lần lượt là lực ma sát của chân dao, lực ép đất và lực cản của đất ở đáy chân dao tính theo các công thức dưới đây;

K_{tc} - hệ số tin cậy lấy bằng 1,2.

Khi tính toán nên lấy chiều sâu thiết kế lớn nhất khi hạ giếng.

Lực ma sát tính toán của chân giếng (phần chân dao) T_n tính theo công thức:

$$T_n = U H_d f_0^{tc} K_{vt} \quad (8.4)$$

Trong đó: U - chu vi ngoài của giếng ở cốt chân dao, m;

H_d - chiều cao của dao, m;

f_0^{tc} - lực ma sát tiêu chuẩn ở mặt bên của chân dao lấy theo bảng 8.1;

K_{vt} - hệ số vượt tải lấy bằng 1,1.

Bảng 8.1. Lực ma sát tiêu chuẩn f_0^{tc} (kN/m²) của đất tại mặt bên của tường theo độ sâu (theo [17])

Độ sâu từ cốt san nền đến điểm tính toán, m	Cát					Đất sét		
	Sỏi sạn, cát thô và thô vừa			Mịn và bụi		Á sét và sét cứng, nửa cứng và dẻo cứng	Á cát cứng và dẻo, á sét dẻo và dẻo mềm, sét dẻo mềm	Á cát chảy á sét và sét dẻo chảy hoặc chảy
	Chặt	Chặt vừa	Rời	Chặt và chặt vừa	Rời			
10	60	53	47		43	47	33	20
15	71	63	56		51	60	44	25
20	82	73	65		59	73	55	30
25	93	83	74		67	86	66	35
30	104	93	83		75	99	77	40
35	115	103	92		83	112	88	45
40	126	113	101		91	125	99	50

Lực ma sát tính toán khi ép đất, T_y , gây ra khi hạ giếng tính theo công thức:

$$T_y = U H_y f_y \quad (8.5)$$

Trong đó: H_y - chiều cao ép đất, m;

f_y - lực ma sát của đất ở mặt bên khi ép đất lúc hạ giếng lấy bằng $2T/m^2$.

Khi hạ giếng nếu có lớp sơn giảm ma sát thì lực ma sát ở thành giếng sẽ giảm đến 25 - 38% và có thể tham khảo cách tính từ [17].

Sức chống giới hạn của đất ở đáy chân dao R_n tính theo công thức của Berezansev:

$$R_n = (A_o \gamma b_d + B_o q + C_o c) b_d \quad \text{khi } 0 \leq h/b_d \leq 0,5 ; \quad (8.6a)$$

$$R_n = A_{nb} \gamma b_d^2 \quad \text{khi } 0,5 \leq h/b_d \leq 2 \quad (8.6b)$$

Trong đó: A_0, B_0, C_0, A_{nh} - các hệ số lấy theo bảng 8.2;

γ - dung trọng của đất phía dưới chân dao;

q - áp lực thẳng đứng phân bố đều ở cốt chân dao cạnh hố đào;

b_d - bề rộng của chân dao;

h - chiều sâu chân dao vào đất (xem hình 8.14);

c - lực dính của đất.

Khi dùng phương pháp ép giếng bằng kích cũng như khi hạ giếng trong áo sét thì chỉ lấy sức chống của đất dưới chân dao khoảng 0,5 - 1,5m kể từ sống ao, tức không lấy hết chiều sâu h .

Bảng 8.2. Các hệ số của công thức (8.6)

Góc ma sát trong φ°	A_0	B_0	C_0	A_{nh} khi h/b_d		
				0,5	1	2
26	6,8	12,3	23,2	14,0	21,8	36,3
28	8,0	15,0	25,3	17,5	29,4	48,5
30	10,8	19,3	31,5	22,5	34,8	58,9
32	14,8	24,7	38,0	29,2	45,2	76,2
34	19,8	32,6	47,0	41,7	59,0	99,0
36	26,2	41,5	55,7	52,7	79,5	138,0
38	37,4	54,8	70,0	72,0	105,0	177,0
40	50,1	72,0	84,7	95,5	146,2	242,0

2. Nguyên tắc tính toán độ bền

Khi tính tường ngoài của giếng theo độ bền sẽ lấy chiều sâu hạ giếng lớn nhất (chiều sâu thiết kế) và chiều sâu mỗi đợt (mỗi khoanh giếng).

Nếu giếng tròn được hạ thẳng đứng không bị nghiêng, tính chất cơ lý của đất quanh giếng không khác nhau nhiều và thể nằm các lớp đất không bị nghiêng dốc về một phía thì tải trọng ngoài tác dụng lên giếng là đối xứng trục nên không xuất hiện ứng suất kéo trong tường giếng và không cần bố trí cốt thép cho tường và nếu có là theo yêu cầu cấu tạo.

Tuy nhiên, trong thực tế giếng bị nghiêng lệch trong quá trình hạ nên có thể xuất hiện tính không đều của tải trọng ngang - áp lực đất - từ P_A đến P_B vuông góc với đường kính, hướng tâm theo chu vi giếng (hình 8.11) và ứng với phương trình:

$$\left. \begin{aligned} \omega &= K_{kd} - 1 = P_B/P_A - 1 \\ P_a &= P_A (1 + \omega \sin \alpha) \end{aligned} \right\} \quad (8.7)$$

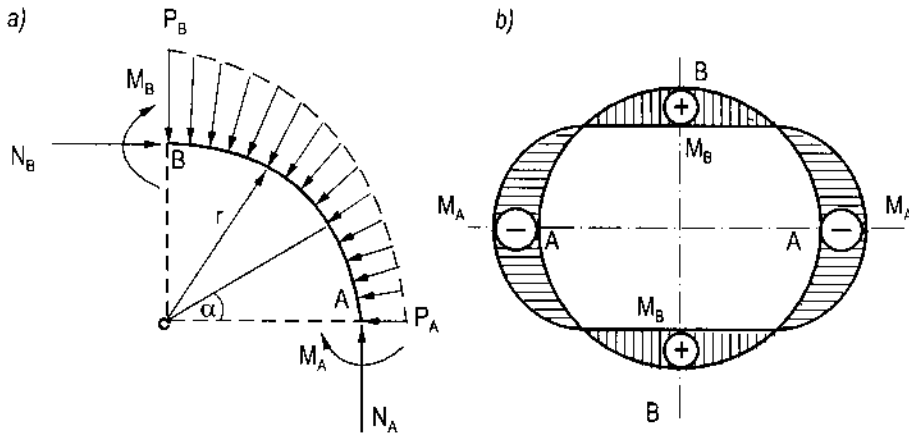
Trong đó: P_A - cường độ áp lực bên của đất lên giếng, T/m^2 tính theo công thức:

$$P_A = \gamma H \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) ;$$

K_{kd} - hệ số không đều của áp lực ngang của đất lấy bằng P_B/P_A hoặc là bằng tỷ số của áp lực chủ động ứng với góc ma sát trong nhỏ nhất và lớn nhất cho từng loại đất nhất định;

γ - dung trọng của đất, T/m^3 ;

φ - góc ma sát trong của đất, độ.



Hình 8.11. Sơ đồ phân bố áp lực đất lên thành giếng (a) và biểu đồ mô men (b)

Nội lực tính toán trong tường giếng lấy theo tổ hợp bất lợi nhất:

$$\left. \begin{aligned} M_A &= -0,1488 P_A r^2 \omega; \\ M_B &= +0,1366 P_A r^2 \omega; \\ N_A &= P_A r (1 + 0,7854\omega); \\ N_B &= P_A r (1 + 0,5\omega); \end{aligned} \right\} \quad (8.8)$$

Trong đó: r - bán kính tính toán của giếng, m;

M, N - lần lượt là mô men uốn và lực pháp tuyến lên giếng.

Khi hạ giếng mà đào đất trong nước thì M và N tính theo các công thức trên nên tăng thêm 15% do khó kiểm tra vị trí các vùng dùng làm điểm tựa.

Khi giếng được hạ trong áo sét thì ma sát giữa đất và thành giếng gần bằng không, còn một số quan trắc khác cho thấy ma sát lúc ấy nên lấy bằng $0,2 - 0,3 T/m^2$.

Đối với giếng có mặt bằng là hình đa giác thì việc tính toán nó cũng giống như tính cho giếng tròn với đường bán kính quy ước lấy bằng khoảng cách từ tâm của hình tới điểm nối 2 cạnh của đa giác, cũng có thể tính tường giếng có mặt bằng chữ nhật, elip và hình ô van theo các công thức và biểu đồ (xem [17, 18]).

Nội lực tính theo các công thức (8.8) là theo sơ đồ phẳng nên nó chỉ cho nội lực theo phương ngang với điều kiện $1/12 \leq b/R \leq 5$; R - bán kính trong của giếng. Khi tính toán theo sơ đồ không gian bằng phương pháp phần tử hữu hạn (đối với giếng có thành mỏng) cho ta mô men hướng dọc.

Phương pháp tính giếng chìm trong giai đoạn hạ giếng theo tiêu chuẩn SNiP 2.09.03.85 trong đó xác định áp lực đất chủ động lên tường có kể đến biến dạng uốn thực tế trên mặt bằng của giếng theo các công thức của bài toán đối xứng trục từ lý thuyết cân bằng giới hạn, cho phép giảm đến 25 - 30% lượng cốt thép đứng đối với giếng có đường kính 16m hạ sâu tới 10 - 12m so với phương pháp tính toán truyền thống theo lời giải bài toán phẳng của Coulomb.

3. Tính toán giếng chìm ở giai đoạn đầu hạ giếng

Giả định rằng trước khi bắt đầu hạ, giếng được kê trên 4 điểm hoặc 4 vùng quy định. Lúc này tường của giếng chưa ép đất nên sẽ kiểm tra nó từ điều kiện chân dao của giếng tựa lên 4 điểm về chịu uốn và chịu xoắn (hình 8.12) đối với dốt giếng đầu tiên vì lúc này nó chỉ chịu tác dụng của trọng lượng bản thân dốt giếng và xem là phân bố đều, còn trọng lượng tường trong xem là lực tập trung (hình 8.13). Số lượng các điểm kê tam và khoảng cách giữa chúng phải chọn như thế nào để trong tường giếng xuất hiện các mô men ở gối tựa và mô men ở nhịp là giống nhau. Giếng tròn thường kê tam trên 3 hoặc 4 điểm. Tường của giếng tròn cho phép tính toán theo sơ đồ dầm vành khuyên đặt trên một số điểm tựa.

Đối với giếng (hoặc dốt giếng) có đường kính nhỏ hơn 8m và chiều cao dốt giếng đầu tiên lớn hơn 5m thì không cần tiến hành kiểm tra này. Đối với giếng có đường kính lớn thì tính theo các công thức sau:

$$\left. \begin{aligned} M_g &= -0,215 q r^2; \\ M_{nh} &= +0,1103 q r^2; \\ M_x &= +0,02979 q r^2; \end{aligned} \right\} \quad (8.9)$$

Trong đó: M_g - mô men uốn ở gối tựa, Tm;

M_{nh} - mô men uốn ở giữa nhịp, Tm;

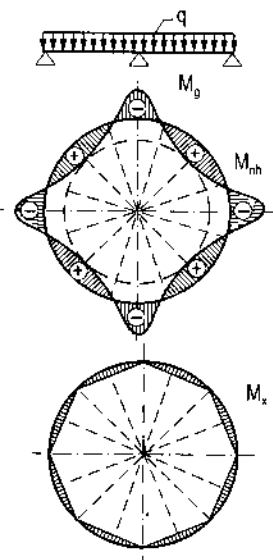
M_x - mô men xoắn ở giữa nhịp, Tm;

q - trọng lượng bản thân của 1m dài tường, T.

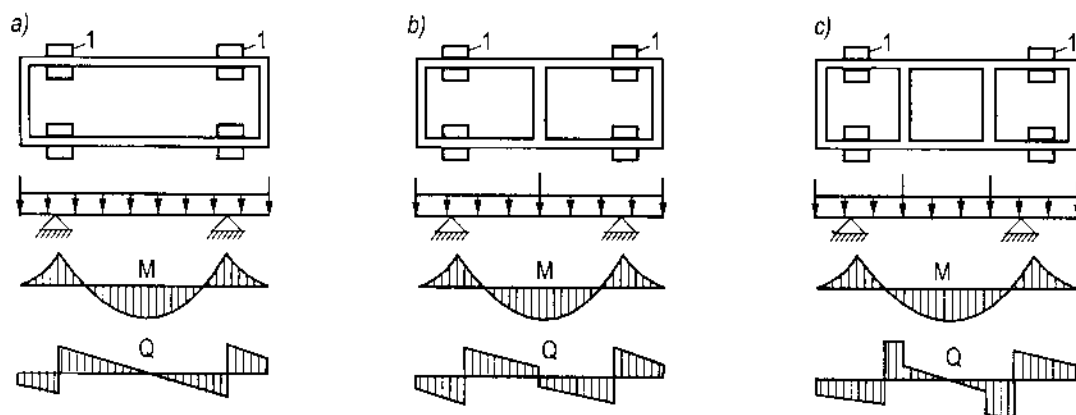
Thường đối với dốt giếng đầu tiên không cao lắm và ở giếng có đường kính lớn thì lượng cốt thép thêm xác định từ công thức (8.9).

Để tránh đặt thêm cốt thép ở dốt giếng đầu hoặc nhằm giảm tổng chi phí có thể tăng chiều cao của dốt giếng thứ nhất, tuy nhiên khi ấy phải kiểm tra cường độ giới hạn của đất ở dưới chân dao của giếng.

Nếu hiện trường xây dựng gồm các loại đất đồng nhất có độ chặt trung bình, nhất là ở các lớp gần mặt đất, thì có thể làm cốp pha của chân dao trực tiếp lên hào đào vào ngay lớp đất ấy (xem hình 8.16d), do đó không cần kiểm tra uốn và xoắn.



Hình 8.12. Sơ đồ tính toán mô men uốn và mô men xoắn trước khi hạ giếng



Hình 8.13. Sơ đồ tính dốt tường thứ nhất của giếng chìm có mặt bằng chữ nhật
a) Giếng chữ nhật; b) Như trên nhưng có 1 tường trong; c) Như trên, có 2 tường trong,
 M - biểu đồ mô men uốn; Q - biểu đồ lực cắt; 1- vùng gối tựa.

4. Tính toán phần chân dao

Chân của giếng chìm được tính toán như côngxon khi xem chân dao bị ngàm tại mặt cắt I-I (hình 8.14) theo 2 trường hợp làm việc sau đây:

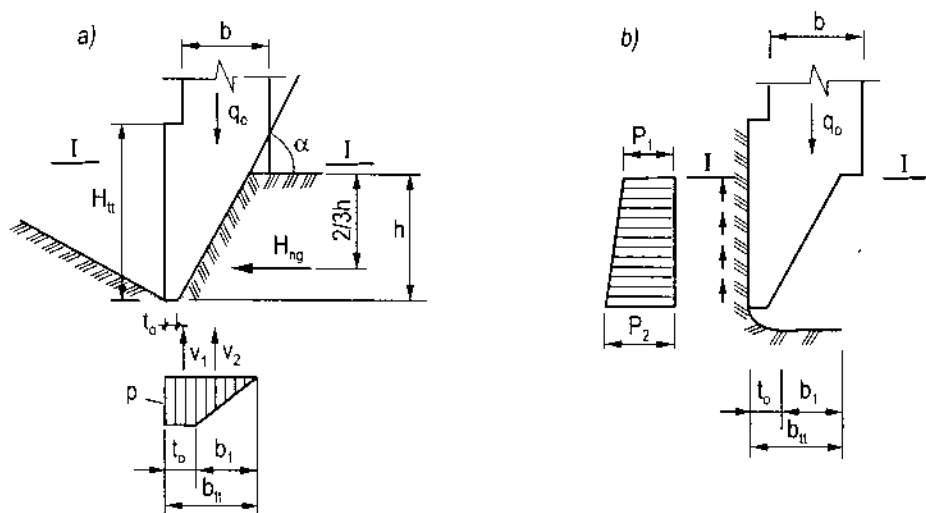
* *Trường hợp 1:* Bắt đầu hạ (hình 8.14a) khi lưỡi chân dao ép lên đất và chịu áp lực đất ở phía mặt trong của dao. Thành phần thẳng đứng và thành phần nằm ngang của phản lực đất bằng:

$$V_1 = p t_0, V_2 = p b_1 / 2, H_{ng} = V_2 \operatorname{tg}(\alpha - \varphi) \quad (8.10)$$

Trong đó: t_0 - bề rộng của lưỡi đào, m;

$b_1 = h \cot \alpha$ (h - chiều cao của dao đến phần nhô phía trong);

α - góc nghiêng của dao so với phương ngang.



Hình 8.14. Sơ đồ tính toán chân dao của giếng
a) Bắt đầu hạ giếng; b) Kết thúc hạ giếng.

$p = q/(t_0 + 0,5 b_1)$ với q - trọng lượng trên 1m dài của đốt giếng thứ nhất. Lực H_{ng} đặt tại điểm cách lưỡi dao $1/3h$.

Mô men của các lực ngoài đối với trọng tâm 0 của tiết diện I-I được xác định từ các biểu thức:

$$M_{V1} = V_1 b_1/2; \quad M_{V2} = V_2 \frac{(b_1 - 3t_0)}{6}; \quad M_{Hng} = \frac{2}{3} H_{ng} b_1 \operatorname{tg} \alpha \quad (8.11)$$

Tính toán chân dao cho trường hợp nén lệch tâm dưới tác dụng của tổng mô men ngoại lực V_1, V_2, H_{ng} và lực pháp tuyến q .

* *Trường hợp 2:* ứng với trạng thái khi giếng hạ đến độ sâu thiết kế, đất dưới lưỡi dao được đào đi và bên mặt phía ngoài của dao dưới tác dụng áp lực ngang của đất (hình 8.14b) làm chân dao uốn vào phía trong.

Thiên về an toàn khi xem phần chân dao này chịu áp lực ở trạng thái tường đứng yên.

Tại tiết diện côngxon I-I xuất hiện:

- Mô men uốn:

$$M = (p_2 - p_1) h^2/3 + p_1 h^2/2 \quad (8.12)$$

- Lực cắt:

$$Q = \frac{h}{2} (p_1 + p_2) \quad (8.13)$$

Trong đó: p_1, p_2 - áp lực đất ở trạng thái đứng yên tại cao độ trong phạm vi h .

Theo nội lực tìm được tại mặt cắt I-I ta đặt 2 lớp cốt thép đứng phần chân dao trên suốt chiều cao của nó. Cốt thép ngang chân dao đặt theo kết quả tính đốt tường đầu tiên khi rút bỏ các điểm kê tạm.

Tính toán tường chịu kéo đứt

Đôi khi trong quá trình hạ, giếng bị treo. Điều này xảy ra khi lớp đất phía trên mặt chặt hơn so với phía chân giếng. Trong trường hợp này ở thành giếng xuất hiện ứng suất kéo chiều thẳng đứng.

Trong tính toán, cho rằng phần phía trên có chiều cao $h_1 = (0,25 - 0,30)H$ bị giữ chặt do tập trung ma sát của đất và phần dưới có chiều cao $h_2 = (0,70 - 0,75)H$ thì bị treo. Cốt thép đứng được xác định theo trị số lực kéo này.

Theo [2] lực kéo tính toán tiêu chuẩn xác định theo các công thức sau:

- Khi chiều cao của lớp đất chắc phía trên nhỏ hơn một nửa chiều sâu của giếng:

$$N = \gamma_{tc} T \quad (8.14)$$

- Khi chiều cao lớp đất chắc phía trên lớn hơn một nửa chiều sâu giếng:

$$N = G - T \quad (8.15)$$

Trong đó: G - trọng lượng giếng, T ;

T - lực ma sát ở thành giếng trong lớp đất tốt, T/m^2 ;

γ_{tc} - hệ số tin cậy của việc hạ giếng, lấy bằng 1,15 - 1,2 lúc đang hạ và bằng 1,0 lúc giếng hạ đến cốt quy định.

Khi giếng hạ trong áo sét thì không cần kiểm tra kéo đứt vì rằng việc treo giếng rất hiếm xảy ra.

5. Tính toán giếng bị đẩy nổi

Khi giếng hạ tới cốt thiết kế và làm xong đáy nếu nằm dưới mực nước ngầm thì công trình bị đẩy nổi do áp lực nước gây ra trừ trường hợp dưới đáy có làm hệ thống tháo nước thường xuyên.

Cần kiểm tra lực đẩy nổi đối với giếng trong lúc thi công cũng như trong lúc khai thác. Chống lại lực đẩy nổi gồm có trọng lượng công trình (kể cả trọng lượng đáy), tải trọng thẳng đứng lên công trình (thiết bị, kết cấu ngầm, trọng lượng của đất trên sàn vv...), lực ma sát của đất quanh thành giếng:

$$\frac{\Sigma G + \Sigma T_i}{FH_w \gamma_w} \geq \gamma_{fw} \quad (8.16)$$

Trong đó:

ΣG - tổng tải trọng thường xuyên có kể đến hệ số vượt tải tương ứng;

ΣT_i - tổng lực ma sát khi tính toán đẩy nổi lấy với hệ số chiết giảm bằng 0,5 do có sự phá hỏng tiếp xúc giữa tường với đất khi giếng bị nghiêng, khi giếng thi công trong hố đào thì $T_i = 0$;

F - diện tích đáy giếng tính tới chu vi ngoài ;

H_w - cột nước tính toán kể từ mặt đáy dưới của giếng;

γ_w - tỷ trọng nước;

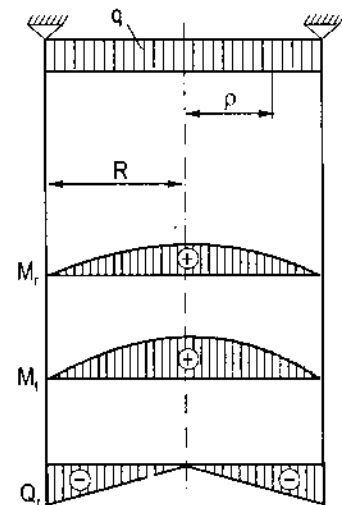
γ_{fw} - hệ số tin cậy khi đẩy nổi, lấy bằng 1,2.

Lúc thi công, khi chưa lắp thiết bị, nếu kết quả tính theo công thức (8.16) không thoả mãn (khi $\gamma_{fw} < 1,2$) thì ta có thể tạm thời nạp nước vào giếng, hạ mực nước ngầm hoặc làm neo tạm trước khi thi công những phần kết cấu phía trong giếng. Neo vĩnh cửu để chống đẩy nổi chỉ thực hiện trong trường hợp khi yêu cầu theo công thức (8.16) không thoả mãn lúc khai thác công trình.

6. Tính toán đáy giếng

Đáy giếng được tính như bản tròn kê lên chu vi. Sơ đồ tính toán, biểu đồ của mô men theo hướng bán kính và hướng tiếp tuyến và lực cắt của bản tròn được trình bày trên hình 8.15.

Tải trọng phân bố đều tác dụng ở phía dưới đáy giếng lấy như sau:



Hình 8.15. Sơ đồ tính toán bản tròn của đáy giếng

- Khi lực đẩy do áp lực thuỷ tĩnh của nước ngầm vượt quá tổng tải trọng đứng thường xuyên và công trình không bị đẩy nổi nhờ các neo:

$$q_1 = \gamma_w H_w - b_d \gamma_{bt} \quad (8.17)$$

- Nếu trị của tải trọng thường xuyên lớn hơn lực đẩy:

$$q_2 = \frac{G_K + G - 0,5T}{F} \quad (8.18)$$

Trong đó: G_K - trọng lượng của kết cấu và thiết bị đặt lên giếng chìm;

G - trọng lượng của giếng chìm và các tường ngăn;

F - diện tích đáy giếng tính tới chu vi ngoài;

γ_w - tỷ trọng của nước ;

H_w - đầu nước có áp tính từ cốt dưới của đáy;

γ_{bt} - dung trọng của bê tông;

b_d - bề dày của đáy giếng;

T - lực ma sát giữa tường và đất.

Sẽ lấy trị số q nào lớn nhất trong 2 trị số nói trên. Khi xác định q_1 cần kể đến phụ tải ở gần giếng nếu nó được thiết kế nhằm tăng trọng lượng chống đẩy nổi.

Theo sơ đồ trên hình 8.15 ta có:

- Tổng tải trọng lên đáy giếng:

$$P = q\pi R^2 \quad (8.19)$$

- Mô men hướng bán kính của bản tựa kiểu khớp lên tường:

$$M_r = \frac{P}{16\pi} (3 + \mu) (1 - \rho^2) \quad (8.20)$$

- Mô men tiếp tuyến trong bản:

$$M_t = \frac{P}{16\pi} [3 + \mu - (1 + 3\mu) \rho^2] \quad (8.21)$$

- Lực cắt bán kính:

$$Q_r = \frac{P}{2\pi R} \rho \quad (8.22)$$

Trong đó: μ - hệ số Poaxông của đất;

ρ - khoảng cách từ tâm giếng đến điểm tính toán của bản.

8.3.2. Tính toán giếng trong giai đoạn khai thác/sử dụng

Kiểm tra giếng trong giai đoạn khai thác gồm các tính toán sau:

- Độ bền của tường trong, ngoài, cột, đáy và sàn;

- Chống đẩy nổi của giếng;

- Trượt theo đáy, lật và ổn định tổng thể của công trình và nền khi tải trọng lớn tác dụng một bên giếng.

Tường của giếng tại những chỗ làm điểm đỡ dầm sàn thì kiểm tra theo tải trọng tác dụng cục bộ, lúc này cần kể đến sự tập trung ứng suất ở các lỗ tường. Tường, đáy và sàn nên tính toán theo tải trọng thêm xuất hiện lúc thi công, sự dâng cao của nước ngầm, lấp đất đến cốt quy hoạch, xây dựng nhà và công trình hoặc đặt thiết bị gần giếng.

Khi trong giếng có làm các ngăn chứa nước theo công nghệ khai thác thì các vách ngăn này phải kể thêm tải trọng thủy tĩnh.

Kết cấu bê tông cốt thép của giếng tính theo tiêu chuẩn thiết kế bê tông cốt thép nhưng sự mở rộng vết nứt không được vượt quá 0,2mm, hiệu ứng nhiệt ẩm chỉ xem xét khi giếng có đường kính hoặc cạnh dài quá 60m.

Ví dụ tính toán giếng chìm xem ở chương 12.

8.4. THI CÔNG GIẾNG CHÌM

Giếng chìm bằng bê tông cốt thép toàn khối hoặc lắp ghép và giếng chìm hơi ép tuy có sự khác biệt về công nghệ và cấu tạo nhưng có cùng tính chất cấu trúc được đặc trưng bởi các giai đoạn công nghệ thi công chung như:

- (1) Giai đoạn chuẩn bị;
- (2) Thi công công trình trên mặt đất;
- (3) Hạ chìm công trình vào đất;
- (4) Làm đáy và các kết cấu phụ;
- (5) Thi công phân kết cấu phía trên mặt đất và hoàn chỉnh công trình tiện ích chung của khu vực.

Giai đoạn chuẩn bị là một quá trình phức tạp, trong cấu trúc của nó gồm những việc như: san nền, xây dựng các đường chuyên dụng, mạng lưới điện và các công trình tạm.

Thi công giếng chìm từ trên mặt đất không phải làm ngay hết chiều cao giếng mà là làm từng đốt rồi hạ dần vào đất. Chiều cao của đốt thứ nhất và các đốt tiếp theo (có kể đến ma sát) phải chọn như thế nào để giếng tự hạ vào đất (bằng trọng lượng bản thân) và bảo đảm áp lực lên đất ở chân dao nhỏ hơn cường độ giới hạn của đất.

Trình tự công nghệ thi công giếng trên mặt đất và hạ giếng là như sau:

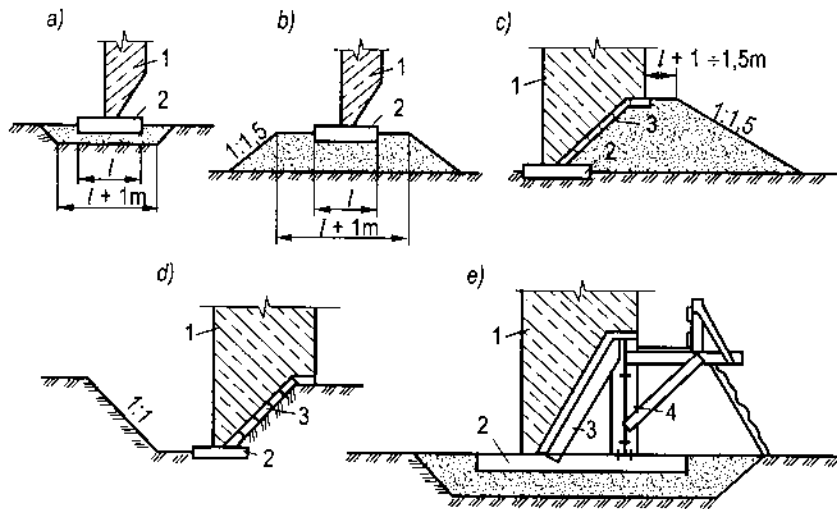
- (1) Làm nền tạm;
- (2) Thi công phần chân dao và tường của đốt giếng thứ nhất;
- (3) Dùng thi công để bê tông cứng chắc (ở tường và ở mối nối);
- (4) Hạ đốt giếng đầu đến phần nhô phía trên chân dao;
- (5) Dùng hạ để làm bờ giếng giữ dung dịch sét;
- (6) Hạ tiếp đốt thứ nhất;
- (7) Dùng hạ để làm tường của đốt giếng thứ 2;
- (8) Hạ đốt thứ 2 và tiếp tục như thế cho các đốt sau;
- (9) Làm đáy và các kết cấu phụ.

8.4.1. Thi công giếng chìm bê tông cốt thép

1. Làm nền tạm

Chân dao của giếng phải đặt lên nền đất chắc chắn để giếng không bị lún nghiêng và để bê tông có đủ cường độ cần thiết.

Khi nền đất tốt thì chân giếng (phần dao) có thể đặt cõpha trực tiếp lên đất và đổ bê tông (hình 8.16d).



Hình 8.16. Kết cấu của nền tạm dưới chân dao của giếng

a) Trên đệm cát và kê chân bằng gỗ; b) Trên nền cát đắp và kê bằng gỗ; c) Trên khối cát sỏi và kê chân gỗ; d) Trong hào chuẩn bị riêng; e) Trên đệm cát + sỏi và kê chân trên gỗ.

1. Chân dao của giếng; 2. Gối kê bằng gỗ;

3. Cốp pha gỗ hoặc tấm bê tông cốt thép; 4. Thanh chống chéo bằng gỗ

Đối với giếng tương đối nhỏ thì dùng nền tạm kiểu "a" và "b" (hình 8.16) còn gối kê làm bằng gỗ kiểu tà vẹt rộng 16 - 22 cm. Chiều dài và số lượng gối kê xác định bằng tính toán sao cho áp lực của đất giếng thứ nhất lên đất không vượt quá cường độ tính toán của đất, khoảng cách giữa các gối thường khoảng 0,5 - 1,0m và bề dài từ 2 - 3,5m.

Đối với giếng nặng có kích thước lớn nền tạm nên lót bằng khối cát, sỏi sạn kiểu "c", trong đất yếu kiểu "e" có thanh chống xiên.

Nền tạm dưới các giếng bê tông cốt thép lắp ghép thường là các tấm bê tông.

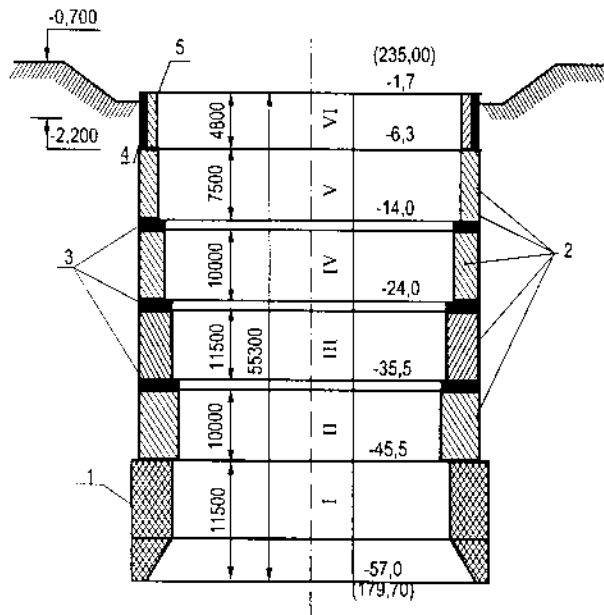
2. Thi công các đốt giếng

Sau khi đốt giếng thứ nhất được hạ vào đất thì tiếp tục làm đốt giếng thứ 2 hạ đốt thứ 2 và sau đó làm tiếp các đốt khác (xem hình 8.17).

Nếu các đốt giếng được lắp ghép bằng các tấm vỏ phẳng thì ngoài việc liên kết theo chiều đứng (ví dụ xem hình 8.7) cần phải làm giằng ngang ở đầu mỗi đốt.

Trong các giếng có chứa các lỗ trùng khớp với các lỗ của bloc đúc sẵn. Nhờ đó, khi cần thiết, người ta nhồi bê tông suốt chiều cao của giếng tạo thành cột đứng sau khi đã lắp xong các đốt.

Mặt ngoài của tường, gồm cả chân dao, quét phủ 3 lớp bi tum. Các mối nối ngang giữa các khối liên kết bằng xi măng trương nở, còn các mối nối đứng - phun bê tông.



Hình 8.17. Ví dụ chia giếng thành tầng đốt thi công bằng lắp ghép (theo [17])

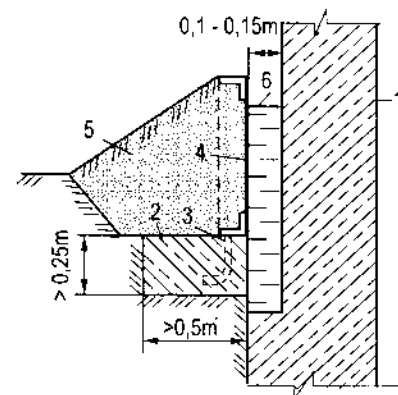
1. Phần chân dao; 2. Các đốt giếng;
3. Giàng BTCT đổ tại chỗ;
- 4,5- Tấm chắn và khung giá đỡ

3. Hạ giếng trong áo sét

Để nạp được dung dịch sét vào khe trống giữa tường và đất thì trên mặt đất quanh chu vi tường phải làm bờ và hệ thống đường ống để chuyển dung dịch. Khe vừa nói được hình thành do phần nhô ra ngoài mặt tường của chân giếng với bề rộng khoảng 5 - 15 cm. Tác dụng của dung dịch sét bám lấy mặt ngoài của tường giếng và được chế tạo từ sét địa phương hoặc sét bentonite có thể có phụ gia để tăng tính xúc biến.

Chỉ tiêu kỹ thuật của dung dịch sét sẽ phụ thuộc vào các lớp đất mà giếng xuyên qua: khi qua đất sỏi sạn và dễ phòng chảy mất dung dịch thì nên tăng độ nhớt (ví dụ bằng cách thêm thủy tinh lỏng); khi qua nhiều lớp đất phức tạp thì dùng dung dịch có mật độ lớn (2,2 - 2,4 g/cm³) (cho thêm vào dung dịch barit, manhetic)

Bờ quanh tường cao 1,0 - 1,2m có thể gồm các đoạn dài 2 - 4m nối với nhau bằng bu lông để giữ các lá thép dày 3 - 5mm (hình 8.18). Phổ biến nhất là bờ này làm bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ hình vành khuyên cao và rộng khoảng 1m, cách mặt tường ngoài của dao 5 - 10cm. Phía dưới đáy bờ nên có lớp đệm cát 40 - 50 cm. Thép trong bờ bê tông cốt thép là $\Phi 16-24\text{mm}$ với bước 200mm. Kết cấu như thế của bờ có thể làm cả chức năng như hệ thống dẫn hướng và định vị giếng trong quá trình hạ.

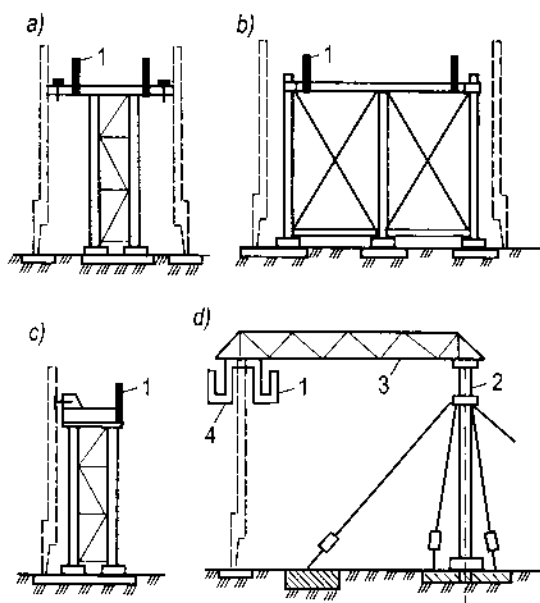


Hình 8.18. Bờ bằng thép

1. Tường giếng; 2. Đai vành khuyên bằng BTCT; 3. Bu lông neo;
4. Bờ quanh giếng; 5. Đất đắp;
6. Dung dịch sét

4. Lắp dựng tường giếng bằng tấm BTCT đúc sẵn

Dùng giá định hướng (conductor) để dựng lắp các tấm tường thẳng đứng của giếng. Giá dựng lắp có thể là cố định (hình 8.19 a-c) hoặc xoay vành khuyên (hình 8.19 c). Giá lắp đặt trên móng hoặc nền tạm của chân dao.



Hình 8.19. Một số kiểu giá lắp

a) Loại có trụ ở giữa (giếng có $D < 10$ m);

b) Loại không gian ($D < 16$ m);

c) Loại vành khuyên ($D < 40$ m);

d) Loại côngxon quay;

1. Lan can chắn; 2. Tháp;

3. Côngxon quay; 4. Giá đỡ di động.

Loại giá lắp kiểu côngxon gồm 3 bộ phận chính: tháp, côngxon quay và giá đỡ di động. Các tấm tường được liên kết với nhau bằng cách hàn các bản thép đặt sẵn khoảng 3 - 4m theo chiều cao, đầu tiên hàn phía mặt ngoài và sau đó là phía mặt trong tường.

Mối nối trong các tường dày thì có thể nhồi vữa hoặc bê tông trong cốt pha 2 bên và đầm. Khi dùng bê tông bơm hay phun thì đặt cốp pa một bên. Máy nén để bơm (tiêm) bê tông bơm có áp suất không ít hơn 9 atm.

Thành phần bê tông bơm 1: 2,7: 1,6 và bê tông phun 1: 1,5: 1 (xi măng mác 500, cát mịn, cát thô). Khoảng cách giữa 2 lần bơm (bơm từng lớp) khoảng 15 - 30 phút, chiều dày mỗi lớp không lớn hơn 20 mm.

Để lắp các tấm tường của đợt thứ hai phải dùng giá lắp đặt trên các tấm tường của đợt thứ nhất.

Khi lắp các giếng gồm các khối lớn, rỗng ruột thì các mối nối ngang giữa các khối là vữa xi măng dày 0,5 - 1,0 cm. Các mối nối đứng giữa các khối thì đặt cốt thép đứng, sau đó hàn với cốt thép ngang và đổ bê tông có mác không thấp hơn C20.

Cường độ bê tông ở các mối nối đứng và ngang lúc đỡ cốt pha không được thấp hơn 10 MPa.

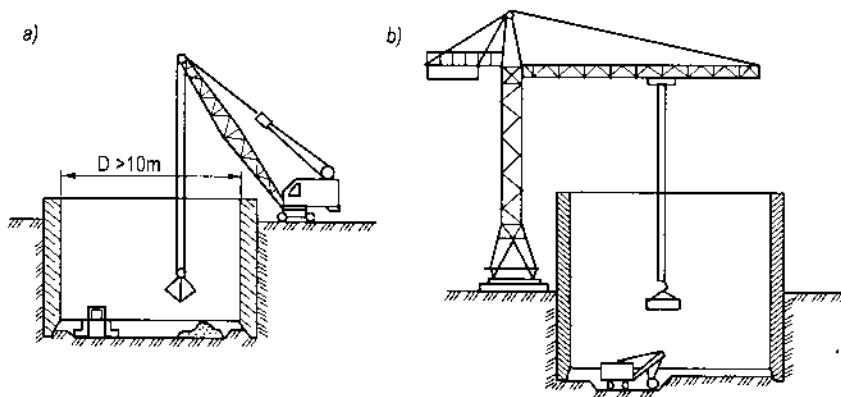
Để việc hạ giếng sau đó được thuận lợi thì phải xử lý bề mặt bê tông cho trơn nhẵn vì sự gồ ghề và nhám của bề mặt có ảnh hưởng rất lớn đến sức cản của đất khi hạ giếng.

5. Hạ giếng và đào đất

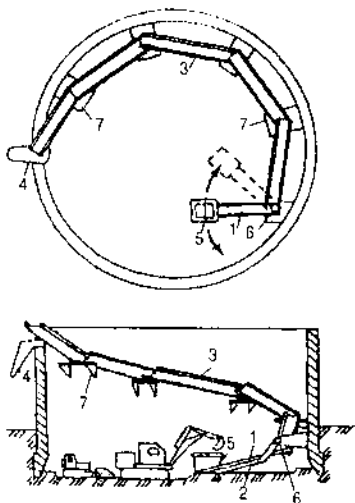
Để hạ giếng phải tháo rút các gối kê tam đồng thời ở 2 hoặc 4 vị trí đối xứng với trục dọc và trục ngang (hoặc tâm) của giếng theo chu vi chân dao. Sau khi rút gối kê phải dùng cát lót/nhồi chặt chân dao từ phía ngoài và phía trong giếng để truyền tải trọng lên đất.

Chi phí lao động, giá thành và thời gian thi công giếng phụ thuộc trước hết vào việc đào và chuyển đất. Khi xây dựng giếng chìm thường gặp 2 trường hợp chính: giếng hạ trong hố khô và hạ trong hố không làm khô. Thường gặp nhất là hạ giếng trong nền đất đã tháo khô do bơm hạ nước ngầm, do có làm màng chống thấm v.v...

Đối với đất sỏi sạn, đất cát, đất sét cứng và nửa cứng, đất nham thì dùng máy đào, máy ủi, máy xới thủy lực... và đưa đất ra khỏi giếng bằng máy chuyển đất, máy nâng thủy lực, cần trục, gàu ngoạm v.v..., gặp đá thì khoan nổ để phá rồi mới chuyển ra ngoài.

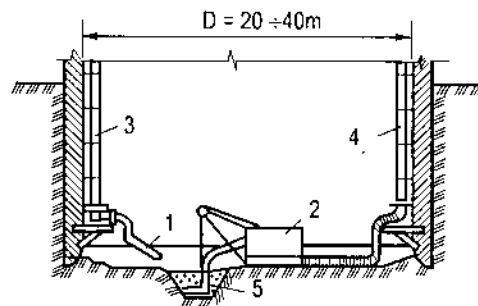


Hình 8.20. Đào và chuyển đất bằng máy đào và gàu ngoạm (a) hoặc bằng máy xúc và cần cẩu (b)



Hình 8.21. Đào đất bằng máy đào, máy xúc đổ đất vào thùng và chuyển đất bằng băng chuyền

1. Phân nạp đất của băng chuyền; 2. Khung đỡ phân nạp đất; 3. Băng chuyền; 4. Máng đổ; 5. Thùng nhận đất; 6. Bàn lễ đỡ; 7. Ngựa đỡ.



Hình 8.22. Đào đất bằng máy xới thủy lực và đưa đất ra ngoài bằng máy hút đất

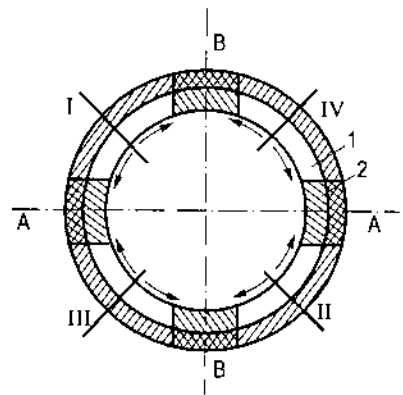
1. Máy xới thủy lực; 2. Máy hút bùn; 3. Ống hút/cấp nước; 4. Ống hút bùn; 5. Máng chứa đất toi+ nước.

Trên hình 8.20a trình bày việc đào đất bằng máy đào và gàu ngoạm, trên hình 8.20b đào đất bằng máy xúc và chuyển đất ra ngoài bằng cần trục tháp, trên hình 8.21 - đào đất bằng máy đào, máy xúc cho đất vào thùng và chuyển đất ra phía ngoài giếng bằng băng chuyền và trên hình 8.22 - đào bằng phương pháp xói thủy lực và đưa đất ra ngoài bằng máy hút bùn.

Bất kỳ loại đất gì và bất kỳ phương pháp hạ giếng kiểu nào thì việc đào đất bao giờ cũng theo nguyên tắc sau: bắt đầu đào đất ở phần giữa hố, sau đó lấy đất ở gần chân dao và phía dưới chân dao.

Khi đào đất dưới nước, ví dụ bằng gàu ngoạm, thì mặt hố đào có dạng nghiêng ra chung quanh với đỉnh chóp nón ở giữa. Trong trường hợp này khi giảm dần bề rộng của bờ dốc ở gần chân dao sẽ làm sập đất chỗ chân dao nghiêng vào chỗ thấp của hố.

Bờ dốc tạo ra ở gần chân dao khoảng 1 - 3m trong lúc phần giữa giếng sâu 1,5 - 4m (đào trong đất khô ráo), mỗi lớp đào dày khoảng 10 - 15 cm (hình 8.23).



Hình 8.23. Sơ đồ đào đất phía dưới chân dao của giếng

1. Chân dốc; 2. Vùng đất để tựa chân dao;
Trục A-A, B-B- vùng đất để tựa chân dao;
I - IV. Các vị trí bắt đầu đào bờ dốc

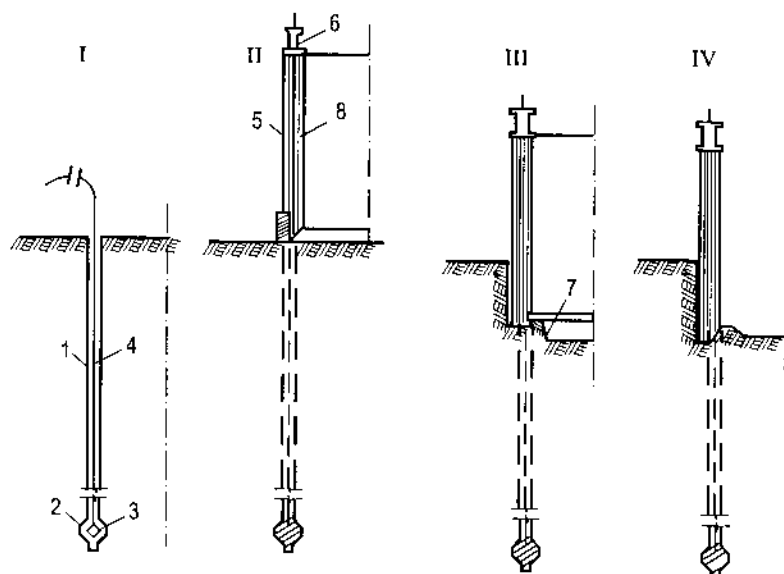
Phương pháp cơ bản để đảm bảo giếng lúc hạ được thẳng đứng là: đặt giếng trên các vùng làm chỗ tựa chân; đào đều đặn chân dốc hình vành khuyên và hàng loạt phương pháp điều chỉnh khác như dùng cọc kê chống, cọc neo và kích để ép.

Phương pháp kích ép đã dùng để hạ giếng tại Đơ nhép có đường kính 50m và cao 14 và 12m trong đất cát. Để giảm ma sát đã dùng dung dịch sét kết hợp kích ép chung quanh và đào để hạ hai giếng nối trên được thẳng đứng. Việc hạ giếng theo trình tự như sau (hình 8.24):

- Theo chu vi khoan lỗ có mở rộng ở mũi và làm neo (hình 8.24, I);
- Lắp giếng và phía trên đầu giếng đặt các kích (hình 8.24, II) ;
- Phía bên trong giếng, tại độ sâu mỗi đợt giếng ta đào sát chỗ chân dao có để lại dốc theo chu vi giếng (hình 8.24, III);
- Cho kích hoạt động và tiến hành ép giếng vào đất (hình 8.24, IV).

Thi công kiểu này khá tốt tuy trong thành giếng có xuất hiện những vết nứt do phản lực đứng không đều của đất ở phần chân dao gây ra uốn kèm theo xoắn trong mặt phẳng đứng.

Phương pháp kích ép dùng khi độ sâu của giếng không lớn trong điều kiện chật hẹp lúc xây dựng cải tạo.



Hình 8.24. Trình tự công nghệ hạ giếng có ép

I-IV các giai đoạn hạ giếng

1. Lô khoan có mở rộng mũi ; 2. Mở rộng mũi (bằng nổ mìn); 3. Cáp neo;
4. Cáp; 5. Thân giếng; 6. Kích; 7. Bờ dúc; 8. Lô để luống cáp

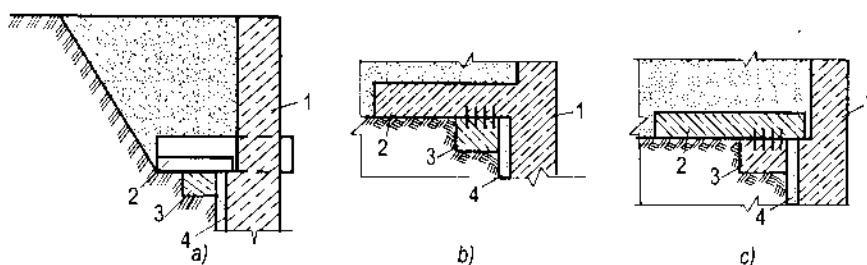
6. Đổ bê tông đáy giếng

Tiến hành làm đáy giếng sau khi công trình đã hạ đến độ sâu thiết kế và đã có biện pháp chống đẩy nổi. Kết cấu đáy giếng và biện pháp chống đẩy nổi ít phụ thuộc vào phương pháp xây dựng công trình ngầm.

Gia cường giếng để chống đẩy nổi bằng nhiều biện pháp như: bơm trám vữa vào khe trống giữa thành giếng và đất chung quanh, làm cổ giếng, làm neo ngang hoặc neo đứng.

Vữa để bơm trám khe trống được bơm qua ống nhờ máy bơm vữa, bắt đầu ở phần dưới cùng của khe, sau đó tùy theo dung dịch sét thoát ra ngoài mà tiến dần lên phía trên. Tỷ lệ xi măng cát khoảng 1: 2 hoặc 1: 1, tỷ lệ nước xi măng 0,6 - 0,7.

Biện pháp đơn giản hơn là làm cổ giếng (hình 8.25). Cổ giếng có thể là đúc sẵn hoặc đổ tại chỗ và nên liên kết cổ giếng với bờ giếng. Đất lấp lên cổ giếng là đất tại chỗ và đầm chặt từng lớp.

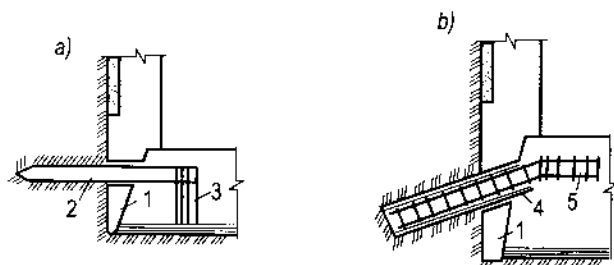


Hình 8.25. Sơ đồ kết cấu của cổ giếng

a). Đúc sẵn; b) Đổ tại chỗ; c) Đổ tại chỗ không liên kết thành giếng

1. Tường giếng; 2. Cổ giếng; 3. Bờ giếng; 4. Khe trống nhồi dung dịch sét

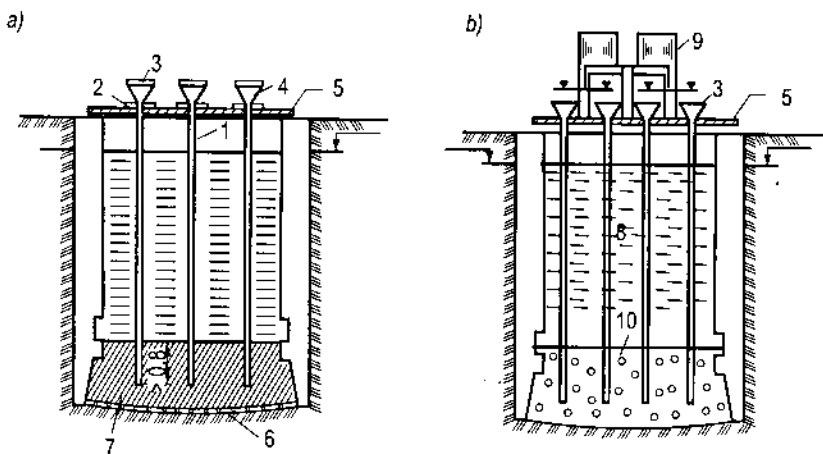
Neo tường giếng và đáy để chống đáy nổi bằng cọc ngắn (hình 8.26). Cọc ngang ép vào đất tốt qua lỗ chừa sẵn ở thành giếng, và gập đất đồng nhất thì cọc ngang nên nằm ở cốt đáy giếng. Cọc đứng hoặc cọc xiên thì hạ từ đáy hố bằng búa đóng hoặc búa rung. Liên kết cốt thép đầu cọc với cốt thép đáy giếng và đổ bê tông tại chỗ. Chiều dày của đáy giếng có cọc neo phụ thuộc vào sức chịu tải của neo và khoảng cách giữa chúng.



Hình 8.26. Sơ đồ neo giếng bằng cọc ngắn để chống trôi

a) Cọc đóng lợp; b) Cọc khoan nhồi
1. Chân dao; 2. Cọc đúc sẵn; 3. Cốt đai neo cọc vào đáy; 4. Ống vách giữ lỗ; 5. Khung cốt thép

Trước khi đổ bê tông phải phải làm giếng thu và thoát nước, trải lên đất lớp vật liệu thoát nước (cát thô hoặc sỏi ...) đầm chặt, làm phẳng, lót lớp bê tông mác thấp lên trên lớp thoát nước này, trải lớp vật liệu chống thấm và phía trên nó là lớp bê tông chắc đặc.



Hình 8.27. Sơ đồ đổ bê tông dưới nước cho đáy giếng

a) Phương pháp ống lên xuống thẳng đứng; b) Phương pháp bơm vữa bơm

1. Ống thẳng đứng lên xuống; 2. Đai để giữ ống; 3. Phễu;
4. Máy rung bằng điện; 5. Sàn trên của giếng; 6. Lớp sỏi cát;
7. Đệm bê tông dưới nước; 8. Ống rót vữa xi măng; 9. Máy trộn vữa; 10. Đá đổ

Theo phương pháp đổ bê tông qua ống thẳng đứng (hình 8.27a) thì yêu cầu bê tông cấp liên tục từ phễu chảy qua ống có đường kính 200 - 300mm, mỗi ống phục vụ một diện tích đổ bê tông từ 30 - 40 m² hố móng. Chỉ có lớp trên của bê tông là tiếp xúc với nước và tùy lượng bê tông vào giếng mà rút dần ống lên nhưng mũi ống luôn ngập vào bê tông không nhỏ hơn 80 - 100 cm. Tốc độ đổ bê tông không được ít hơn 0,3 m³/giờ cho 1 m² diện tích.

Phương pháp bơm vữa (hình 8.27b) là như sau: cho cốt liệu thô vào đáy giếng tạo thành đệm sau đó bơm vữa xi măng cát qua ống có đầu mũi nằm trong đệm để lấp đầy

các lỗ rỗng theo hướng từ dưới lên và đẩy nước ra. Áp lực vữa ở đầu ra tại mũi ống được đảm bảo bằng trọng lượng bản thân cột vữa trong ống hoặc nhờ máy bơm vữa. Đầu tiên lắp ống có đường kính 50 - 200mm với đầu mũi tới đáy giếng, sau đó dùng cốt liệu thô như đá cỡ 10 - 30 cm và đá dăm 5- 8 cm bỏ xuống đáy giếng. Cách đắp như thế ta sẽ có đệm với lỗ rỗng khoảng 40 - 50% . Khoảng cách giữa các ống 3 - 5m, lượng vữa cấp không ít hơn 0,2 m³/giờ cho 1 m² móng. Cố định vị trí ống cho đến lúc đổ bê tông xong. Bê tông dùng trong trường hợp này thường có độ sụt cao, thêm phụ gia dẻo với lượng xi măng 500 - 700 kg/m³ vữa và tỷ lệ nước xi măng 0,65 - 0,85.

7. Quan trắc trong thi công hạ giếng

Không thể thiếu việc quan trắc trong quá trình hạ giếng. Kinh nghiệm chứng tỏ rằng kết quả của quan trắc có ý nghĩa rất quan trọng chẳng những để điều chỉnh giếng thẳng đứng trong thi công mà còn dùng trong tính toán những công trình tương tự. Nội dung quan trắc do thiết kế và thi công quy định nhưng thường gồm có:

- Trước và sau khi làm các dốt giếng thứ nhất và thứ 2 đo bằng trắc đạc và lấy dấu chuẩn ban đầu của máy đo;
- Khi hạ dốt thứ nhất đến độ sâu 5m đầu tiên thì cứ 500mm, đo lấy số liệu 1 lần;
- Ở dốt đầu tiên từ độ sâu 5 đến 10 m, thì cứ 200 mm đo lấy số liệu 1 lần;
- Khi xuất hiện nghiêng lệch thì cứ 100mm đo 1 lần.

Khi hạ giếng xong khoảng 24 giờ đo không ít hơn 1 -2 lần cho đến ổn định mới tiến hành các công đoạn khác.

Những thông số cần quan trắc khác nữa như áp lực đất, ứng suất trong cốt thép, lực ma sát, vết nứt của thành giếng vv.... có thể tham khảo tài liệu [17].

Chương 9

KẾT CẤU PHỤ TRỢ CỦA TƯỜNG CHẮN HỐ ĐÀO

9.1. GIỚI THIỆU CHUNG

Trong những hố đào nông và nền đất tốt, với độ sâu thích hợp thì tường chắn thành hố đào có thể làm việc như dầm côngxon và đủ cứng để tự ổn định, còn ở những hố đào sâu thì cần có kết cấu phụ trợ để giữ tường.

Hệ thống chắn giữ thành hố đào sâu do hai bộ phận tạo thành, một là tường chắn hai là thanh chống bên trong hoặc là thanh neo vào đất bên ngoài. Chúng cùng với tường chắn làm tăng thêm ổn định tổng thể của kết cấu chắn giữ, không những có liên quan tới độ an toàn của hố đào và công việc đào đất, mà còn có ảnh hưởng rất lớn tới giá thành và tiến độ của công trình hố đào.

Áp lực nước, đất cũng như các tác động khác lên tường chắn có thể được các thanh chống bên trong truyền dẫn đi và duy trì cân bằng, cũng có thể do neo đất đặt ở bên ngoài duy trì cân bằng, chúng còn có thể làm giảm chuyển dịch của kết cấu chắn giữ.

Thanh chống bên trong có thể trực tiếp cân bằng áp lực ngang của hai tường chắn đối diện nên cấu tạo giản đơn, chịu lực rõ ràng. Neo đất đặt ở phía sau lưng của tường, tạo được không gian cho việc đào đất và việc thi công kết cấu công trình, có lợi cho việc nâng cao năng suất thi công. Trong các vùng đất yếu, đặc biệt là trong thành phố có mật độ xây dựng dày thì chống bên trong được sử dụng nhiều hơn.

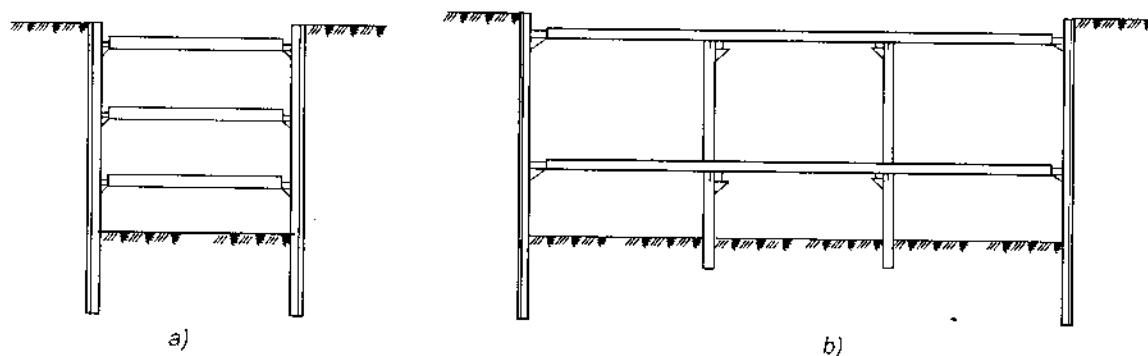
Trong nhiều trường hợp còn phải dùng kết cấu trung gian để truyền áp lực từ tường chắn lên thanh chống hoặc neo - đó là các dầm ngang đặt ở đầu tường hoặc dầm đai đặt ở lưng tường tạo thành khung kín nằm ngang dạng chữ nhật, đa giác hoặc tròn trên mặt bằng (xem hình 5.4b chương 5).

Khi hố móng quá rộng, để đảm bảo cho hệ thanh chống ngang không bị võng lớn và nhằm mục đích đơn giản trong tính toán (khi xem các thanh chống chỉ chịu nén) nên thường dùng giải pháp trụ chống trung gian đỡ hệ thanh chống nói trên và lúc này thanh chống ấy xem như dầm liên tục nhiều nhịp.

9.2. BỐ TRÍ, CẤU TẠO VÀ VẬT LIỆU KẾT CẤU PHỤ TRỢ

9.2.1. Hệ thanh chống

Tuỳ theo kích thước hố móng mà bố trí thanh chống một nhịp (hình 9.1a) hoặc nhiều nhịp (hình 9.1b) do có các trụ đỡ trung gian.



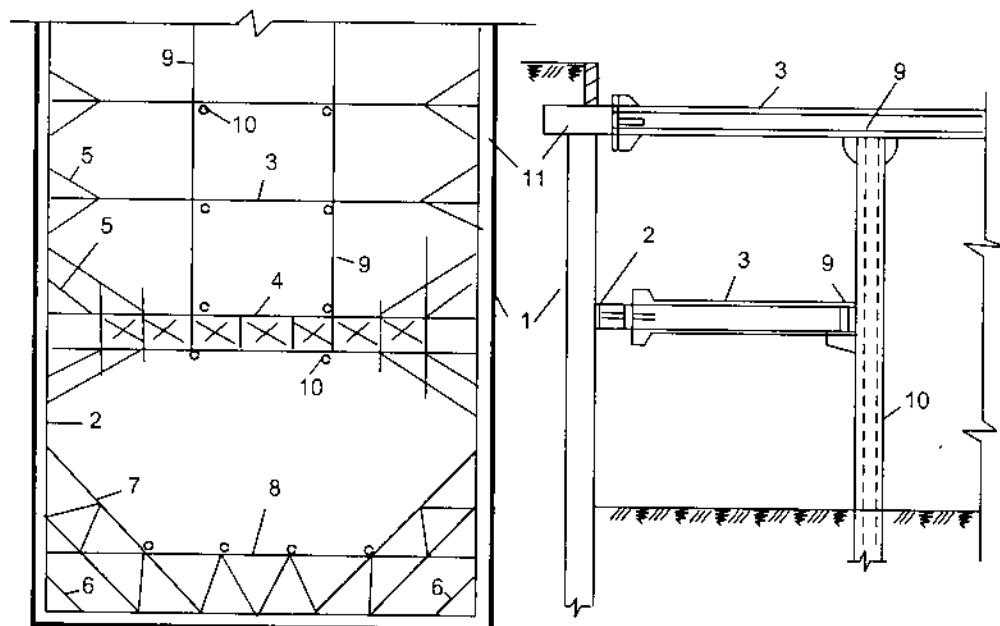
Hình 9.1. Bố trí hệ thanh chống ngang một nhịp (a) hoặc nhiều nhịp (b)

• Các hình thức cơ bản để bố trí thanh chống

Trong các trường hợp bình thường có hai hình thức bố trí hệ thanh chống là hệ thanh chống ngang và hệ thanh chống xiên.

1) Hệ chống ngang do dầm đai/chống ngang và trụ đứng tạo thành, như hình 9.2.

Chống ngang có thể chia làm: thanh chống đối đầu hoặc dầm chống đối đầu chạy suốt chiều dài hoặc chiều rộng của hố móng; thanh chống xiên hoặc dầm chống xiên ở chỗ góc giữa hai cạnh biên của hố móng; chống tam giác ở chỗ đầu của thanh chống hoặc dầm chống; thanh liên kết giữa các thanh chống (hình 9.3).

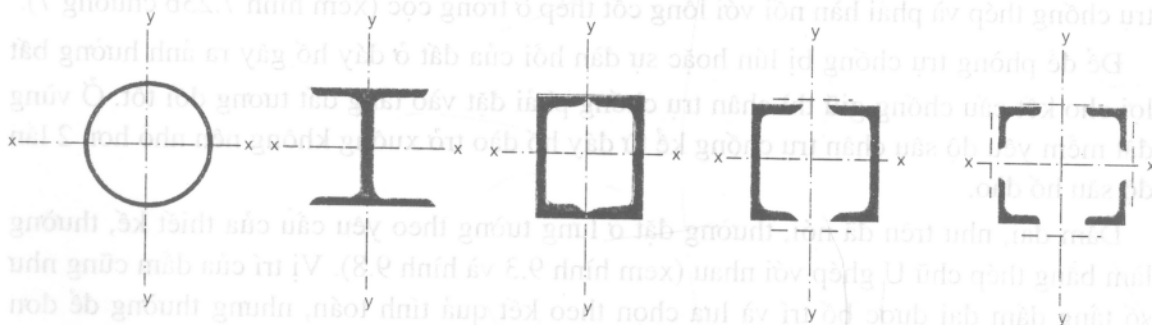


Hình 9.2. Hệ thống chống ngang

1. Tường chắn; 2. Dầm đai; 3. Thanh chống đối đầu; 4. Dầm chống đối đầu;
5. Chống tam giác; 6. Chống chéo ở góc; 7. Dầm chống chéo; 8. Dầm biên;
9. Thanh liên kết; 10. Trụ đứng; 11. Dầm giằng đầu tường.

• *Vật liệu thanh chống (thép và bê tông cốt thép)*

Mặt cắt thường dùng của thanh chống và dầm đai có thép ống, thép chữ H, thép chữ I, thép lồng máng và các mặt cắt tổ hợp của chúng, như thể hiện trong hình 9.6.



Hình 9.6. Mặt cắt thường dùng của thanh chống bằng thép

Dựa trên kết quả tính toán nội lực (lực nén, mô men uốn) để chọn thép hình thích hợp. Hệ thống chống giữ bằng BTCT phải được đổ tại chỗ trong cùng một mặt phẳng. Thanh chống và dầm đai thường có mặt cắt hình chữ nhật. Độ cao mặt cắt thanh chống ngoài phải thoả mãn yêu cầu về tỉ số dài rộng của cấu kiện chịu nén (không lớn hơn 75), còn phải không nhỏ hơn $1/20$ nhịp tính toán trong mặt phẳng đứng của nó (thường lấy bằng cự li trung tâm hai cột đứng kề nhau). Chiều cao tiết diện của dầm đai (kích thước theo chiều ngang) không được nhỏ hơn $1/8$ nhịp tính toán theo chiều nằm ngang của nó. Chiều rộng tiết diện của dầm đai (kích thước theo chiều thẳng đứng) không được nhỏ hơn chiều cao tiết diện.

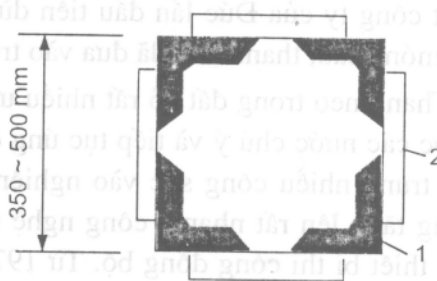
Giữa dầm đai bằng bê tông với tường chắn không được để có khe hở nằm ngang. Trong mặt phẳng đứng dầm đai có thể liên kết với thân tường bằng cốt treo, cự li cốt treo thường không lớn hơn 1,5m, đường kính phải tính toán theo trọng lượng bản thân của thanh chống và dầm đai.

Khi giữa dầm đai bằng bê tông với tường liên tục trong đất yêu cầu phải truyền dẫn lực cắt nằm ngang thì men theo độ dài của dầm đai trên thân tường cần bố trí cốt chịu lực cắt hoặc máng lực cắt.

• *Cấu tạo trụ chống và dầm đai, dầm giằng*

Trong trường hợp bình thường, từ mặt đáy của hố đào trở lên dùng trụ chống bằng thép ghép thành, mặt cắt như hình 9.7, nhằm thuận tiện cho việc thi công cốt thép bản đáy của móng công trình chính, đồng thời cũng để thuận tiện cho việc liên kết với cấu kiện thanh chống.

Trụ chống từ đáy hố đào trở xuống có thể dùng cọc khoan nhồi đường kính không nhỏ



Hình 9.7. Mặt cắt phần trên của trụ chống

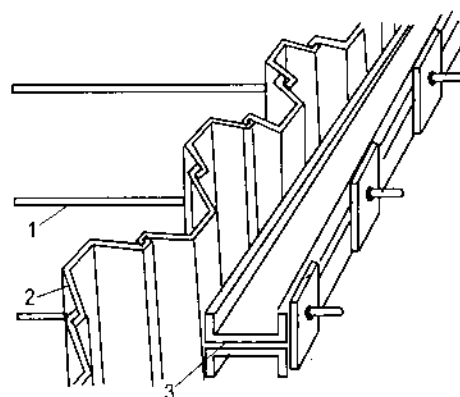
1. Thép góc L 120 × 10; 2. Bản hoặc thanh ghép

hơn 650 mm (cũng có thể lợi dụng cọc công trình), cũng có thể dùng cọc thép ống hoặc cọc thép chữ H có tiết diện bằng với phần trụ ở bên trên. Khi dùng cọc khoan nhồi thì chân trụ chống ở bên trên nó phải chôn vào trong cọc không nhỏ hơn 4 lần cạnh dài của trụ chống thép và phải hàn nối với lồng cốt thép ở trong cọc (xem hình 7.23b chương 7).

Để dễ phòng trụ chống bị lún hoặc sự đàn hồi của đất ở đáy hố gây ra ảnh hưởng bất lợi cho kết cấu chống giữ thì chân trụ chống phải đặt vào tầng đất tương đối tốt. Ở vùng đất mềm yếu độ sâu chân trụ chống kể từ đáy hố đào trở xuống không nên nhỏ hơn 2 lần độ sâu hố đào.

Dầm đai, như trên đã nói, thường đặt ở lưng tường theo yêu cầu của thiết kế, thường làm bằng thép chữ U ghép với nhau (xem hình 9.3 và hình 9.8). Vị trí của dầm cũng như số tầng dầm đai được bố trí và lựa chọn theo kết quả tính toán, nhưng thường để đơn giản trong tính toán, trừ 2 tầng dầm ở phía đầu và chân tường, các tầng dầm ở phần giữa tường nên bố trí cách đều nhau, lúc ấy ta có thể xem trụ cứng hoặc bản/cọc của tường (trong phạm vi khoảng cách giữa các thanh chống) làm việc như dầm liên tục có nhịp bằng nhau (xem ví dụ 9.1 ở chương này) .

Trong trường hợp tường chắn là cọc nhồi BTCT thì dầm đai có thể làm bằng BTCT, có chức năng như dầm dầm, nó tăng độ cứng cho tường và làm chỗ tựa cho neo hoặc thanh chống. Dầm vòng ở đầu tường thường làm bằng bê tông cốt thép, có dạng như mũ tường, có tác dụng giảm chuyển vị ngang của đầu tường (ví dụ xem hình 4.18 và hình 4.19 chương 4, hình 5.4b chương 5).



Hình 9.8. Dầm đai của tường cọc bản thép

1. Thanh kéo; 2. Cọc bản thép;
3. Dầm đai ở lưng tường

9.2.2. Neo đất/đá

Thanh neo trong đất được phát triển trên cơ sở của thanh neo trong đá, trước những năm 50, thanh neo trong đá được ứng dụng trong kết cấu vỏ áo đường hầm. Năm 1958 một công ty của Đức lần đầu tiên dùng vào việc neo giữ tường chắn đất trọng thi công hố móng sâu, thanh neo đã đưa vào trong tầng đất không phải là sét.

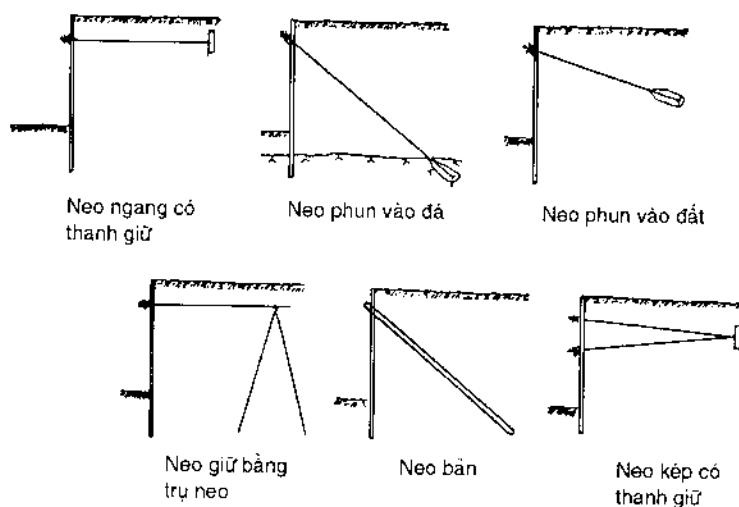
Thanh neo trong đất có rất nhiều ưu điểm, sau lần ứng dụng thành công năm 1958 đã được các nước chú ý và tiếp tục ứng dụng trong việc neo giữ các loại kết cấu, đồng thời tập trung nhiều công sức vào nghiên cứu phát triển, làm cho số lượng công trình ứng dụng tăng lên rất nhanh, công nghệ thi công ngày càng được hoàn thiện và hình thành các thiết bị thi công đồng bộ. Từ 1970, nhiều nước đã soạn ra các quy trình thiết kế và thi công thanh neo trong đất.

Ở Trung Quốc đầu tiên dùng vào công trình đường hầm xe điện ngầm, năm 1980 thì dùng vào neo giữ hố móng sâu nhà cao tầng. Nói chung bầu neo được hình thành như

bơm vữa áp lực, cũng có khi bơm vữa hai lần còn thanh neo là cốt thép thô hoặc dây thép xoắn, từ neo 1 tầng đến neo hố sâu 4 tầng. Đến nay, thanh neo trong đất đã được ứng dụng tương đối phổ biến và đều là thanh neo dự ứng lực.

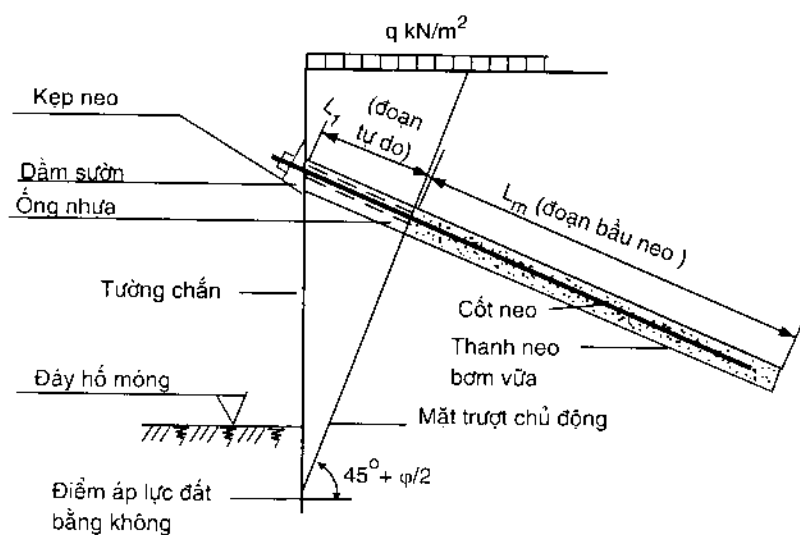
• *Các hình thức cấu tạo neo*

Thanh neo có thể bố trí khác nhau tùy theo yêu cầu chống giữ tường chắn và tình hình đất nền (hình 9.9), có thể một hoặc nhiều tầng neo phụ thuộc vào độ sâu của hố đào.

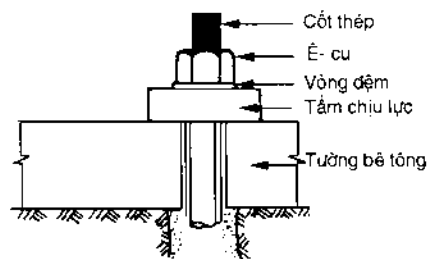


Hình 9.9. Các hình thức bố trí neo để giữ tường chắn hố đào

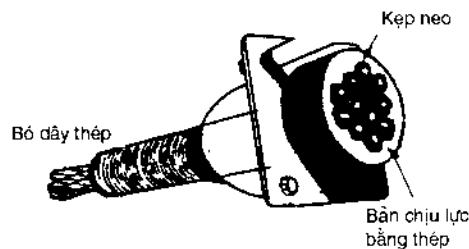
Thanh neo được cấu tạo bởi các thành phần là đầu neo, quả neo, bầu neo, cốt neo (cốt thép thô, dây thép xoắn, dây thép bó), ống vỏ bằng nhựa (hoặc vật liệu khác) và dầm sườn/đai, xem từ hình 9.10 đến hình 9.15.



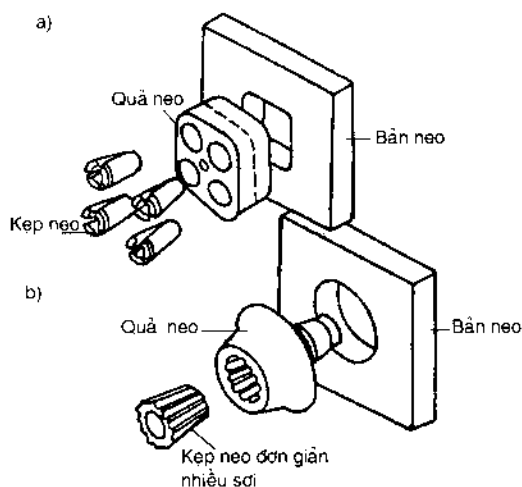
Hình 9.10. Thanh neo liên kết với cọc tường chắn đất và neo giữ trong đất



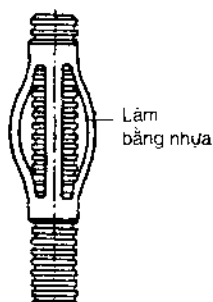
Hình 9.11. Đầu neo cốt thép



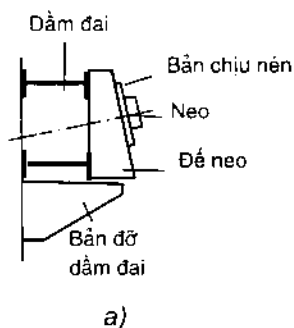
Hình 9.12. Đầu neo bó dây thép



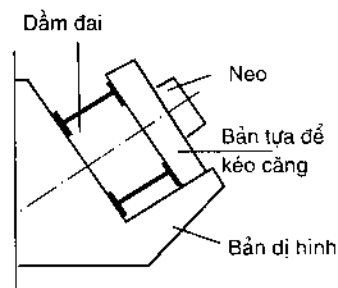
Hình 9.13. Kẹp neo, quả neo và bản neo của thép xoắn và bó thép
a) Dây thép xoắn kẹp chặt trong kẹp neo; b) Kẹp bó thép nhiều sợi



Hình 9.14. Cơ cấu định tâm thanh neo



a)



b)

Hình 9.15. Dầm đai ở lưng tường
a) Dầm đai thẳng; b) Dầm đai nghiêng

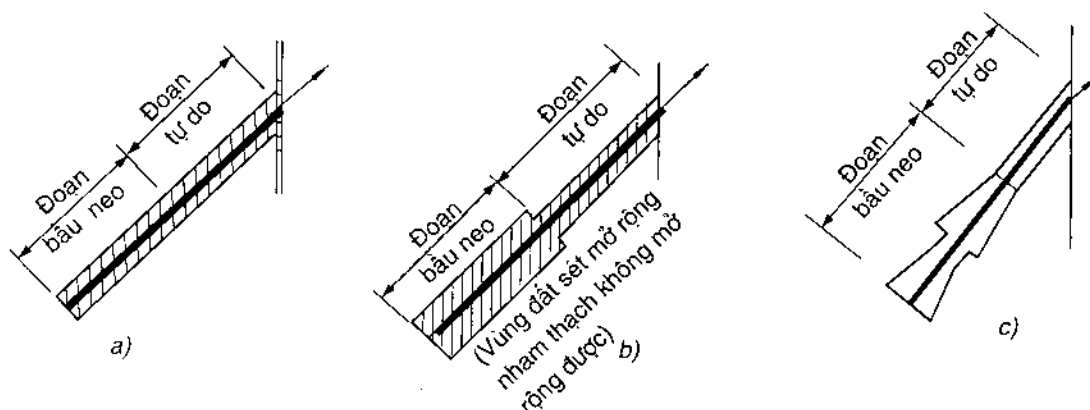
• Phân loại thanh neo

Có ba loại chính, xem hình 9.16.

Loại thứ nhất như hình 9.16a, là loại trụ tròn, bơm vữa xi măng hoặc vữa xi măng cát (áp lực bơm 0,3 - 0,5 MPa) vào trong lỗ, thích hợp cho những thanh neo có tính tạm thời, lực kéo không lớn.

Loại thứ hai như hình 9.16b là loại trụ tròn có mở to ở phần chân (bầu neo) hoặc là một hình không quy củ, bơm vữa dưới áp lực từ 2 MPa (bơm vữa hai lần) đến bơm vữa

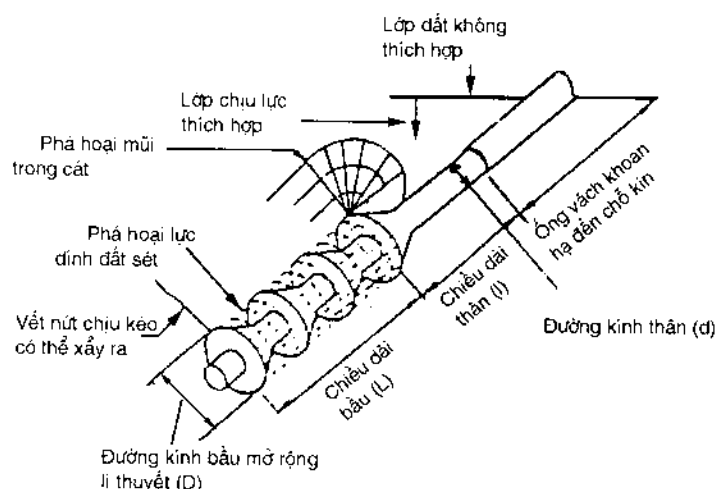
cao áp khoảng 5 MPa, trong đất sét hình thành vùng mở rộng tương đối nhỏ, trong đất không có tính sét có thể mở ra khá rộng.



Hình 9.16. Ba loại thanh neo chính

Loại thứ ba như hình 9.16c, dọc theo chiều dài của lỗ mở thành một lần hoặc nhiều lần thành hình nón cắt có đáy to. Loại thanh neo này phải có máy mở lỗ chuyên dụng, nhờ vào áp lực của cần trung tâm đẩy dao mở lỗ dần dần mở ra, gọt thành hình lỗ, có thể dùng trong đất sét và đất không có tính sét, chịu được lực kéo nhỏ khá lớn. Theo tiêu chuẩn neo đất BS8081: 1989 (Anh) còn một loại nữa với bầu neo có dạng như rễ cây nhờ vừa được bơm ép vào trong đất rồi dưới áp lực cao (> 2 MPa).

Một công ty của Anh dùng máy mở lỗ chuyên dụng có thể mở rộng đầu lỗ khoan ra gấp đôi hoặc gấp 4 lần, hình dạng của mỗi lỗ mở ra như một hình nón cắt (hình 9.17), dùng phương pháp này, trong loại đất sét $c = 100$ kPa thu được khả năng chịu lực cho phép đến 250 kN, trong đất cát đá sỏi thu được khả năng chịu lực cho phép đến 500 kN.



Hình 9.17. Neo đất có mở rộng bầu thành nhiều nón cắt
(theo BS 8081: 1989)

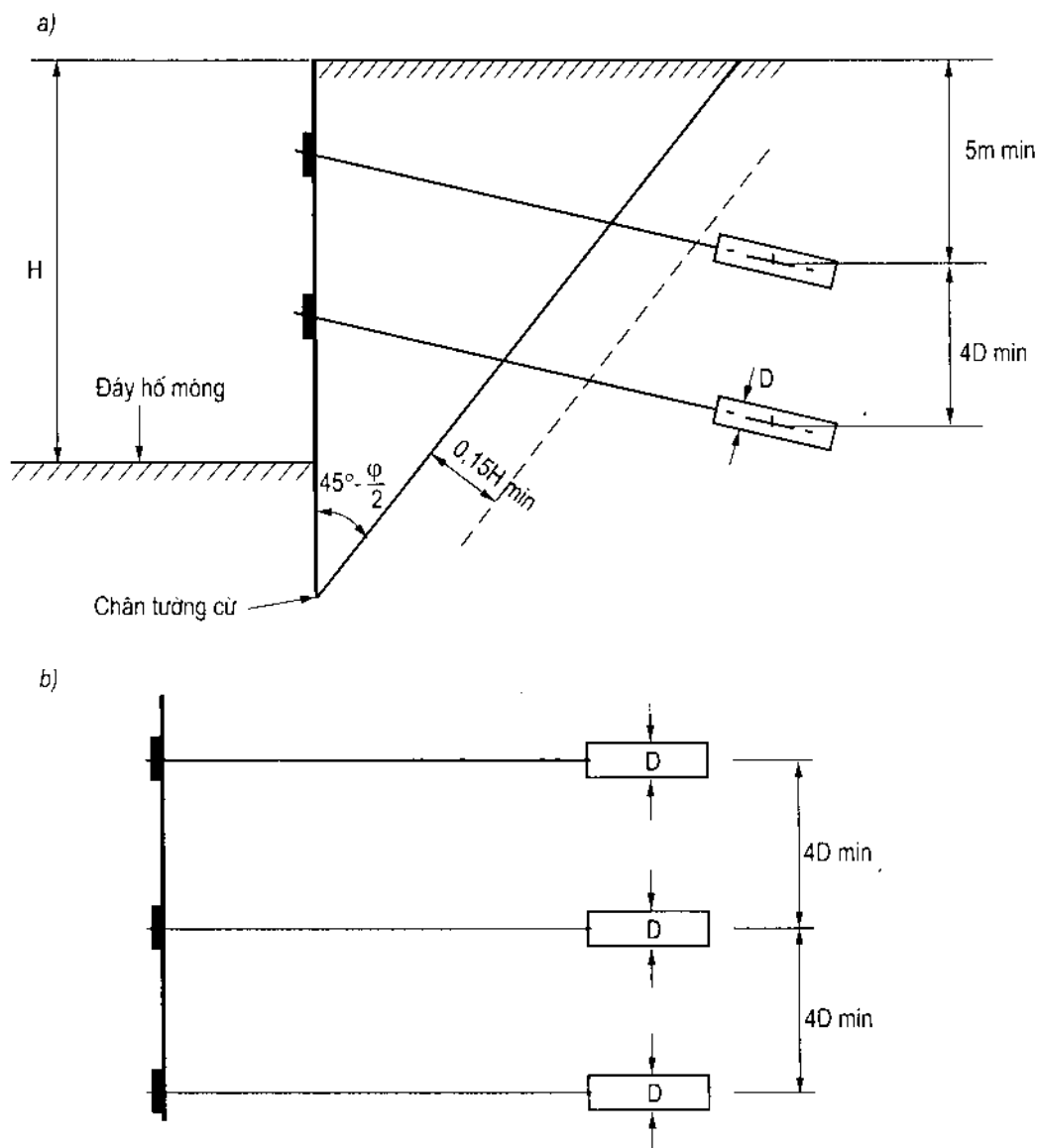
Khi số đầu nón cắt tăng lên thì sức chịu tải trọng nhỏ của neo cũng tăng lên. Theo kết quả thử neo của Công ty Fondedile (Anh) với neo có 2 lần mở rộng bầu có sức chịu nhỏ là 400 kPa, và với neo có 5 nón cắt đến 980 kPa (đối với đất sét có cường độ chống cắt

120 kPa) còn đối với đất sét có cường độ chống cắt 200 kPa thì sức chịu nhỏ lần lượt là 660 kPa và 1640 kPa.

• *Bố trí thanh neo (hình 9.18)*

Số tầng neo: tùy theo loại đất, nếu là đất cát, sét, nếu hố đào sâu 12 - 13m thì dùng 1 tầng neo (lúc này có tường công xon 5-6m), nếu đất yếu có khi neo phải đặt ngay ở đầm dề đầu tường.

Khoảng cách giữa các neo tối thiểu từ 1,5 - 2,0 m và không nhỏ hơn 4D (D - đường kính lớn nhất của bầu neo). Góc nghiêng của neo không nhỏ hơn 13° và không lớn hơn 45° , thường trong khoảng $15^\circ - 35^\circ$.



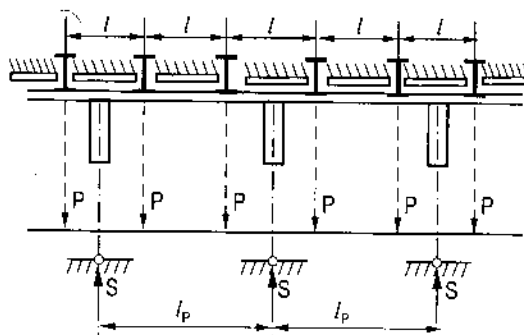
Hình 9.18. Bố trí neo đất cho tường chắn hố đào (theo [19])

a) Neo nhiều tầng; b) Khoảng cách giữa các neo của một tầng

9.3. TÍNH TOÁN CÁC KẾT CẤU PHỤ TRỢ

9.3.1. Tính toán dầm đai và thanh chống

Dầm đai ở lưng tường có chức năng truyền áp lực ngang từ cọc hoặc trụ cứng lên thanh chống hoặc thanh neo, xem như những dầm liên tục nhiều nhịp với độ dài nhịp bằng khoảng cách giữa các trục thanh chống hoặc neo.



Hình 9.19. Sơ đồ để tính dầm đai dọc tường và thanh chống ngang

Nếu khoảng cách l giữa các trục cọc không trùng với khoảng cách l_p giữa các trục thanh hoặc trục neo (hình 9.19) thì cọc sẽ truyền lên dầm đai lực tập trung P đặt tại các nhịp của dầm đai. Trong trường hợp như thế thì dầm đai được tính toán theo tác dụng của các lực này. Trên mỗi đầu thanh chống hoặc neo sẽ tiếp nhận tất cả các lực tác dụng tại một nhịp, nói chính xác hơn là tại hai nửa nhịp. Cách phân phối lực như thế cũng áp dụng cho tường chắn là tường liên tục. Trong trường hợp này thì nội lực trong thanh chống hoặc neo $S = 2P$. Nếu $l = l_p$ và cọc đứng đúng vị trí thanh chống hoặc neo thì nội lực từ cọc được truyền trực tiếp lên thanh chống hoặc neo và $S = P$. Thanh chống hoặc neo sẽ được tính theo lực truyền từ dầm đai hoặc cọc như là thanh chịu nén có kể đến uốn dọc (với hệ số uốn dọc là φ) theo điều kiện [9]:

$$\frac{S}{\varphi F} \leq R \quad (9.1)$$

Trong đó: F - diện tích tiết diện ngang của thanh chống;

R - cường độ chịu nén của vật liệu thanh chống.

Ở công thức (9.1) ta đã xem thanh chống không có trọng lượng và chỉ có một nhịp, hơn nữa độ võng của thanh không nằm ra ngoài mặt phẳng nằm ngang của thanh. Khi kể đến trọng lượng bản thân của thanh và theo chiều dài thanh có nhiều trụ đỡ thì tính thanh theo sơ đồ dầm liên tục nhiều nhịp chịu lực nén uốn (xem [7]).



Hình 9.20. Thanh nén liên tục nhiều nhịp

Khi bỏ qua trọng lượng thanh và thanh có nhiều trụ chống thì sơ đồ tính toán thanh như dầm liên tục nhiều nhịp.

Với thanh nén một nhịp, hoặc thanh nén liên tục nhiều nhịp mà độ cứng và bề rộng của các nhịp bằng nhau (xem hình 9.20) thì tải trọng cực hạn của nó, tức là tải trọng Euler, tính theo công thức:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (9.2)$$

Trong đó: l - nhịp tính toán;

EI - độ cứng của thanh.

1. Khả năng chịu lực giới hạn của thanh nén

Thanh nén chỉ chịu lực nén dọc trục, bỏ qua ảnh hưởng trọng lượng bản thân của thanh, khi đó ứng suất nén dương trên mặt cắt phân bố đều, do đó khả năng chịu lực giới hạn có thể tính theo công thức sau:

$$P_{gh} = f_y F \quad (9.3)$$

Trong đó: P_{gh} - khả năng chịu lực giới hạn của thanh;

f_y - cường độ giới hạn chảy (cường độ khuất phục) của vật liệu;

F - diện tích tiết diện ngang của thanh.

Khả năng chịu lực của thanh nén phải là trị số nào đó nhỏ hơn trong hai trị số tải trọng cực hạn P_{cr} và khả năng chịu lực giới hạn P_{gh} .

2. Tính tải trọng cực hạn của thanh nén liên tục có nhịp không bằng nhau

Nếu bề rộng của nhịp hoặc độ cứng của các nhịp không bằng nhau thì khi mất ổn định mô men uốn của $(n-1)$ gối tựa ở giữa không hoàn toàn bằng không. Trong trường hợp này ta xét ổn định của dầm thông qua phương trình 3 mô men [7].

Theo phương pháp này ở đây ta chỉ đưa ra kết quả tính lực cực hạn cho 2 trường hợp đơn giản sau:

- Đối với thanh chống chịu nén có trụ chống không nằm giữa thanh, ta xem như dầm 2 nhịp có bề rộng nhịp lần lượt là l_1 và l_2 :

$$P_{cr} = \frac{U_1^2 EI}{l_1^2} \quad (9.4)$$

Trong đó U_1 phụ thuộc tỷ số l_1/l_2 , cho ở bảng 9.1.

Trị tải trọng giới hạn của thanh P_{gh} nằm giữa $P_{cr,1}$ (cho l_1) và $P_{cr,2}$ (cho l_2).

Bảng 9.1. Trị U_1 của thanh nén liên tục có nhịp khác nhau

l_1/l_2	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
U_1	0,4352	0,8445	1,2299	1,5915	1,9280
l_1/l_2	0,6	0,7	0,8	0,9	
U_1	2,2372	2,5154	2,7596	2,9681	

- Đối với thanh chịu nén liên tục 3 nhịp:

$$P_{cr} = \frac{U_1^2 EI}{l_1} \quad (9.5)$$

Trong đó: U_1 - chỉ có quan hệ với l_1/l_2 , l_1/l_3 (l_3 là nhịp thứ ba dài l_1), cho ở bảng 9.2.

Bảng 9.2. Trị U_1 của thanh nén liên tục ba nhịp đối xứng

l_1/l_2	0,2	0,3	0,4	0,5
U_1	1,1038	1,5497	1,9294	2,2463
l_1/l_2	0,6	0,7	0,8	
U_1	2,5060	2,7168	2,8875	

Tính tải trọng cực hạn của thanh nén liên tục nhiều hơn ba nhịp cũng tương tự như thế.

Trong thực tế thiết kế, dựa vào tải trọng cực hạn P_{cr} , tính theo công thức (9.2) có thể tìm được tiết diện và độ dài tính toán của thanh, sau đó, dựa vào phương pháp tính kết cấu thép để tính lực nén dọc trục cho phép lớn nhất của thanh chống bằng thép và kiểm tra theo điều kiện (9.1).

• *Thanh chống bằng bê tông cốt thép*

Hiện nay, kích thước mặt bằng của hố đào sâu ngày càng lớn, lại có hình dạng không qui củ, bề rộng hố đến mấy chục mét, có khi đến cả trăm mét. Độ sâu hố đào cũng ngày càng lớn, mười mấy mét, có khi đến gần ba chục mét. Nếu ta vẫn áp dụng kiểu thiết kế với phương pháp tính toán phân chia hệ thống chống giữ thành những thanh chịu nén riêng rẽ thì không thể đáp ứng được yêu cầu của công trình. Gặp khi hệ thống thanh chống thiết kế thiếu độ cứng tổng thể thì tính an toàn sẽ không thể bảo đảm, điều này đã được chứng minh trong nhiều công trình thực tiễn. Hệ thanh chống bằng BTCT sẽ khắc phục các nhược điểm nói trên.

Hệ thống chắn giữ hố đào sâu thường gồm hai bộ phận tổ thành là hệ thống tường chắn và hệ chống đỡ. Nói một cách chặt chẽ là, kết cấu tường chắn đất và kết cấu chống đỡ khép kín cùng nhau tạo thành một hệ thống kết cấu không gian; hai loại kết cấu này cùng nhau gánh chịu sự chèn đẩy của khối đất và tác động của tải trọng, do đó, chuyển vị ngang của hệ thanh chống bao gồm hai phần: một là dưới tác động của tải trọng, hệ thanh chống biến dạng; hai là sự chuyển vị của hệ cứng (bao gồm cả dịch chuyển ngang và chuyển động xoay), là vì trong quá trình đào, tải trọng ở các mặt bên của hố đào sẽ không đều, nên gây ra chuyển vị của hệ cứng và từ đó sẽ dẫn đến sự phân phối lại tải trọng ở các mặt bên của hố cho đến khi cân bằng.

Để đơn giản trong tính toán ta tính riêng rẽ hệ tường và hệ khung chống sau khi kể đến tác động tương hỗ giữa chúng.

Đối với kết cấu khung khép kín này, phải tính theo tổ hợp nội lực bất lợi và chuyển vị ngang lớn nhất do tác động của tải trọng bất lợi nhất sinh ra. Phải tính toán theo các công đoạn khác nhau của từng giai đoạn đào đất khác nhau và từng phương thức đào đất khác nhau. Với tải trọng bất lợi, trong từng công đoạn khác nhau, phải lần lượt tính nội lực và chuyển vị của hệ tường chắn và hệ chống đỡ bằng bê tông cốt thép.

• *Trình tự và yêu cầu tính toán*

(1) Lựa chọn thông số hình học phù hợp của kết cấu, tính độ cứng biến dạng ngang K_c của thanh chống bằng BTCT:

$$K_c = \frac{1}{\delta} \quad (9.6)$$

Trong đó: δ - độ mềm biến dạng của thanh chống BTCT, ý nghĩa vật lý của nó là: chuyển vị ngang của điểm chống (tức dầm đai) khi thanh chống BTCT theo chu vi của hố đào chịu tác dụng của lực đơn vị phân bố đều $R = 1$.

Nhằm khống chế chuyển vị ngang lớn nhất của thân tường, khi tính toán nên thiên về an toàn, do đó có thể lấy chuyển vị ngang lớn nhất của dầm đai bằng bê tông cốt thép làm độ mềm biến dạng ngang.

(2) Căn cứ vào các chỉ tiêu tính năng cơ lý của lớp đất, theo trình tự của phương pháp phần tử hữu hạn hệ thanh, tính nội lực của tường chắn và chuyển vị ngang lớn nhất $\Delta_{\max}$ của thân tường, đồng thời tìm lực chống N của thanh chống đối với kết cấu thân tường.

(3) Kiểm tra chuyển vị ngang lớn nhất của thân tường hố móng theo điều kiện:

$$[\Delta_{\max}] \leq [\Delta] \quad (9.7)$$

Trong đó: $[\Delta]$ - chuyển vị ngang lớn nhất cho phép ở mép biên hố móng;

Tùy theo yêu cầu khống chế chuyển vị ngang của công trình lân cận mà chọn $[\Delta]$ thích hợp (xem mục 11.3 chương 11).

Khi công thức (9.7) không thỏa mãn, để điều chỉnh độ cứng của toàn bộ hệ kết cấu chắn giữ thường có thể áp dụng các biện pháp như sau:

- a) Điều chỉnh cốt cao của hệ chống giữ ;
- b) Tăng thêm kích thước tiết diện của thanh chống, tức tăng thêm độ cứng biến dạng ngang của hệ thống chống;
- c) Tăng thêm độ dày tường chắn, hoặc tăng thêm độ chôn sâu của tường.

Trong ba phương pháp điều chỉnh nói trên, điều chỉnh cốt cao của hệ thống chống là có hiệu quả nhất đối với việc khống chế biến dạng ngang của hố đào, nếu vẫn chưa có cách nào thỏa mãn được thì lại điều chỉnh theo các bước b, c cho đến khi thỏa mãn công thức (9.7).

d) Dùng phương pháp phần tử hữu hạn để tính nội lực của thanh chống bê tông cốt thép và tính toán việc đặt thép.

9.3.2. Tính trụ nhiều nhịp

Khi hố móng sâu trên 10m để giữ ổn định của tường chắn thì hợp lý nhất là dùng thanh chống hoặc neo đặt thành nhiều tầng. Lúc này nếu thanh chống của tầng dưới cùng đặt cách đáy hố đào 30 - 40 cm thì không cần chôn sâu chân tường vào dưới đáy

hố. Nếu không thể làm được điều này do phức tạp trong thi công thì chân của trụ cứng hoặc tường nói chung phải chôn sâu vào đáy hố đào.

Thanh chống và neo phải bố trí sao cho mô men uốn trong tất cả các tiết diện tính toán của trụ cứng hoặc của tường là bằng nhau. Điều này cũng là nhằm làm cho các lực truyền lên thanh chống hoặc neo là gần bằng nhau. Tuy nhiên thoả mãn đầy đủ đồng thời cả 2 điều kiện vừa nêu là không thể.

Tải trọng ngang truyền lên tường giữa 2 trụ cứng có nhịp là l (hoặc giữa các trục thanh chống l_p) lấy theo bảng 5.5 của chương 5, ví dụ theo Flaar:

$$\text{- Đối với đất cát: } q = 0,65 / H \gamma t g^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad (9.7)$$

$$\text{- Đối với đất sét: } q = l (\gamma H - mc) \quad (9.8)$$

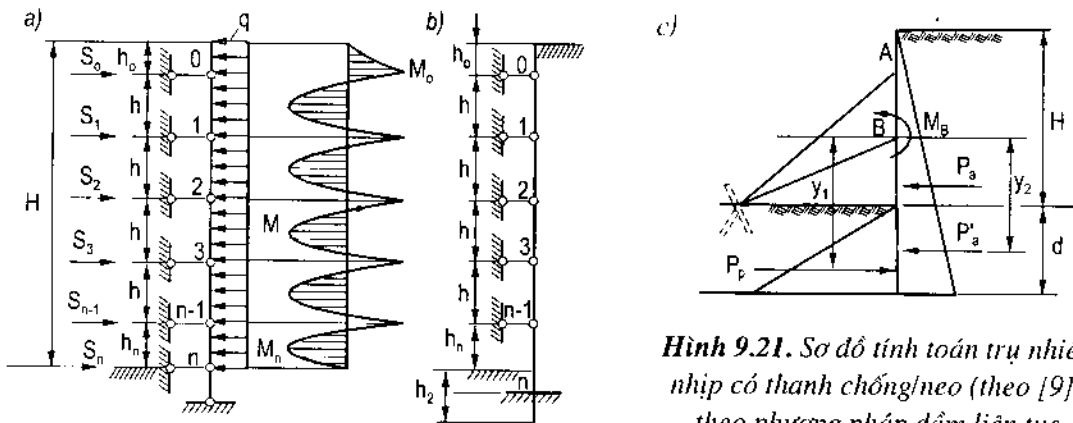
Trong đó: γ - dung trọng của đất;

H - độ sâu hố đào;

c - lực dính;

m - hệ số lấy trong phạm vi 1,6 đến 4,0.

Xem các trụ cứng hoặc tường làm việc ở giai đoạn đàn hồi và cách chia các tầng đất thanh chống như trên, ta có mô men uốn lớn nhất ở các nhịp và ở gối tựa là bằng nhau về trị số tuyệt đối. Mô men được tính theo tải trọng phân bố đều q với độ dài của nhịp tương ứng.



Hình 9.21. Sơ đồ tính toán trụ nhiều nhịp có thanh chống/neo (theo [9]) theo phương pháp dầm liên tục

Trong trường hợp đất cát, nếu thanh chống hoặc neo đặt gần đáy hố đào thì có thể xem như chúng nằm ở đáy hố. Mô men uốn ở tầng thanh chống trên cùng tại độ sâu h_0 (hình 9.21a):

$$M_0 = qh_0$$

Mô men uốn ở các nhịp giữa và ở gối tựa (chỗ đặt thanh chống/neo):

$$M = 0,0625 qh^2$$

Mô men uốn ở nhịp cuối cùng:

$$M_n = 0,0957 qh_n^2$$

- Khi xem là dầm liên tục:

$$M_{\max} = \frac{qh_{\max}^2}{10} \quad (9.10a)$$

- Khi xem là dầm đơn giản:

$$M_{\max} = \frac{qh_{\max}^2}{8} \quad (9.10b)$$

Tính thanh chống xiên theo sơ đồ trên hình 9.21c:

Dùng hệ số áp lực đất chủ động K_a và bị động K_p theo lý thuyết Coulomb, xem là dầm đơn giản, mômen lớn nhất nằm giữa chân thanh chống và điểm có $P_p = P_a$ tính từ $\Sigma M_B = 0$:

$$P'_a y_2 - P_p y_1 / F_s - M_B = 0$$

Trong đó:

M_B - mômen cho phép tại B;

F_s - hệ số lấy khoảng 1,5;

P_p - áp lực bị động;

P'_a - áp lực chủ động ở dưới điểm B.

Biết M_B , ta chọn được tiết diện thanh chống xiên.

Ví dụ 9.1. Tính các kết cấu phụ trợ của tường chắn hố đào bằng trụ cứng có bản cài ngang, sâu $H = 20\text{m}$, đào trong đất cát chặt có dung trọng tính toán $\gamma' = 18 \text{ kN/m}^3$ và góc ma sát trong tính toán $\varphi = 40^\circ$. Các trụ đặt cách nhau $l = 1\text{m}$ và số nhịp của nó theo độ sâu $n = 5$ (xem hình 9.21b). Các thanh chống đặt cách nhau $l_p = 3\text{m}$ dọc theo trục hố đào.

Giải: Dùng biểu đồ áp lực đất của K. Flaar:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - 40^\circ/2) = 0,217$$

Tính áp lực đất:

$$q = 0,65 K_a \gamma H l = 0,65 \times 0,217 \times 18,0 \times 20 \times 1 = 50,778 \text{ kPa.}$$

a) *Tính bề dày bản cài*

Từ điều kiện $R \geq M_{\max}/W$ ta tìm được chiều dày bản cài:

$$\delta = 0,5l \sqrt{\frac{3q}{R}}$$

Trong đó: R - cường độ tính toán khi uốn của gỗ, lấy bằng $1,5 \times 10^4 \text{ kPa}$;

$M_{\max}$ - mô men uốn lớn nhất của nhịp giữa 2 trụ;

W - mô men chống uốn của tiết diện ngang bản gỗ có chiều dày δ và rộng là b ,

$$W = b\delta^2/6.$$

Khi $R = 1,5 \times 10^4 \text{ kPa}$ thì chiều dày của bản gỗ cài sẽ là:

$$\delta = 0,5l \sqrt{\frac{3q}{R}} = 0,5 \times 1 \cdot \sqrt{3 \times 50,788 / (1,5 \times 10^4)} = 0,0504 \text{ m} \approx 5\text{cm}$$

b) Tính trụ cứng của tường

Nhập tính toán của trụ theo phương pháp dầm liên tục và độ tự do của côngxon:

$$h = H: (n + 0,162) = 20: 5,162 = 3,874\text{m};$$

$$h_5 = 0,808h = 0,808 \times 3,874 = 3,130\text{m};$$

$$h_0 = 0,354h = 0,354 \times 3,874 = 1,371\text{m}.$$

Mô men uốn trong tất cả các nhịp và gối tựa:

$$M_{\max} = 0,0625 qh^2 = 0,0625 \times 50,778 \times 3,874^2 = 47,629 \text{ kNm}$$

Chọn trụ tròn đường kính trong $d_0 = 200 \text{ mm}$, chiều dày thành $t = 10\text{mm}$, bằng thép C38/23 có cường độ chống uốn tính toán $R = 2,1 \times 10^5 \text{ kPa}$ dùng hệ số điều kiện làm việc $m = 0,75$ ta tìm W và $\sigma_{\max}$:

$$W = \pi t(d_0 + t)^2 : 4 = 3,14 \times 1(20 + 1)^2 : 4 = 346,185 \text{ cm}^3;$$

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= M_{\max} : (mW) = 47,629 : (0,75 \times 346,185 \times 10^{-6}) = \\ &= 1,834 \times 10^5 \text{ kPa} < R = 2,1 \times 10^5 \text{ kPa} .\end{aligned}$$

Trụ cứng của tường đã chọn đạt yêu cầu thiết kế.

c) Tính dầm đai ở lưng tường

Nội lực tính toán truyền lên dầm đai dọc tường đặt tại các cốt khác nhau:

- Dầm đai trên cùng:

$$P_0 = 0,854 qh = 0,854 \times 50,778 \times 3,874 = 167,99 \text{ kN};$$

- Dầm đai ở giữa:

$$P = qh = 50,778 \times 3,874 = 196,71 \text{ kN};$$

- Dầm đai gần cuối:

$$P_4 = 0,9545 qh = 0,9545 \times 50,778 \times 3,874 = 179,22 \text{ kN};$$

- Dầm đai cuối cùng:

$$P_4 = 0,354 qh = 0,354 \times 50,778 \times 3,874 = 69,64 \text{ kN}.$$

Mô men uốn lớn nhất trong dầm đai liên tục ở dọc lưng tường:

$$M_{\max} = Pl_p : 6 = 196,71 \times 3 : 6 = 98,355 \text{ kNm}.$$

Mô men chống uốn yêu cầu với hệ số điều kiện làm việc $m = 0,75$:

$$\begin{aligned}W &= M_{\max} : (mR) = 98,355 : (0,75 \times 2,1 \times 10^5) = 6,245 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 \\ &= 624,533 \text{ cm}^3.\end{aligned}$$

Chọn thép hình chữ I số N° 36 có mô men chống uốn $W = 743 \text{ cm}^3$ làm dầm đai lưng tường.

d) Tính thanh chống ngang

Nội lực tính toán trong các tầng thanh chống ở giữa khi $l_p = 3\text{m}$:

$$S = Pl_p = 196,71 \times 3 = 590,13 \text{ kN}$$

Chọn thanh chống tròn có $d = 200\text{mm}$, thành dày $t = 10\text{mm}$ bằng thép C38/23 có $R = 2,1 \times 10^5 \text{ kPa}$, tính mô men quán tính J , diện tích F và bán kính quán tính r của tiết diện ngang:

$$J = \pi(d_0 + t)^3 \times t : 8 = 3,14 (20 + 1)^3 \times 1,0 : 8 = 3634,94 \text{ cm}^4;$$

$$F = \pi(d_0 + t) t = 3,14 (20 + 1) \times 1,0 = 65,94 \text{ cm}^2;$$

$$r = \sqrt{J/F} = \sqrt{3634,94 : 65,94} = 7,425 \text{ cm}.$$

Khi chiều dài của thanh chống $L = 9\text{m}$ thì độ mảnh của nó là:

$$\lambda = L/r = 900 : 7,425 = 121,21$$

Theo tiêu chuẩn SNiP II.3 -77, ứng với λ vừa tính sẽ có hệ số uốn dọc $\varphi = 0,442$. Độ mảnh quy ước của thanh chống:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R/E} = 121,21 \sqrt{2,1 \times 10^5 : 2,1 \times 10^8} = 3,832$$

Tải trọng phân bố đều của trọng lượng bản thân thanh chống $q = \gamma_c F = 78,5 \cdot 65,94 \cdot 10^{-4} = 0,518 \text{ kN/m}$ gây ra mô men uốn:

$$M = q l^2 / 8 = 0,518 \times 9^2 / 8 = 5,245 \text{ kNm}$$

Độ lệch tâm tương đối:

$$\bar{e} = \frac{MF}{SW} = \frac{5,245 \times 65,94 \times 10^6}{590,13 \times 346,185 \times 10^4} = 0,161$$

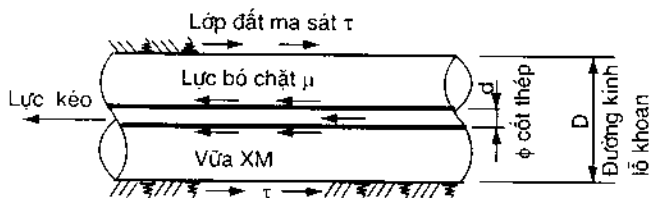
Theo SNiP II-3-77, từ $\bar{e}$ nội suy ta tìm $\varphi' = 0,512$, vì $\varphi' > \varphi$ nên lấy $\varphi = 0,442$ trong tính toán, theo công thức (9.1) ta có:

$$\begin{aligned} \sigma &= S : (\varphi F) = 590,13 : (0,442 \times 65,94 \times 10^{-4}) \\ &= 2,025 \cdot 10^5 \text{ kPa} < R = 2,1 \cdot 10^5 \text{ kPa}, \end{aligned}$$

Thanh chống đã chọn đạt yêu cầu của thiết kế.

9.3.3. Tính neo

Thanh neo có thể neo chặt ở trong đất làm thành neo chịu kéo là chủ yếu vì thanh neo ở trong đất có một lực chống nhỏ nhất định, như hình 9.22.



Hình 9.22. Nguyên lý chịu lực của thanh neo

τ - ứng suất lực cản ma sát giữa thành lỗ với vữa xi măng;

μ - ứng suất bó chặt bình quân của vữa đối với cốt thép

Để đơn giản trong tính toán, ta xét bầu neo hình trụ tròn theo mô hình làm việc như trình bày trên hình 9.22, theo các giả thiết sau (điều 6.2.3.2., BS 8081: 1989):

(a) Sự truyền tải trọng từ bầu neo sang đất/đá xảy ra bằng ứng suất phân bố đều tác động trên toàn bộ chu vi của bầu neo;

(b) Các đường kính của lỗ khoan và bầu neo là như nhau (tức vữa chèn đầy lỗ khoan);

(c) Phá hoại xảy ra theo kiểu trượt tại giao diện đất/đá với vữa (lỗ khoan nhẵn) hoặc theo kiểu cắt sát bên giao diện đất/ đá với vữa trong môi trường yếu hơn (lỗ khoan không nhẵn);

(d) Không có sự không liên tục nào hoặc các mặt phẳng vốn dĩ bị yếu nào có thể gây ra phá hoại;

(e) Không có sự không dính bám cục bộ nào (bị tách) tại giao diện đất/đá với vữa.

Khả năng chịu lực của thanh neo bơm vữa bình thường (tức lực chống nhổ, áp lực bơm vữa 0,3 - 0,5 MPa) có liên quan với đường kính lỗ khoan, độ dài và cường độ chịu cắt của đất, thể hiện bằng công thức sau đây:

$$T = L_m \cdot \pi D \tau \quad (9.11a)$$

Trong đó: T - khả năng chịu lực của thanh neo (lực trục) (kN);

L_m - độ dài bầu neo (m);

D - đường kính lỗ neo (mm);

τ - cường độ chịu cắt của đất (MPa).

Từ công thức này có thể thấy, khả năng chịu lực của thanh neo là hàm số của độ dài bầu neo và cường độ chịu cắt của đất. Trong thiết kế, khả năng chịu lực của thanh neo xác định từ yêu cầu, chỉ cần biết cường độ chịu cắt của đất là có thể tính ra được độ dài của bầu neo, vì thế, cường độ chịu cắt của đất là một khâu quan trọng.

Trong tiêu chuẩn BS 8081: 1989 kiến nghị công thức tính neo trong đất có khác một ít so với công thức trên và có dạng sau:

$$T = L_m \cdot \pi D \alpha C_u \quad (9.11b)$$

Trong đó: C_u - sức chống cắt không thoát nước của đất lấy trung bình trên L_m ;

α - hệ số bám dính phụ thuộc vào tính chất đất, lấy giá trị như sau:

Khi $C_u > 90 \text{ kN/m}^2$, $\alpha = 0,3 \div 0,35$ (sét cứng);

$C_u = 270 \text{ kN/m}^2$, $\alpha = 0,28 \div 0,36$ (sét cứng quá cố kết);

$C_u = 287 \text{ kN/m}^2$, $\alpha = 0,48 \div 0,60$ (sét vôi cứng);

$C_u = 95 \text{ kN/m}^2$, $\alpha = 0,45$ (sét bùn cứng);

Thường lấy $\alpha < 0,45$ khi $\alpha > 0,45$ - cần thử neo.

Cường độ chống cắt của đất τ có thể xác định trên cơ sở thống kê các kết quả thử neo hoặc có thể theo định luật cắt của Coulomb và khi neo chôn sâu vào đất thì thường tính:

$$\tau = K_0 \gamma h \tan \varphi + c \quad (9.12)$$

Trong đó: K_0 - hệ số lấp đất, với cát lấy $K_0 = 1$, đất sét lấy $K_0 = 0,5$;

γ - trọng lượng thể tích đơn vị (dung trọng) của đất, (kN/m^3);

h - độ cao đất phía bên trên neo tính từ trung tâm bầu neo đến mặt đất (m);

c - lực dính của đất (kPa);

φ - góc ma sát trong của đất ($^\circ$).

Căn cứ vào tải trọng ngang trên tường/cọc vừa tính ở mục 9.3.2 để tính lực trục của thanh neo theo các nội dung sau:

- (1) Tính độ dài bầu neo;
- (2) Tính độ dài đoạn tự do của thanh neo;
- (3) Kiểm tra ổn định tổng thể của cọc, tường và thanh neo;
- (4) Tính tiết diện dây neo (cốt thép thô hoặc dây thép xoắn);
- (5) Tính tiết diện thép chữ H, I hoặc thép chữ U làm dầm đai cho thanh neo (mục 9.3.1);
- (6) Bản vẽ thi công thanh neo;
- (7) Biện pháp bảo vệ an toàn và sức khỏe khi thi công neo theo luật lao động.

• **Tính độ dài bầu neo**

Tham khảo L_m trong hình 9.10 độ dài bầu neo suy từ công thức (9.11a):

$$T = L_m \pi D \tau.$$

sẽ là:
$$L_m = \frac{T}{\pi D \tau} \cdot K$$

Trong đó: K - hệ số an toàn chống nhổ.

Trị số cường độ chịu cắt τ có thể xem xét dựa vào kinh nghiệm tích lũy được và các số liệu đo thử ... của các địa phương, cũng có thể tính được theo công thức, tức là lấy công thức (9.12) thay vào công thức (9.11a) có:

$$L_m = \frac{T \cdot K}{\pi D (K_0 \gamma h \tan \varphi + c)} \quad (9.13)$$

Trong đó: h - độ cao từ trung tâm bầu neo đến mặt đất, và không được nhỏ hơn 4m.

Các ký hiệu khác cũng như đơn vị đo - giống như trên.

• **Tính độ dài tự do**

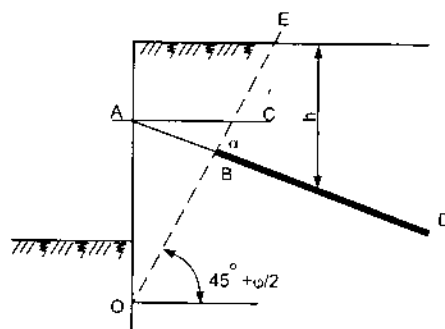
Như hình 9.23 điểm O là điểm áp lực đất bằng không, OE là mặt trượt giả định, góc kẹp giữa thanh neo AD với đường nằm ngang AC là α , AB là đoạn tự do của neo, tìm độ dài AB:

$AC = AO \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$, φ đã biết, vậy có thể tìm được AO.

$$\widehat{ACB} = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

$$\widehat{ABC} = 180^\circ - (45^\circ + \frac{\varphi}{2}) - \alpha$$

$$= 135^\circ - \frac{\varphi}{2} - \alpha$$



Hình 9.23. Sơ đồ thiết kế thanh neo

Vì α đã biết, theo hàm số sin ta có:

$$AC: \sin \widehat{ABC} = AB: \sin(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$$

Độ dài đoạn tự do:

$$AB = \frac{AC \sin(45^\circ + \frac{\varphi}{2})}{\sin(135^\circ - \frac{\varphi}{2} - \alpha)} = \frac{AO \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \cdot \sin(45^\circ + \frac{\varphi}{2})}{\sin(135^\circ - \frac{\varphi}{2} - \alpha)} \quad (9.14)$$

Thường lấy đoạn tự do bằng 5m, nếu có nhiều tầng neo thì dùng phương pháp tính phân tầng.

- *Tính dây neo (dây thép xoắn, cốt thép thô)*

$$\text{* Cốt thép thô: } A_s = \frac{kN}{f_{yk}} \quad (9.15)$$

Trong đó:

A_s - diện tích tiết diện cốt thép (mm^2);

k - hệ số an toàn;

N - lực kéo trục thiết kế (kN);

f_{yk} - trị tiêu chuẩn cường độ cốt thép, kPa.

$$\text{* Dây thép xoắn: } n = \frac{kN}{A_s f_{ptk}} \quad (9.16)$$

Trong đó: n - số bó dây thép xoắn;

k - hệ số an toàn;

N - lực kéo trục thiết kế (kN);

A_s - diện tích dây thép xoắn (mm^2);

f_{ptk} - trị tiêu chuẩn cường độ dây thép xoắn, kPa.

- *Kiểm tra ổn định tổng thể (neo + tường + đất nền)*

Trong đánh giá ổn định tổng thể BS 8081: 1989 đã lưu ý người thiết kế phải kể đến:

(a) Sức chịu của neo, ví dụ các neo có sức chịu cao ít ảnh hưởng đến ổn định chung hơn các neo có sức chịu thấp.

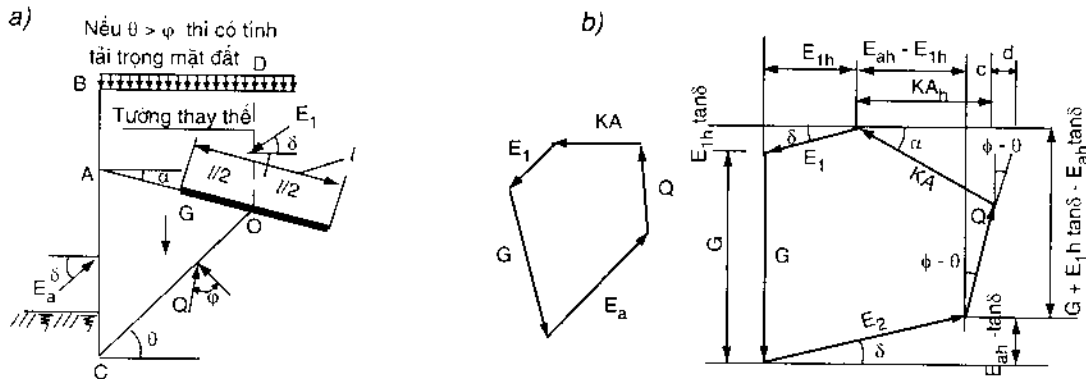
(b) Vị trí các mặt phẳng phá hoại giới hạn để đảm bảo chiều dài neo tự do đủ để kéo dài phía bên kia mặt phá hoại của bất cứ mặt phẳng nào.

(c) Xây dựng và quy hoạch các không chế có thể cấm hoặc từ chối sử dụng những neo nằm bên ngoài khu vực làm việc của dự án.

(d) Các không chế vật lý liên quan đến điều kiện đất, sự có mặt của những hầm dịch vụ, công tác nổ mìn, tháo dỡ....

Ổn định tổng thể nếu tính theo cân bằng trượt mái dốc của cơ học đất thì rất phức tạp nên vào năm 1953 một học giả Đức tên là E. Kranz đã dùng giả định tường thay thế cho

toàn bộ hệ thống là nằm ở giữa mặt trượt dưới sâu của khối đất với một bức tường thay thế giả tưởng, xác định như sau: xem rằng một nửa độ dài bầu neo nằm phía ngoài của tường giả tưởng, ta kéo một đường thẳng từ chân cọc/tường đến trung tâm bầu neo, đó chính là mặt trượt dưới sâu theo giả định Kranz, như hình 9.24a.



Hình 9.24. Kiểm tra ổn định tổng thể theo phương pháp Kranz
a) Sơ đồ tính ; b) Đa giác lực

Trong hình, OD là tường thay thế, CO là đường kéo từ chân cọc/tường đến điểm trung tâm của bầu neo, E_a là áp lực đất chủ động dùng cho cọc chắn đất (với góc ma sát giữa đất cọc là δ), E_1 là áp lực đất chủ động của tường thay thế (với góc ma sát giữa đất - tường thay thế là δ), góc kẹp giữa CO với đường nằm ngang là θ , nếu θ lớn hơn góc φ , khi tính toán phải tính cả tải trọng trên mặt đất, khi θ nhỏ hơn góc φ , có thể không tính tải trọng trên mặt đất, G là trọng lượng đất ở giữa tường thay thế và cọc. Vẽ đa giác lực như hình 9.24b rồi tính toán với hệ số an toàn lớn hơn 1,5, tiến hành một số diễn toán chi tiết (xem [7]), ta được:

$$KA_h = \frac{E_{ah} - E_{1h} + [G - (E_{ah} - E_{1h}) \tan \delta] \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan \alpha \cdot \tan(\varphi + \theta)} \quad (9.17)$$

Trong công thức trên KA_h là lực ngang (hình chiếu ngang của KA) lớn nhất của neo có thể chịu được.

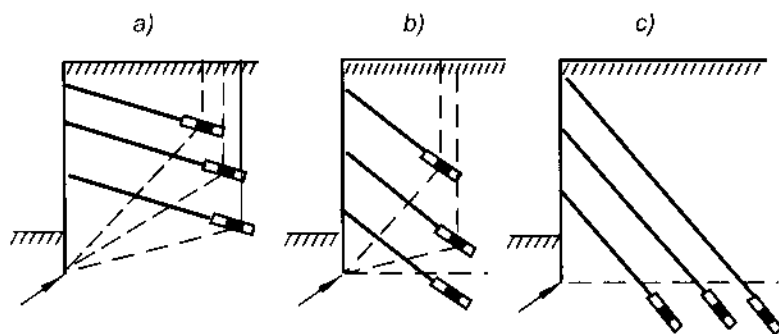
Gọi YA_h là lực ngang (hình chiếu ngang) thiết kế của bầu neo thì hệ số an toàn:

$$F_s = \frac{KA_h}{YA_h} = 1,5 \quad (9.18)$$

Sau đó, Kranz cùng với Rankine và Ostermayer đã sửa đổi công thức tính hệ số an toàn nói trên theo sơ đồ như trình bày trên hình và nó đã được tiêu chuẩn Anh (BS 8081: 1989) kiến nghị sử dụng cùng với một số công thức khác.

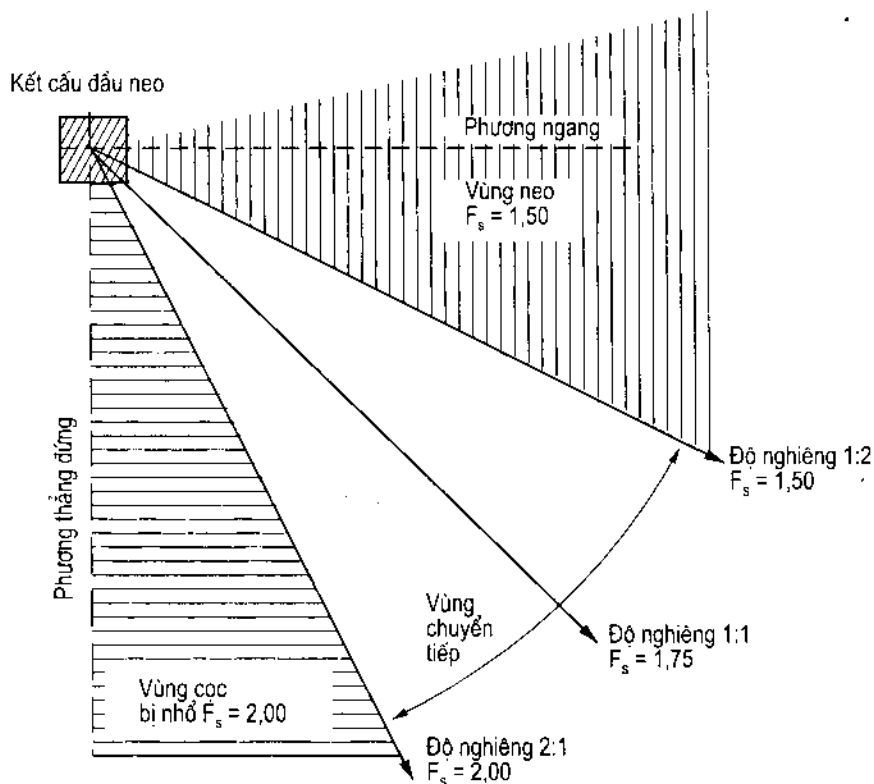
Với các thiết kế bình thường, có cần phải kiểm tra ổn định tổng thể của thanh neo hay không phải tùy theo tình hình bầu neo có nằm sâu xuống phía dưới chân của cọc tường hay không, trong quy trình hữu quan của Canada dựa vào cách lựa chọn từ ba tình huống của hệ thống thanh neo nhiều tầng như hình 9.25 để thảo luận về vấn đề này.

Trong hình (9.25a), toàn bộ các thanh neo đều ở phía trên của chân tường nên phải kiểm tra toàn bộ ổn định tổng thể của chúng, nét đứt là giả định phần tường kéo giữ và giả định mặt trượt của đất. Hình 9.25b có hai thanh neo phải kiểm tra hệ số an toàn tổng thể của chúng. Hình 9.25c cả 3 thanh neo đều kéo sâu xuống phía dưới của chân tường nên không cần phải kiểm tra ổn định tổng thể. Tính toán cụ thể cho các trường hợp này xem [7].



Hình 9.25. Kiểm tra ổn định tổng thể trong các tính hướng khác nhau

Hệ số an toàn tính theo công thức (9.18) có thể chọn khác nhau tùy theo độ nghiêng của neo (xem hình 9.26) hoặc theo thời hạn làm việc của neo (tạm thời hay vĩnh cửu) như trình bày ở bảng 9.3.



Hình 9.26. Chọn hệ số an toàn F_s của neo theo độ nghiêng của neo (theo [19])

Bảng 9.3. Các hệ số an toàn tối thiểu được kiến nghị để thiết kế neo đơn (BS 8081: 1989)

Loại neo	Hệ số an toàn tối thiểu			Hệ số tải trọng thử
	Dây neo	Giao diện đất/vữa	Giao diện vữa/dây neo hoặc vữa/mũ neo	
Các neo tạm khi thời gian sống nhỏ hơn 6 tháng hoặc sự phá hoại không gây hậu quả nghiêm trọng hoặc không gây nguy hiểm công cộng, ví dụ như thử tải cọc thời gian ngắn dùng neo làm hệ đối trọng	1,40	2,0	2,0	1,10
Các neo tạm khi thời gian sống kéo dài đến 2 năm và hậu quả do phá hoại khá nghiêm trọng nhưng không gây nguy hiểm cho an toàn công cộng, không cần thiết cảnh báo, ví dụ như tường chắn có neo sau	1,60	2,5*	2,5*	1,25*
Các neo dài hạn và tạm thời khi nguy hiểm do ăn mòn cao và /hoặc hậu quả do phá hoại là nghiêm trọng, ví dụ như cáp chủ của cầu treo hoặc đối trọng để nâng các bộ phận kết cấu nặng	2,00	3,0*	3,0*	1,50
* Có thể dùng giá trị tối thiểu 2,0 nếu có các thí nghiệm mẫu thật tại hiện trường + Có thể cần tăng đến 4,0 để hạn chế đào đất				

Chú ý:

1. Trong thực tế hiện nay hệ số an toàn của một neo là tỉ số giữa tải trọng giới hạn và tải trọng thiết kế. Bảng 9.3 trên đây định nghĩa các hệ số an toàn tối thiểu trên tất cả các giao diện thành phần chủ yếu của một hệ neo.

2. Các hệ số an toàn tối thiểu của giao diện đất/vữa chủ yếu nằm giữa 2,5 và 4,0. Tuy nhiên cho phép thay đổi chúng nếu các thí nghiệm hiện trường cho các mẫu thật (thử nghiệm neo) cung cấp thông tin bổ sung đủ tin cậy để cho phép giảm.

3. Các hệ số an toàn áp dụng cho giao diện đất/vữa không thay đổi cao hơn so với các giá trị của dây neo, giá trị phụ thêm thể hiện mức độ không chắc chắn.

Ví dụ 9.2.

Hố móng tại lầu Trung Sơn ở Thẩm Dương sâu 13m, đất nền khá tốt, một tầng neo, độ dài bầu neo 12m, như hình 9.27, kiểm tra ổn định theo phương pháp Kranz. Cho biết: lực thiết kế của thanh neo:

$$T_A = 344,8 \text{ kN}, \quad \varphi = 37^\circ, \quad \gamma = 19 \text{ kN/m}^3.$$

OD là tường thay thế:

$\delta = 0, \alpha = 13^\circ, a_c = 4,95 \text{ m}, c_o = 6\text{m},$
 $a_o = 10,95\text{m}, h = OD = 7,02\text{m}$

Khoảng cách thanh neo 1,5m.

Giải:

Tìm trị F_s của hệ số an toàn ổn định tổng thể:

$$(1) \theta = \arccos \frac{15,3 - 7,02}{10,95 \cos 13^\circ} = 37,8^\circ, \theta > \varphi.$$

$$(2) G = \frac{7,02 + 15,3}{2} 10,67 \times 1,5 \times 19 = 3393,7 \text{ kN}$$

(3) Do θ lớn hơn φ nên phải tính tải trọng mặt đất $q = 10 \text{ kN/m}^2$

Áp lực đất chủ động của cọc chắn đất (BF):

$$E_{ah} = \frac{1}{2} \times 19 \times 15,3^2 \times 1,5 \times 0,248 + 10 \times 15,3 \times 0,248 \times 1,5 = 884,2 \text{ kN}$$

($\varphi = 37^\circ, K_a = 0,248$)

(4) Áp lực đất chủ động của tường chắn đất (OD)

$$E_{lh} = \frac{1}{2} \times 19 \times 7,02^2 \times 0,248 \times 1,5 + 10 \times 7,02 \times 0,248 \times 1,5 = 200,3 \text{ kN}$$

(5) Tìm KA_h :

Theo công thức (9.17):

$$KA_h = \frac{E_{ah} - E_{lh} + [G + E_{lh} \tan \delta - E_{ah} \tan \delta] \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan \alpha \cdot \tan(\varphi - \theta)}$$

$$= \frac{884,2 - 200,3 + [3393,7 + 0 - 0] \tan(37^\circ - 37,8^\circ)}{1 + \tan 13^\circ \tan(37^\circ - 37,8^\circ)} = \frac{683,9 - 47,4}{1 - 0,003} = 638,4 \text{ kN}$$

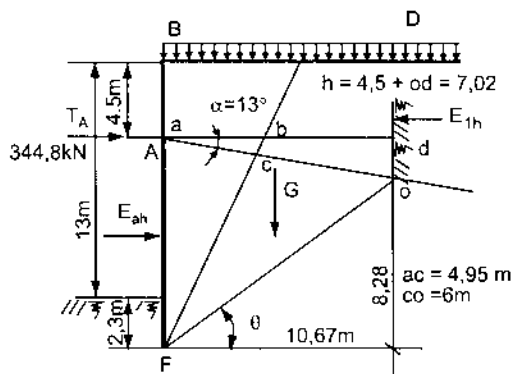
(Có thể chịu được lực ngang lớn nhất).

$F_s = \frac{KA_h}{YA_h}$ (trong công thức YA_h là lực hình chiếu ngang thiết kế của thanh neo).

Trong ví dụ này YA_h chính là $T_A = 344,8 \text{ kN}$ nên:

$$F_s = \frac{638,4}{344,8} = 1,85 > 1,5 \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

Ví dụ thiết kế và thử neo của công trình thực xem chương 12.



Hình 9.27. Sơ đồ về tính ổn định tổng thể theo ví dụ 9.2

9.4. THI CÔNG KẾT CẤU PHỤ TRỢ

9.4.1. Thi công hệ thanh chống

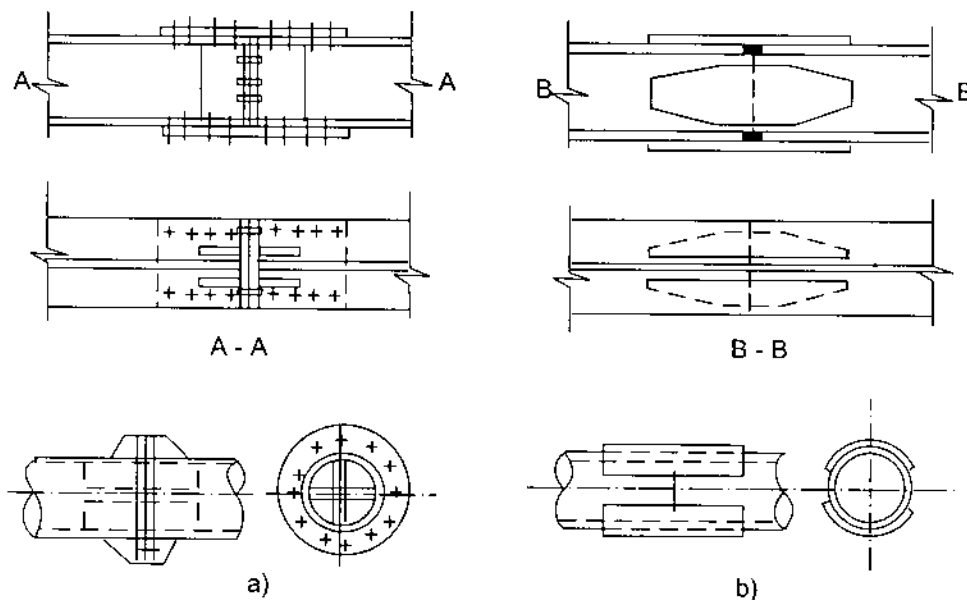
Thi công hệ thanh chống bằng thép hình tương đối đơn giản và đã sơ bộ trình bày trong mục 9.2.1.

Sau khi thiết kế bố trí hợp lý kết cấu chống giữ thì đảm bảo chất lượng thi công cũng là một điều cực kỳ quan trọng. Trình tự lắp dựng và tháo dỡ hệ thống chống bắt buộc phải phù hợp với các giai đoạn thiết kế kết cấu chống, phối hợp chặt chẽ với việc đào đất trong hố và thi công công trình chính.

Một nguyên tắc cơ bản là phải lắp hệ thanh chống trước trên mặt đất mới được tiếp tục đào và lúc lắp phải chú ý sự đồng trục của thanh và các mắt nối liên kết phải chắc chắn tin cậy.

Cấu tạo mắt nối là một nội dung quan trọng cần phải đặc biệt quan tâm trong khi thiết kế chống giữ bằng thép, cấu tạo mắt nối không thoả đáng dễ làm cho hố móng bị biến dạng quá lớn.

Hình 9.28 là mấy phương pháp ghép nối thép chữ H và thép ống. Trong đó, hình 9.28a là nối vận ren, 9.28 b là nối hàn. Nối hàn thường có thể đạt yêu cầu tiết diện đồng cường độ, tính năng truyền lực khá tốt, nhưng khối lượng công việc ở hiện trường lớn. Nối vận ren thì độ tin cậy không bằng nối hàn nhưng thuận tiện ghép nối ngay ở hiện trường.



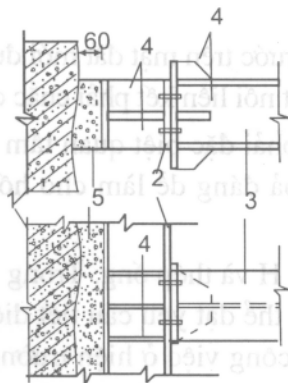
Hình 9.28. Mắt nối thép chữ H và thép ống

a) Nối vận ren; b) Nối hàn

Khi dùng thép chữ H làm dầm đai, tuy trong mặt phẳng chính của nó tính năng chịu uốn rất tốt, nhưng tính năng chịu cắt và chịu xoắn lại kém, phải có biện pháp cấu tạo thoả đáng để bù lại. Hình 9.29 là liên kết giữa dầm với thanh chống; giữa dầm đai với tường chắn nhồi kín bằng bê tông đá nhỏ có thể làm cho dầm đai chịu lực đồng đều hơn, tránh bị tác động lệch tâm và sinh ra xoắn. Ở bản bụng của dầm đai và thanh chống hàn các tấm gia cường có thể làm tăng tính ổn định của bản bụng và nâng cao độ cứng chịu cắt của tiết diện, để phòng phá huỷ vì nén cong cục bộ.

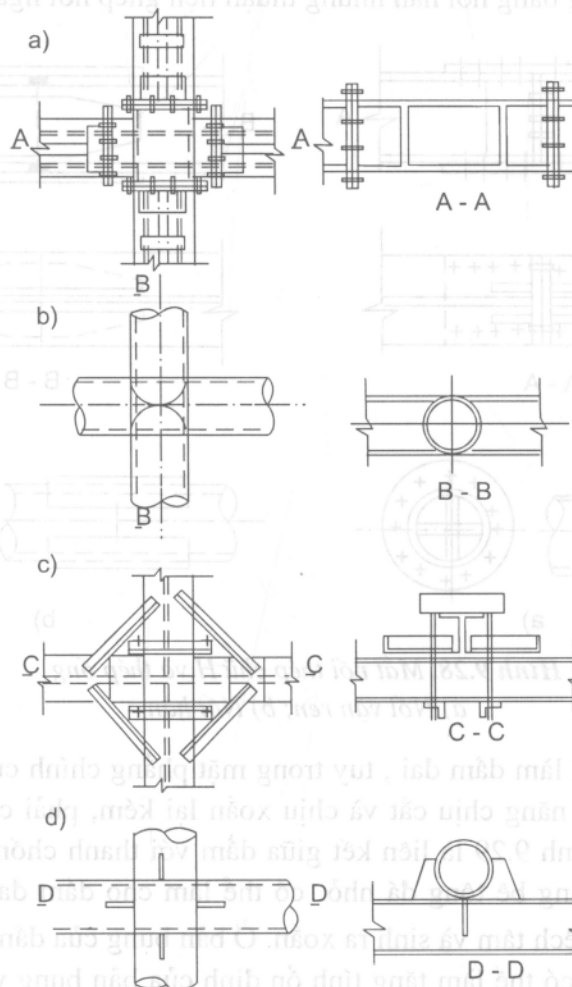
Liên kết tại điểm giao nhau giữa các thanh chống ngang dọc có hai loại là nối phẳng và nối chồng, như hình 9.30. Thường thì, điểm nối phẳng đủ tin cậy hơn điểm nối chồng.

có thể làm cho hệ thanh chống hình thành độ cứng phẳng khá lớn. Nối chồng thì thi công thuận tiện nhưng kiểu nối này sẽ hạn chế nén gãy trong mặt phẳng ngang đến đâu thì cũng đang còn hoài nghi.



Hình 9.29. Liên kết thanh chống với dầm đai bằng thép

1. Tường; 2. Dầm đai bằng thép;
3. Thanh chống bằng thép; 4. Bản tăng cường; 5. Nhồi kín bằng bê tông đá nhỏ.

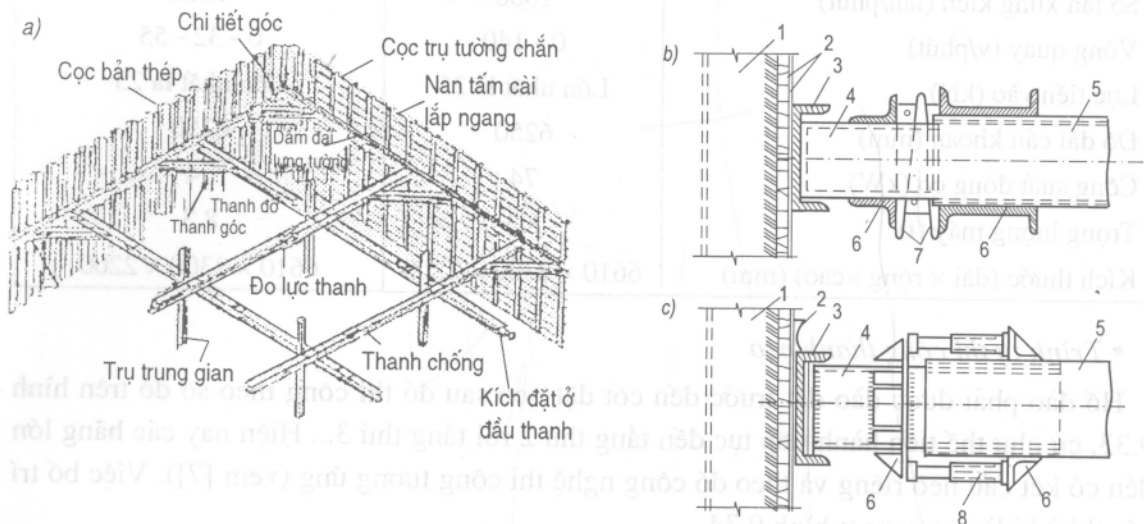


Hình 9.30. Phương pháp nối thanh chống giao nhau

- a) Nối phẳng thép chữ H; b) Nối phẳng thép ống;
- c) Nối chồng thép chữ H; d) Nối chồng thép ống.

Để thuận tiện trong lắp dựng và căng chỉnh, hiện nay người ta đã dùng những thanh chống công cụ chuyên dùng bằng cách lắp kích thủy lực ở đầu thanh chống, nếu thanh dài thì lắp kích ở cả 2 đầu thanh. Trong nhiều trường hợp, nhờ kích thủy lực chẳng những điều chỉnh dễ dàng việc lắp chặt thanh chống với dầm đai mà còn qua đó có thể kiểm tra được lực trực trong thanh chống.

Trên hình 9.31 trình bày sơ đồ lắp hệ thanh chống nói trên.



Hình 9.31. Sơ đồ lắp hệ thanh chống cho hố đào

- a) Sơ đồ chung gồm tường chắn + trụ đỡ + dầm đai lưng tường + thanh chống ngang và dọc;
 b) Lắp thanh chống với dầm đai chèn chặt bằng nệm;
 c) Lắp thanh chống với dầm đai có kích thủy lực.

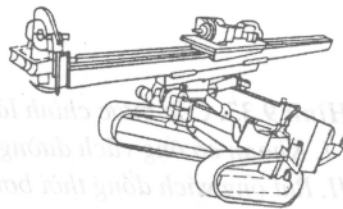
1. Tường chắn; 2. Nan cài bằng gỗ/bê tông (trường hợp tường trụ cứng);
3. Dầm đai bằng thép hình; 4. Phần đệm chèn của thanh chống; 5. Thanh chống;
6. Điểm làm bệ tỷ cố định ở thanh chống; 7. Nệm chèn; 8. Kích thủy lực

9.4.2. Thi công neo đất

Khi thi công các neo trong đất, phương pháp khoan, có hay không thổi nước, việc lắp đặt dây neo, hệ thống phun vữa và thời gian của các thao tác có ảnh hưởng đến sức chịu tải của neo. Thi công các neo trong đất cần thực hiện chu đáo để bảo toàn được những giả thiết thiết kế. Trước khi bắt đầu công tác neo tại hiện trường, cần chuẩn bị bản mô tả phương pháp có nêu chi tiết toàn bộ các thao tác bao gồm thông tin về máy móc thiết bị.

• Máy thi công

Máy thi công thường dùng hiện nay là máy RPD của Nhật Bản, máy Krupp của Đức và máy MZII của Trung Quốc. Máy khoan Krupp như hình 9.32 còn các tham số tính năng của máy xem bảng 9.4.



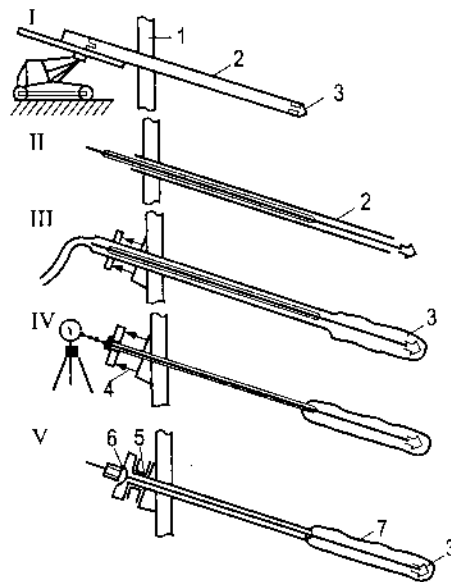
Hình 9.32. Máy khoan Krupp DHR80A của Đức

Bảng 9.4. Tính năng của máy khoan Krupp của Đức

Hạng mục	Tên loại máy khoan	
	HB 101	HB 105
Đường kính lỗ khoan (mm)	64 - 27	Xác định theo yêu cầu neo
Mô men xoắn (N.m)	950	6000
Số lần xung kích (lần/phút)	1800	1800
Vòng quay (v/phút)	0 - 140	0 - 32 - 55
Lực tiến vào (kN)	Lớn nhất là 25	Lớn nhất là 25
Độ dài cần khoan (mm)	6250	6250
Công suất động cơ (kW)	74	74
Trọng lượng máy (t)	8,3	8,3
Kích thước (dài × rộng × cao) (mm)	6610 × 2300 × 2200	6610 × 2300 × 2200

• *Trình tự thi công thanh neo*

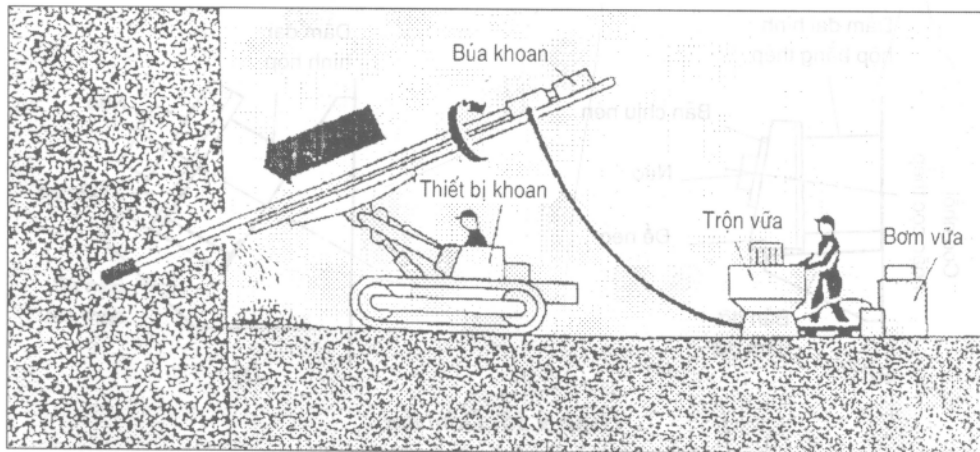
Hố đào phải được đào đất trước đến cốt đặt neo sau đó thi công theo sơ đồ trên hình 9.33, cứ như thế tiến hành tiếp tục đến tầng thứ 2 rồi tầng thứ 3... Hiện nay các hãng lớn đều có kết cấu neo riêng và theo đó công nghệ thi công tương ứng (xem [7]). Việc bố trí các thiết bị làm neo xem hình 9.34.



Hình 9.33. Các bước chính làm neo khoan với bầu neo bằng xi măng của hãng Bauer (Đức)

I. Khoan có ống vách đường kính 70 - 150mm; II. Đóng đầu khoan và đặt thanh dây neo;
 III. Rút ống vách đồng thời bơm vữa xi măng vào bầu neo; IV. Thử nghiệm để nghiệm thử neo;
 V. Neo đã làm xong giữ lực neo theo tính toán (kích kéo thay bằng đệm chèn hoặc khoá đầu neo).

1. Tường chắn thẳng đứng của hố đào; 2. Lỗ khoan; 3. Mũi khoan;
 4. Kích kéo neo (chỉ bằng mũi tên); 5. Đế của đầu neo; 6. Vận kẹp đầu neo; 7. Bầu neo



Hình 9.34. Bố trí thiết bị làm neo

- **Khoan lỗ**

Có hai công nghệ khoan neo: thao tác khô và thao tác ướt, chúng khác nhau ở chỗ khoan lỗ không có nước và có nước để thổi rửa lỗ nhiều lần. Chi tiết về 2 công nghệ nói trên xem [7]. Dây neo thường dùng là thép xoắn, ví dụ loại 7 ϕ 5, có tổng tiết diện $A = 138 \text{ mm}^2$, cường độ tiêu chuẩn 1470 N/mm^2 , cường độ thiết kế lấy là 1000 N/mm^2 ; loại 7 ϕ 4, có $A = 88 \text{ mm}^2$, cường độ tiêu chuẩn 1570 N/mm^2 , cường độ thiết kế 1070 N/mm^2 , dùng thanh neo thì đường kính 30 - 40 mm, thép A-III đến A-IV.

- **Bơm vữa**

Sau khi đặt thép thì tiến hành bơm vữa để tạo bầu neo và làm chắc năng bám dính dây neo và bám dính đất đá chung quanh.

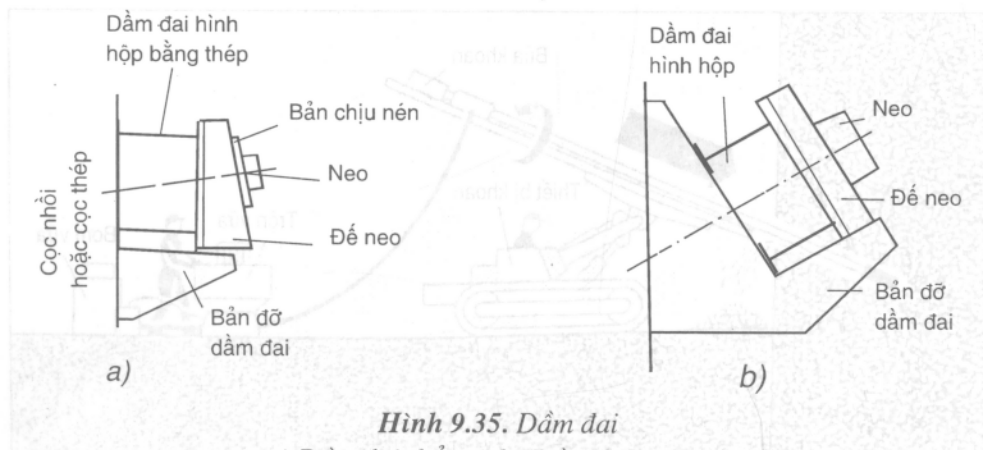
Yêu cầu vữa: dùng xi măng có mác 325 trở lên, tỷ lệ nước xi măng 0,4 - 0,45, khi dùng phương pháp bơm thì tỷ lệ này là 2: 1, hoặc 2,5: 1. Nếu dùng vữa xi măng cát thì tỷ lệ xi măng cát là 1: 1 đến 1: 2, hạt cát không lớn hơn 2mm và bơm vữa một lần. áp lực bơm 0,1 - 12 MPa với ống cao su chịu áp. Có thể bơm vữa nhiều lần với áp lực bơm tăng dần. Bơm vữa ở đầu dây neo tự do phải có thành phần chống ăn mòn, ví dụ bi tum không có sulphide hoặc vữa hỗn hợp hắc ín.

- **Gia công và lắp đặt dầm đai**

Gia công và lắp đặt dầm đai phải bảo đảm sao cho mặt chịu lực của bản đỡ ở trên một đường thẳng, như vậy mới có thể làm cho dầm chịu lực đồng đều. Trong quá trình thi công tường cọc, các cọc bị chênh lệch lớn, không thể nào có thể ở trên cùng một mặt phẳng được, có khi chênh lệch khá lớn nên khi lắp dầm phải điều chỉnh lại.

Lắp dầm đai có thể lắp trực tiếp hoặc lắp ghép trước rồi mới cẩu lên lắp cả cụm.

Tùy vào lực neo mà làm dầm đai thẳng (hình 9.35a) khi lực nhỏ bé hoặc dầm đai nghiêng (hình 9.35b) khi neo có độ nghiêng lớn và thành phần lực thẳng đứng lớn (do bản đỡ chịu).



Hình 9.35. Dầm đai
a) Dầm đai thẳng ; b) Dầm đai nghiêng

- **Kéo căng dự ứng lực**

Phải theo quy trình thiết kế thi công để kéo căng neo theo nguyên tắc tăng dần từng cấp, lúc đầu từ 10% - 20% lực thiết kế, khi khoá neo thì lực kéo lấy bằng 75% lực thiết kế.

- **Thí nghiệm neo**

Cần nhận biết bốn biên độ tải trọng có thể đặt lên một neo:

- (a) Tải trọng yêu cầu, T_w , cần để đảm bảo kết cấu làm việc đạt yêu cầu đề ra.
- (b) Tải trọng thử, T_p , là tải trọng mà neo có thể chịu được ngắn hạn khi căng kéo.
- (c) Tải trọng khoá, T_{eo} , là tải trọng lưu lại trong neo nếu nó đã được căng.

(d) Tải trọng dài hạn trong neo, T_{lt} , sẽ tồn tại trong neo là kết quả của việc thi công căng kéo, từ biến và các chuyển vị đất tiếp theo.

Mỗi loại tải trọng trên có sự không chắc chắn nào đó và được đánh giá thông qua phân tích (xem [7]) và thí nghiệm theo như sơ đồ trên hình 9.36.

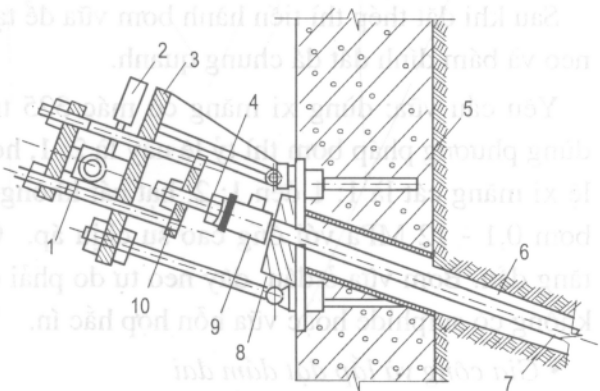
Có ba loại thí nghiệm neo như sau (theo [2]):

(a) Thử nghiệm trước khi thi công đại trà để kiểm tra giải pháp thiết kế và công nghệ thi công, thường với số lượng 1,5 - 2% số neo, nhưng không ít hơn 3 chiếc;

(b) Thí nghiệm tính phù hợp tại hiện trường, với số lượng 3 neo cho mỗi lớp đất, và cho mỗi nhóm 10 neo sau đó;

(c) Thí nghiệm để chấp nhận cho tất cả neo đã thi công.

Phân tích kết quả thử neo theo quy định của tiêu chuẩn thử neo để chọn các loại tải trọng nói trên (xem [2, 7]) như ở ví dụ trình bày ở chương 12.

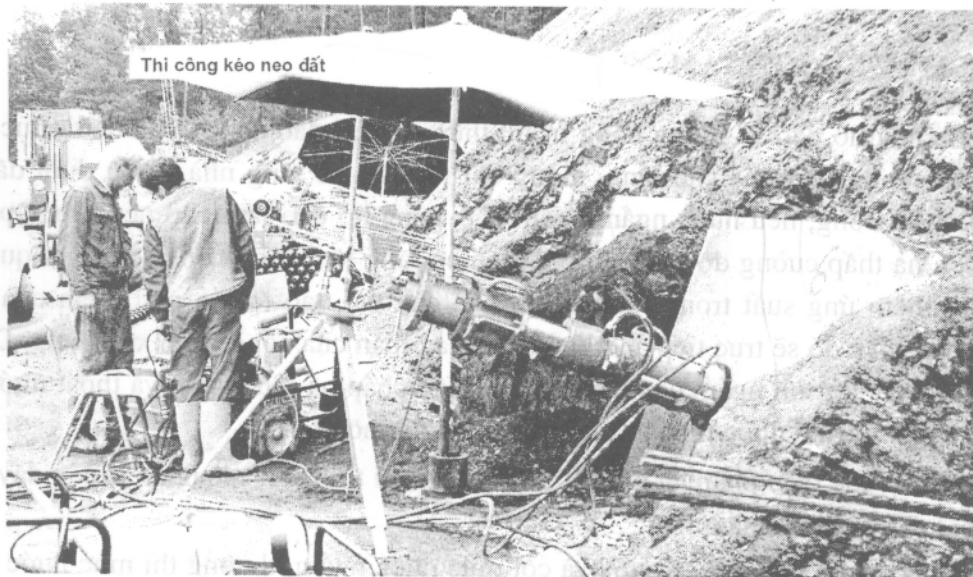


Hình 9.36. Sơ đồ bố trí thí nghiệm kéo neo

- 1. Kích thủy lực; 2. Đồng hồ đo áp lực kích; 3. Thanh ngang cố định; 4. Bu lông căng siết; 5. Tường chắn hố đào; 6. Lỗ khoan; 7. Dây/thanh neo tự do; 8. Mũi neo; 9. Đầu đo lực; 10. Thanh ngang dịch chuyển

- Cắt dây neo và bảo vệ đầu neo chống hư hỏng cơ học, chú ý không dùng nhiệt mà dùng cưa đĩa, các dây neo đã căng cần có các lớp vỏ bảo vệ vì có thể xảy ra rủi ro khi neo bị phá hoại.

Trên hình 9.37 là hiện trường thử neo để kiểm tra thiết kế và công nghệ thi công.



Hình 9.37: Hiện trường thử neo

Chương 10

HẠ MỤC NƯỚC NGẦM VÀ ĐÀO ĐẤT

10.1. HẠ MỤC NƯỚC NGẦM

Khi thi công hố đào và móng công trình, thường phải đào đất ở phía dưới mực nước ngầm, nhất là đối với nhà cao tầng, móng đặt rất sâu, số tầng nhà ngầm dưới đất khá nhiều. Khi thi công, nếu nước ngầm ngấm vào trong hố đào làm cho nền bị ngập nước sẽ dẫn đến hạ thấp cường độ của đất, tính nén co tăng lên, công trình sẽ bị lún quá lớn, hoặc tăng thêm ứng suất trọng lượng bản thân của đất, tạo ra lún phụ thêm của công trình, những điều đó sẽ trực tiếp ảnh hưởng đến an toàn của công trình xây dựng. Do đó, khi thi công công trình ngầm cần phải có các biện pháp hạ mực nước và thoát nước tích cực để cho công trình được thi công trong trạng thái khô ráo.

Khi áp dụng các biện pháp hạ nước, thoát nước phải tính đến các nhân tố sau đây:

- (1) Loại đất và hệ số thấm thấu;
- (2) Cốt yêu cầu hạ thấp mực nước và cốt mực nước ngầm, thường thì mực nước ngầm phải được hạ thấp đến dưới đáy hố đào 0,5 - 1,0m;
- (3) Dùng hình thức nào để chống giữ thành hố đào, đặc biệt là hố đào sâu;
- (4) Diện tích hố đào lớn hay nhỏ.

Hiện nay có hai biện pháp hạ mực nước ngầm: một là thu hạ nước trên mặt, hai là hạ nước bằng giếng điểm (giếng kim).

10.1.1. Phương pháp thoát nước mặt

1. Thi công thoát nước mặt

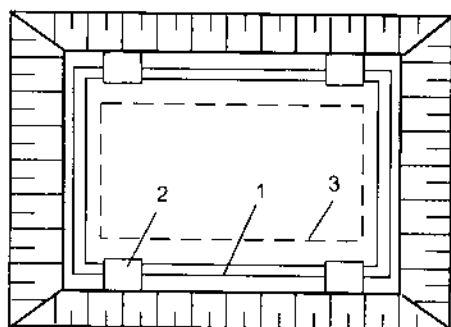
(1) Đào máng thoát nước ở khoảng cách không nhỏ hơn 3m bên ngoài đường viền của hố đào (tính theo khoảng cách từ mép tới chân thành máng như hình 10.1), thường đáy máng rộng 0,3m, độ dốc 1% - 5%, đồng thời có đặt hố thu nước.

(2) Phải duy trì một khoảng chênh lệch độ cao thích đáng giữa mặt đào đất với mặt đáy máng thoát nước và mặt đáy giếng thu nước, đáy máng thoát nước thấp hơn mặt đào đất 0,3m - 0,5m. Đáy hố thu nước thấp hơn đáy máng thoát nước 1m (hình 10.2).

(3) Đường kính hố thu nước thường là 0,7 - 1m, thành hố thu có thể xây gạch, ống bê tông, ván chắn đất hoặc có các biện pháp chắn giữ tạm thời, tầng lọc ngược ở đáy hố bằng đá dăm hoặc đá sỏi dày 0,3m.

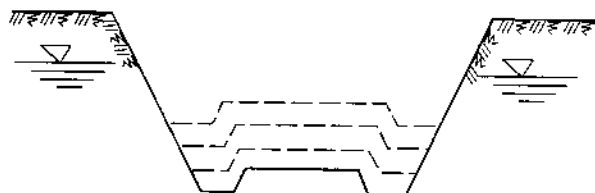
2. Lựa chọn máy bơm

Lượng nước thấm vào trong hố đào có thể ước lượng theo kinh nghiệm hoặc xác định bằng hút nước thử, cũng có thể ước tính bằng phương pháp giếng lớn, tức là xem hố đào



Hình 10.1. Máng hở thoát nước

1. Máng thoát nước; 2. Hố thu nước;
3. Đường biên ngoài của hố đào.



Hình 10.2. Phân tầng đào máng thoát nước

hình chữ nhật là một giếng lớn có đường kính $2r_0$, tính lượng trào nước vào rồi tìm công suất của máy bơm, với:

$$r_0 = \eta \frac{B + L}{4} \quad (10.1)$$

Trong đó: B - chiều rộng hố đào chữ nhật;

L - chiều dài hố đào chữ nhật;

η - hệ số, có thể tra trong bảng 10.1 theo tỉ số L/B.

Bảng 10.1. Hệ số η

L/B	0	0,10	0,20	0,30	0,40	0,60	0,80	1,00
η	1,00	1,00	1,10	1,12	1,14	1,16	1,18	1,18

Lượng trào nước:

$$Q = \frac{1,36 k H^2}{\lg(R + r_0) - \lg r_0} \quad (10.2)$$

Trong đó: k - hệ số thấm (m/ngày);

R - bán kính ảnh hưởng (m), phụ thuộc k, lấy theo bảng 10.2;

H - độ sâu từ mực nước ổn định đến đáy hố đào theo thiết kế (m).

Bảng 10.2. Hệ số thấm và bán kính ảnh hưởng

Thành phần tầng cát đá	Hệ số thấm k (m/ngày)	Bán kính ảnh hưởng R(m)
Lớp nham có nhiều kẽ nứt	> 60	> 500
Lớp đất sỏi, cuội, tầng cát thô và cát trung đồng đều, sạch và không lẫn các hạt nhỏ	> 60	200 - 600
Nham thạch hơi có khe mạch	20 - 60	150 - 250
Lớp đất thuộc loại sỏi, cuội có lẫn nhiều vật chất hạt nhỏ	20 - 60	100 - 200
Cát hạt thô, hạt trung và hạt nhỏ không đồng đều	5 - 20	80 - 150

Cũng có thể dùng các công thức kinh nghiệm để tính bán kính ảnh hưởng [7].

Tìm công suất N của máy bơm theo công thức sau:

$$N = \frac{aQH}{75 \eta_1 \eta_2} \quad (10.3)$$

Trong đó: H - tổng độ cao bao gồm khoảng đầy, khoảng hút và tổn thất cột nước do các loại lực cản sinh ra (m);

a - hệ số an toàn, thường lấy bằng 2;

η_1 - công suất máy bơm, lấy 0,4 - 0,5;

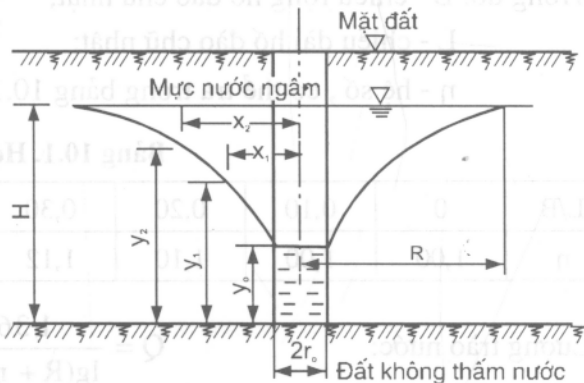
η_2 - công suất máy động lực, 0,75 - 0,85.

3. Khuyết điểm của phương pháp thoát nước mặt

Thoát nước bằng phương pháp này không thể hoàn toàn ngăn cản được hiện tượng cát chảy, đồng thời với việc nước ngầm chảy mạnh vào trong hố, đất ở xung quanh hố cũng vào theo, có thể dẫn tới sụt lún thành hố, hạ thấp cường độ của đất đáy hố.

10.1.2. Phương pháp giếng điểm (giếng kim)

Phương pháp này chủ yếu là lợi dụng "hình phễu nước rút". Khi nước trong giếng rút xuống do bắt đầu bơm hút thì nước ngầm trong tầng chứa nước ở xung quanh chảy vào trong giếng, qua một thời gian, mực nước sẽ ổn định và hình thành một đường cong uốn về phía giếng, mực nước ngầm hạ xuống dần tới dưới cốt thiết kế của đáy hố, làm cho thi công có thể tiến hành trong môi trường khô ráo (hình 10.3).



Hình 10.3. Hình phễu nước rút khi hút nước trong giếng

1. Các thiết bị chính của hệ thống giếng điểm

1) Ống giếng điểm: Dùng ống thép $\phi 50\text{mm}$, đầu ống là ống lọc dài 1-2m (hình 10.4), ống lọc chính là ống thép $\phi 50\text{mm}$ có đục các lỗ $\phi 10\text{-}15\text{mm}$ bố trí như hình hoa mai, cự li lỗ 30-40mm. Bên ngoài lỗ dùng dây thép quấn theo hình xoắn ốc. Trước tiên bọc một lớp lưới lọc tinh với mắt 40, rồi bọc một lớp lưới lọc thô mắt 18, lưới lọc dùng lưới đồng hoặc lưới ni lông đều được. Bên ngoài lưới lọc lại quấn một lớp dây thép thô để bảo vệ lưới lọc, đầu dưới ống lọc có lắp bao ống bằng gang đúc để đề phòng bùn đất chui vào trong ống.



Hình 10.4. Cấu tạo ống lọc nước

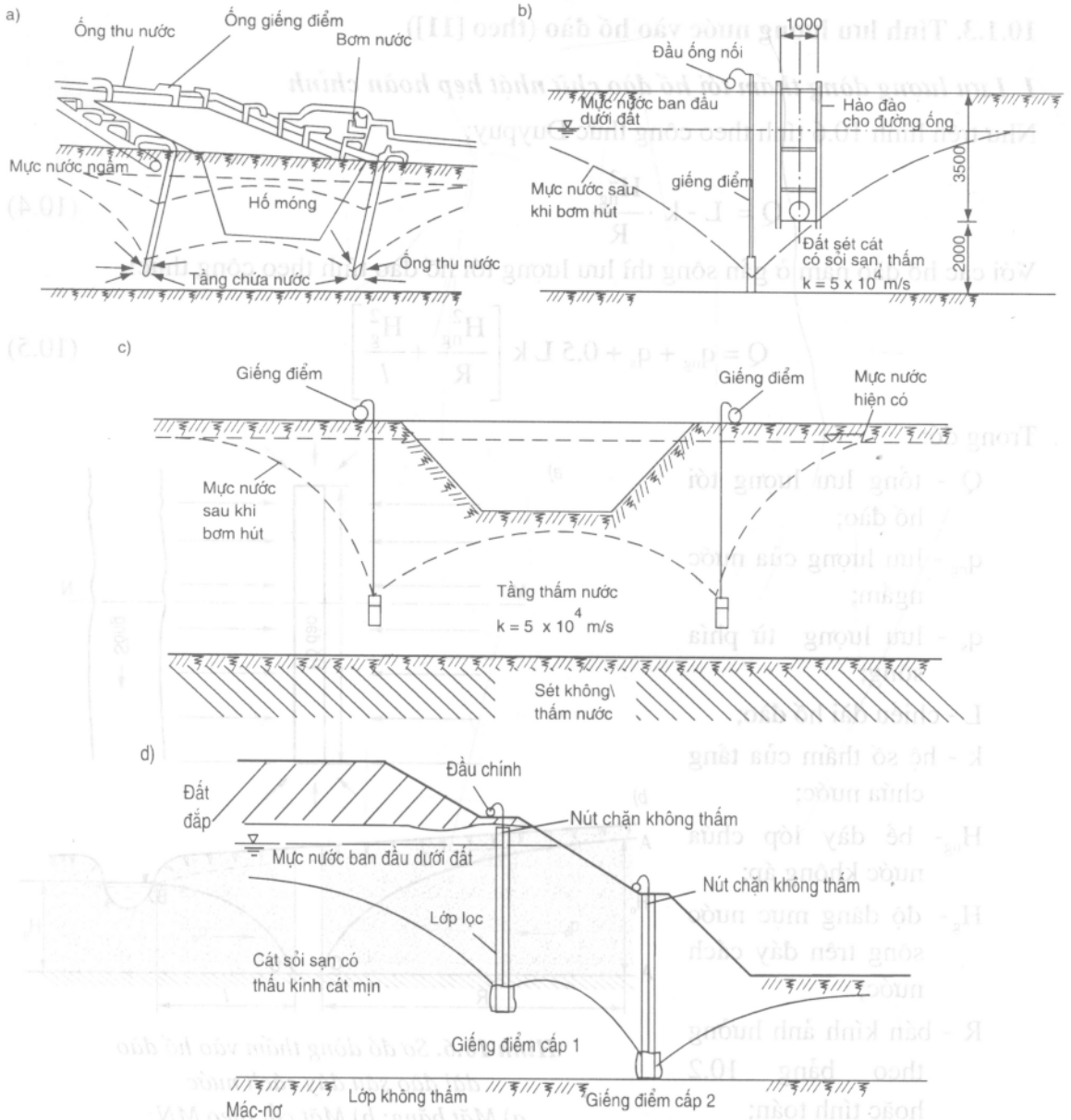
2) Ống thu nước chính: Dùng ống thép có đường kính trong 102 - 127mm nối từng đoạn, cứ cách 1 - 2m lại đặt một đầu nối ngắn để nối với ống giếng điểm.

3) Ống nối: Ống nối dùng loại ống cao su hoặc ống nhựa $\phi 40 - 50\text{mm}$, trên ống nối có van để dễ kiểm tra.

4) Thiết bị hút nước: Thiết bị hút nước được tạo thành bởi bơm hút nước, bộ xả lưu và kết nước tuần hoàn.

2. Bố trí giếng điểm

Như hình 10.5: phải căn cứ vào yêu cầu về độ sâu phải hạ mực nước ngầm, độ lớn và



Hình 10.5. Sơ đồ bố trí hệ thống giếng điểm

a) Sơ đồ chung; b) Một hàng giếng khi hố đào hẹp;

c) Hai hàng giếng khi hố đào nông; d) Giếng bố trí 2 cấp khi hố đào sâu

kích thước mặt bằng hố đào, tính năng thấm nước của tầng chứa nước và hướng chảy của nước ngầm v.v... để xác định. Nếu yêu cầu hạ mực nước ngầm ở mức 4-5m có thể dùng giếng điểm một hàng, nếu yêu cầu hạ mực nước ngầm lớn hơn 6m có thể dùng giếng điểm hai cấp hoặc nhiều cấp. Nếu bề rộng hố đào nhỏ hơn 10m, thì có thể đón đầu hướng chảy của nước ngầm mà đặt giếng điểm một hàng. Khi diện tích hố đào lớn, có thể bố trí giếng điểm không khép kín hoặc giếng điểm khép kín (như hình vòng, hình chữ U), ống giếng điểm cách xa thành hố đào không nhỏ hơn 1-2 m.

10.1.3. Tính lưu lượng nước vào hố đào (theo [11])

1. Lưu lượng dòng thấm tới hố đào chữ nhật hẹp hoàn chỉnh

Như trên hình 10.6 tính theo công thức Dupuy:

$$Q = L \cdot k \cdot \frac{H_{ng}^2}{R} \quad (10.4)$$

Với các hố đào nằm ở gần sông thì lưu lượng tới hố đào tính theo công thức:

$$Q = q_{ng} + q_s + 0,5 L k \left[\frac{H_{ng}^2}{R} + \frac{H_g^2}{l} \right] \quad (10.5)$$

Trong đó:

Q - tổng lưu lượng tới hố đào;

q_{ng} - lưu lượng của nước ngầm;

q_s - lưu lượng từ phía sông;

L - chiều dài hố đào;

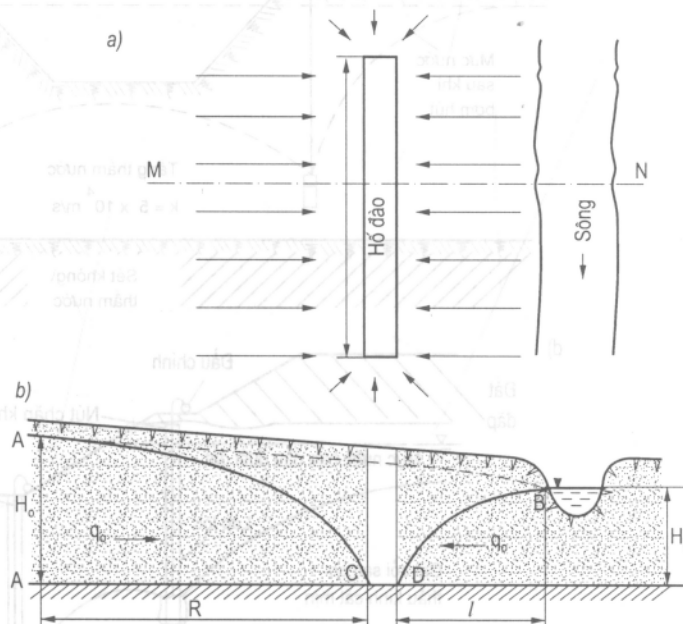
k - hệ số thấm của tầng chứa nước;

H_{ng} - bề dày lớp chứa nước không áp;

H_g - độ dâng mực nước sông trên đáy cách nước;

R - bán kính ảnh hưởng theo bảng 10.2 hoặc tính toán;

l - khoảng cách từ hố đào đến sông.



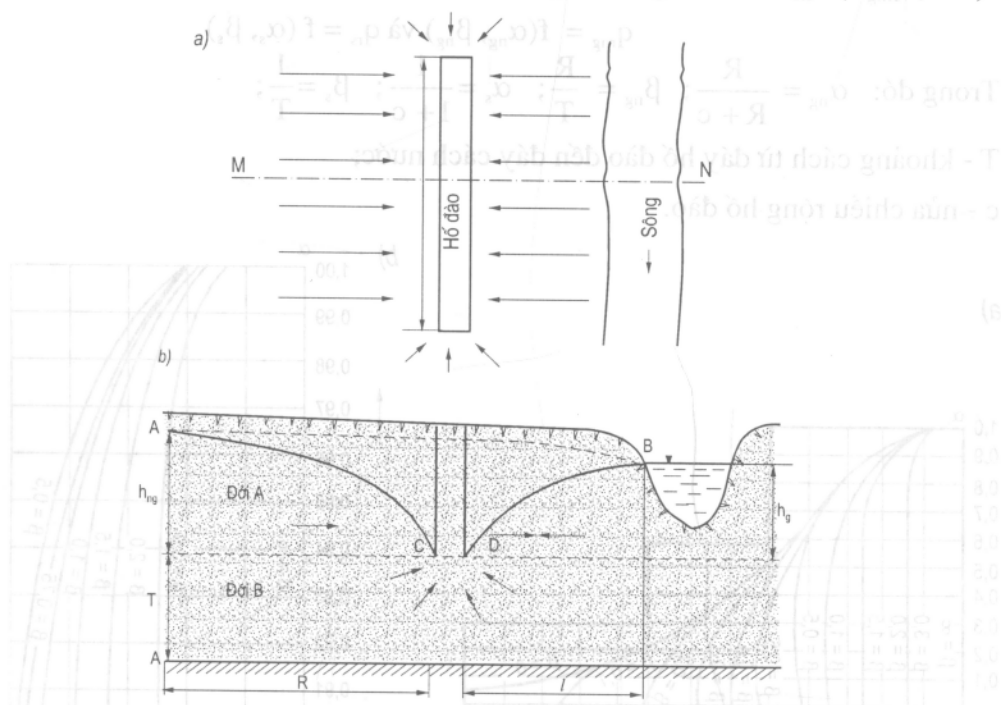
Hình 10.6. Sơ đồ dòng thấm vào hố đào dài đào sâu đáy cách nước

a) Mặt bằng; b) Mặt cắt theo MN;

AB- mực nước chưa hạ thấp;

ACDB- mực nước ngầm hạ thấp khi hút nước từ hố đào.

2. Lưu lượng dòng thấm tới hố đào chữ nhật hẹp không hoàn chỉnh (hình 10.7)



Hình 10.7. Sơ đồ dòng thấm tới hố đào dài chưa đào tới đáy cách nước

a) Mặt bằng; b) Mặt cắt theo MN;

AB - mực nước ngầm chưa hạ thấp; ACDB - mực nước ngầm hạ thấp.

Có thể xác định theo phương pháp Trughaev. Theo phương pháp này, lưu lượng tới hố đào bao gồm lưu lượng của đới A được xác định theo công thức Dupuy và lưu lượng của đới B (nước thấm qua cả đáy hố đào) xác định theo công thức Pavloxki.

Lưu lượng tổng được xác định theo công thức:

$$Q = Lk \left[\frac{h_{ng}^2}{R} + 2h_{ng} q_{ng} \right] \quad (10.6)$$

Công thức dùng để xác định lưu lượng chung của dòng thấm về hố đào hẹp không hoàn chỉnh có chiều dài L:

$$Q = Lk \left[\left(\frac{h_{ng}^2}{2R} + h_{ng} q_{mg} \right) + \left(\frac{h_s^2}{2l} + h_s q_{rs} \right) \right] \quad (10.7)$$

Trong đó: h_{ng} - độ chênh mực nước ngầm với đáy hố đào;

h_s - độ chênh mực nước sông với đáy hố đào;

q_{mg} - lưu lượng dẫn dòng phần có áp của dòng thấm (đới B trong hình 10.7) từ phía phân thủy nước ngầm;

q_{rs} - lưu lượng dẫn dòng phần có áp của dòng thấm từ phía sông.

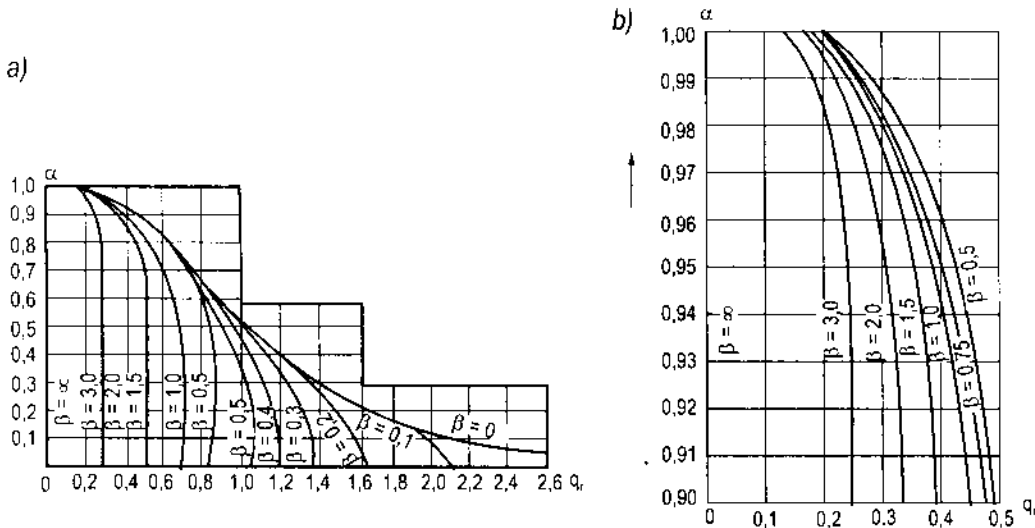
Giá trị q_{mg} và q_{rs} theo biểu đồ Trughaev (hình 10.8) phụ thuộc các hàm số:

$$q_{mg} = f(\alpha_{ng}, \beta_{ng}) \text{ và } q_{rs} = f(\alpha_s, \beta_s)$$

Trong đó: $\alpha_{ng} = \frac{R}{R+c}$; $\beta_{ng} = \frac{R}{T}$; $\alpha_s = \frac{1}{1+c}$; $\beta_s = \frac{1}{T}$;

T - khoảng cách từ đáy hố đào đến đáy cách nước;

c - nửa chiều rộng hố đào.



Hình 10.8. Biểu đồ xác định q_{mg} (a) và q_{rs} (b)

3. Lưu lượng dòng thấm tới hố đào ngăn hoàn chỉnh

Để đơn giản khi tính toán thường đưa loại hố đào này về hình tròn tương đương. Đối với hố đào hoàn chỉnh, trong trường hợp nước ngầm (hình 10.9a) lưu lượng tính theo:

$$Q = 1,37 \frac{kH^2}{\lg \frac{R}{r_0}} \quad (10.8)$$

Khi tồn tại hai đới: có áp và không áp (hình 10.9b):

$$Q = 1,37 \frac{k(2S-m)m}{\lg \frac{R}{r_0}} \quad (10.9)$$

Trong đó: Q - lưu lượng tới hố đào;

k - hệ số thấm lớp chứa nước;

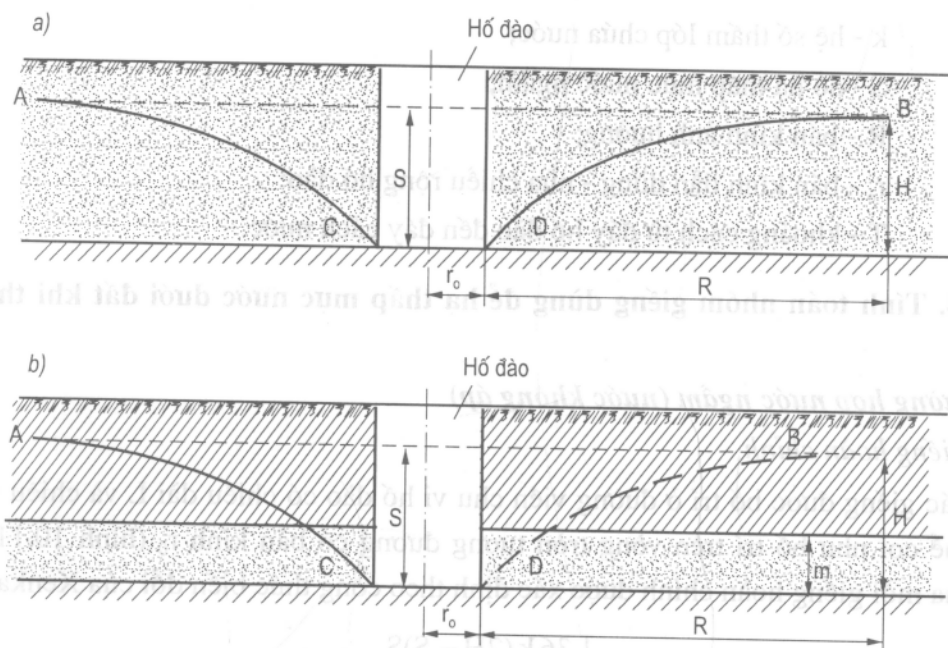
H - bề dày lớp chứa nước không áp;

R - bán kính ảnh hưởng hoặc khoảng cách trung bình từ hố đào đến sông (khi tính lấy giá trị nhỏ hơn trong hai trị số này);

r_0 - bán kính dẫn dòng của hố đào;

m - bề dày lớp chứa nước có áp;

S - độ hạ thấp mực nước ngầm khi hút nước từ hố đào tức là độ chênh mực đo áp của nước ngầm chưa hạ thấp đến đáy hố đào.



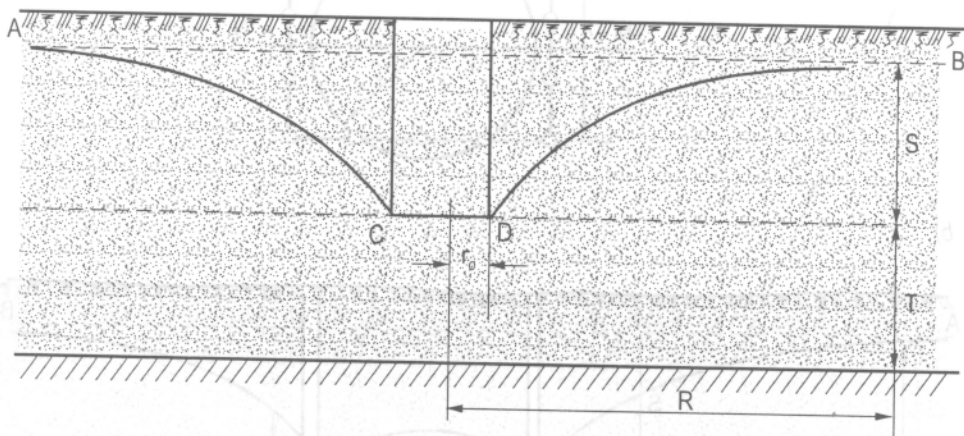
Hình 10.9. Sơ đồ dòng thấm tới hố đào ngắn

a) Nước không áp; b) Có mặt hai đối - có áp và không có áp

AB- mực nước ngầm chưa hạ thấp; ACDB - mực nước ngầm hạ thấp khi hút nước từ hố đào.

4. Lưu lượng dòng thấm tới hố đào ngắn hoàn chỉnh

Lưu lượng trong trường hợp này (hình 10.10) được tính theo công thức của Abramov S.K:



Hình 10.10. Sơ đồ dòng thấm tới hố đào ngắn không hoàn chỉnh

AB - mực nước ngầm chưa hạ thấp; ACDB - mực nước ngầm hạ thấp.

$$Q = \pi k S \left[\frac{S}{2,31 \lg \frac{R}{r_0}} + \frac{2r_0}{1,57 + \frac{r_0}{T} (1 + 1,181 \lg \frac{R}{4T})} \right] \quad (10.10)$$

Trong đó: Q - lưu lượng tới hố đào;

nié

$$[n_{\text{or}}^{\text{or}}]_{\text{r}_c}$$



AB- mực nước ngầm chưa hạ thấp; ACDB- mực nước ngầm hạ thấp.

Trong đó: Q_0 - lưu lượng một giếng trong nhóm giếng;

k - hệ số thấm lớp chứa nước;

H - bề dày lớp chứa nước;

S - độ hạ thấp mực nước trong các giếng;

R - bán kính ảnh hưởng;

r_c - bán kính giếng;

n - số giếng;

r_0 - bán kính vòng tròn tương đương;

$$r_0 = \eta \frac{L + B}{4}, \text{ giá trị } \eta \text{ phụ thuộc vào tỷ số } \frac{B}{L} \text{ (bảng 10.1).}$$

Lưu lượng tổng của nhóm giếng $Q = n Q_0$.

Chiều cao hạ thấp mực nước ngầm ở tâm vùng được xác định gần đúng theo công thức giếng lớn:

$$h_{\max} = \sqrt{H^2 - \frac{n Q_0 \ln \frac{R}{r_0}}{1,36 k}} \quad (10.12)$$

Giá trị chính xác hơn khi tính theo công thức của Focgayme:

$$h_{\max} = \sqrt{H^2 - \frac{n Q_0}{1,36 k} \left[\ln R - \frac{1}{n} \ln(x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 \dots x_n) \right]} \quad (10.13)$$

Trong đó: $h_{\max}$ - chiều cao mực nước hạ thấp ở tâm vùng, tính từ đáy cách nước;

$x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ - khoảng cách từ các giếng tương ứng đến tâm vùng.

Các giếng không hoàn chỉnh

Lưu lượng của mỗi giếng Q_0 trong nhóm giếng không hoàn chỉnh bố trí trên chu vi vòng tròn bán kính r_0 (hình 10.12) được tính theo công thức của Abramov S.K:

$$Q_0 = 1,36 k S \left\{ \frac{2h - S}{\ln \left[\frac{R^n}{n r_0^{n-1} \cdot r_c} \right]} + \frac{2T\beta}{(1 + \beta)N} \right\} \quad (10.14)$$

Trong đó: k - hệ số thấm của lớp chứa nước;

S - độ hạ thấp mực nước trong giếng không hoàn chỉnh;

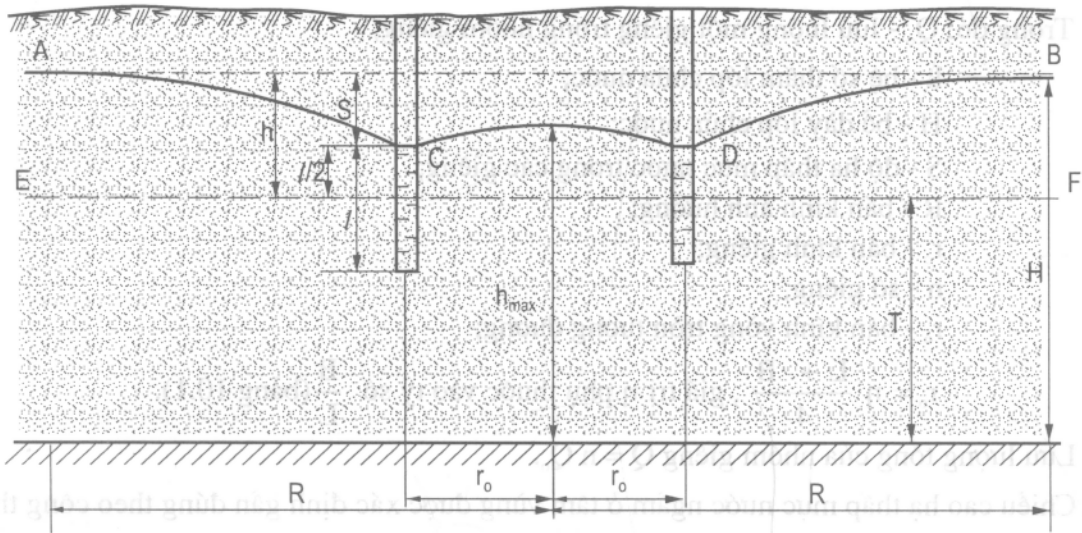
$$h = S + \frac{l}{2}$$

l - chiều dài phân bố trí ống lọc;

R - bán kính ảnh hưởng;

r_c - bán kính giếng;

n - số giếng;



Hình 10.12. Sơ đồ tính cho nhóm giếng không hoàn chỉnh trong nước ngầm

AB - mực nước ngầm chưa hạ thấp; ACDB - mực nước ngầm hạ thấp;

EF - đường phân chia dòng thấm ra các đới.

$$T = H - h$$

H - bề dày lớp chứa nước không áp;

$$\beta = \frac{N}{\zeta_0}; \quad \zeta_0 = \frac{T}{l} \left\{ 2 \ln \frac{4T}{r_0} - f\left(\frac{l}{2T}\right) \right\} - 1,38.$$

$$N = \ln \left[\frac{R^n}{nr_0^{n-1} T} \right]$$

Hàm $f\left(\frac{l}{2T}\right)$ có thể xác định theo đồ thị (hình 10.13) theo trị số $\left(\frac{l}{2T}\right)$.

Chiều cao mực nước ngầm hạ thấp ở tâm vùng được tính theo phương trình của Argunov P.P:

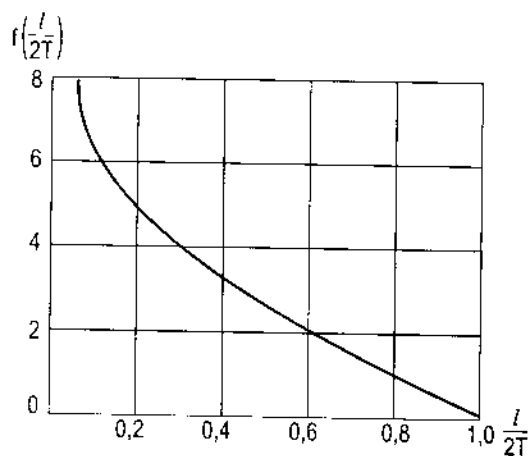
$$h_{\max} = \sqrt{H^2 - \frac{nQ_0}{\pi k} \left(\frac{H-l}{l} \operatorname{Arsh} \frac{l}{h_0} - \frac{h_0-l}{l} \operatorname{Arsh} \frac{l}{R} + \ln \frac{R}{r_0} \right)} \quad (10.15)$$

2. Trường hợp nước có áp - các giếng hoàn chỉnh

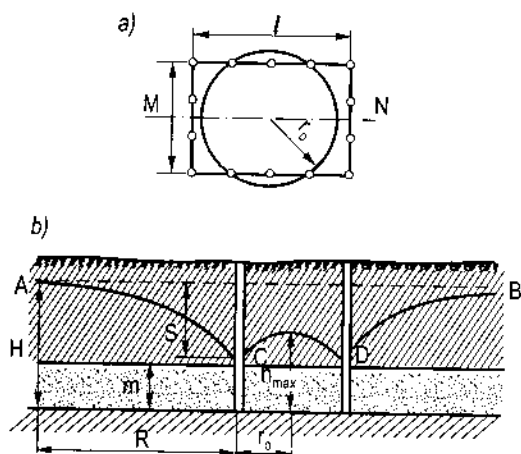
Lưu lượng Q_0 của mỗi giếng hoàn chỉnh bố trí ở chu vi vòng tròn bán kính r_0 (hình 10.14) được tính theo công thức của Xenkachev V.N:

$$Q_0 = \frac{2,73kms}{\ln \left[\frac{R^n}{nr_0^{n-1} r_c} \right]} \quad (10.16)$$

Trong đó: m - bề dày lớp chứa nước có áp



Hình 10.13. Đồ thị xác định hàm $f\left(\frac{l}{2T}\right)$



Hình 10.14. Sơ đồ tính cho nhóm giếng hoàn chỉnh trong nước có áp

a) Mặt bằng; b) Mặt cắt theo MN.

AB - mực có áp khi chưa hạ thấp;

ACDB - mực có áp khi hạ thấp.

Chiều cao mực nước áp lực thấp ở tâm vùng tính theo công thức "giếng lớn".

$$h_{\max} = H - \frac{nQ_0 \ln \frac{R}{r_0}}{2,73\text{km}} \quad (10.17)$$

Tính chính xác hơn, $h_{\max}$ theo công thức của Focgayme:

$$h_{\max} = H - \frac{nQ_0}{2,73\text{km}} \left[\ln R - \frac{1}{n} \ln (x_1 \cdot x_2 \dots x_n) \right] \quad (10.18)$$

Trong đó: H - chiều cao mực áp lực chưa hạ thấp của nước dưới đất ở trên đáy cách nước;

$h_{\max}$ - chiều cao mực đo áp hạ thấp ở tâm vùng phía trên đáy cách nước nằm dưới;

$x_1, x_2, \dots, x_n$ - khoảng cách từ các giếng tương ứng đến tâm vùng.

Các giếng không hoàn chỉnh

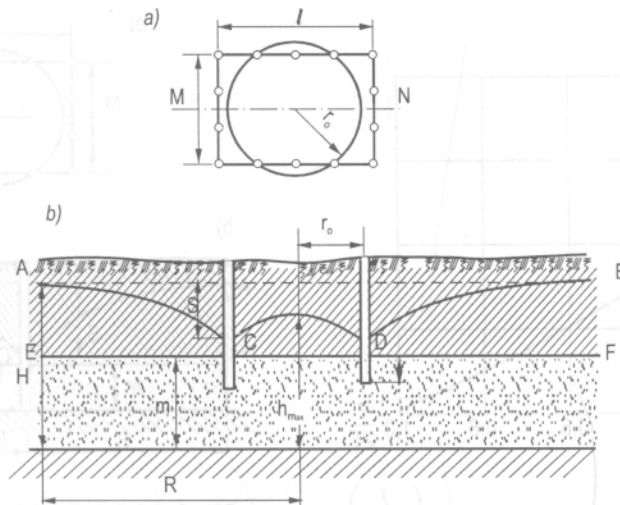
Lưu lượng Q_0 của mỗi giếng không hoàn chỉnh trong nhóm bố trí trên chu vi vòng tròn bán kính r_0 (hình 10.15) được tính theo công thức Tranưi-Abramov:

$$Q_0 = \frac{2,73\text{km}S}{\ln \left[\frac{R^n}{nr_0^{n-1}m} \right]} \frac{\beta}{1+\beta} \quad (10.19)$$

Trong đó: $\beta = \frac{N}{\zeta_0}$; $N = \ln \left[\frac{R^n}{nr_0^{n-1}m} \right]$; $\zeta_0 = \frac{m}{2l} \left\{ 2 \ln \frac{4m}{r_c} - f\left(\frac{l}{m}\right) \right\} - 1,38$

l - chiều dài bộ lọc trong lớp chứa nước.

Hàm $f\left(\frac{l}{m}\right)$ xác định theo đồ thị (hình 11-13) khi thay $\left(\frac{l}{2T}\right)$ bằng $\left(\frac{l}{m}\right)$.



Hình 10.15. Sơ đồ tính cho nhóm giếng không hoàn chỉnh trong nước có áp

a) Mặt bằng; b) Mặt cắt theo MN

AB - mực có áp nước dưới đất khi chưa hạ thấp; ACDB - mực có áp nước dưới đất hạ thấp.

Chiều cao áp lực hạ thấp ở tâm vùng xác định theo công thức của Aegunov P.P:

$$h_{\max} = H - \frac{nQ_0}{2\pi km} \left[\frac{m-1}{1} \left(\text{Arsh} \frac{l}{r_0} - \text{Arsh} \frac{l}{R} \right) + \ln \frac{R}{r_0} \right] \quad (10.20)$$

10.1.5. Ví dụ tính toán

Ví dụ 10.1

Xác định lưu lượng nước chảy đến hố đào hình chữ nhật cắt qua hai lớp cát chứa nước, xen giữa là lớp đất sét dẻo chảy (hình 10.16).

Hệ số thấm của lớp cát ở trên $k_1 = 4\text{m/ngđ}$ và lớp cát phía dưới, $k_2 = 10\text{m/ngđ}$. Bán kính ảnh hưởng theo tài liệu quan sát của lớp trên là 1000 m và lớp dưới là 1500m.

Hố đào có chiều dài ở đáy $L = 1000\text{ m}$ và tại lớp thổ nhưỡng ở trên lớp cát là 1030m.

Các số liệu còn lại xem trong hình 10.16.



Hình 10.16. Sơ đồ tính toán cho ví dụ 10.1

Bài giải:

Vì $\frac{L}{B} < 10$ nên sử dụng phương pháp "giếng lớn".

1. Xác định lưu lượng từ lớp cát phía trên chứa nước không áp

Giá trị bán kính dẫn dòng xác định theo công thức:

$$r_0 = \eta \frac{L + B}{4} = 1,124 \frac{1030 + 230}{4} = 354\text{m}$$

Giá trị η ở đây lấy theo bảng 10.1, khi $\frac{B}{L} = \frac{236}{1030} = 0,22$.

Lưu lượng tới hố đào từ lớp cát trên cùng theo công thức (10.2):

$$Q_1 = \frac{1,36k_1 H^2}{\lg(R+r_0) - \lg r_0} = \frac{1,36 \times 4 \times 7^2}{\lg(1000+354) - \lg 354} = 460 \text{ m}^3/\text{ngđ.}$$

2. Xác định lưu lượng từ lớp cát phía dưới chứa nước có áp

Vì sự có mặt của lớp sét dẻo chảy nên lớp cát dưới xem là tầng chứa nước có áp.

Bán kính dẫn dòng khi $\frac{B}{L} = \frac{200}{1000} = 0,20$,

$$r_0 = \eta \frac{L+B}{4} = 1,122 \frac{1000+200}{4} = 336 \text{ m},$$

Lưu lượng chảy vào hố đào từ lớp cát bên dưới theo công thức (10.9):

$$Q_2 = \frac{1,37k_2(2S-m)m}{\lg(R+r_0) - \lg r_0} = \frac{1,37 \times 10(2 \times 20 - 5) \times 5}{\lg(1500+336) - \lg 336} = 3225 \text{ m}^3/\text{ngđ}$$

Lưu lượng tổng chảy vào hố đào:

$$Q = Q_1 + Q_2 = 460 + 3225 = 3685 \text{ m}^3/\text{ngđ} = 154 \text{ m}^3/\text{giờ.}$$

Ví dụ 10.2.

Tính toán cho thiết bị hạ thấp mực nước trong tầng chứa nước không áp dày $H = 25\text{m}$ gồm 5 hố khoan không hoàn chỉnh bố trí trên chu vi vòng tròn có bán kính $r_0 = 25,7\text{m}$, cách nhau 30m để độ hạ thấp ở tâm thiết bị là 3,4m. Hệ số thấm lớp cát chứa nước $k = 10\text{m}/\text{ngđ}$. Bán kính ảnh hưởng của thiết bị $R_0 = 250\text{m}$, bán kính hố khoan $r_c = 0,10\text{m}$.

Cho độ hạ thấp mực nước trong hố khoan $S = 6\text{m}$ và chiều dài bộ lọc $l = 6\text{m}$.

Bài giải:

Lưu lượng của mỗi hố khoan không hoàn chỉnh trong nước không áp được tính theo công thức (10-14) với $n = 5$:

$$Q_0 = 1,36 kS \left[\frac{2h-S}{\lg \frac{R_0^5}{5r_0^4 r_c}} + \frac{2T\beta}{(1+\beta)N} \right]$$

Tính các giá trị hỗ trợ:

$$h = S + \frac{l}{2} = 6 + \frac{6}{2} = 9\text{m}; T = H - h = 25 - 9 = 16\text{m},$$

$$\alpha = \frac{l}{2T} = \frac{6}{2 \times 16} = 0,187$$

Theo đồ thị ở hình (10.13), khi $\alpha = 0,187$ nhận được $A = f\left(\frac{l}{2T}\right) = 2,26$.

$$N = \lg \frac{R_0^5}{5r_0^4 T} = 5 \lg 250 - (\lg 5 + 4 \lg 25,7 + \lg 16) = 4,45$$

$$\begin{aligned}\zeta_0 &= \frac{1}{2\alpha} \left(2 \lg \frac{4T}{r} - A \right) - 0,60 \\ &= \frac{1}{2 \times 0,187} \left(2 \lg \frac{4,16}{0,10} - 2,26 \right) - 0,60 = 8,33, \\ \beta &= \frac{N}{\zeta_0} = \frac{4,45}{8,33} = 0,53\end{aligned}$$

Lưu lượng mỗi hố khoan bằng:

$$\begin{aligned}Q_0 &= 1,36 \times 10 \times 6 \left[\frac{2 \times 9 - 6}{\lg \frac{250^5}{5 \times 25,7^4 \times 0,10}} + \frac{2 \times 16 \times 0,53}{(1 + 0,53) \times 4,45} \right] \\ &= 350 \text{ m}^3/\text{ngđ}.\end{aligned}$$

Độ hạ thấp mực nước ở tâm thiết bị tính theo công thức (10.12):

$$\begin{aligned}S &= H - H_0 = H - \sqrt{H^2 - \frac{5Q_0}{1,36k} (\lg R - \lg r_0)} \\ &= 25 - \sqrt{25^2 - \frac{5 \times 350}{1,36 \times 10} (\lg 250 - \lg 25,7)} = 2,68 \text{ m}.\end{aligned}$$

Khả năng cho nước qua của mỗi hố khoan:

$$Q_q = 120\pi r l \sqrt[3]{k} = 120 \times 3,14 \times 0,10 \times 6 \sqrt[3]{10} = 488 \text{ m}^3/\text{ngđ}.$$

Vì giá trị độ hạ thấp mực nước ở tâm thiết bị $S = 2,68 \text{ m}$ nhỏ hơn giá trị S yêu cầu $3,4 \text{ m}$ và khả năng cho nước qua ($488 \text{ m}^3/\text{ngđ}$) lớn hơn lưu lượng mỗi hố khoan $Q_0 = 350 \text{ m}^3/\text{ngđ}$ nên ta chọn lại.

Khi $S = 7,0 \text{ m}$ và $l = 6,0 \text{ m}$ thì $Q_q = 488 \text{ m}^3/\text{ngđ}$ và $S = 3,27 \text{ m}$.

Khi $S = 7,5 \text{ m}$ và $l = 5,5 \text{ m}$ thì $Q_q = 447 \text{ m}^3/\text{ngđ}$ và $S = 3,40 \text{ m}$ gần trị số yêu cầu.

Ta sẽ chọn các thông số này.

Ví dụ 10.3

Các giếng hạ thấp mực nước ngầm bố trí ở quanh chu vi hình chữ nhật $60 \times 30 \text{ m}$. Các số liệu ban đầu: độ hạ thấp tối thiểu ở chu vi hố đào $S_x = 5 \text{ m}$, và mực nước hạ thấp $h_x = 7 \text{ m}$. Bán kính hố khoan $0,2 \text{ m}$, bề dày lớp nước ngầm $H = 12 \text{ m}$, hệ số thấm $k = 17,3 \text{ m}/\text{ngđ}$.

Cho số giếng $n = 6$ và độ hạ thấp tại giếng $S = 8 \text{ m}$.

Bài giải:

(1) Bán kính ảnh hưởng xác định theo công thức Kuxakin I.P:

$$R = 2S \sqrt{Hk} = 2 \times 8 \times \sqrt{12 \cdot 17,3} = 231 \text{ m};$$

Bán kính dẫn dòng của thiết bị:

$$r_o = \sqrt{\frac{F}{\pi}} = \sqrt{\frac{60 \times 30}{3,14}} = 24\text{m};$$

Bán kính tác dụng của thiết bị hạ thấp:

$$R_o = R + r_o = 231 + 24 = 255 \text{ lấy } R_o = 250\text{m}.$$

Khi bề dày lớp chứa nước không lớn, giếng đào tới đáy cách nước

(2) Lưu lượng mỗi hố khoan tính theo công thức Xenkachev (10-11)

$$Q_o = \frac{1,36k(2H-S)S}{\ln \left[\frac{R^n}{nr_o^{n-1}r_c} \right]} = \frac{1,36k(2H-S).S}{\lg \frac{R^6}{6r_o^5r_c}}$$

$$= \frac{1,36 \times 17,3(2 \times 12 - 8)8}{6 \lg 250 - \lg 6 - 5 \lg 24 - \lg 0,20} = 407 \text{ m}^3/\text{ngđ}$$

(3) Chiều cao hạ thấp mực nước ngầm ở tâm vùng tính theo công thức (10.12):

$$h_{\max} = \sqrt{H^2 - \frac{nQ_o \ln \frac{R}{r_o}}{1,36k}}$$

$$= \sqrt{12^2 - \frac{6 \times 407}{1,36 \times 17,3} (\lg 250 - \lg 24)} = 6,19 \text{ m}$$

(4) Lưu lượng thiết bị cho qua:

$$Q_q = 120\pi r_l \sqrt[3]{k} = 120 \times 3,14 \times 0,20 \times 4 \sqrt[3]{17,3}$$

$$= 780 \text{ m}^3/\text{ngđ}$$

Vì $h_{\max} = 6,19\text{m}$ nhỏ hơn h_x , yêu cầu là $7,0\text{m}$ và $Q_o = 407 \text{ m}^3/\text{ngđ}$ nhỏ hơn $Q_q = 780 \text{ m}^3/\text{ngđ}$ nên chọn lại.

Vẫn giữ số giếng $n = 6$ và bố trí ở đỉnh chu vi và ở giữa cạnh dài của hố đào, tức là khoảng cách với nhau là 30m .

(5) Lưu lượng của cụm thiết bị:

$$Q = nQ_o = 6 \times 407 = 2442 \text{ m}^3/\text{ngđ}$$

(6) Tính chính xác giá trị $h_{\max}$ theo công thức (10.13) của Focgayme:

$$h_{\max} = \sqrt{H^2 - \frac{6Q_o}{1,36k} \left[\ln R - \frac{1}{6} \lg(x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 \cdot x_4 \cdot x_5 \cdot x_6) \right]}$$

$$= \sqrt{12^2 - \frac{6 \times 407}{1,36 \cdot 17,3} \left[\lg 250 - \frac{1}{6} (2 \lg 15 + 4 \lg 33,54) \right]} = 6,404\text{m}.$$

(7) Tính mực nước hạ thấp yêu cầu tại các điểm A và B:

$$h_A = \sqrt{12^2 - \frac{6 \times 407}{1,36 \times 17,3} \left[\lg 250 - \frac{1}{6} (4 \lg 21,21 + 2 \lg 47,40) \right]}$$

$$= 6,71 \text{ m.}$$

$$h_B = \sqrt{12^2 - \frac{6 \times 407}{1,36 \times 17,3} \left[\lg 250 - \frac{1}{6} (2 \lg 15 + 2 \lg 34 + 2 \lg 62) \right]}$$

$$= 7,07 \text{ m} = 7 \text{ m.}$$

(8) Độ nhảy mực nước ở hố khoan theo Abramov S.K:

$$\Delta h = 0,01 a \sqrt{\frac{Q \cdot S}{kF}} = 0,01 \times 7 \sqrt{\frac{407 \times 8}{17,3 \times 2 \times 3,14 \times 0,24}} = 0,434 \text{ m}$$

Tính toán cho thấy thiết bị gồm 6 giếng với độ hạ thấp ở giếng là 8m sẽ đạt yêu cầu hạ thấp mực nước ngầm, trong đó chiều dài bộ lọc $l = 4\text{m}$ sẽ dễ dàng cho lưu lượng hút yêu cầu.

Ví dụ 10.4.

Tính toán cho bộ thiết bị hạ thấp mực nước bố trí ở chu vi hố đào kích thước $40 \times 40\text{m}$ (hình 10.17) để hạ thấp mực nước yêu cầu $S = 10\text{m}$, đường kính hố khoan $d = 200\text{mm}$, hệ số thấm của lớp chứa nước $k = 10\text{m/ngđ}$.

Bài giải:

Phương án 1: Lấy số hố khoan $n = 8$ và độ hạ thấp mực nước $S = 12\text{m}$. Hố khoan tới đáy cách nước và bộ lọc có chiều dài công tác $l = 5\text{m}$. Xác định bán kính của vòng tròn tương đương r_0 :

$$r_0 = \eta \frac{L+B}{4} = 1,18 \frac{40+40}{4} = 23,6 \text{ m}$$

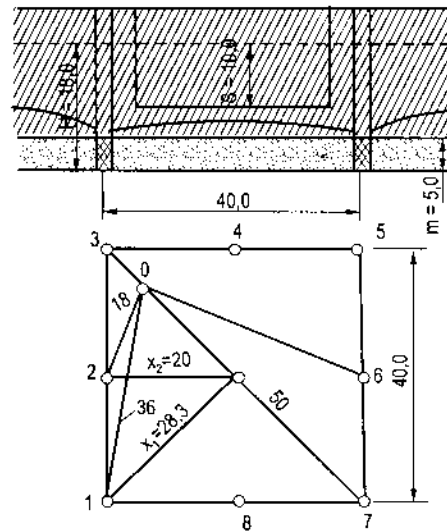
Bán kính ảnh hưởng của bộ thiết bị:

$$R_0 = R + r_0 = 2 \times 12 \times \sqrt{18 \times 10} + 23,6 \approx 350 \text{ m}$$

Lưu lượng của mỗi hố khoan theo công thức (10.16):

$$Q_0 = \frac{2,73 k m S}{\ln \frac{R^n}{n r_0^{n-1} r_c}} = \frac{2,73 \times 10 \times 5 \times 12}{8 \lg 350 - \lg 8 - 7 \lg 23,6 - \lg 0,10}$$

$$= 151 \text{ m}^3/\text{ngđ.}$$



Hình 10.17. Sơ đồ bố trí giếng cho ví dụ 10-4

Chiều cao mực nước hạ thấp ở tâm thiết bị khi bố trí hố khoan ở góc hình vuông và ở giữa cạnh của hình vuông theo công thức (10.18):

$$\begin{aligned} h_{\max} &= H - \frac{nQ_0}{2,73km} \left[\lg R - \frac{1}{n} (4 \lg x_2 + 4 \lg x_1) \right] \\ &= 18 - \frac{8 \times 151}{2,73 \times 10 \times 5} \left[\lg 350 - \frac{1}{8} (4 \lg 20 + 4 \lg 28,3) \right] \\ &= 18 - 10,31 = 7,69\text{m}. \end{aligned}$$

Khả năng cho nước qua của mỗi hố khoan:

$$Q_q = 120\pi r l \sqrt[3]{k} = 120 \times 3,14 \times 0,105 \sqrt[3]{10} = 405 \text{ m}^3/\text{ngđ}$$

Giá trị áp lực hạ thấp ở điểm C (tại góc hố đào):

$$\begin{aligned} h_c &= 18 - \frac{8 \times 151}{2,73 \times 10 \times 5} \left[\lg 350 - \frac{1}{8} (2 \lg 36 + 2 \lg 16 + \lg 7 + 2 \lg 38,5 + \lg 50) \right] \\ &= 7,90\text{m} \end{aligned}$$

Khi $n = 8$ và $S = 12\text{m}$ độ hạ thấp lớn hơn phần nào yêu cầu.

Phương án 2: Lấy số hố khoan $n = 8$ và $S = 13\text{m}$, chiều dài bộ lọc $l = 3\text{m}$ bố trí ở đỉnh lớp chứa nước:

$$N = \lg \frac{R^n}{nr_0^{n-1}m} = 8 \lg 350 - \lg 8 - 7 \lg 23,6 - \lg 5 = 9,14$$

$$\alpha = \frac{l}{m} = \frac{3}{5} = 0,6; \text{ theo đồ thị ở hình (10.13) khi } \alpha = 0,6, A = 10,6.$$

$$\begin{aligned} \zeta_0 &= \frac{1}{2\alpha} \left(2 \lg \frac{4m}{r} - A \right) - 0,6 = \\ &= \frac{1}{2 \times 0,6} \left(2 \lg \frac{4 \times 5}{0,10} - 10,6 \right) - 0,6 = 2,35; \\ \beta &= \frac{N}{\zeta_0} = \frac{9,14}{2,35} = 3,89 \end{aligned}$$

Lưu lượng hố khoan tính theo công thức (10.19):

$$\begin{aligned} Q_0 &= \frac{2,73kmS}{\ln \left[\frac{R^n}{nr_0^{n-1}m} \right]} \frac{\beta}{1+\beta} = \frac{2,73 \times 10 \times 5 \times 13}{8 \lg 350 - \lg 8 - 7 \lg 23,6 - \lg 5} \cdot \frac{3,89}{1+3,89} \\ &= 154 \text{ m}^3/\text{ngđ} \end{aligned}$$

Chiều cao mực nước ngầm ở tâm bộ thiết bị :

$$h_{\max} = 18 - \frac{8 \times 154}{2,73 \times 10 \times 5} \left[\lg 350 - \frac{1}{4} (4 \lg 20 - 4 \lg 28,3) \right] = 7,48\text{m}.$$

Khả năng hố khoan cho nước thấm qua khi $l = 3\text{m}$ là $Q_q = 243 \text{ m}^3/\text{ngđ}$.

Giá trị Q_0 và $h_{\max}$ nhận được cho biết bộ thiết bị đạt yêu cầu nên có thể chấp nhận phương án này.

Phương án 3: Cho số giếng hoàn chỉnh $n = 6$ và $S = 13\text{m}$. Giả thiết dòng nước ngầm chuyển động về phía hố khoan 7 (hình 10.17) và các hố khoan còn lại 1, 3, 5, 6, 7 và 8.

Kết quả nhận được $Q_0 = 206 \text{ m}^3/\text{ngđ}$; $h_{\max} = 7,66\text{m}$ và $h_c = 8,27\text{m}$. Vì giá trị độ hạ thấp tại góc hố móng của hố khoan 3, $h_c = 8,27\text{m}$ lớn hơn giá trị cho phép là $8,0\text{m}$ nên không chấp nhận phương án này.

10.1.6. Giếng hoàn nước

Dưới tác dụng của các giếng điểm để hạ nước ngầm sẽ làm cho mực nước hạ thấp làm giảm độ ẩm trong đất dính nên chúng sẽ chịu nén, lún cố kết và giảm áp lực đẩy nổi, do đó sẽ làm giảm áp lực nước lỗ rỗng, áp lực có hiệu của đất tăng lên từ đó gây ra lún không đều v.v... nên có ảnh hưởng đến sự an toàn của công trình lân cận. Nhằm giảm độ lún của các lớp đất người ta phải kết hợp việc hạ mực nước ngầm với việc hoàn nước trở lại [12].

Nguyên lí của phương pháp giếng hoàn nước (hình 10.18): trong vùng hạ nước ngầm và công trình lân cận đặt một dãy giếng hoàn nước, dùng nó để bổ sung nước làm cho bán kính ảnh hưởng do hạ nước ngầm không vượt quá phạm vi giếng hoàn nước, tạo thành màn cách nước, nhờ đó mực nước ngầm ở phía công trình hiện hữu không thay đổi.

Về lí thiết, số giếng hoàn nước nên bằng số giếng hạ nước, nó phụ thuộc vào hệ số thấm của tầng chứa nước: khi tầng đất xốp chứa nước thì số giếng hoàn nước bằng $1/3 - 2/3$ số giếng hút nước, trong tầng đất hạt thô lớn hoặc trong đá nứt nẻ thì số giếng hàm nước lấy bằng hoặc nhiều hơn giếng hút nước.

Ngoài việc phụ thuộc vào điều kiện địa chất thủy văn, số giếng hoàn nước còn có quan hệ với công nghệ tạo giếng, phương pháp hồi nước, áp lực nước lớn hay nhỏ..., nói chung do thí nghiệm hiện trường quyết định và tính theo công thức:

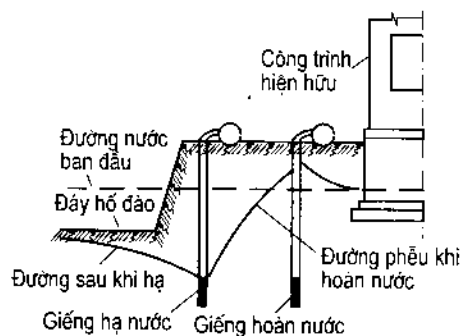
$$n = \frac{1,1Q}{q} \quad (10.21)$$

Trong đó: n - số giếng hoàn nước (điểm);

Q - lượng nước hoàn vào hố đào ($\text{m}^3/\text{ngđ}$);

q - lượng nước hoàn vào giếng đơn ($\text{m}^3/\text{ngđ}$).

Giếng hoàn nước bố trí phạm vi ngoài của giếng hút với khoảng cách nên lớn hơn 6m .



Hình 10.18: Bố trí giếng hoàn nước

10.2. ĐÀO ĐẤT

Đào đất trong hố móng thường gặp phải một số vấn đề đặc biệt, nhất là với hố móng sâu. Những vấn đề này nhất thiết phải được xử lý thỏa đáng mới có thể bảo đảm cho

công việc đào đất được tiến hành thuận lợi. Vấn đề rất thường hay gặp phải là việc xử lý nước ngầm và việc chống giữ hố móng, hai vấn đề này có khi song song tồn tại, có khi một trong hai vấn đề đó lại nổi lên thành chủ yếu. Do đó, trong khi đào hố móng, nhất thiết phải kết hợp chặt chẽ với tình hình địa chất thủy văn để lựa chọn phương án chắn giữ hố móng và hạ mực nước ngầm thoả đáng.

10.2.1. Ổn định thành hố móng

Tỉ số giữa khả năng chống trượt của đất với lực gây trượt trong điều kiện không xảy ra trượt dọc sứt lở của thành dưới tác động của trọng lượng bản thân, của tải trọng nằm gần thành hoặc các tải trọng khác... là tính ổn định của thành hố móng.

Mục đích của việc tính toán ổn định là tìm ra được mặt trượt nguy hiểm nhất, là tỉ số giữa mô men chống trượt với mômen của tất cả các lực trên mặt trượt ấy gây ra, tỉ số này: chính là hệ số an toàn ổn định. Tìm mặt trượt nguy hiểm nhất, thường phải qua tính thử nhiều lần, đưa ra được một loạt trị số K. Lấy mặt trượt có trị số K nhỏ nhất làm mặt trượt nguy hiểm nhất :

$$K_{\min} = \frac{M_R}{M_S} \geq 1,2 \quad (10.22)$$

Trong đó: $K_{\min}$ - hệ số an toàn ổn định trên mặt trượt nguy hiểm nhất;

M_R - mômen chống trượt;

M_S - mômen trượt.

10.2.2. Quy định về độ dốc

Độ dốc thành hố đào có ảnh hưởng rất lớn đối với ổn định của thành. Trong quy phạm thi công nghiệm thu đã quy định rất rõ về độ dốc thành hố sử dụng tạm thời trong một thời gian tương đối dài. Thường khi đào sâu từ 5m trở lại với loại đất có độ ẩm tự nhiên, cấu tạo đồng đều, điều kiện địa chất thủy văn tốt lại không có nước ngầm thì độ dốc của thành có thể chọn theo bảng 10.2 a,b,c.

**Bảng 10.2a. Độ dốc lớn nhất của thành hố móng có độ sâu $\leq 5m$
(không có chống đỡ)**

Tên loại đất	Độ dốc thành hố		
	Đào đất bằng nhân công và đổ đất lên miệng hố	Đào đất bằng máy	
		Đào đất ở đáy hố móng	Đào đất ở trên bờ máng móng
Đất cát	1 : 1	1 : 0,75	1 : 1
Đất bột cát	1 : 0,67	1 : 0,50	1 : 0,75
Đất sét bột	1 : 0,50	1 : 0,33; 1 : 0,75	
Đất sét	1 : 0,33	1 : 0,25	1 : 0,67
Đất có sỏi, cuội	1 : 0,67	1 : 0,50	1 : 0,75
Nham thạch bùn	1 : 0,33	1 : 0,50	1 : 0,67

Bảng 10.2b. Mái dốc theo chất đất

Loại đất	Độ chặt hoặc trạng thái	Trị số dốc cho phép (tỉ số cao rộng)	
		Dốc cao < 5m	Dốc cao 5-10m
Đất đá sỏi	Chặt	1 : 0,35 ~ 1 : 0,50	1 : 0,50 ~ 1 : 0,75
	Chặt vừa	1 : 0,50 ~ 1 : 0,75	1 : 0,75 ~ 1 : 1,00
	Hơi chặt	1 : 0,75 ~ 1 : 1,00	1 : 1,00 ~ 1 : 1,25
Đất bột	$S_r \leq 0,5$	1 : 1,00 ~ 1 : 1,25	1 : 1,25 ~ 1 : 1,50
Đất sét bột	Rắn chắc	1 : 0,75	
	Rắn dẻo	1 : 1,00 ~ 1 : 1,25	
	Có thể nặn	1 : 1,25 ~ 1 : 1,50	
Đất sét	Rắn chắc	1 : 0,75 ~ 1 : 1,00	1 : 1,00 ~ 1 : 1,25
	Rắn dẻo	1 : 1,00 ~ 1 : 1,25	1 : 1,25 ~ 1 : 1,50
Đất sét tàn tích nham hoa cương	Rắn dẻo	1 : 0,75 ~ 1 : 1,10	
	Có thể nặn	1 : 0,85 ~ 1 : 1,25	
Đất lấp tap	Phế thải xây dựng chặt vừa hoặc chặt chắc	1 : 0,75 ~ 1 : 1,00	
Đất cát		1 : 1,00 (hoặc góc nghỉ tự nhiên)	

Ghi chú: S_r - độ bão hoà của đất.

Bảng 10.2c. Mái dốc nham thạch

Loại nham thạch	Mức độ phong hoá	Trị số cho phép (tỉ số cao rộng)	
		Dốc cao < 5m	Dốc cao 5-10m
Nham thạch rắn	Phong hoá ít	1 : 0,10 ~ 1 : 0,20	1 : 0,20 ~ 1 : 0,35
	Phong hoá vừa	1 : 0,20 ~ 1 : 0,35	1 : 0,35 ~ 1 : 0,50
	Phong hoá mạnh	1 : 0,35 ~ 1 : 0,50	1 : 0,50 ~ 1 : 0,75
Nham thạch mềm	Phong hoá ít	1 : 0,35 ~ 1 : 0,50	1 : 0,50 ~ 1 : 0,75
	Phong hoá vừa	1 : 0,50 ~ 1 : 0,75	1 : 0,75 ~ 1 : 1,00
	Phong hoá mạnh	1 : 0,75 ~ 1 : 1,00	1 : 1,00 ~ 1 : 1,25

Ghi chú: Trong bảng, vật lấp kín của đất đá sỏi là đất sét rắn chắc hoặc rắn dẻo.

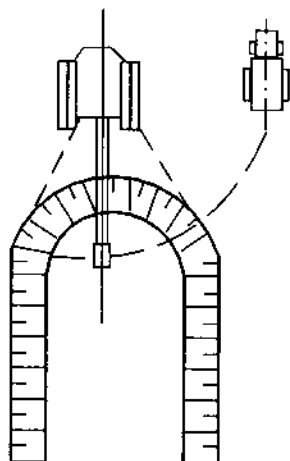
Khi đào móng nếu có phân cấp cho mái dốc thì phải dùng sân phẳng quá độ để phân cấp và lúc thi công phải đào theo nguyên tắc: trên thì dốc dưới thì thoải.

10.2.3. Lựa chọn máy đào đất

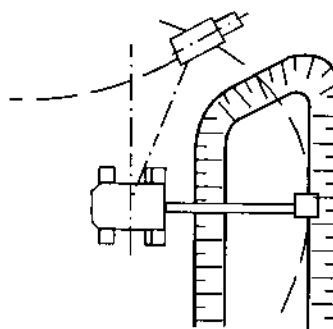
1. Máy đào đất gầu ngược

Căn cứ vào độ sâu phải đào của hố móng có thể chia thành cách đào một đợt hoặc đào nhiều đợt, phối hợp với ô tô tự đổ chuyển đất và máy ủi đất để san mặt bằng. Gầu ngược

có thể đào ở đầu máng đổ đất một bên (hình 10.19) và cũng có thể đào đất ở một bên hoặc hai bên hố móng (hình 10.20) và đổ đất về hai bên.



Hình 10.19. Gàu ngược đào đất ở đầu máng, đổ đất một bên



Hình 10.20. Gàu ngược đào đất ở đầu máng, đổ đất một bên hoặc hai bên

2. Máy đào đất gàu kéo

Dùng trong trường hợp hố móng khá sâu, có thể đổ lên xe, nhưng năng suất tương đối thấp, nên thường dùng để tung đất đi xa, thường là đào ở đầu máng vát đất về một bên hoặc 2 bên.

3. Máy đào đất gàu thuận

Nhất thiết phải phối hợp với một số lượng ô tô tự đổ nhất định, ô tô phải đứng trong phạm vi bán kính quay của gàu. Do sự di chuyển không thuận tiện nên thường dùng ở nơi có khối lượng đất đào tương đối lớn. Có thể đào đất về phía bên cạnh và đào đất về phía trước mặt.

4. Tính số lượng máy

Số lượng máy đào đất: tính số lượng máy đào phải căn cứ vào khối lượng đất phải đào, thời hạn thi công và hệ số sử dụng máy hợp lý, theo công thức sau :

$$N = \frac{Q}{P} \cdot \frac{1}{T \cdot C \cdot K} \quad (10.23)$$

Trong đó: N - số lượng máy đào đất (máy);

Q - khối lượng đất (m³);

T - thời hạn thi công (ngày);

C - số ca máy làm việc mỗi ngày (máy ca);

K - hệ số lợi dụng thời gian, thường là 0,8 - 0,95;

P - năng suất của máy đào đất (m³/ca máy).

Năng suất của máy đào đất P có thể tính theo công thức sau :

$$P = \frac{8.3600}{t} q \cdot K_1 K_2 \quad (10.24)$$

Trong đó: t - thời gian liên tục tuần hoàn từ khi bắt đầu đào đến khi xong việc đổ đất (s);

q - dung lượng gầu (m^3);

K_1 - hệ số lợi dụng gầu (đáy gầu) (đất cát 0,8 - 0,9, đất sét 0,85 - 0,95);

K_2 - hệ số lợi dụng thời gian làm việc, nếu trực tiếp đổ lên ô tô tự đổ là vào khoảng 0,7, còn khi đổ đất ngay bên cạnh là vào khoảng 0,9.

Số lượng ô tô tự đổ đi kèm :

$$N = P/P_1 \quad (10.25)$$

Trong đó : N - số lượng ô tô tự đổ (cái);

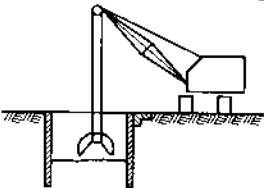
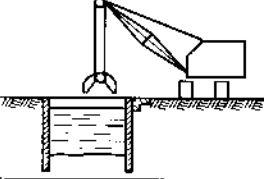
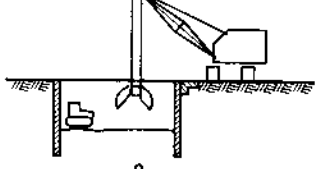
P - năng suất máy đào đất (sản lượng một máy.ca) (m^3 /máy ca);

P_1 - năng suất ô tô tự đổ (sản lượng một chiếc x ca) (m^3 /chiếc x ca).

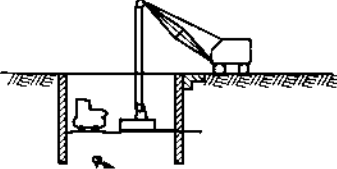
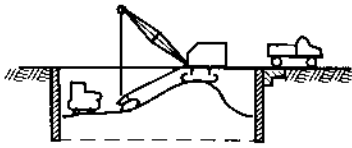
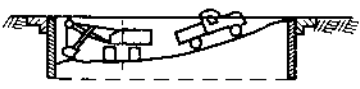
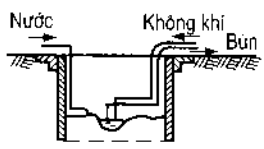
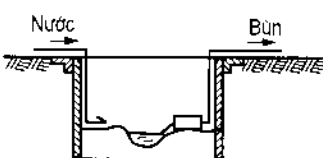
10.2.4. Vận chuyển đất ra khỏi hố đào

Việc đưa đất ra khỏi hố đào bằng cơ giới phụ thuộc vào kích thước hố đào và nhóm đất (phân loại theo thí công đào) như trình bày, về nguyên tắc như trong bảng 10.3. Cần chú ý rằng khi đào gần tường chắn hay trụ chống trung gian phải dùng máy nhỏ, thậm chí dùng thủ công để đào nhằm tránh làm hỏng kết cấu chắn giữ.

Bảng 10.3. Sơ đồ kiến nghị thí công đào đất trong hố đào/công trình (theo [15])

Sơ đồ thí công	Nhóm đất	Kích thước công trình, m		Loại máy nên dùng
		Mặt bằng	Độ sâu	
	I-II	≤ 18	≤ 15	Máy đào ngoạm dung tích gầu 1,0 - 1,5 m^3
	I-III	≤ 12	≤ 15	Như trên
	I-III	12 - 30	≤ 15	Như trên, thêm máy xúc

Bảng 10.3 (tiếp theo)

Sơ đồ thi công	Nhóm đất	Kích thước công trình, m		Loại máy nền dùng
		Mặt bằng	Độ sâu	
	I-IV	12 - 30	≤ 30	Máy đào thủy lực dung tích gầu 0,15 - 0,65m ³ và cần cầu bánh xích trên máy đào
	I - II	≥ 30	≤ 12	Máy xúc và máy đào gạt
	I - IV	≥ 50	≤ 12	Máy đào có dung tích gầu 0,5 - 0,25 m ³
	I - IV	≥ 20	≤ 50	Máy xới nước, máy hút bơm bùn, cần trục có sức nâng 50 kN
	I - II	10 - 20	≤ 15	Máy xới nước, Máy nâng thủy lực

10.2.5. Những điều chú ý khi đào hố móng

1. Việc đào hố móng phải được tính toán tổng hợp với việc chống đỡ (hoặc neo giữ) tường chắn đất. Ví dụ, tầng đào đất thứ nhất phải đào sâu xuống tới mức sâu hơn tầng thanh chống hoặc thanh neo thứ nhất một khoảng nhất định (do thiết kế kết cấu chắn giữ xác định) thì phải ngừng đào đất để chờ cho tầng thanh chống hoặc thanh neo thứ nhất thi công xong rồi mới đào tiếp tầng đất thứ hai.

2. Trong khi đào đất thì chỗ đóng đất được đào vát lên phải tính đến việc ổn định của thành hố móng.

3. Khi đào hố móng tương đối sâu, đất có thể chuyển theo phân tầng bằng xe hoặc bằng tay, máy đào đất và xe chuyển đất phải cố gắng vào hẳn trong hố móng, phải có quy hoạch cho đường dốc để ô tô vận chuyển đất ra vào và cuối cùng là việc chuyển đất của bản thân đường dốc, cố gắng không phải dùng đường cầu tạm, vì chi phí cao.

4. Nếu gần kề có móng của công trình khác thì khi đào hố móng phải giữ một cự li nhất định.

5. Khi thi công trong mùa mưa phải kiểm tra hệ thống thoát nước ở hiện trường, bảo đảm thoát nước tốt và bảo đảm ổn định thành hố móng.

10.2.6. Biện pháp giảm lún không đều

Khuyết điểm lớn nhất của phương pháp hạ mực nước ngầm so với phương pháp ngăn cắt mực nước ngầm là sẽ dẫn đến lún không đều của các công trình xây dựng ở xung quanh. Bởi vì, nước ở quanh mỗi giếng điểm khi bị hạ xuống sẽ có hình phễu, vì vậy hạ mực nước ngầm ở xung quanh hố móng tất sẽ tạo thành một mặt cong gần lớn xa nhỏ, hạ mực nước ngầm một mặt sẽ làm giảm lực đẩy nổi của nước ngầm đối với các công trình xây dựng trên mặt đất, làm cho nền đất yếu bị nén co nên thường lún thêm; Ngoài ra, nước lỗ rỗng từ trong đất bị rút ra, nền đất bị biến dạng cố kết, bản thân nó sẽ là quá trình nén co lại và lún xuống. Lượng lún mặt đất có liên quan chặt chẽ với lượng hạ mực nước dưới đất. Phân bố mặt cong của mực nước ngầm khi hạ xuống tất sẽ dẫn đến lún không đều của các công trình xây dựng ở xung quanh. Khi lún không đều đạt đến một mức độ nhất định tất sẽ làm cho các công trình bị nứt, bị nghiêng lệch, có khi còn bị sụp đổ. Do đó khi thiết kế và thi công kết hợp hố móng để mái dốc với hạ mực nước ngầm, phải rất chú ý đến ảnh hưởng đối với các công trình xây dựng ở xung quanh, hạn chế lún không đều trong một phạm vi cho phép, bảo đảm an toàn cho hố móng và các công trình xây dựng ở gần móng. Do vậy, phải xem xét và dự tính độ lún thêm do hút nước cũng như định ra những biện pháp giảm bớt lún không đều, ví dụ dùng hệ giếng hoàn nước (xem mục 11.3 chương 11) để duy trì mực nước ngầm gần công trình hiện hữu không bị thay đổi lớn.

Chương 11

CHUYỂN VỊ CỦA TƯỜNG CHẤN VÀ CÔNG TRÌNH LÂN CẬN HỒ ĐÀO

Thực tế quan sát đất và công trình ở gần hồ đào, nhất là đối với hồ đào sâu, cho thấy: đất và công trình ở gần hồ bị chuyển vị với độ lớn nào đó. Những chuyển vị này cần phải dự tính để có những biện pháp điều chỉnh tiến độ thi công đào hồ hoặc khi yêu cầu khống chế nghiêm ngặt về độ lớn của chuyển vị ấy thì cần có giải pháp chống giữ hồ đào an toàn hơn hoặc thậm chí phải dùng giải pháp gia cố nền móng và kết cấu của công trình lân cận.

Vì vậy ngoài việc tính toán kết cấu chắn giữa cho bản thân hồ móng còn phải dự tính những chuyển vị có thể của đất và công trình ở trong vùng ảnh hưởng của hồ đào.

11.1. NHỮNG YẾU TỐ ẢNH HƯỞNG ĐẾN CHUYỂN VỊ

Đối với các vùng đất nền khác nhau mà các yếu tố ảnh hưởng đến biến dạng của đất quanh hồ đào sâu sẽ không giống nhau, trong số đó các yếu tố chính có thể kể đến như là:

- Tác động của sự thay đổi ứng suất trong đất nền;
- Kích thước của hồ đào;
- Các đặc tính của đất;
- Ứng suất nằm ngang ban đầu trong đất;
- Tình trạng nước ngầm và sự biến động của chúng;
- Độ cứng của tường chắn và hệ chống giữ (thanh chống hoặc neo);
- Tác động của việc gia tải trước trong thanh chống và neo;
- Trình tự thi công;
- Trình độ thi công;
- v.v...

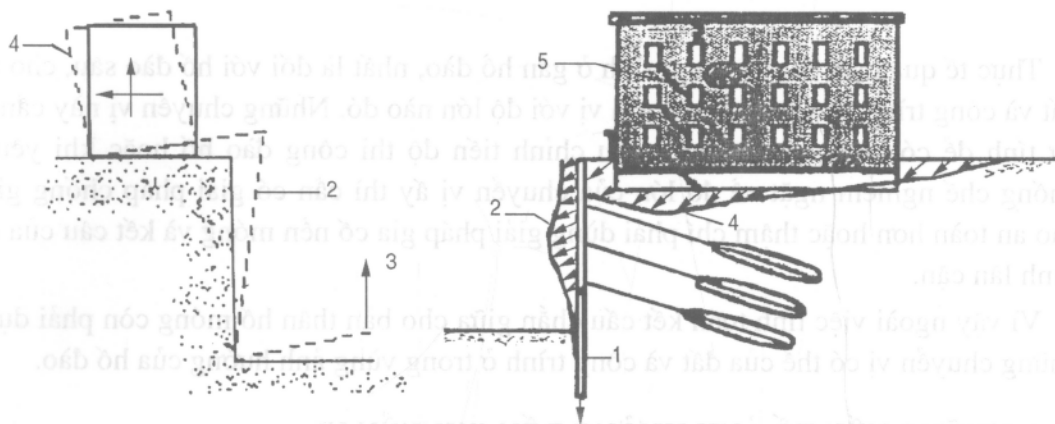
Danh sách này không đưa ra thứ tự ưu tiên cho bất kì nhân tố nào bởi vì tầm quan trọng của mỗi yếu tố phụ thuộc vào từng công việc. Dưới đây sẽ phân tích một số yếu tố nói trên.

1. Sự thay đổi ứng suất trong đất

Sơ đồ về biến dạng của kết cấu chắn giữ hồ móng, của đáy hồ móng và của công trình quanh hồ móng có thể khái quát mô tả trên hình 11.1.

Khi đào đất sẽ làm thay đổi trạng thái ứng suất - biến dạng của đất tự nhiên dưới tác dụng trọng lượng bản thân của đất. Đáy hồ đào được giải phóng khỏi tải trọng đứng nên

sẽ trôi lên phía trên còn áp lực ngang của đất quanh tường chắn sẽ gây ra chuyển vị ngang của tường. Việc chống đỡ chỉ làm hạn chế những chuyển vị này chứ không thể hoàn toàn loại trừ được chuyển vị (hình 11.1a). Khi dùng neo để chống đỡ tường chắn đã làm thay đổi trạng thái ứng suất dưới móng và cũng có thể gây cho công trình phía trên nó những biến dạng đáng kể (hình 11.1b). Ở đây chỉ đề cập đến một loại chuyển vị của tường neo vì tường có thể chuyển vị theo chiều ngược lại khi lực neo giữ đủ lớn.



Hình 11.1: Sự quan hệ giữa chuyển vị của kết cấu chắn giữ hố đào và hư hỏng công trình lân cận

a) Tường chắn không chống giữ; b) Tường chắn được chống giữ bằng neo đất

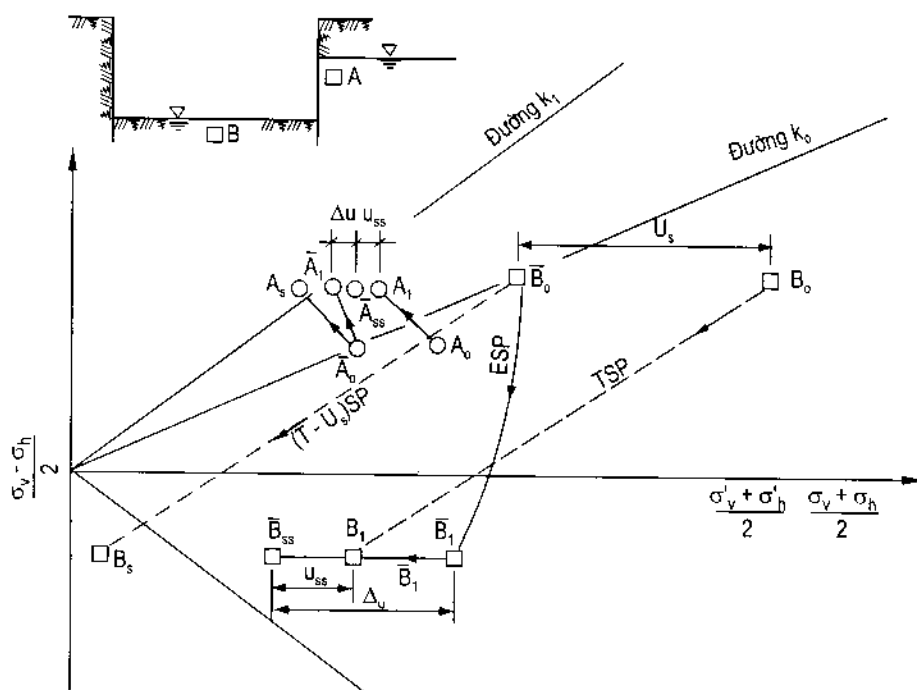
1. Tường chắn; 2. Chuyển vị tường chắn hố đào; 3. Đáy hố bị nâng lên;
4. Chuyển vị công trình lân cận; 5. Sự hư hỏng của công trình

Sự thay đổi ứng suất trong đất qua ví dụ trên có thể giải thích qua cơ chế dưới đây (hình 11.2) khi nghiên cứu các hố đào ở Hồng Kông.

Xét 2 phần tử đất: A ở cạnh tường chắn và B ở dưới đáy hố đào.

Đường ứng suất này xảy ra trong đất sét cổ kết bình thường. Sự giảm ứng suất tổng thể theo phương thẳng đứng và phương ngang xảy ra trong quá trình đào và việc thay đổi sự cân bằng áp lực nước lỗ rỗng có tác động quan trọng tới biến dạng của đất. Sự thay đổi mối quan hệ ứng suất - biến dạng theo thời gian trong quá trình đào sẽ làm thay đổi ứng suất hữu hiệu khi áp lực nước lỗ rỗng được cân bằng lại. Trong quá trình cố kết, tốc độ tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng có liên quan tới hiệu suất thoát nước (là độ thấm của thớ đất và lượng độ ẩm nhận được).

Vị trí đường ứng suất khi chưa có tải của phần tử B tiến dần tới đường bao phá hoại là nhân tố chủ yếu ảnh hưởng đến dịch chuyển ngang của đất bên dưới đáy hố móng (do làm tăng độ lớn và mở rộng sự lún thẳng đứng). Nếu như đường ứng suất $\bar{B}_1$ và $\bar{B}_{ss}$ nằm trong đường bao phá hoại của ứng suất hữu hiệu K_1 thì trong phần tử đất xuất hiện vùng chảy nhỏ, biến dạng của phần tử đất là nhỏ, do đó dịch chuyển ngang của đất cũng sẽ nhỏ. Ngược lại, nếu những điểm ứng suất hữu hiệu của phần tử B quá gần với đường bao phá hoại thì trong phần tử đất sẽ xuất hiện vùng chảy lớn, dịch chuyển ngang lớn và phá hoại bị đồng cục bộ.



Hình 11.2: Đường ứng suất của các phần tử đất ở gần hố đào (theo [6])

Ứng suất và biến dạng đối với các phần tử đất gần hố đào	Phần tử đất A	Phần tử đất B
Áp lực nước lỗ rỗng ban đầu (tĩnh) u_s	$A_0 \bar{A}_0$	$B_0 \bar{B}_0$
Áp lực nước lỗ rỗng khi có dòng thấm ổn định u_{ss}	$A_1 \bar{A}_{ss}$	$B_1 \bar{B}_{ss}$
Áp lực nước lỗ rỗng khi dỡ tải	Giảm	Giảm
Áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình cố kết	Giảm	Tăng
Biến dạng khi dỡ tải	Nén thẳng đứng	Kéo thẳng đứng
Biến dạng khi cố kết	Nén thẳng đứng	Kéo thẳng đứng
Cường độ chống cắt không thoát nước trong quá trình cố kết	Tăng	Giảm

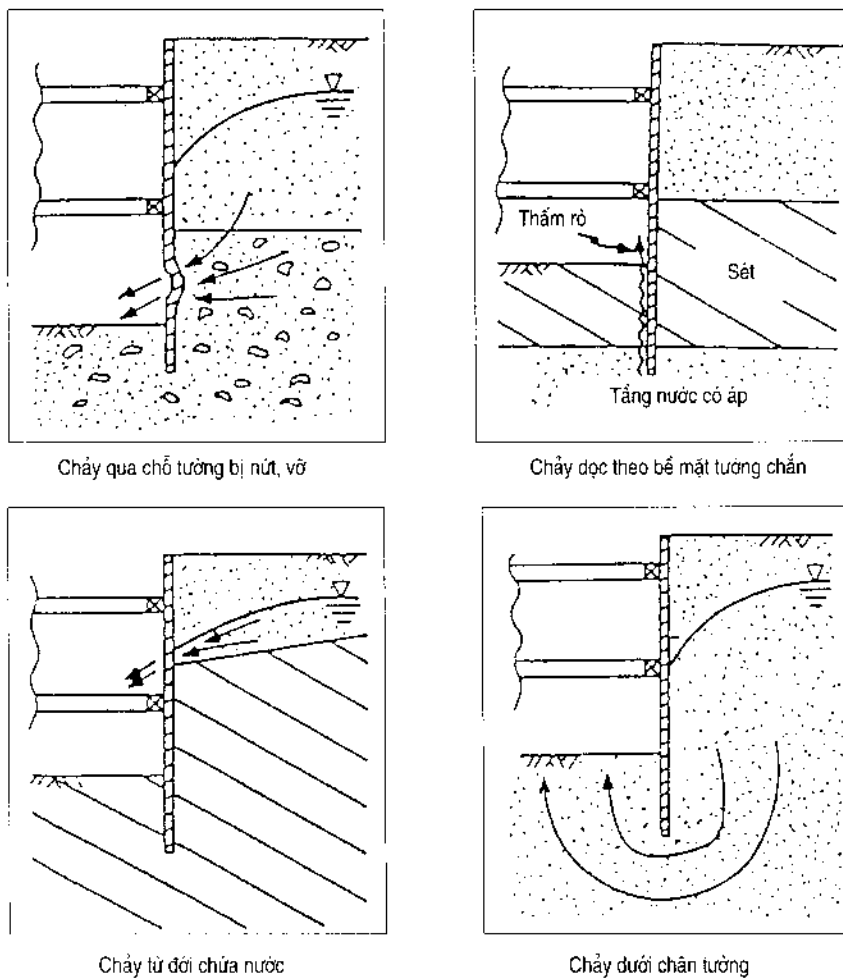
2. Kích thước hố móng

Hình dạng mặt bằng, diện tích mặt bằng và độ sâu của hố móng, tất cả đều có ảnh hưởng lớn tới sự mở rộng và sự phân bố dịch chuyển đất xung quanh và bên dưới đáy hố móng với những điều kiện đất nền nhất định. Độ sâu hố đào hiển nhiên có ảnh hưởng tới sự dịch chuyển của đất. Tomlinson đã đề cập tới sự dịch chuyển không thể tránh khỏi của đất vào trong lòng hố ở điều kiện thành hố móng có chấn giữa bình thường hay có neo với lượng chuyển vị khoảng (0 - 25%) H trong đất yếu và khoảng (0 - 0,5%) H trong cát chặt hay sét cứng (H là độ sâu hố đào). Điều này đã thể hiện rõ khi kiểm tra ổn định hố đào ở chương 7. Và, ở mục 11.2 "dự tính chuyển vị của đất quanh hố đào" đã dùng nguyên tắc vừa nêu để tính toán.

3. Ảnh hưởng của nước ngầm

Tác động của nước ngầm đối với độ lún của đất rất đa dạng và xảy ra ở các giai đoạn đào khác nhau. Tại nơi tường chắn đặt vào lớp đất dính nhưng không đạt tới độ sâu của hố đào, trạng thái thấm ổn định sẽ phát triển thành dòng ở bên dưới chân tường và làm đẩy nổi đáy hố đào. Dòng thấm này là nguyên nhân làm giảm áp lực nước ngầm, làm gia tăng ứng suất hữu hiệu và độ lún bên ngoài biên của hố đào. Cũng tại thời điểm này, sức kháng bị động giảm do dòng đẩy nổi phía trong của tường chắn, sự chuyển dịch lớn hơn xảy ra khi sức kháng bị động thay đổi đến một lượng nào đó. Sự hình thành trạng thái ổn định nước ngầm như vậy là nguyên nhân dẫn đến sự dịch chuyển của đất theo cả hai phương nằm ngang và thẳng đứng. Các dòng chảy của nước ngầm vừa nêu có thể xem trên hình 11.3.

Sự hạ nước ngầm lớn nhất ở gần hố đào và giảm dần theo sự tăng khoảng cách so với hố đào, vì vậy quá trình lún ở các điểm khác nhau trong đất sẽ có hình dáng tương tự như do dỡ tải các lớp đất ở phía trên hố đào gây ra (hình 11.4).



Hình 11.3: Dòng chảy của nước ngầm vào hố đào

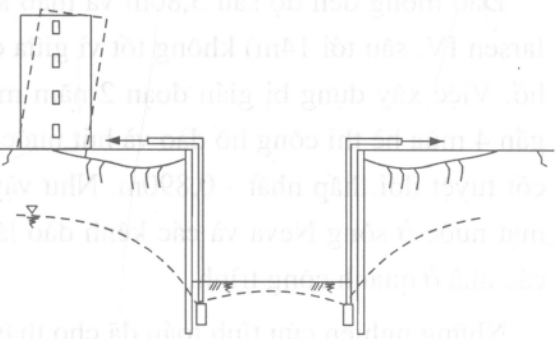
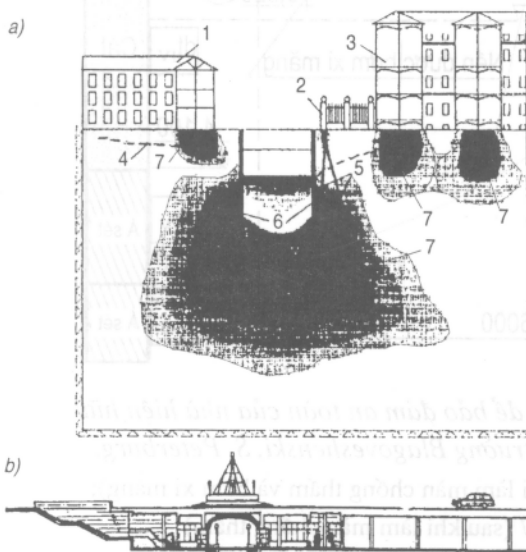
Hiện nay, nhiều sự cố công trình hố đào có liên quan đến nước ngầm nên phải đặc biệt chú ý đến nhân tố này trong thiết kế và thi công hố đào cũng như trong việc bảo vệ an toàn cho những công trình lân cận.

Sự cố công trình Ngô Quyền - Hà Nội, xảy ra ngay trong quá trình đào hố móng để xây dựng tầng hầm. Khi đào hố móng đến đáy tầng hầm trong mùa mưa đã gây lún nứt một số công trình liền kề có độ dịch chuyển ngang và độ lún đạt tốc độ 1mm/giờ, sàn và tường công trình đã bị nứt.

Sự cố công trình Lý Thái Tổ - Hà Nội, xảy ra ngay trong quá trình đào tầng hầm và hố móng, làm công trình cổ lân cận và một số nhà ở gần hố đào bị lún nứt nghiêm trọng và quá trình thi công bị tạm dừng. Một trong những nguyên nhân gây sự cố là nước mặt đã kéo đất ở phía dưới móng công trình vào công trình khi bơm hút nước nhằm tháo khô hố móng để thi công.

Một ví dụ tiêu biểu (xem [23]) về hiện tượng hạ nước ngầm ảnh hưởng đến công trình hiện hữu lân cận là khi xây dựng đường vượt ngầm dưới quảng trường Truda (Quảng trường Blagoveshenski) ở Saint Petersburg. Ở đây, khác với các đường vượt truyền thống ở trung tâm Peterburg là đã tạo ra một kết cấu ngầm khá lớn (hình 11.5).

Địa điểm xây dựng của công trình này nằm gần sông Neva, mực nước ngầm trung bình ở độ sâu 1,7m cách mặt đất. Dưới lớp đất lấp dày 2 - 3m là trầm tích tam giác châu dày 5 - 6m chứa nhiều cát bụi và cát mịn, dưới đó là trầm tích biển á sét dẻo mềm có chiều dày 12 - 16m thay đổi đến độ sâu 20m là á sét băng hà có độ sệt dẻo cứng.



Hình 11.4: Hạ mực nước trong hố móng làm cho đất ở xung quanh hố bị lún không đều

Hình 11.5: Đường vượt ngầm ở quảng trường Blagoveshenski, Saint Petersburg.
a) Tương tác giữa công trình ngầm và công trình hiện hữu; b) Mặt cắt kiến trúc của công trình.

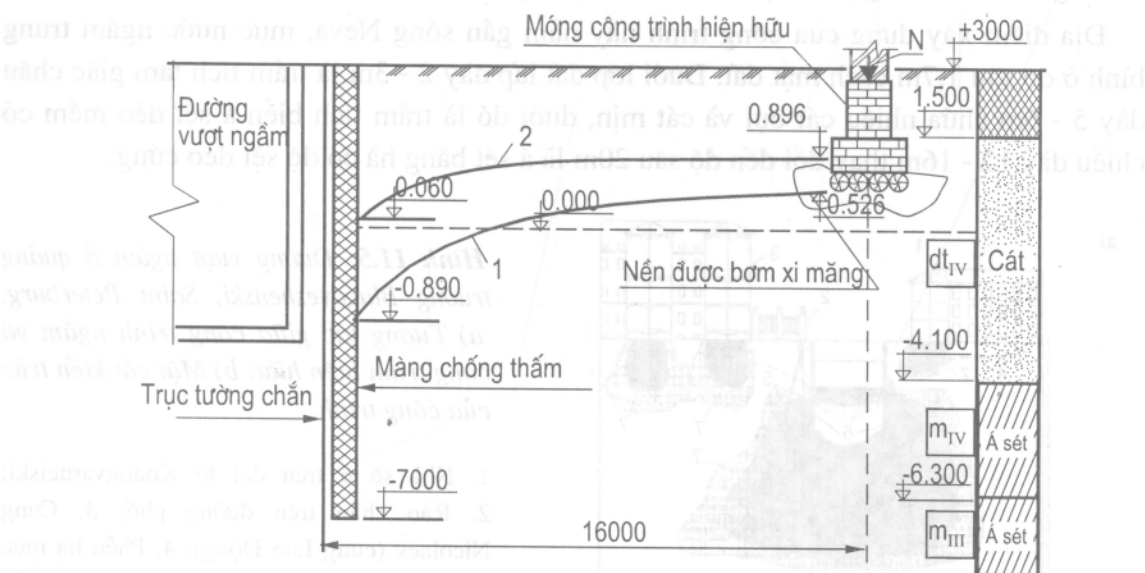
1. Nhà số 6 trên đại lộ Konogvardeiskiy;
2. Rào chắn trên đường phố; 3. Cung Nicolaev (cung Lao Động); 4. Phễu hạ mực nước ngầm; 5. Cọc gia cường; 6. Tường chắn bằng cọc bản thép; 7. Vùng ứng suất ảnh hưởng

Đào móng đến độ sâu 5,80m và tháo khô nước. Chất lượng tường cọc bản thép (cọc larsen IV, sâu tới 14m) không tốt vì giữa chúng có khe hở nên nước bên ngoài chảy vào hố. Việc xây dựng bị gián đoạn 2 năm mà không có biện pháp bảo vệ. Kết quả là qua gần 4 mùa hè thi công hố đào và hút nước nên làm mực nước ngầm chung quanh hạ đến cốt tuyệt đối thấp nhất - 0,890m. Như vậy nước ngầm cạnh tường chắn bị hạ thấp hơn mặt nước ở sông Neva và các kênh đào lân cận. Phế hạ mực nước ngầm rơi đúng vào các nhà ở quanh công trình.

Những nghiên cứu tính toán đã cho thấy nhà số 6 trên đại lộ Konogvardeiski, cách hố đào 16m gần nhất, đã bị lún không đều và có nhiều vết nứt trong kết cấu chịu lực. Nguyên nhân của biến dạng này là do sự phát triển xói ngầm trong đất cát mịn và cát bụi khi tháo hút nước quá lâu. Hệ số rỗng của cát trong nền tăng lên đến 0,25 nên mô đun biến dạng của các loại đất này giảm đi một nửa do đó gây ra biến dạng thêm của nhà.

Mô hình hoá bằng số về sự thay đổi điều kiện làm việc của nền đã cho thấy độ lún đầu hồi nhà nằm gần lối vượt ngầm đã tăng 1,5cm do cát bị rời khi xói ngầm. Kết quả là độ lún lệch tương đối đã vượt quá trị cho phép $(\Delta S/L) = 0,002$ và đó chính là một trong những nguyên nhân xuất hiện các vết nứt trong các kết cấu chịu lực của nhà.

Để ngăn ngừa sự biến dạng của nhà số 6 người ta đã dùng 2 biện pháp sau: bơm vữa xi măng vào lớp cát rời dưới đáy móng với áp lực cao và làm màn chống thấm cọc bản thép để ngăn nước bị hạ thấp (hình 11.6).



Hình 11.6: Sơ đồ các giải pháp tổng hợp để bảo đảm an toàn của nhà hiện hữu khi xây dựng đường vượt ngầm ở quảng trường Blagoveshenski, S. Peterburg.

1. Mực nước ngầm ngày 8-8-1997 (trước khi làm màn chống thấm và bơm xi măng);
2. Mực nước ngầm ngày 22.10.1997 (sau khi làm màn chống thấm)

Độ sâu của màn chống thấm 10m cách mặt đất cắt qua tầng nước có áp (lớp á sét dẻo mềm). Bơm vữa xi măng - sét qua các ống khoan cách nhau 3,0m với nhiều lần bơm. Sau khi đã nhồi xi măng - sét đầy các lỗ rỗng mới bắt đầu làm màn chống thấm bằng bơm ép áp lực cao qua lỗ khoan dẫn $\phi 152\text{mm}$ (xi măng M400, thủy tinh lỏng, clorua Na, phụ gia siêu dẻo) từ dưới lên. Như vậy dọc theo tường cọc bản thép bảo vệ hố đào dài gần 70m đã làm màn chống thấm.

Nhờ có màn chống thấm này nên đã làm giảm gradien dòng thấm và nâng cao mực nước ngầm từ vị trí 1 đến vị trí 2 (xem hình 11.6). Kết quả là mực nước ngầm gần móng của nhà hiện hữu đã cao hơn đáy móng và các đệm đáy móng bằng gỗ lại nằm trong nước, độ lún của móng ngừng phát triển và tiếp tục sử dụng nhà số 6 này mà không lo thiếu an toàn.

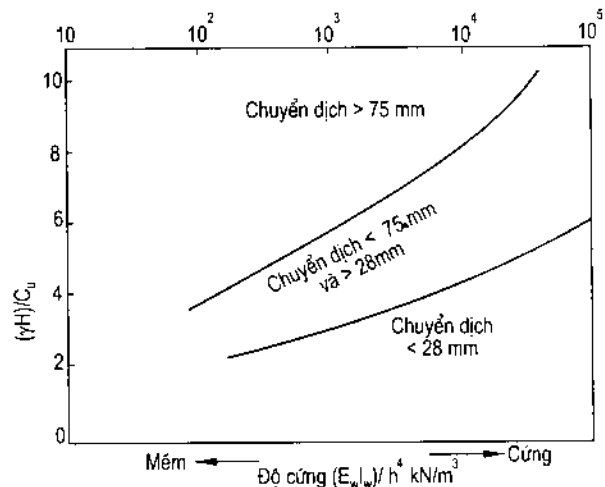
4. Độ cứng của tường và hệ chống giữ

Các số liệu nghiên cứu sử dụng nền biến dạng cục bộ (nền Winkler) hay các chương trình phần tử hữu hạn về tương tác đất nền - kết cấu và các số liệu quan sát được ở hiện trường cho thấy quá trình lún của đất xung quanh hố đào chống đỡ bằng cọc bản thép giảm khi tăng độ cứng của cọc và hệ thanh chống đỡ. Độ cứng đàn hồi của hệ thanh chống có vai trò rất quan trọng. Độ chôn sâu của cọc từ đáy hố đào trở xuống cũng làm thay đổi về chất độ cứng của cọc bản thép và có ảnh hưởng tới chuyển dịch của đất bên ngoài theo cả hai phương thẳng đứng và nằm ngang.

Goldberg và các tác giả khác đã nghiên cứu ảnh hưởng của độ cứng hệ kết cấu chống đỡ theo phương thẳng đứng và độ chôn sâu. Những kết quả nghiên cứu được tổng kết trong hình 11.7. Trong đó hệ số ổn định được vẽ theo thông số độ cứng. Các số liệu này cho thấy rằng độ cứng của cọc bản thép và khoảng cách chống đỡ có ảnh hưởng tới chuyển dịch của đất bên ngoài.

Kết quả tính toán, thiết kế các công trình bằng việc sử dụng chương trình tính với mô hình nền Winkler được xác nhận bằng những quan sát ngoài hiện trường cho thấy việc tăng độ cứng của hệ chống đỡ làm giảm chuyển dịch của đất ở bên ngoài hố móng, mặc dù một giá trị lớn của độ cứng hệ chống đỡ chỉ có tác dụng làm giảm một lượng nhỏ sự dịch chuyển của đất xung quanh hố. Việc nghiên cứu này đề cập tới ảnh hưởng thực tế của độ cứng tường chắn và hệ chống đỡ tới chuyển dịch của đất xung quanh hố móng, nhưng chúng lại không được xác nhận bởi Clough và Davidson hay Tomlinson. Các tác giả này cho rằng độ lớn biến dạng tại mỗi độ sâu đã cho của hố móng là một hàm của các đặc trưng chống đỡ của đất chứ không phải chỉ là độ cứng của hệ chống đỡ. Tomlinson đề cập tới các cấu kiện thép, thậm chí có tiết diện lớn, cũng trở nên không đủ độ cứng để làm giảm chuyển vị của đất bằng độ cứng đáng kể của nó. Ông cho thấy những tường bê tông cốt thép biến dạng cùng một lượng tương tự như với tường cọc bản thép. Những sự tương tự này không phải là kinh nghiệm của tác giả nhưng mọi người đều công nhận rằng độ cứng của đất là một yếu tố quan trọng và phải được quan tâm. Người ta cho rằng cả hai độ cứng của cọc bản thép và hệ thanh chống có sự đóng góp đáng kể để đánh giá xem đất bên cạnh tường có được phép dịch chuyển hay không.

Hình 11.7: Ảnh hưởng của độ cứng và nhịp chống đỡ tới chuyển dịch ngang của tường (Goldberg và các đồng sự) theo [6]
 h - khoảng cách theo phương thẳng đứng giữa các cột chống đỡ hoặc giữa cột chống đỡ và đáy hố đào; E_w - Môđun đàn hồi của vật liệu làm tường; I_w - Mômen quán tính của tường trên 1 đơn vị chiều dài; γ_H - Áp lực quá cố kết; C_n - Cường độ kháng cắt không thoát nước của đất



Sự chuyển vị của tường chắn và hệ thống chống giữ có quan hệ với biến dạng của công trình lân cận, điều mà những người thiết kế và thi công những công trình ngầm trong đô thị rất quan tâm.

Để làm sáng tỏ điều này một nhóm nhà nghiên cứu, đứng đầu là giáo sư V.A. Illichev [24] đã khảo sát một số nhân tố có liên quan đến hố đào và biến dạng của công trình hiện hữu, như là:

- Loại kết cấu tường chắn và phương pháp chống giữ chúng;
- Độ xa tương đối của nhà so với hố đào có kể đến độ sâu của móng nhà hiện hữu $m = (H - h)/L$, trong đó L - khoảng cách từ nhà đến hố đào sâu; H - độ sâu của hố đào; h - độ sâu của móng nhà lân cận;
- Loại trạng thái kết cấu nhà và niên hạ đã sử dụng;
- Điều kiện địa chất công trình của địa điểm xây dựng.

Hai loại tường chắn đã dùng để xem xét là:

- Tường liên tục trong đất bằng cọc xi măng đất giao cắt nhau thi công bằng phương pháp ép vữa (jet - grouting);
- Tường chắn bằng trụ cứng (ống thép hoặc thép hình chữ I) có bản cài ngang bằng gỗ.

Chống giữ tường có neo đất, thanh chống ngang hoặc các sàn tầng ngầm (phương pháp top - down).

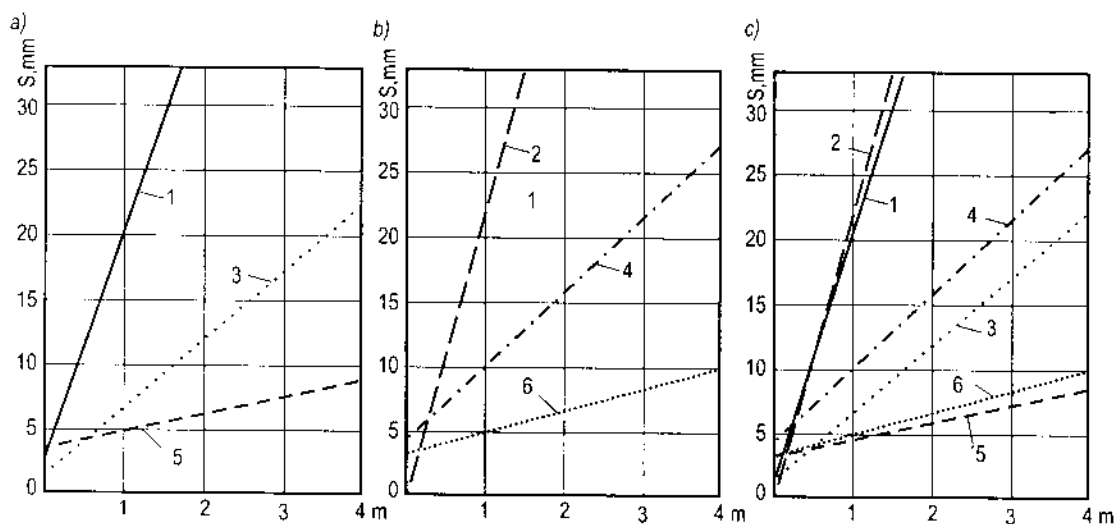
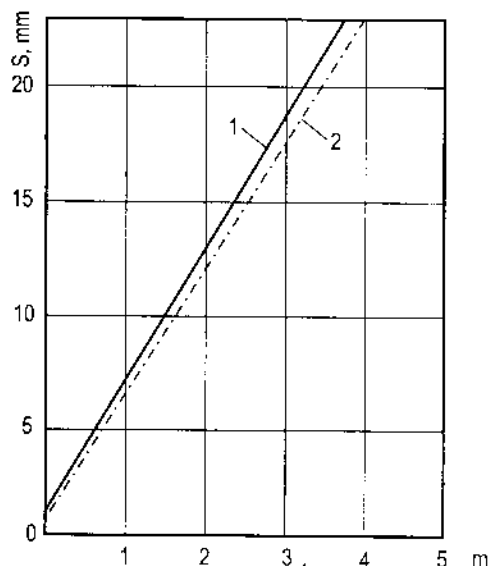
Trong vùng ảnh hưởng của hố đào, ở trung tâm thủ đô Matxcova, là những nhà xây dựng vào cuối thế kỉ 18 đến đầu và giữa thế kỉ 19, nhiều nhà trong đó được xếp loại "tượng đài kiến trúc" "lịch sử" (có tuổi trên 100 năm) hoặc "nhà cổ" (có tuổi hơn 50 năm) có 17 công trình ngầm xây dựng trong các hố đào mở với 73 nhà nằm trong vùng ảnh hưởng của chúng. Đã tiến hành quan trắc các biến dạng của các nhà này trong quá trình thi công và khai thác công trình ngầm. Các nhà ở gần hố đào có độ cao từ 2 đến 6 tầng nếu là trụ sở hành chính thì dùng tường dọc hoặc tường ngang chịu lực hoặc hỗn hợp: tường chịu lực và khung phía trong nhà. Móng phần lớn trên nền tự nhiên: móng băng, móng đơn và ít hơn là móng bè. Vật liệu làm móng là đá xây, gạch và những nhà xây sau thì bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ hoặc lắp ghép.

Điều kiện địa chất công trình đặc trưng tương đối với trung tâm Matxcova có các chỉ tiêu cơ lí sau: Loại I cát: $\varphi = 25 - 39^\circ$; $c = 0 - 4$ kPa; $E = 21 - 40$ MPa; Loại II á sét và sét: $\varphi = 14 - 19^\circ$; $c = 25 - 55$ kPa; $E = 18 - 28$ MPa; Loại III cát rời, á sét, sét $\varphi = 6 - 17^\circ$; $c = 1 - 48$ kPa; $E = 2 - 12$ MPa.

Dùng phần mềm PLAXIS để thực hiện các tính toán so sánh giữa lí thuyết và kết quả quan trắc để xét đến các yếu tố ảnh hưởng nêu trên đây (xem các hình 11.8 đến hình 11.10).

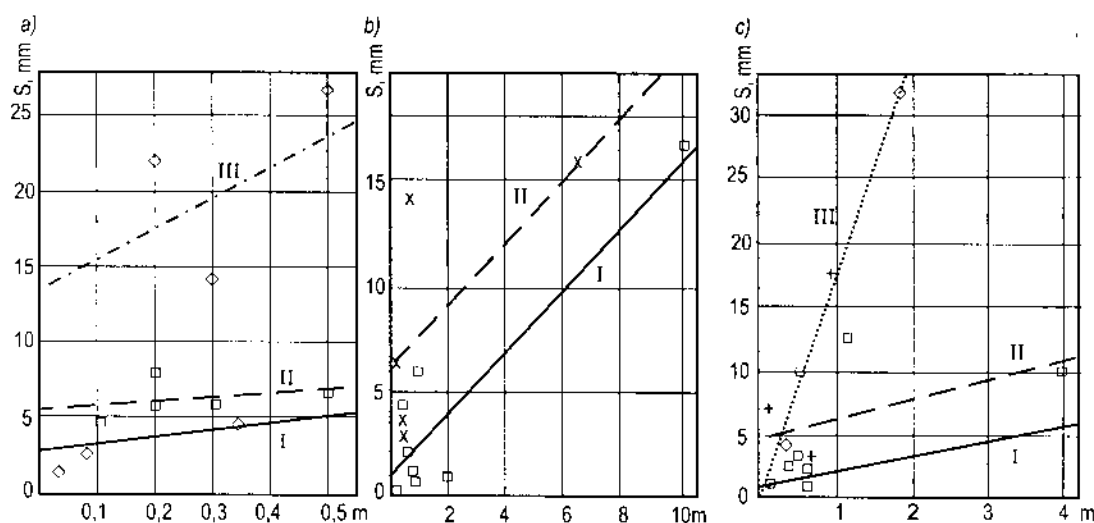
Hình 11.8: So sánh quan hệ của độ lún S với $m = (H-h)/L$ khi chống giữ tường chắn bằng thanh chống

1. Độ lún đo được của nhà khi tường chắn là trụ cứng bằng ống thép có bản cài ngang bằng gỗ;
2. Độ lún đo được của nhà khi tường chắn bằng cọc xi măng đất giao cắt nhau.



Hình 11.9: Quan hệ độ lún của nhà S với m khi chống giữ tường chắn bằng các phương pháp khác nhau
a) Độ lún đo được; b) Độ lún tính toán theo phần mềm PLAXIS;
c) So sánh độ lún tính toán với độ lún thực tế.

1. Chống giữ bằng neo (độ lún đo); 2. Chống giữ bằng neo (độ lún tính theo PLAXIS);
3. Chống giữ bằng thanh chống ống thép (độ lún đo); 4. Chống giữ bằng thanh chống ống thép (độ lún tính theo PLAXIS); 5. Chống giữ bằng sàn ngang (độ lún đo);
6. Chống giữ bằng sàn ngang (độ lún tính theo PLAXIS).



Hình 11.10: Quan hệ độ lún S với m ở những điều kiện địa chất công trình khác nhau theo kết cấu chống giữ khác nhau

a) Chống giữ bằng neo; b) Chống giữ bằng sàn (phương pháp top-down);
c) Chống giữ bằng thanh chống ống thép.

◇ - tường trụ cứng có bản cài; □, X - tường trong đất; O - tường cọc xi măng đất;

+ - tường bằng cọc giao cắt nhau; I. Cát (từ mịn đến sỏi sạn, chặt vừa và chặt);

II. Á sét và sét từ cứng đến dẻo cứng; III. Cát bụi, rời, á sét và sét từ mềm đến nhão (có thể có hữu cơ)

Một số nhận xét và kết luận có ý nghĩa thực tế được rút ra từ kết quả nghiên cứu nói trên như sau:

- Từ hình 11.8 ta thấy: Khi $m \leq 1$, kiểu tường chắn có cùng cách chống giữ không có ảnh hưởng gì lớn đến độ lún của nhà lân cận. Khi $m = 1 \div 4$ thì độ lún của nhà khi dùng tường trụ cứng bản cài gỗ lớn hơn không quá 10% so với độ lún của nhà khi hố móng chắn bằng tường trong đất, bằng cọc giao cắt nhau hoặc bằng cọc bơm ép, từ đó sẽ cho phép kết luận rằng kết cấu tường chắn không phải là nhân tố quyết định có ảnh hưởng đến độ lún của công trình lân cận.

- Từ hình 11.9 ta thấy: ảnh hưởng của phương pháp chống giữ tường: độ lún lớn nhất của công trình lân cận khi có m bằng nhau là khi chống giữ bằng neo; độ lún nhỏ nhất - khi chống giữ bằng sàn tầng hầm (top - down). Trong trường hợp này m có ảnh hưởng lớn đến độ lún của nhà khi tường được giữ bằng neo và có ít ảnh hưởng khi xây dựng ngầm theo phương pháp "trên xuống" (top - down).

- Từ hình 11.10 ta thấy: điều kiện địa chất công trình có ảnh hưởng rất lớn đến độ lún của nhà nằm trong vùng ảnh hưởng của hố đào công trình ngầm. Độ lún lớn của nhà trong đất yếu (đất loại III) do chúng có đặc trưng độ bền và biến dạng thấp hơn loại I, II ở bất kỳ phương pháp chống giữ nào đã xem xét.

- So sánh kết quả tính toán và kết quả đo lún đều thấy chúng khá gần nhau. Những tính toán theo phần mềm PLAXIS với mô hình đàn dẻo Mohr - Coulomb của bài toán phẳng là đủ tin cậy qua so sánh độ lún tính toán và độ lún đo nêu trên: sai số đến 20%

khi giữ tường bằng neo và sàn BTCT và đến 30% khi giữ tường bằng thanh chống ống thép.

Những nghiên cứu này cho phép lập đưa ra các trị biến dạng giới hạn của nhà và kiến nghị phương pháp làm tường chắn (xem 11.3).

Việc chọn hệ chống giữ hay tường chắn và cách lắp đặt chúng cũng ảnh hưởng tới độ lún thẳng đứng của đất. Trong một vài phương pháp, chẳng hạn như tường chắn bằng các cọc trụ và hệ thanh chống ngang hay phương pháp tường, trụ cứng có bản cài ngang, sự mất đất do yêu cầu cần phải có bề mặt rộng trong hố đào để lắp đặt hệ thanh chống cũng là nguyên nhân làm cho độ lún lớn hơn so với phương pháp chắn giữ khác. Cũng tương tự như vậy, ở nơi sử dụng cọc bản thép trong đất cát và thi công bằng phương pháp rung mạnh hay đóng có xói nước cũng có thể gây ra độ lún lớn.

5. Trình độ thi công

Nhiều kết quả quan trắc và các tiêu chuẩn thi công khác nhau đều cho thấy rằng việc đào nhanh và thái độ thi công cầu thả đối với công việc chống đỡ thành hố đào cũng dẫn tới sự chuyển dịch của hệ thanh chống, lượng lún sụt của đất và những phá hoại cục bộ, đã có trường hợp dẫn tới sụp đổ. Nhiều nguyên nhân của những chuyển dịch hay phá hoại phụ của hố đào là do kinh nghiệm hiện trường kém như là việc chậm thi công hệ chống đỡ, đào quá cốt đáy, thi công đóng cọc chất lượng kém, mất nước do có khe hở trong tường chắn, mối nối giữa các khoá cọc bản thép hay mối nối của tường trong đất kém dẫn tới mất đất, sự biến dạng hay tách thớ của bờ chắn bằng đất sét, sự chất tải bề mặt quá lớn do chất đóng các đất đá đào lên hay do thiết bị thi công, thanh neo - giằng không đủ độ cứng, lực kéo/nhỏ của chúng không đạt trị số yêu cầu hoặc nêm giữa các thanh giằng bị trượt cũng gây ra sự dịch chuyển lớn của tường và đất quanh hố đào bị lún sụt.

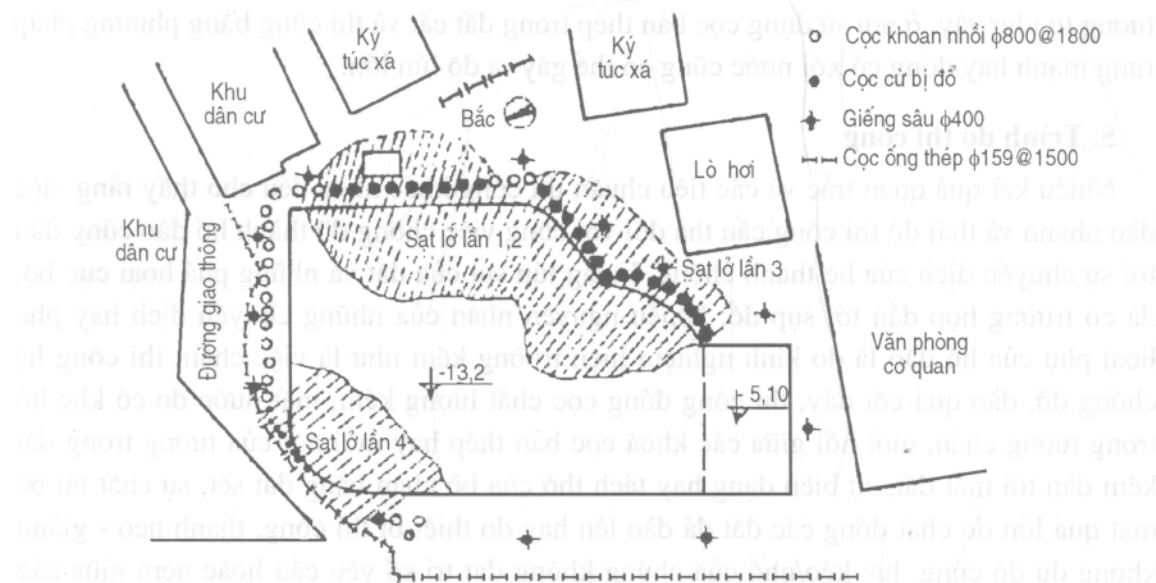
Cũng còn có nguyên nhân do công tác giám sát và quản lý thi công không chặt chẽ... đã gây ra lún sụt đất xung quanh hố đào hay sụp đổ của hệ chống đỡ hố móng.

Để thấy rõ hơn những điều vừa nêu ta xem xét sự cố hố đào đã được phân tích kỹ [5] dưới đây.

Một khách sạn 23 tầng trên mặt đất và 3 tầng ngầm được xây dựng tại khu vực phồn hoa Tể - Nam (Trung Quốc) có 3 mặt đông, nam, bắc rất gần với công trình hiện hữu còn phía tây giáp đường giao thông (hình 11.11). Diện tích xây dựng là 20185m², hố móng đào sâu 12m, mức nước ngầm tĩnh -7m, với địa chất lần lượt từ trên xuống: lớp tạp chất bồi lấp, lớp đất lấp, lớp hoàng thổ cấp 1 trạng thái khô, lớp sét bột, lớp cuội sỏi, lớp sét... Chọn phương án thiết kế và thi công hố móng là: phía Tây đào taluy 1:0,3; còn 3 mặt kia dùng 57 cọc khoan nhồi $\phi 800@1800$ dài 18m ngầm 6m, phần côngxon dài 12m, diện tích cốt thép cho cọc 40,7 cm². Mặt phía Bắc có một đoạn dùng 7 cọc thép $\phi 159@1000$ dài 15m ngầm vào đất 3,0m xung quanh hố móng khoan 12 lỗ khoan $\phi 400$ sâu 20m để thu nước. Lần đầu đào đến -6,50m lần sau đào tới -13,20m. Do nhiều

nguyên nhân khác nhau, trong quá trình thi công hố móng đã gây mất ổn định và xảy ra 4 lần sụt lở:

+ Lần 1 (lúc 15 giờ ngày 22-11 năm 1992): Thoạt đầu 1 cọc phía đông nghiêng 35° , đất bị lở cục bộ. Tiếp theo là 6 cọc phía Đông - Nam tuy chưa xuất hiện chuyển vị rõ rệt; song phần đất tỳ vào 6 cọc này xuất hiện vết nứt rộng 0,5 - 1cm. Mặt phía Bắc trên chiều dài khoảng 12m nơi không có đóng cọc mặt đường rộng 3,2m bị lún, vết nứt rộng 1-2cm. Nhà cửa bên đường có 3 ngôi nhà xuất hiện vết nứt dọc 0,1 - 0,5cm. Toàn bộ các hiện tượng trên đã cảnh báo sẽ sụt lở lớn tại hố móng. Lúc này đơn vị thi công vội vàng gia cố.



Hình 11.11: Sơ đồ mặt bằng hố móng và công trình sụt lở, theo [15]

+ Lần 2 (Khoảng một tháng sau lúc 8 giờ ngày 19 tháng 12): mặt phía Đông trên đoạn dài khoảng 20m, có 8 cọc đột nhiên bị gãy tại độ sâu cách đáy móng 1m, cả khối đất tì lên cọc ập vào hố móng mang theo cả một bể phốt gần đó. Đơn vị thi công một lần nữa tiến hành chống đỡ bằng thanh chống ngang nhưng không thành công.

+ Lần 3 (Khoảng gần 2 tháng sau, sáng 12 tháng 2 năm 1993): phía Nam có 15 cọc bị đổ.

+ Lần 4 (Sáu ngày tiếp sau, 18 tháng 2): góc phía Tây - Bắc bị sạt lở cục bộ, đường giao thông bị tắc nghẽn. Phạm vi sạt lở đã tới sát nhà lân cận. Tốc độ sạt lở rất nhanh, chỉ trong chốc lát đã làm gãy 23 cọc, làm nghiêng 2 cọc, 7 cọc bằng ống thép cũng bị đổ nghiêng, 3000m^3 đất ập vào hố móng.

Phân tích sự cố sập đổ kết cấu chống đỡ:

+ Phương án chống đỡ hố móng không đủ tin cậy, không khoa học, tưởng rằng sẽ kinh tế nhưng bị ngược lại.

+ Đầu tự do (côngxon) của cọc khoan nhồi quá lớn (thường không quá 10m). Chiều sâu ngầm không đủ, khả năng chịu tải kém. Qua kiểm toán cho thấy phải dùng cọc nhồi

$\phi 1000@1500$ chiều sâu ngàm là 10m. Ngoài ra qua kiểm tra thực tế vết gãy của cọc thì thấy hàm lượng cốt thép không đủ.

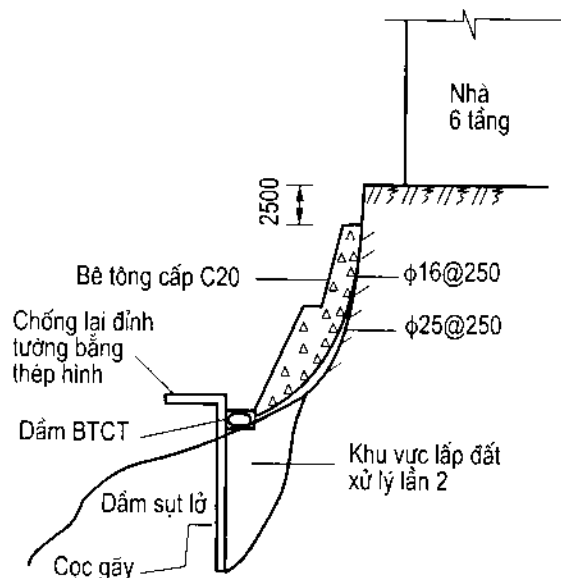
+ Đất tì lên cọc, sau khi bị nước ngầm xâm thực cũng là một nguyên nhân gây nên sự cố. Hai trong số 4 lần sạt lở thì đều có liên quan mật thiết đến vấn đề nước thấm từ bề phốt và đường ống dẫn hơi nước nóng ra. Nước làm thay đổi tính chất cơ lí của khối đất tì lên cọc. Ngoài ra lớp đất hoàng thổ bị ngấm nước, qua nhiều lần đông kết và tan băng đã làm tăng tốc độ mất ổn định của mái taluy.

Xử lý sự cố

Sau lần sạt lở thứ 2 đơn vị thi công đã dùng tới 120T thép hình có tiết diện lớn hàn thành khung đặt ở đỉnh tường để chống giữ cọc và tường. Song vì muốn thi công dễ dàng nên làm ít điểm chống, độ cứng của khung chống không đủ cho nên cuối cùng vẫn bị sập lở.

Để cứu phần cọc chưa bị đổ đơn vị thi công đã dùng biện pháp giảm tải truyền lên cọc bằng cách: dỡ bỏ 1/3 lò cao phía đông nam (cách nơi sụt lở khoảng 0,8m), đào bớt phần đất sát cọc với độ sâu khoảng 3,0m. Dỡ bỏ một số nhà dân, cắt đứt các nguồn nước có thể xâm nhập vào hố móng, nhờ đó đã hạn chế được sự phát triển sụt lở. Đồng thời với các công việc trên tiến hành đổ bê tông để giữ mái dốc ở phía đông gần ngôi nhà 6 tầng (xem hình 11.13) và đã giữ được ngôi nhà này an toàn.

Qua sự cố nêu trên ta thấy sự hiểu biết về điều kiện thi công và giải quyết những phức tạp khi hố móng ở gần các công trình hiện hữu cũng như các giải pháp cứu chữa cần phải được chú ý đúng mức; những điều đó không thể cho phép tùy tiện và cầu thả trong thi công.



Hình 11.12: Phương án gia cố bằng bê tông cho hố móng của khách sạn 23 tầng tại Tế Nam, Trung Quốc (Theo [5])

11.2. DỰ BÁO SỰ DỊCH CHUYỂN CỦA ĐẤT/CÔNG TRÌNH GẦN HỐ MÓNG

Trước đây việc thi công công trình ngầm chỉ được xem là việc thi công các tầng ngầm và nhà thầu thường chỉ dựa vào cường độ và ổn định để xem xét sự phát triển trong xây dựng, nhất là khi khảo sát những vấn đề môi trường địa kỹ thuật, đã chứng tỏ rằng cách quan niệm như thế là không phản ánh đầy đủ mục đích và yêu cầu thi công hiện đại, đặc biệt là khi thi công những công trình ngầm trong các đô thị có mật độ xây dựng cao. Việc tính toán cường độ và ổn định của hố đào chỉ mới là điều kiện tất yếu vì trong nhiều trường hợp còn phải khống chế cả biến dạng, hay như đã trình bày ở chương 1, trong nhiều trường hợp kết cấu của tường chắn và hệ chống giữ chúng lại do biến dạng thêm của công trình hiện hữu quyết định, tức phải khống chế biến dạng kết cấu tường chắn để biến dạng thêm của công trình hiện hữu nằm trong vùng ảnh hưởng của hố đào không vượt quá biến dạng thêm cho phép.

Việc tính toán biến dạng của đất và công trình ở quanh hố đào tương đối phức tạp và chưa trở thành phương pháp thuần thực. Sự chuyển vị của đất nền (lún và chuyển vị ngang) quanh hố móng là một bài toán không đơn giản vì nó phụ thuộc bởi nhiều điều kiện như tính chất đất nền, phương pháp và trình tự thi công, độ cứng của hệ chống đỡ, khoảng cách tương đối giữa hố đào với công trình hiện hữu cũng như độ sâu của hố đào và độ sâu móng cũ v. v... như đã đề cập ở mục 11.1 của chương này. Do đó những cố gắng để giải quyết vấn đề này có thể tìm thấy qua phương pháp kinh nghiệm, bán kinh nghiệm hoặc qua các phần mềm chuyên dùng.

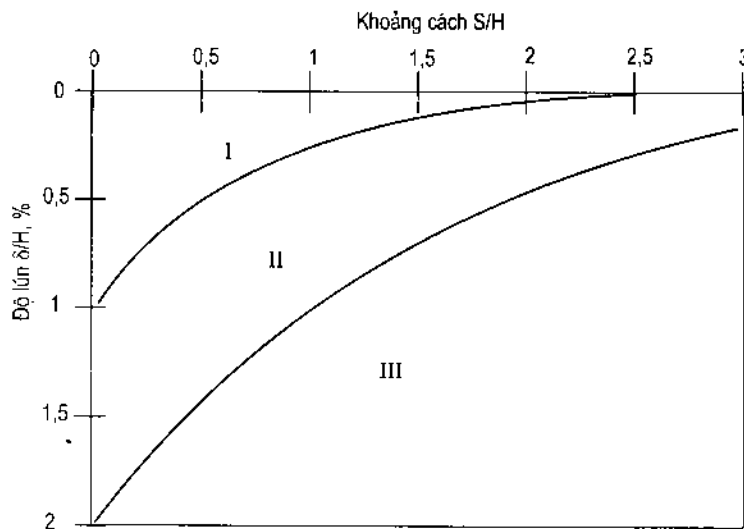
Một số phương pháp dự báo chuyển vị của đất quanh hố đào có thể tìm đọc trong hai luận văn cao học [25, 26] hay trong [7]. Dưới đây giới thiệu một số phương pháp thường dùng trong thiết kế và thi công hố đào sâu.

1. Phương pháp kinh nghiệm

Phương pháp của Peck (1969)

Công trình của Peck được tổng kết trong hình 11.14 cho thấy độ lún thẳng đứng (theo % của độ sâu hố móng) với khoảng cách đến hố móng (là đại lượng không có thứ nguyên) như một tỉ lệ với độ sâu hố móng. Biểu đồ này được vẽ theo khoảng cách từ hố móng tới nơi xảy ra độ lún và cho thấy dường như độ lún trong sét dẻo lớn hơn ở trong sét cứng và đất dính. Cần chú ý rằng trong sét mềm và rất mềm độ lún lớn hơn 0,2% độ sâu hố móng có thể xuất hiện ở nơi cách xa hố móng khoảng 3 đến 4 lần chiều sâu hố móng. Kết quả này dựa trên quan trắc các hố đào ở Chicago. Ở sâu 5m dưới thành phố Chicago gồm có lớp sét mềm, bên trên có lớp lấp bằng cát, dưới lớp sét mềm, đất cứng dần cho tới khi trở nên rất cứng ở độ sâu 23m. Do đó, tầng hầm đơn không chôn tới độ sâu của lớp sét mềm nên độ lún ghi nhận được có thể là do việc thi công giếng chìm ở trong tầng hầm hơn là bởi việc thi công hố đào. Yêu cầu ngoại suy số liệu từ một tập hợp những thông số đất của những hiện trường khác với điều kiện đất không phù hợp là một

điều hiển nhiên. Các số liệu được Peck đưa ra chỉ cho thấy cách đánh giá độ lún xảy ra trong lớp sét mềm.



Hình 11.13: Biểu đồ thực nghiệm để dự tính độ lún của đất quanh hố móng (Peck, 1969)

Vùng I: Cát và đất tới sét cứng ($c_u > 30 \text{ kPa}$), trình độ thi công trung bình;

Vùng II: Sét rất mềm tới mềm ($C_u < 30 \text{ kPa}$);

Vùng III: Sét rất mềm tới mềm ở độ sâu dưới đáy hố móng.

H - Độ sâu hố móng; S - khoảng cách từ điểm dự tính lún tới vách hố móng; δ - độ lún cần tính.

Cách sử dụng biểu đồ 10.13 như sau:

- Xác định loại đất để xếp nó thuộc vùng I, II hoặc III;
- Yêu cầu tính lún tại các điểm i trên mặt đất, có khoảng cách tới mép móng là s_i tìm được s_i/H ;
- Từ trục hoành, ở điểm S/H ta dựa vào đường cong tìm được từ trục tung, giá trị δ/H ;
- Biết độ sâu của hố đào H, từ tỉ số δ/H ta tìm được độ lún của điểm i là δ .

2. Phương pháp bán kinh nghiệm của Casse (1966) và Bowles (1988)

Caspe đưa ra một phương pháp tính toán mối quan hệ giữa các số liệu với hình dáng biến dạng của tường khi sử dụng các giả thiết sau:

- a) Ở ngay bên cạnh tường có một bề mặt xác định giới hạn của biến dạng đất do việc đào;
- b) Giả thiết có sự biến thiên của chuyển vị ngang trong đất giữa biên thành hố móng và tường.
- c) Ở mọi vị trí, chuyển vị thẳng đứng được giả thiết có liên quan tới chuyển vị ngang qua hệ số Poisson's ν .

Theo một số phương pháp khác đã đề cập tới điều kiện biến dạng phẳng, giả thiết này không phù hợp và mối quan hệ giữa biến dạng thẳng đứng và nằm ngang phải được diễn tả bởi hệ số $\nu/(1 - \nu)$. Phương pháp của Caspe được thay thế bằng phương pháp của

Bowles sử dụng quan niệm trên trong tính toán với sự chấp nhận hợp lý giữa số liệu lún tính toán được và các số đo ở hiện trường được tiến hành theo các bước sau:

(1) Xác định chuyển dịch của tường chắn trên cơ sở xem tường là một kết cấu thanh chịu tác dụng của áp lực đất;

(2) Dựa vào giá trị chuyển vị của tường chắn đã tính ở trên, xác định thể tích vùng dịch chuyển V_s ;

(3) Tính hoặc giả thiết vùng ảnh hưởng có thể phát triển độ lún sụt theo các bước do Caspe kiến nghị như sau (cho đất ở đáy hố móng là sét):

a) Xác định chiều sâu hố móng H_w ;

b) xác định chiều sâu dưới đáy hố móng:

$$\text{- Khi } \phi = 0, H_p = B \quad (11.1)$$

$$\text{- Khi } \phi > 1, H_p = 0,5B \tan(45^\circ + \phi/2);$$

$$\text{Từ đó } H_t = H_w + H_p \quad (11.2)$$

Trong đó: B - bề rộng hố móng;

ϕ - góc ma sát trong của đất.

c) Tính toán gần đúng khoảng cách của vùng ảnh hưởng D theo công thức:

$$D = H_t \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (11.3)$$

(4) Tính toán độ lún tại vị trí cạnh mép hố đào theo công thức:

$$S_w = \frac{2V_2}{D} \quad (11.4)$$

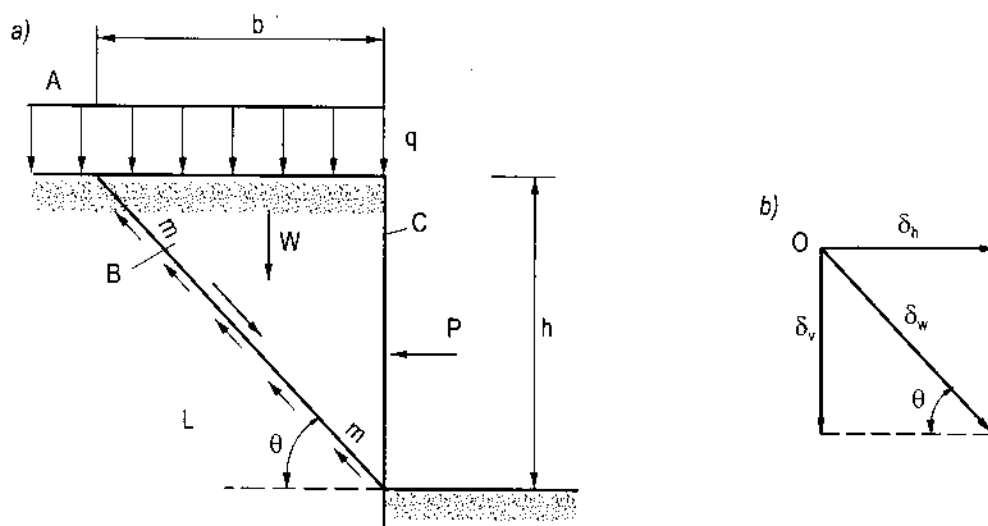
(5) Tính toán các độ lún S_i trong vùng ảnh hưởng D tại điểm cách mép hố đào x , với giả thiết độ lún này được phân bố theo một hàm parabol bằng công thức sau:

$$S_i = s_w \left(\frac{x}{D}\right)^2 \quad (11.5)$$

3. Phương pháp của lý thuyết phá hoại dẻo (Plastic collapse)

Đào hố móng là bước thi công đầu tiên của việc xây dựng công trình. Nhiều trường hợp cần xây chen giữa các công trình đang tồn tại, thì việc đảm bảo cho công trình cạnh hố móng không bị lún quá trị số cho phép là cần thiết. Trong trường hợp này, độ lún của công trình không phải do trường ứng suất tăng bởi tải trọng công trình (vì xem độ lún đã kết thúc), mà là do đất thành hố móng (tức là đất nền của công trình) chuyển dịch ngang do chuyển dịch của tường chắn. Dưới đây sẽ trình bày phương pháp tính độ lún của công trình do tường chắn có chuyển dịch ngang theo lý thuyết phá hoại (xem [27]).

Công trình A cạnh hố đào, khối đất nền B của công trình và tường chắn C của hố móng làm việc như một hệ thống cơ học được trình bày ở hình 11.14a.



Hình 11.14: Hệ thống cơ học của lăng thể trượt, theo [27]

q - Áp suất đáy móng của công trình A trên mặt nền; W - Trọng lượng của khối đất B; $m - m$ - Mặt trượt xác định theo góc θ tạo bởi khối đất trượt B với mặt nằm ngang; P - Lực tác dụng tương hỗ giữ tường chắn C và khối đất B; δ_v - Vectơ chuyển dịch của công trình A theo phương đứng; δ_w - Vectơ chuyển dịch của khối đất nền B theo phương mặt trượt ($m-m$); δ_h - Vectơ chuyển dịch của tường chắn C theo phương ngang.

Tính tương thích (compatible mechanism) của chuyển dịch các phần tử A, B, C được thể hiện bằng biểu đồ chuyển dịch được trình bày ở hình 11.14b.

Bài toán đặt ra là tính độ chuyển dịch đứng (tức độ lún) của công trình A do tường cử chuyển dịch ngang một đại lượng δ_h đã biết.

(1) Giả thiết của phương pháp này như sau:

- Mặt trượt là phẳng qua chân tường và được xác định theo lí thuyết Coulomb về áp lực đất;
- Khối đất dịch chuyển được xem là rắn;
- Đa giác chuyển vị khép kín.

Tính công ngoại lực:

Ngoại lực tác dụng vào hệ thống bao gồm: tải trọng Q , trọng lượng khối đất trượt W và phản lực tường cử P .

- Tính ngoại lực:

$$Q = q.b \quad (11.5)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cdot \text{ctg}(\theta) \quad (11.6)$$

$$\text{Trong đó: } b = h \cdot \text{ctg}(\theta) \quad (11.7)$$

- Tính công ngoại lực E :

$$E = Q \cdot \delta_v + W \cdot \delta_w - P \cdot \delta_h \quad (11.8)$$

- Tính công tiêu hao trên mặt trượt có chiều dài L:

$$U = \tau_o \cdot L \cdot \delta_w \quad (11.9)$$

Trong đó: $L = \frac{h}{\sin(\theta)}$; $\tau_o = c_u$ (11.10)

(2) Lập biểu thức quan hệ giữa δ_v và δ_h và P:

Từ điều kiện hao hết công ngoại lực, ta có:

$$E - U = 0 \quad (11.11)$$

Từ đó suy ra:

$$\begin{aligned} Q \cdot \delta_v + W \cdot \delta_v - P \cdot \delta_h &= \tau_o \cdot L \cdot \delta_w \\ (Q + W) \cdot \delta_v &= \tau_o \cdot L \cdot \delta_w + P \cdot \delta_h \end{aligned} \quad (11.12)$$

$$\delta_v = \frac{\tau_o \cdot L \cdot \delta_w + P \cdot \delta_h}{Q + W} \quad (11.13)$$

ta đã có $\delta_w = \frac{\delta_h}{\cos(\theta)}$

Thay (11.13) vào (11.12) ta có $\delta_v = \frac{\tau_o \cdot L \cdot \frac{\delta_h}{\cos(\theta)} + P \cdot \delta_h}{Q + W}$

hay $\delta_v = \frac{\left(\frac{\tau_o \cdot L}{\cos(\theta)} + P \right) \cdot \delta_h}{Q + W} \quad (11.14)$

Công do $\sigma' = \sigma_u$ bằng không, vì không có sự nở thể tích ở mặt phá hoại dẻo. Vậy cuối cùng ta có:

$$\delta_v = k \cdot \delta_h \quad (11.15)$$

với $k = \frac{\left(\frac{\tau_o \cdot L}{\cos(\theta)} + P \right)}{Q + W} = k(P, \theta) \quad (11.16)$

(3) Cách sử dụng công thức:

- Xác định góc trượt khả dĩ $\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ (φ là góc ma sát trong của khối đất);
- Xác định phạm vi ảnh hưởng; $b = h \cdot \text{ctg}(\theta)$;
- Xác định khu dịch chuyển khả dĩ W (xác định vùng ảnh hưởng và độ sâu hố đào);
- Xác định cường độ chống cắt huy động trên mặt trượt khả dĩ $\tau_o \cdot L$;
- Xác định P và δ_h tương ứng với hệ chống đỡ;
- Xác định k và δ_v .

Ví dụ 11.1. Khi đào hố móng để xây dựng 5 tầng hầm của tòa nhà cao 18 tầng TNEC (Taipei National Enterprising Center) làm trung tâm xí nghiệp quốc gia Đài Loan đã gây ra lún và nghiêng những nhà lân cận. Người ta đã tổ chức đo các biến dạng của các nhà này (cách bố trí các điểm đo sẽ trình bày ở mục 11.3) và tại điểm đo nghiêng số 3 (I-3) có kết quả biến dạng thành hố đào như trình bày trên hình 11.15 (theo [28]).

Dùng phương pháp Caspe - Bowles và phương pháp phá hoại dẻo để tính toán độ lún của công trình ở gần.

Giải: Vì cạnh lớn của hố đào là 106m theo hướng Đông - Tây nên sẽ gây ra vùng ảnh hưởng rộng hơn; mặt khác nhà D đặt trên móng băng cách xa tường chắn 9m, có kích thước mặt bằng $63 \times 20\text{m}$, với cạnh dài nằm song song với tường chắn nên sẽ chịu ảnh hưởng lún nhiều nhất (xem hình 11.43).

a) Tính theo phương pháp Caspe-Bowles

Sử dụng phương pháp Caspe-Bowles để dự tính độ lún của nền đất xung quanh hố đào. Theo chỉ số đo được ở hố đo Inclinometer số 3 (I-3), ta có sơ đồ biến dạng của thành hố đào như trên hình 11.15.

Ta có:

- Chiều sâu hố đào là: $H_w = 19,7\text{m}$,

- Chiều sâu tính toán dưới đáy hố đào

$$H_p = 0,5B \tan(45^\circ + \phi/2) = 0,5 \times 43 \times \tan(45^\circ + 8,29/2) \approx 24,86\text{m}$$

$$(\text{ở đây } \phi = \phi_{TB} = \frac{\sum h_i \cdot \phi_i}{\sum h_i} = 8,29^\circ)$$

$$H_t = H_w + H_p = 19,7 + 24,86 = 44,56\text{m}$$

- Chiều rộng vùng xảy ra lún:

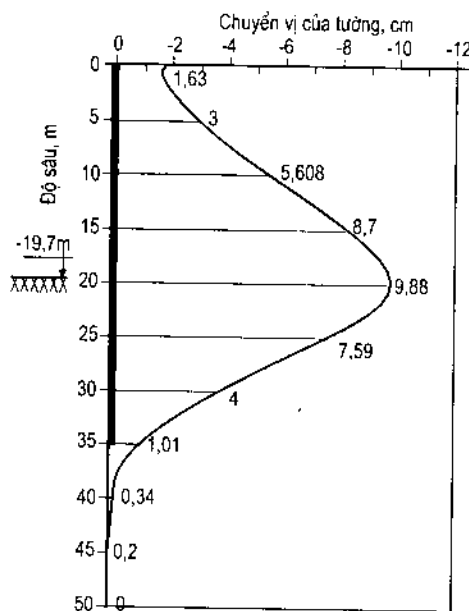
$$D = H_t \cdot \tan(45^\circ + \phi/2) = 44,56 \times \tan(45^\circ + 8,29/2) = 38,54\text{m}$$

- Thể tích vùng biến dạng của thành hố đào theo toạ độ trên hình 11.15:

$$V_s = (1,63/2 + 3 + 5,608 + 8,7 + 9,88 + 7,59 + 4 + 1,01/2) \times 10^{-2} \times 5 \times 1 = 2,005\text{m}^3, \\ (\text{tính cho } 1\text{m dài tường}).$$

$$S_w = 2V_s/D = 2 \times 2,005/38,54 = 0,104\text{m}$$

- Độ lún của nền đất tại các điểm cách hố đào 1 đoạn x_i , tính theo công thức: $S_i = S_w \cdot (x_i/D)^2$, được trình bày ở bảng 11.1, và kết quả biểu diễn ở hình 11.16.

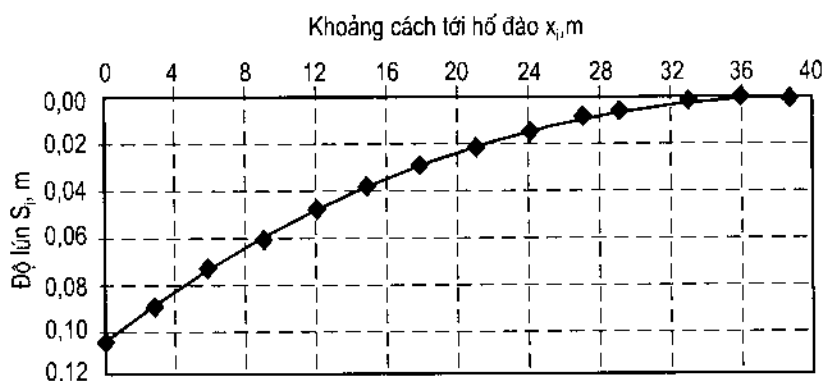


Hình 11.15: Chuyển vị ngang của thành hố đào của ví dụ 11.1 theo [28] (theo kết quả đo ở hố I-3, giai đoạn 13).

- Độ nghiêng của toà nhà D bằng $i = (S_9 - S_{29})/L_{9-29} = (0,0611 - 0,0064)/20 = 0,002735$ nghiêng về phía hố đào, tại cạnh gần hố đào lún $S = S_9 = 6,11\text{cm}$

Bảng 11.1. Độ lún nền đất xung quanh hố đào, theo Caspe - Bowles, của ví dụ 11.1

x_i, m	S_i, m
0,00	0,1040
3,00	0,0884
6,00	0,0741
9,00	0,0611
12,00	0,0493
15,00	0,0388
18,00	0,0295
21,00	0,0215
24,00	0,0148
29,00	0,0064
33,00	0,0021
36,00	0,0005
38,54	0,0000



Hình 11.16: Biểu đồ độ lún của nền đất xung quanh hố đào, theo phương pháp Caspe-Bowles (của ví dụ 11)

b) Tính theo lý thuyết phá hoại dẻo (Plastic collapse)

- Góc ma sát trong trung bình: $\phi = 8,29^\circ$;
- Chiều sâu hố đào $D = 19,7\text{m}$; chiều sâu tường chắn theo thiết kế $h = 35\text{m}$;

- Góc trượt khả dĩ: $\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2} = 45 + \frac{8,29}{2} = 49^\circ,145$;

- Phạm vi ảnh hưởng: $b = h \cdot \text{ctg}(\theta) = 35 \times \text{ctg}(49,145) = 30,2699\text{m}$;

- Chiều dài đường trượt: $L = h/\sin(\theta) = 46,2738\text{m}$;

- Phụ tải phân bố đều do trọng lượng bản thân của công trình D gây ra:

$$q = 8,62 \text{ kN/m};$$

- Ngoại lực: $Q = 0$;

$W = \frac{1}{2} \gamma h^2 \text{ctg}(\theta) = \frac{1}{2} 18,327 \times 35^2 \times \text{ctg}(8,29) = 9708,23\text{kN}$, (ở đây $\gamma = \gamma$ trung bình gia quyền).

$$\tau_u = c_u = c_u^{\text{TB}} = 38,6828 \text{ kN/m}^2.$$

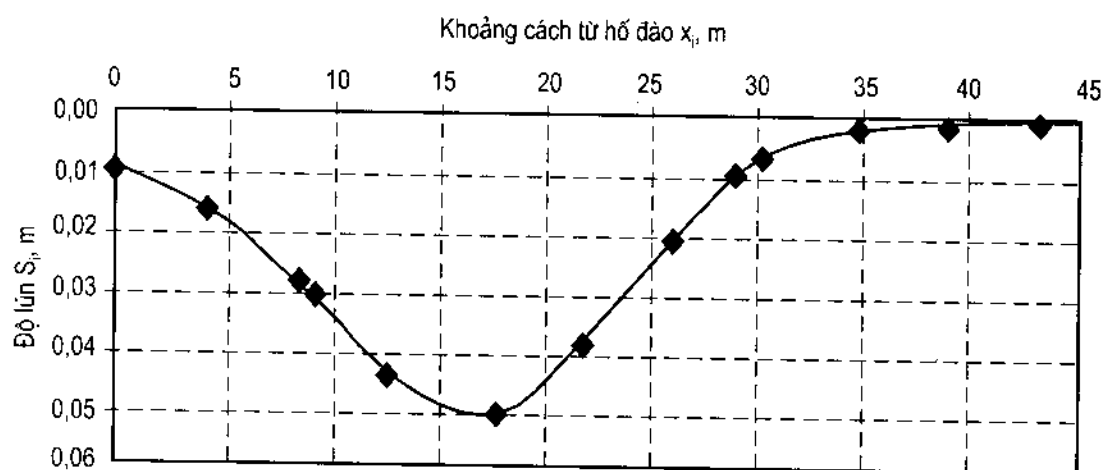
- Lực tương hỗ: $P = \Sigma E_a - \Sigma E_p = 2184,121\text{kN}$, (có kể đến phụ tải phân bố đều q);

- Độ lún của công trình δ_v tính theo công thức (11.14), kết quả trình bày trên bảng 11.2 và hình 11.17.

- Độ nghiêng của toà nhà D bằng $i = (S_9 - S_{29})/L_{9-29} = (0,0294 - 0,0091)/20 = 0,001015$ nghiêng về phía hố đào, tại cạnh gần hố đào lún $S = S_9 = 2,94\text{cm}$.

Bảng 11.2. Độ lún của đất quanh hố đào, theo lý thuyết phá hoại dẻo của ví dụ 11.1

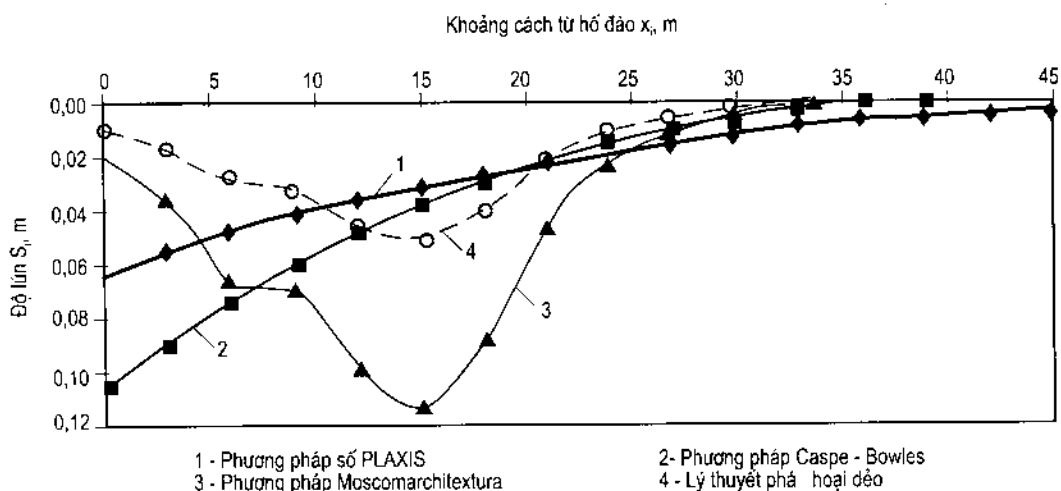
$b = h \cdot \text{ctg}(\theta), \text{ m}$	$h, \text{ m}$	$\delta_h, \text{ m}$	$\delta_v = \frac{\left(\frac{\tau_o \cdot L}{\cos(\theta)} + P \right) \cdot \delta_h}{Q + W}, \text{ m}$
0	0	0,0163	0,0083
4,32427	5	0,03	0,0152
0,64853	10	0,05608	0,0284
9	10,4064	0,0596	0,0302
12,9728	15	0,087	0,0441
17,2971	20	0,0988	0,0501
21,6213	25	0,0759	0,0385
25,9456	30	0,04	0,0203
29	33,5317	0,0185	0,0094
30,2699	35	0,0101	0,0051
34,5941	40	0,0034	0,0017
38,9184	45	0,002	0,001
43,2427	50	0	0



Hình 11.17: Biểu đồ độ lún của nền đất xung quanh hố đào, theo lý thuyết phá hoại dẻo của ví dụ 11.1

Kết quả đo thực tế đối với nhà D thì $S_{\max} \approx 8\text{cm}$, $i_{\max} = 0,025$.

Trong [26], theo sự hướng dẫn của tác giả, đã trình bày kết quả tính lún từ ví dụ trên theo một số phương pháp khác nhau với kết quả được trình bày trên hình 11.18.



Hình 11.18: So sánh kết quả tính toán độ lún bề mặt của nền các công trình kế cận hố đào của ví dụ 11.1

- Độ lún của toà nhà D tại vị trí gần hố đào tính theo phương pháp lí thuyết phá hoại dẻo là nhỏ nhất, sau đó là phương pháp số, còn phương pháp Caspe-Bowles và phương pháp Moscomarchitextura gần bằng nhau, và gần với trị số đo thực thể (trị số đo thực tế lớn nhất).

- Độ nghiêng của toà nhà khi tính theo phương pháp Caspe-Bowles là lớn nhất, tiếp đó là phương pháp Moscomarchitextura gần với trị số độ nghiêng thực tế (theo giá trị đo của máy đo Tiltmeter B-5) còn độ nghiêng theo phương pháp số và lí thuyết phá hoại dẻo gần bằng nhau và nhỏ nhất.

Chú ý rằng: kết quả độ lún tính theo phương pháp số so với kết quả đo chênh nhau không nhiều.

11.3. BIẾN DẠNG GIỚI HẠN CỦA CÔNG TRÌNH LÂN CẬN HỐ ĐÀO

Như đã trình bày trên đây, biến dạng của công trình nằm trong phạm vi ảnh hưởng của hố đào phụ thuộc vào:

- Kích thước của hố đào (độ sâu H và mặt bằng);
- Công nghệ thi công tường chắn và hệ chống giữ tường;
- Khoảng cách từ mép hố đào đến công trình lân cận;
- Cách tiếp cận của công trình hiện hữu với hố đào (vuông góc hay song song với cạnh dài/ngắn của hố đào);
- Tình trạng kĩ thuật của công trình hiện hữu (độ hao mòn hữu hình của công trình) cũng như loại kết cấu (tường gạch, nhà khung v.v...);
- Điều kiện địa chất công trình và địa chất thuỷ văn của hố đào.

Như vậy thường phải xuất phát từ yêu cầu khống chế biến dạng của công trình hiện hữu để lựa chọn kết cấu tường chắn cũng như công nghệ để thi công chúng. Để giải

quyết vấn đề này ta dựa vào kinh nghiệm rút ra từ kết quả quan trắc hố đào và công trình lân cận, dựa vào số liệu quan trắc lúc thi công để kịp thời điều chỉnh thiết kế (hay còn gọi là thiết kế lúc thi công) hay dựa vào tính toán biến dạng thêm những công trình hiện hữu dưới các tác động mới do thi công công trình ngầm gây ra.

1. Không chế biến dạng cho phép của công trình hố móng theo kinh nghiệm

Như đã thấy ở phương pháp của Peck (hình 11.13) khi dự tính độ lún mặt đất quanh hố đào (trong đó có thể có công trình hiện hữu) là dựa vào số liệu quan trắc trong nhiều năm khi xây dựng ở Chicago mà hiện nay không ít tiêu chuẩn và sách nước ngoài đã dùng biểu đồ này.

Han Jun, Cheng L.K, Song Fa [29] khi theo dõi việc thi công những hố móng sâu từ 9 đến 13,5m ở Thiên Tân và Vũ Hán với kết cấu tường chắn là cọc hoặc tường trong đất giữ bằng neo từ 1 đến 4 tầng kéo căng trước, đã đề nghị chuyển vị ngang cho phép của tường như ở bảng 11.3.

Bảng 11.3 Kiến nghị trị biến dạng ngang cho phép của kết cấu tường/cọc có neo cho móng sâu [theo 29]

Ảnh hưởng của hư hỏng kết cấu chắn đất của móng sâu và điều kiện quanh móng sâu	Trị biến dạng ngang cho phép đối với kết cấu tường chắn
Ảnh hưởng do hỏng kết cấu chắn là nghiêm trọng hoặc rất nghiêm trọng khi nhà tầng hay công trình cách hố móng 5m	$\leq 30\text{mm}$ hoặc $0,2H\%$
Ảnh hưởng do hỏng kết cấu chắn là tương đối nghiêm trọng khi nhà tầng hay công trình cách hố móng 5 - 15m	$\leq 60\text{mm}$ hoặc $0,4H\%$
Ảnh hưởng do hỏng kết cấu chắn có thể chấp nhận hoặc nhẹ khi nhà tầng hay công trình cách hố móng trên 15m	$\leq 100\text{mm}$ hoặc $0,7H\%$

Trong bảng: H là độ sâu hố móng và trị số cho ở bảng chỉ dùng cho móng có độ sâu nhỏ hơn 15m với nền gồm đất đắp, đất bùn, sét bùn và sét yếu.

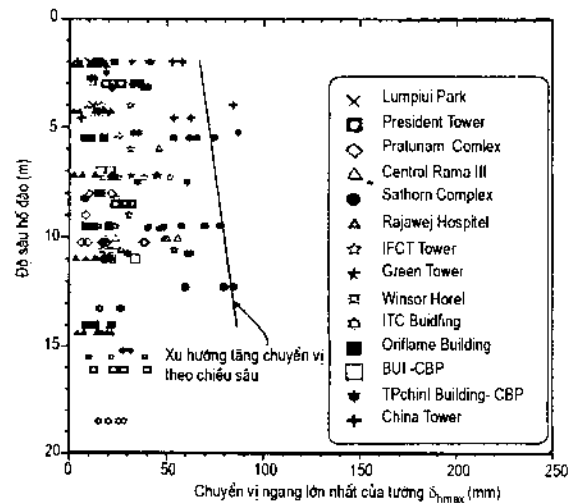
Như vậy, dựa vào khoảng cách của nhà hoặc công trình đến hố móng (chống giữ thành hố bằng cọc hoặc tường trong đất) mà không chế chuyển vị ngang của tường không vượt quá trị số cho ở bảng 11.3 với chú ý rằng ở đây không phân loại mức độ hao mòn hữu hình của công trình hiện hữu.

Một kinh nghiệm rất đáng quan tâm của những người xây dựng công trình ngầm ở Bangkok (xem [30]). Đất ở Bangkok chủ yếu là sét biến yếu đến rất yếu tới chiều sâu khoảng 12 đến 15m có độ ẩm từ 70 đến 120%, sức chống cắt không thoát nước từ 10 đến 18 kPa. Trên mặt có lớp phủ phong hoá, thỉnh thoảng có lớp cát hoặc lateric dày 1,0 đến 1,5m. Phía dưới lớp sét nói trên là lớp sét cứng dẻo đến rất cứng có màu nâu đến vàng, độ ẩm 20 - 30%, trị số SPT từ 10 - 25. Dưới lớp này là lớp cát chặt ở độ sâu 20 - 25m.

Các tầng hầm của các nhà cao tầng của Bangkok thường đặt trong lớp sét yếu hoặc sét cứng ở độ sâu 8 đến 20m. Do các lớp sét yếu và sét cứng là không thấm nước nên nước ngầm nói chung là không thành vấn đề đối với các hố đào sâu ở Bangkok.

Tường trong đất ở đây có chiều dày từ 800 đến 1000mm với độ sâu hố đào từ 8 đến 20m. Kết quả quan trắc 14 công trình hố đào gồm 12 tường trong đất và 2 tường cọc khoan nhồi làm tường chắn với thanh chống ngang hoặc sàn (top - down) trình bày trên hình 11.19.

Hình 11.19: Tăng chuyển vị ngang δ_{hmax} (mm) theo chiều sâu hố đào (theo [30])

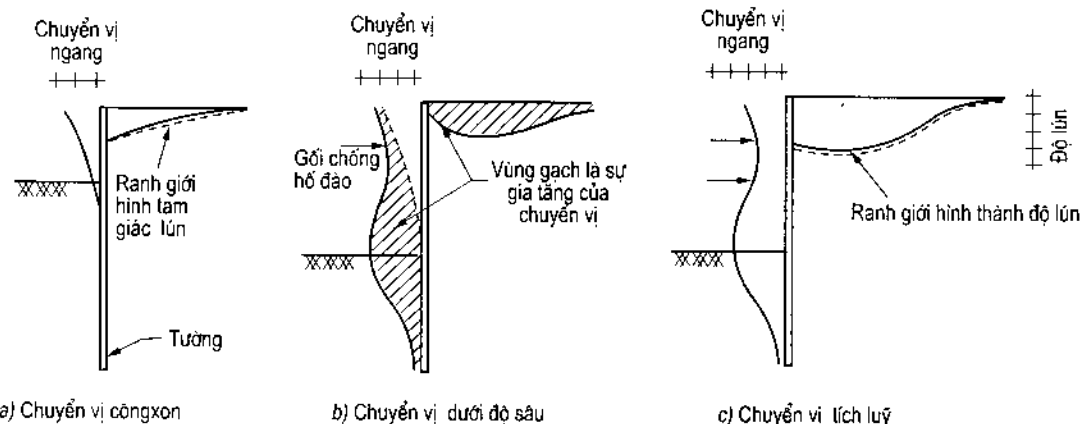


Từ số liệu đo chuyển vị ngang như hình 11.19 ta thấy rằng chúng nằm trong khoảng 0,3 đến 1,0% độ sâu hố đào còn nếu dùng tường bằng cọc bản thép thì σ_{hmax} nằm trong khoảng 0,5 đến 2,5% độ sâu hố đào.

2. Biến dạng giới hạn của công trình hiện hữu ở gần hố đào

Công trình hiện hữu nằm trong phạm vi ảnh hưởng của hố đào thường chịu nhiều tác động bất lợi.

Trong thi công hố đào có nhiều yếu tố ảnh hưởng xấu đến công trình ở gần, trong đó việc đào hố và chất lượng của công nghệ chắn giữ thành hố có vai trò đặc biệt quan trọng. Công trình ở gần hố đào luôn có nguy cơ bị biến dạng đáng kể trong suốt quá trình đào, chắn giữ và xây mới như trình bày trên hình 11.20. Những chuyển vị đứng và ngang của đất ở đáy và thành hố sẽ dẫn đến lún và nghiêng của những nhà và công trình nằm trong vùng ảnh hưởng.



Hình 11.20: Sự chuyển vị của đất do chuyển vị của tường chắn hố đào (theo [31])

Ngược lại với điều vừa trình bày trên, ở đó phải khống chế chuyển vị của tường chắn để đảm bảo an toàn cho công trình hiện hữu, còn ở đây thì từ biến dạng thêm giới hạn của công trình hiện hữu để lựa chọn kiểu tường chắn cũng như công nghệ thi công chúng thích hợp với mục đích không gây ra cho công trình hiện hữu những biến dạng quá trị giới hạn.

(1) Một số nguyên tắc tính toán lún và biến dạng thêm của công trình hiện hữu

Theo như mục đích vừa nêu nên toàn bộ tính toán sẽ trình bày dưới đây phải dựa trên nguyên tắc của trạng thái giới hạn về biến dạng.

Biến dạng thêm của nhà và công trình hiện hữu do cải tạo và xây dựng đô thị, trong đó có hố đào sâu được xác định bằng tổng các biến dạng gây ra bởi các tác động độc lập khác nhau như trình bày ở bảng 11.4.

**Bảng 11.4: Những yêu cầu xác định biến dạng thêm của nền công trình hiện hữu
tùy thuộc loại tác động khi xây dựng ở gần (theo [32])**

Loại tác động	Độ lún trung bình hoặc max của móng, S	Lún lệch tương đối của móng $\Delta S/L$ hoặc độ võng tương đối	Độ nghiêng của móng, i	Chuyển vị ngang của móng, u	Chuyển vị ngang tương đối, $\Delta u/L$
Thay đổi điều kiện địa chất thủy văn (nước ngầm)	+	+	-	-	-
Tăng tải trọng lên nền khi xây mới	+	+	+	-	-
Thi công hố móng gần nhà hoặc thay đổi cốt nền	+	+	+	+	+
Tác động động	+	+	-	-	-

Theo bảng 11.4 thì độ lún do chuyển vị của tường chắn (xem hình 11.20) chỉ là một thành phần của độ lún tổng vì còn có độ lún do hạ thấp mực nước ngầm, do tác động động, do công nghệ thi công hay thiết bị... gây ra.

Kết quả tính toán phải thoả mãn các điều kiện dưới đây:

$$S \leq S_u \text{ và } \bar{S} \leq \bar{S}_u \quad (11.17)$$

$$\sum_{i=1}^n S_{ad}^i \leq S_{adu} \quad (11.18)$$

Trong đó:

S - độ lún lớn nhất của nhà xây mới, xác định bằng tính toán;

S_u - độ lún giới hạn lớn nhất tính theo mô hình chính xác hoặc cho trong các tiêu chuẩn thiết kế nền móng;

$\bar{S}$ và $\bar{S}_u$ - trị trung bình của S và S_u ;

S_{ad}^i - độ lún thêm tính toán của nhà hiện hữu do nhân tố i gây ra khi xây mới (theo bảng 11.4);

$S_{ad, u}$ - độ lún thêm giới hạn của nhà hiện hữu do tác nhân mới gây ra, cho ở bảng 11.5, theo cấp trạng thái kỹ thuật của công trình.

Trong trường hợp tương đối đơn giản thì theo các điều kiện (11.19) - (11.22)

$$S_{admax} \leq S_{adu} \quad (11.19)$$

Độ lún thêm tương đối tính theo công thức:

$$J_{admax} = (S_a^T - S_b^T)/l \leq J_{adu} \quad (11.20)$$

Độ nghiêng:
$$i_{admax} = (S_a^T - S_n^T)/L_{a-n} \leq i_{adu} \quad (11.21)$$

Độ võng của đáy móng:

$$\rho(x) = \frac{\alpha_i - \alpha_j}{\Delta x} \leq \rho \quad (11.22)$$

Trong đó:

S_a^T, S_b^T - độ lún thêm của công trình hiện hữu tại điểm a (gần với công trình hố móng) và tại điểm b (cách điểm a một khoảng l);

S_n^T - độ lún thêm tại điểm n của công trình hiện hữu cách điểm a một khoảng L_{a-n} , đối với nhà tương đối ngắn thì lấy $L = 20 - 30m$;

l - khoảng cách từ chỗ tiếp giáp hố móng (khe lún) đến chỗ tường gần nhất của lỗ cửa đối với nhà có tường dọc chịu lực; đối với nhà tường ngang chịu lực là khoảng cách giữa các tường; đối với nhà khung là bước cột, thường từ 2 - 6m;

α_i, α_j - góc nghiêng của móng tại điểm i và j có tọa độ là x và x + Δx với $\Delta x = 6 \dots 10m$;

J_{adu}, i_{adu} và ρ - trị giới hạn cho ở bảng 11.5.

Các tính toán nói trên nên dùng phương pháp phân tử hữu hạn với mô hình phi tuyến của đất. Khi công trình hiện hữu ở gần hố đào còn phải kiểm tra thêm về ổn định trượt.

Cách phân cấp hư hỏng công trình nêu ở bảng 11.6 là dựa vào đề nghị của Bunrland và của Day (xem chi tiết trong [34]), trong đó $\beta = \delta/L$ gọi là góc lệch (angular distortion) có nghĩa như $\rho(x)$ của công thức (11.22), δ - hiệu số góc nghiêng của công trình ở 2 đầu khoảng cách L với L - chiều dài của công trình, từ kết quả đo hàng loạt công trình cho quan hệ thực nghiệm $\Delta = 350\delta/L$.

Một số tác giả (ví dụ xem [31]) thì lại dựa vào hiệu số các góc nghiêng của móng để đánh giá và gọi là góc uốn giới hạn β của đáy móng và đi đến kết luận chung rằng:

- Xuất hiện nứt của tấm trong nhà khung hoặc tường của nhà có tường chịu lực nếu $\beta > 1/300$;
- Hư hỏng cột, dầm nếu $\beta > 1/150$;
- An toàn chống nứt nếu $\beta < 1/500$.

Bảng 11.5. Kiến nghị về trị biến dạng giới hạn (theo [33])

Loại nhà	Cấp trạng thái kỹ thuật của kết cấu	Biến dạng thêm giới hạn				
		Độ lún S_{adu} , cm	Lún lệch tương đối J_{admax}	Độ nghiêng I_{admax}	Độ võng của đáy móng, ρ l/m	Độ lệch góc nghiêng đáy móng $\alpha_1 - \alpha_j$
Nhà không khung nhiều tầng có tường chịu lực bằng gạch xây hoặc bằng bloc, không có cốt thép	I	4,0	2×10^{-3}	2×10^{-3}	4×10^{-4}	3×10^{-2}
	II	3,0	1×10^{-3}	1×10^{-3}	1×10^{-4}	8×10^{-3}
	III	1,0	7×10^{-4}	7×10^{-3}	8×10^{-5}	6×10^{-4}
	IV	0	4×10^{-4}	4×10^{-4}	5×10^{-6}	4×10^{-5}
	IV*	0	0	0	0	0
Nhà cổ cần bảo tồn, một và nhiều tầng hoặc kiến trúc lịch sử có tường chịu lực bằng gạch, không có cốt thép	I	-	-	-	-	-
	II	1,0	6×10^{-4}	6×10^{-4}	2×10^{-4}	2×10^{-3}
	III	0,4	4×10^{-4}	4×10^{-4}	4×10^{-5}	3×10^{-4}
	IV	0,2	1×10^{-4}	1×10^{-4}	2×10^{-6}	2×10^{-5}
	IV*	0	0	0	0	0

Chú thích của bảng 11.5

- Cấp trạng thái kỹ thuật của kết cấu được phân loại theo bề rộng vết nứt, độ lún lệch của móng và tình trạng móng, tham khảo theo [23] trong đó nhà cổ và kiến trúc lịch sử không thuộc vào cấp I, cấp IV là nhà ở trạng thái gần bị hư hỏng còn cấp IV* là ở trạng thái hư hỏng hay cũng có thể tham khảo theo bảng 11.6.

- Theo [32], tùy thuộc vào tuổi và giá trị lịch sử của nhà mà chia ra: nhà cổ khi có tuổi hơn 100 năm, nhà cũ có tuổi 50 - 100 năm, nhà hiện đại có tuổi ít hơn 50 năm.

Tác giả chính của tài liệu [33], V.A Ilchev, cũng lấy tiêu chuẩn độ võng của đáy móng ρ hoặc độ lệch góc nghiêng $\Delta\alpha$ của đáy móng (giống như đề nghị của [31]) là yếu tố chính để xem xét ảnh hưởng của hố đào hở hoặc đào ngầm đến công trình lân cận, nhưng ở đây, trong bảng 11.5 đã đi sâu hơn là phải đánh giá trạng thái kỹ thuật của công trình lân cận để có sự đối xử thích hợp khi chọn kết cấu chắn giữ công trình ngầm.

2. Ý nghĩa thực tế của vấn đề

Những trị số giới hạn về biến dạng thêm của công trình hiện hữu sinh ra bởi những tác nhân mới cho ở bảng 11.5 hoặc bảng 11.6 được dùng làm trị biến dạng khống chế trong xây dựng phát triển đô thị. Nếu những biến dạng thêm tính toán không thỏa mãn các điều kiện (11.17) - (11.22) thì phải thay đổi giải pháp móng của công trình mới, lựa chọn kết cấu chắn giữ hố đào thích hợp hay cách thi công thỏa đáng để thi công công trình ngầm hoặc thậm chí phải gia cường nền móng hay cả kết cấu công trình hiện hữu.

Bảng 11.6. Phân cấp hư hỏng công trình theo biến dạng (theo [34])

Cấp hư hỏng	Mô tả sự hư hỏng	Bề rộng khe nứt	Lún lệch Δ	Góc lệch δ/L
Không đáng kể (0)	Dấu nứt nẻ mỏng	0,1mm	< 3cm (1,2 in)	< 1/300
Rất nhẹ (1)	Nứt mảnh, dễ xử lý trong khi trang trí bình thường. Trong nhà có thể cô lập những chỗ nứt gây nhẹ. Những nứt nẻ ở bên ngoài của công trình xây bằng gạch có thể nhận thấy khi nhìn kĩ	1mm	3 - 4cm (1,2 - 1,5in)	1/300 - 1/240
Nhẹ (2)	Những nứt nẻ có thể dễ dàng trám. Yêu cầu phải trang trí lại. Trong toà nhà có một số chỗ nứt gây. Những nứt nẻ có thể khá lớn. Yêu cầu trát vữa lại để chống thấm. Cửa và cửa sổ có thể bị kẹt nhẹ	5mm	4 - 5cm (1,5 - 2,0 in)	1/240 - 1/175
Trung bình (3)	Những nứt nẻ có thể yêu cầu đập ra và vá lại. Định kì làm lớp vữa trát để che giấu những nứt nẻ. Trát lại bên ngoài của công trình xây bằng gạch và có lẽ một số chỗ nhỏ của công trình xây bằng gạch phải sửa chữa lại. Cửa và cửa sổ có thể bị kẹt. Hệ thống đường ống có thể bị đứt gãy. Tính chống thấm thường bị suy yếu	5 - 15mm hoặc một số khe nứt > 3mm	5 - 8cm (2,0 - 3,0 in)	1/175 - 1/120
Nặng (4)	Nói chung việc sửa chữa gồm cả phá và xây lại một phần tường, đặc biệt cả phần cửa và cửa sổ. Khung cửa và cửa sổ bị uốn, sàn tầng bị dốc rất đáng kể. Tường bị nghiêng hoặc phình ra rất đáng kể. Khả năng chịu lực của dầm bị kém đi. Hệ thống vệ sinh bị phá vỡ.	15 - 25mm, phụ thuộc vào số lượng của khe nứt	8 - 13cm (30 - 5,0 in)	1/120 - 1/70
Rất nặng (5)	Yêu cầu chính về sửa chữa bao gồm cả cục bộ hoặc xây lại hoàn toàn. Dầm mất khả năng chịu lực; tường nghiêng xấu và yêu cầu chống đỡ. Cửa sổ bị gãy do uốn. Tín hiệu báo nguy do mất ổn định.	Thường > 25 mm, phụ thuộc vào số lượng của khe nứt	> 13cm (> 5in)	> 1/70

Nhiều quan trắc thực tế [35] chứng tỏ rằng để công trình hiện hữu không xảy ra những biến dạng vượt quá biến dạng tiêu chuẩn cho ở các bảng nói trên thì khi xây dựng công trình trong hố đào sâu phải thoả mãn điều kiện:

$$(H - h)/L \leq \operatorname{tg} \varphi_1 + C_1/p \quad (11.23)$$

Trong đó:

φ_1, C_1 - lần lượt là trị tính toán của góc ma sát trong và lực dính của đất dùng để tính theo trạng thái giới hạn về cường độ;

p - áp lực dưới đáy móng của công trình hiện hữu do tải trọng tính toán dùng trong tính sức chịu tải gây ra;

L - khoảng cách từ công trình hiện hữu đến mép hố đào;

H, h - lần lượt là độ sâu của hố đào và của móng công trình hiện hữu.

Theo điều kiện (11.23) trong bảng 11.7 trình bày bán kính ảnh hưởng (R) của công trình mới lên công trình hiện hữu dựa trên kết quả tính toán. Vì vậy những công trình hiện hữu nếu nằm trong bán kính R thì phải kiểm tra biến dạng theo các điều kiện (11.17) - (11.22).

Bảng 11.7. Bán kính ảnh hưởng của kết cấu chắn giữ hố đào đối với công trình lân cận (theo [35])

Phương pháp thi công hố đào	Bán kính ảnh hưởng R
Tường trong đất:	
- Dùng neo	5H
- Dùng thanh chống bằng thép	3H
- Dùng sàn (phương pháp top-down)	2H
Tường chắn bằng cọc vít có thanh chống	4H

Khi nghiên cứu các yếu tố ảnh hưởng đến biến dạng của công trình hiện hữu lúc thi công công trình trong hố đào sâu như điều kiện địa chất công trình, độ xa tương đối $m = (H - h)/L$ (xem các hình 11.8 - 11.10) đã kiến nghị giải pháp tường chắn hố đào như trình bày ở bảng 11.8, trong đó điều kiện địa chất được quy ước như sau: I - cát (từ mịn đến sỏi sạn chặt vừa và chặt), II - á sét và sét từ trạng thái cứng đến dẻo cứng, III - cát bụi rời, á sét và sét từ mềm đến nhão (có thể có hữu cơ).

11.4. MỘT SỐ BIỆN PHÁP NHẪM GIẢM CHUYỂN VỊ CỦA TƯỜNG VÀ ĐẤT QUANH HỐ MÓNG

Như đã nói ở mục 11.1: có nhiều yếu tố gây chuyển vị của tường và đất quanh hố móng cũng như các chuyển vị của công trình lân cận là tổng của các chuyển vị thành phần (bảng 11.4). Nói chung khi gặp những điều kiện địa chất công trình và địa chất thủy văn bất lợi hoặc điều kiện xây dựng ở hiện trường là phức tạp v.v... và không thể chỉ có vấn đề tường chắn và hệ chống giữ giải quyết được vấn đề thì phải dùng một số biện pháp bổ trợ khác nhau kết hợp lại để xử lý nhằm đảm bảo sao cho các chuyển vị của đất theo phương thẳng đứng, nằm ngang ở quanh hố móng và dưới đáy hố đào là nhỏ nhất theo các hạn chế và biến dạng đã cho.

Bảng 11.8. Chỉ dẫn cách lựa chọn kiểu chống đỡ tường chắn ứng với các dạng kết cấu nhà, điều kiện địa chất theo giá trị m (theo [24])

Tên và đặc điểm kết cấu nhà và công trình hiện hữu	Cấp trạng thái kỹ thuật của công trình	Độ lún lớn nhất S_{max} , cm	Vùng điều kiện địa chất	$m = \frac{H-h}{L}$	Khuyến cáo phương pháp chống giữ tường chắn
Nhà nhiều tầng không khung, tường chịu lực bằng bloc lớn hoặc thể xây gạch không có cốt thép	I	4,0	I-III	$\leq 1,7$	A, P, II
			I, II	1,8 ... 6,0	P, II
				6,1 ... 10,0	II
	II	3,0	I-III	$\leq 0,5$	A, P, II
				0,6 ... 1,5	P, II
			I, II	1,6 ... 4,0	P, II
				4,1 ... 10,0	II
	III	1,0	I, II	$\leq 0,4$	A, P, II
				0,5 ... 3,0	P, II
			I	3,1 ... 4,0	P, II
				4,1 ... 10,0	II
	IV	0,4	I-III	$\leq 0,2$	A, P, II
			I	0,2 ... 2,0	P, II
Nhà cổ hoặc kiến trúc lịch sử một hay nhiều tầng có tường chịu lực bằng gạch, không có cốt thép	II	1,0	I, II	$\leq 0,4$	A, P, II
				0,5 ... 3,0	P, II
			I	3,1 ... 4,0	P, II
				4,1 ... 6,0	II
	III	0,4	I-III	$\leq 0,2$	A, P, II
		0,2	I	0,2 ... 2,0	P, II
	IV		I	$\leq 0,2$	P, II

Chú thích của bảng 11.8:

- Ở những trị số m lớn hơn trị cho trong bảng 11.8 thì cần có những biện pháp bảo vệ nhà (làm màn ngăn với công trình mới, gia cố thân móng và nền, đổi kiểu móng khác v.v...).

- Phân cấp công trình theo trạng thái kỹ thuật tham khảo [23].

- A - giữ tường chắn bằng neo; P - giữ tường chắn bằng thanh chống ngang hoặc xiên;
II - chống đỡ bằng sàn (thi công bằng phương pháp Top-Down).

Các biện pháp đó là:

- Sử dụng các tường chắn để chống đỡ đất cả trong dài hạn và ngắn hạn;
- Sử dụng các tấm hay tường có độ cứng chống uốn lớn;
- Tránh làm mất đất bởi các rung động hay các nguyên nhân khác;
- Đảm bảo độ chôn sâu của tường trong lớp đất tốt;

- e) Đảm bảo tường có chống đỡ tại các tâm thẳng đứng và giảm các tâm này theo độ sâu;
- f) Thiết lập sự chống đỡ thấp nhất gần cốt đáy hố móng;
- g) Tạo độ cứng chống nén trong các thanh chống;
- h) Giảm tải trước trong thanh chống hoặc kéo trước các thanh neo;
- i) Tránh chậm trễ trong việc lắp đặt các thanh chống ngang và dọc, tránh để hở các khối panel tường chắn trong một thời gian dài và tránh chậm tiến hành các công việc lắp đặt thanh chống hay neo tại các cốt chống đỡ của hố đào;
- j) Tránh làm mất đất do đào lẹm hoặc mất các hạt đất mịn trong quá trình bơm hút nước;
- k) Tránh bị xói lở khi thoát nước ở ngoài tầng hầm;
- l) Trong đất yếu, việc gia cố đất nằm dưới đáy hố móng phải đảm bảo sao cho sức kháng bị động trong tường chắn cân bằng với cường độ và độ cứng cao của đất (việc gia cố này có thể tiến hành bằng cách bơm phụt từng vùng, đầm rung hay thay thế rung).

1. Giải pháp kỹ thuật đối với hố đào

Hố đào bị chuyển vị lớn do kết cấu chắn giữ bị biến dạng nhiều hoặc do đáy hố móng mất ổn định sẽ gây cho đất quanh móng có chuyển vị ngang lớn và có thể làm cho công trình ở gần bị sụp đổ.

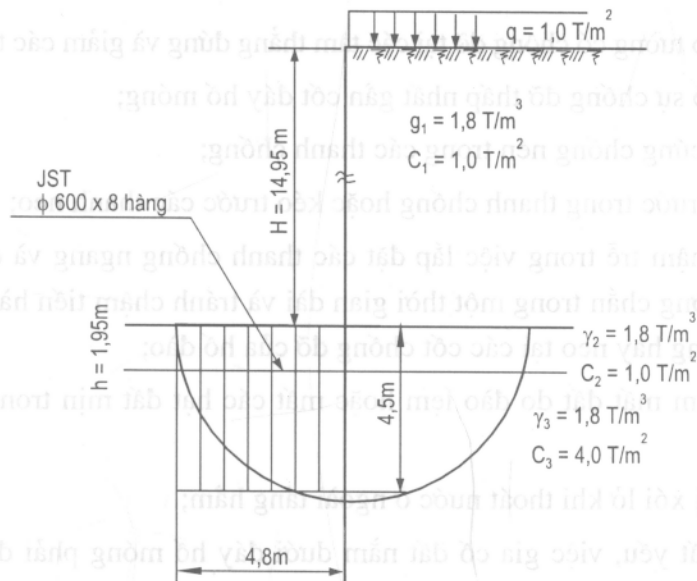
Đối với đáy hố đào: để phòng ngừa hố móng bị đẩy trôi, nhất là trong đất yếu, ngoài việc phải kiểm toán đầy đủ với hệ số an toàn thích đáng như đã trình bày ở phần thiết kế, còn cần có những giải pháp kỹ thuật bổ sung nếu xét thấy hệ số an toàn không đủ hoặc không kinh tế nếu kéo dài tường chắn vào đất quá sâu.

Ví dụ 11.2

Một hố móng sâu 14,95m, đất từ trên mặt đất đến đáy hố có lực dính $C_1 = 1,0 \text{ T/m}^2$, lớp đất dưới đáy hố dày 1,95m có $C_2 = 1,0 \text{ T/m}^2$, lớp tiếp theo sét dẻo cứng có $C_3 = 4,0 \text{ T/m}^2$, khi kiểm tra ổn định thấy hệ số ổn định $F_s = 0,717 < 1,2$. Muốn có hệ số ổn định F_s bằng 1,2 thì đất cần cải thiện để có lực dính $C' \approx 7 \text{ T/m}^2$ và đã dùng cọc đất xi măng cho mục đích này.

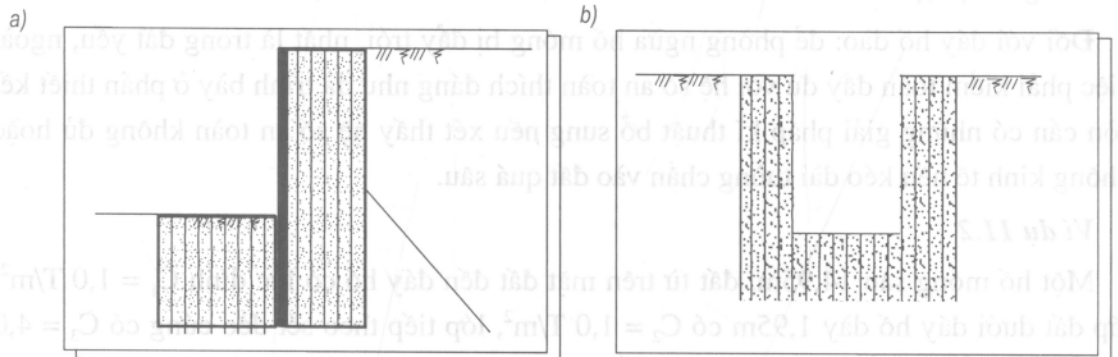
Cường độ của cọc $q_u = 2c' = 14 \text{ T/m}^2$, nếu lấy hệ số an toàn của cọc đất xi măng là 5 thì $q_u = 14 \times 5 = 70 \text{ T/m}^2 = 7 \text{ kg/cm}^2$. Qua tính toán đã dùng cọc xi măng đất bơm trộn (cọc JSP) với thành phần (tính cho 1m^3 gia cố) như sau: 250 kg xi măng + 421 lít nước được 500 lít dung dịch và cọc bố trí như hình 11.21.

Trong nhiều trường hợp gặp đất quá yếu người ta có thể dùng công nghệ bơm ép vữa để gia cố toàn bộ gương đào khi đào ngầm hoặc chỉ gia cố phần đáy hố móng như người Mỹ đã làm khi xây dựng công trình dưới lòng sông ở San Francisco.



Hình 11.21: Cách phòng ngừa đáy móng bị trôi bằng cọc JST của ví dụ 11.2

Cũng có thể dùng cọc xi măng đất phun ép hoặc trộn sâu, như công nghệ của hãng Hercules (Thụy Điển) đang thực hiện nhiều công trình ở Việt Nam, trong đó dùng loại cọc này để giảm áp lực đất chủ động, tăng áp lực đất bị động lên tường cừ khi hố móng sâu (hình 11.22a) hoặc gia cố toàn bộ chu vi hố móng nông (hình 11.22b).



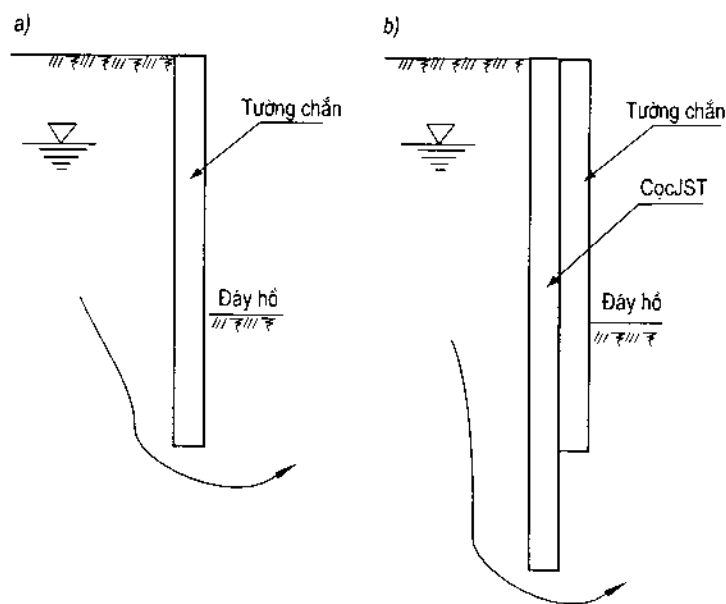
Hình 11.22: Cọc xi măng đất để cải thiện đất quanh hố móng

a) Giảm áp lực đất chủ động và tăng áp lực đất bị động lên tường chắn đối với hố móng sâu; b) Gia cố thành và đáy hố móng nông.

Với một số giải pháp vừa nêu đã làm tăng hệ số an toàn về chống trôi của đáy hố đào vì lực dính của đất ở phía dưới đáy hố đã tăng lên (xem phần tính ổn định chống trôi đáy hố).

Ngoài ra, một nguyên nhân mất ổn định của hố đào thường xảy ra là áp lực nước ngầm cao hơn đáy hố móng và thường gặp trong đất cát. Cọc xi măng đất trộn sâu có tác dụng giảm hoặc ngăn ngừa sự mất ổn định ở đáy (và cả ở thành hố) do nước áp lực (hình 11.23) gây ra sự phun trào đất vào hố móng.

Hình 11.23: Ngăn ngừa nước phun trào bằng cọc JST
 a) Trước khi cải thiện đất;
 b) Sau khi cải thiện đất bằng cọc xi măng đất JST.



Ví dụ 11.3: Có một hố móng như hình 11.24a, cần chống phun trào vì tường chắn không đủ sâu do yêu cầu kinh tế.

Hệ số an toàn trước khi gia cố:

$$F_s = \frac{W}{u}$$

Trong đó:

$$W = \frac{1}{2} D^2 \gamma$$

$$u = \frac{1}{2} D \gamma_w h_a ;$$

$$\gamma' = \frac{G_s - 1}{1 + e} \gamma_w ;$$

với $e = 1$, $\gamma_w = 1$, $G_s = 2,5$ nên $\gamma' = \frac{2,5 - 1}{1 + 1} \times 1 = 0,75$

$$h_a = 0,5h = 0,5 \times 8 = 4,0$$

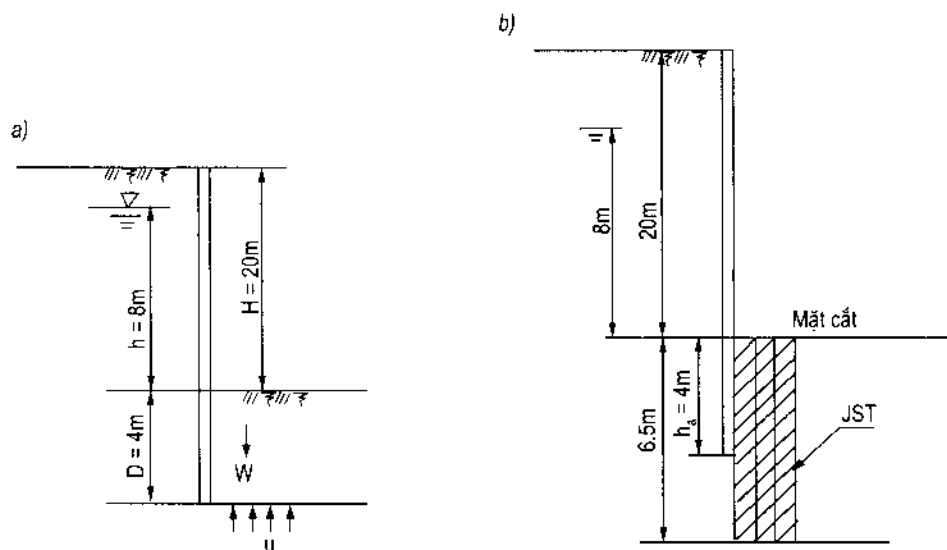
$$F_s = \frac{D \gamma'}{h_a \gamma_w} = \frac{4 \times 0,75}{4 \times 1} = 0,75$$

Cần $F_s \geq 1,2$ vậy cần gia cố đến độ sâu D' :

$$F_s = \frac{0,75 D'}{4} = 1,2$$

$$0,75 D' = 4,8, D' = 6,4 \approx 6,5 \text{m.}$$

Vậy cần dùng cọc xi măng đất có độ dài 6,5m bố trí thành 2-3 hàng (hình 11.24b).



Để giảm ảnh hưởng lún công trình hiện hữu do nước ngầm bằng màn chống thấm có thể xem ví dụ trình bày ở hình 11.6.

Hệ thống công nghệ để làm cọc trộn có thể không dùng áp lực khí nén để bơm dung dịch (phương pháp ướt) và có loại dùng khí nén để bơm xi măng vào đất (phương pháp khô). Tùy theo áp lực bơm mà đường kính cọc bơm sẽ thay đổi từ 60cm đến 180cm và tùy theo tỉ lệ nước/xi măng mà cường độ nén 1 trục q_u của đất sau khi gia cố từ 3 kg/cm² đến 10 kg/cm² ở 14 ngày tuổi.

Khi những giải pháp tính toán và gia cố bản thân hố đào không đủ để giảm những chuyển vị có thể của công trình lân cận thì cần phải xem xét việc xử lí nền móng của những công trình ấy và thường dùng một số biện pháp gia cường như là:

(2) Gia cường thân móng hợp lí nhất là nền đào từng đoạn dài 2 - 2,5m. Có thể giảm áp lực bơm nếu trong vòng 10 - 15 phút vật liệu móng không hấp phụ hết vữa bơm. Đồ

sệt của vữa xi măng tính theo tỉ lệ nước/xi măng khoảng 2:1 - 0,6:1 ở mác xi măng 300. Lượng vữa bơm gia cường thể tích móng bị yếu lấy khoảng 25% thể tích móng. Hợp lí nhất khi gia cố móng cũ bằng bơm vữa Polizosianit silicat vì nó thấm tốt hơn và ổn định hơn vữa xi măng.

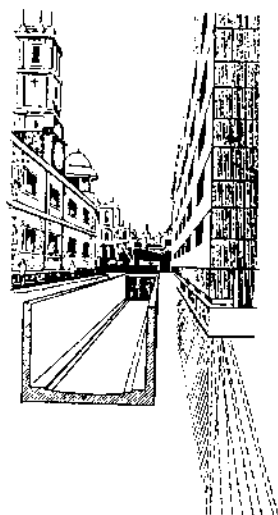
(3) Làm các tấm ốp có hoặc không mở rộng đáy móng. Có thể dùng tấm ốp một bên hoặc 2 bên bằng bê tông hoặc bê tông cốt thép ghép vào móng cũ. Nếu bằng bê tông thì dày 20 - 30cm, còn nếu bằng bê tông cốt thép thì dày không nhỏ hơn 15cm. Sau khi đặt xong các tấm ốp có thể phải bơm vữa xi măng hoặc vữa tổng hợp vào các khe giữa móng cũ - mới.

Liên kết tấm ốp vào thân móng cũ bằng neo thép $\phi 20$ cách nhau khoảng 1 - 1,5m. Tấm ốp bê tông cốt thép thường dùng thép lưới $15 \times 15\text{cm}$ có $\phi 8 - 12$ ở phần dưới và $10 \times 10\text{cm}$ ở phần trên. Cột sườn tấm ốp có thể làm bằng thép cán (thép bản, thép góc,...).

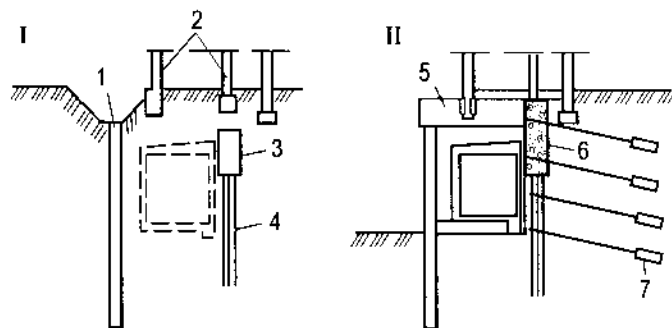
(4) Một trong những nhiệm vụ chính khi gia cường bằng tấm ốp là đảm bảo dính kết bền vững giữa bê tông mới và bề mặt móng cũ. Muốn thế phải làm sạch bề mặt thân móng cần gia cường không chỉ là bụi, đất, mỡ và các chất hoá học khác mà những chỗ hư hỏng do bê tông cũ chất lượng thấp hoặc vữa xây kém. Dùng nước áp lực cao hoặc hỗn hợp nước với khí nén, rửa bằng các chất hoá học (axít clohydric), dòng khí khô hoặc ẩm, xử lí cơ học bề mặt để tạo độ nhám.

(5) Độn, đệm các cấu kiện chịu lực dưới móng công trình hiện hữu, như: bản, trụ, tường, v.v.. khi cần nâng cao sức chịu tải của nền hoặc đưa móng sâu hơn.

(6) Đệm bằng móng mới, chủ yếu là dùng cọc ép, cọc khoan, nhồi, khoan bơm, khoan vít, v.v... phương pháp này được sử dụng khi tải trọng tăng lên móng là đáng kể và lớp đất chịu lực ở khá sâu (hình 11.25 và 11.26).



Hình 11.25: Dùng cọc rỗng cây để gia cường móng nhà ga đường tàu điện ngầm thi công bằng phương pháp đào mở ở Italia



Hình 11.26: Gia cường công trình hiện hữu bằng cọc khoan nhồi và tường trong đất bằng cọc rỗng cây khi xây dựng đường vượt ngầm ở CHLB Đức (theo [9])

I. Giai đoạn thi công thứ nhất (đường nét đứt là đường vượt ngầm được thiết kế); II. Kết thúc thi công: 1. Cọc khoan nhồi dùng để đỡ dầm cột nhà lân cận; 2. Cột của công trình đang sử dụng; 3. Hầm ngang tạm để thi công cọc rỗng cây; 4. Tường trong đất bằng cọc rỗng cây; 5. Dầm BTCT chịu lực ở dưới móng cột của công trình cần gia cố; 6. Hầm ngang trở thành phần đầu của tường trong đất bằng cọc rỗng cây; 7. Neo đất

(7) Chuyển đổi móng trụ thành móng băng hoặc bè. Thi công mở rộng đáy móng băng nên làm như sau: đào từng đoạn 1,5 - 2m dọc theo móng đến độ sâu đáy móng cũ. Khoét qua móng cũ một số lỗ và đặt các dầm thép để đặt kích thủy lực. Kích sẽ ép đất nền dưới các phần móng mới. Trước khi tháo kích dùng nệm để giữ đất nền (dưới các tấm bê tông đặt lót) rồi sau đó đổ bê tông bít các lỗ đục nói trên.

Người ta có thể dùng kích phẳng (kích lá) chèn vào thân móng để ép tấm lót vào nền và dùng dung dịch cứng bơm vào để cố định phần được ép chỉnh. Loại này thường dùng khi chỉnh lún lệch của móng nhà hoặc móng thiết bị,

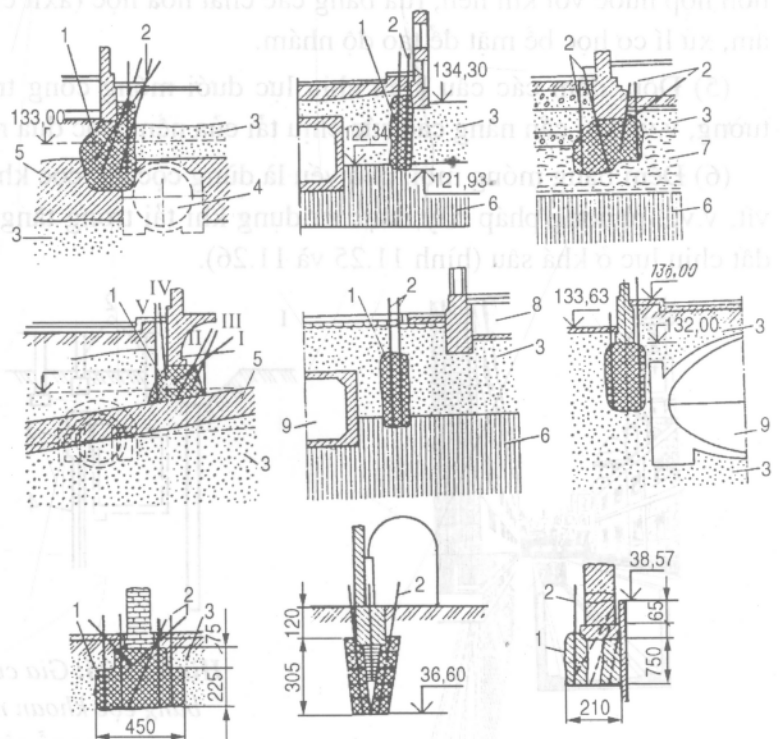
(8) Khi cần đặt móng cải tạo sâu hơn thì dùng phương pháp gánh để truyền tải trọng của tường lên các gánh tạm thời (tốt nhất các mố gánh này là kích thủy lực), làm móng mới tới độ sâu thiết kế (cọc, bơm phụt...) sau đó chuyển tải trọng lên móng mới, rồi cẩn thận tháo các dầm gánh và lấy đất từng đoạn móng 2 - 3,5m.

(9) Có thể dùng móng bè để cải tạo móng cũ. Phương pháp này thường dùng khi móng cũ đã có độ lún lệch lớn do nền đất không đồng nhất, do sự khác nhau nhiều về tải trọng trên móng, do nền bị ướt nhão cục bộ...

Trước khi làm móng bè phải làm lớp tấm lót đá dăm dày 15 - 20cm dầm chặt lên đất nền. Trong khi thiết kế phải dự tính trình tự thi công đào từng vùng rộng 3 - 4m. Phần đổ bê tông vùng sau không được sớm hơn 3 ngày kể từ khi kết thúc lần đổ trước đó.

(10) Một số phương pháp gia cố nền thường dùng (hình 11.27):

- Bơm dung dịch kết dính vào đất nền;
- Bơm xi măng vùng tiếp xúc giữa đáy móng và đất;
- Làm màng chống thấm, cách nước mặt tường ngoài của kết cấu ngầm.



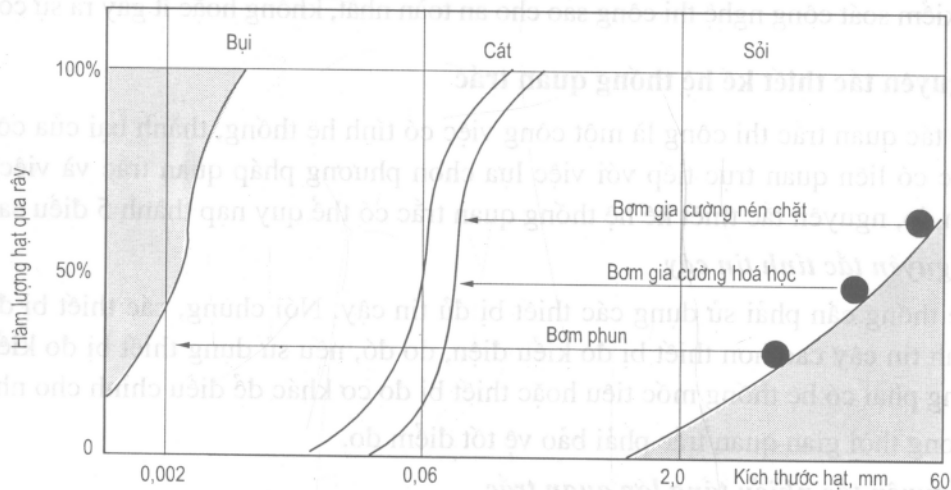
Hình 11.27: Ví dụ dùng phương pháp bơm để gia cố móng của công trình đang sử dụng (theo [9])

1. Đất được gia cố; 2. Ống để bơm dung dịch vào đất;
 3. Cát; 4. Đường ống ngầm sẽ thi công; 5. Á sét mô ren;
 6. Sét; 7. Cát bão hoà nước; 8. Tầng hầm; 9. Tuy nèn
- I-V. Trình tự đặt ống để bơm dung dịch.

Phạm vi áp dụng phương pháp bơm mép vữa tùy thuộc thành phần hạt của đất (hình 11.28) và có thể đạt cường độ đất tới $q_u = 10 \text{ kG/cm}^2$.

(11) Một số phương pháp gia cố kết cấu bên trên thường dùng:

- Gia cường nhà cũ bằng thép kéo căng dọc nhà;
- Chống đỡ tạm bộ phận công trình, nhà ở gần hố đào;
- Bịt các lỗ cửa của tường ở gần hố đào bằng cách xây chèn gạch.



Hình 11.28: Phạm vi áp dụng bơm gia cường theo thành phần hạt

11.5. QUAN TRẮC CÔNG TRÌNH HỐ ĐÀO VÀ CÔNG TRÌNH LÂN CẬN

Như đã trình bày ở chương 1, có nhiều yếu tố khó xác định chính xác trong thiết kế hố đào và mô hình tính toán nó gồm nhiều biến số bất định (model uncertainties) như quy định trong ISO 2394/1998 [36]. Do đó cần có sự điều chỉnh các thông số ấy trong quá trình thi công để nhờ đó chính xác hoá lại các thông số đã dùng lúc đầu.

1. Mục đích của quan trắc

Mục đích của công tác quan trắc rất rộng lớn nhưng tùy trường hợp cụ thể mà hạn chế chúng. Tuy nhiên về tổng thể, mục đích của quan trắc là:

- Để quan sát sự ứng xử của đất và nước trong đất nhằm khẳng định những giả thiết của thiết kế;
- Để khẳng định rằng những ảnh hưởng chỉ ra đều được các nhà thầu ghi nhận;
- Để tạo ra sự an toàn nhờ việc thiết lập thành hồ sơ cho các phương pháp thi công và cảnh báo sớm sự ứng xử bất lợi tiềm tàng (nếu có);
- Nhằm cung cấp dữ liệu có liên quan tới những nguyên nhân gây ra sự ứng xử bất lợi, nhờ đó có thể thực hiện được những biện pháp phòng tránh, sửa chữa, phục hồi;
- Cung cấp những dữ liệu đảm bảo cho những người chủ tài sản kê bên công trình và công chúng nói chung về sự thoả mãn của ứng xử công trình trong thi công (không ảnh hưởng gì hoặc kiểm soát được các ảnh hưởng bất lợi nếu có xảy ra);

- Để xác nhận sự an toàn của các phương pháp thi công mới;
- Nhằm cung cấp những thực tế và dựa vào đó, các thiết kế trong tương lai có thể thu được hiệu quả kinh tế và độ an toàn lớn hơn;
- Nhằm cung cấp những dữ liệu thực tiễn cho các giai đoạn quy hoạch trong tương lai hoặc mở rộng phạm vi xây dựng hay cung cấp hướng nghiên cứu để hoàn thiện;
- Nhằm cung cấp những dữ liệu thực tiễn cho việc quản lý bằng luật pháp;
- Để kiểm soát công nghệ thi công sao cho an toàn nhất, không hoặc ít gây ra sự cố nhất.

2. Nguyên tắc thiết kế hệ thống quan trắc

Công tác quan trắc thi công là một công việc có tính hệ thống, thành bại của công tác quan trắc có liên quan trực tiếp với việc lựa chọn phương pháp quan trắc và việc bố trí các điểm đo, nguyên tắc thiết kế hệ thống quan trắc có thể quy nạp thành 5 điều sau đây:

(1) Nguyên tắc tính tin cậy

a) Hệ thống cần phải sử dụng các thiết bị đủ tin cậy. Nói chung, các thiết bị đo kiểu cơ có tính tin cậy cao hơn thiết bị đo kiểu điện, do đó, nếu sử dụng thiết bị đo kiểu điện thì thường phải có hệ thống mốc tiêu hoặc thiết bị đo cơ khác để điều chỉnh cho nhau.

b) Trong thời gian quan trắc phải bảo vệ tốt điểm đo.

(2) Nguyên tắc nhiều tầng lớp quan trắc

a) Về đối tượng quan trắc, lấy chuyển vị làm chính nhưng cũng phải tính đến việc quan trắc các đại lượng vật lý khác.

b) Về phương pháp quan trắc, lấy việc quan trắc bằng thiết bị làm chính đồng thời cũng phải bổ sung bằng phương pháp tuân tra.

c) Về lựa chọn kiểu thiết bị quan trắc, lấy thiết bị đo kiểu cơ làm chính, có hỗ trợ bằng thiết bị đo kiểu điện. Để đảm bảo tính tin cậy của quan trắc, hệ thống quan trắc cũng phải sử dụng nhiều loại phương pháp và thiết bị từ các nguyên lý khác nhau.

d) Tính toán để lần lượt có các điểm đo trên mặt đất, trong nội bộ khối đất hố đào và các công trình xây dựng chịu ảnh hưởng ở lân cận và nội bộ thiết bị, nhằm hình thành một lưới quan trắc với suất điểm đo che phủ nhất định.

(3) Nguyên tắc vùng then chốt trong điểm quan trắc

Căn cứ vào kết quả nghiên cứu, tại các vị trí khác nhau của từng phương pháp chống giữ khác nhau thì tính ổn định của chúng cũng khác nhau. Nói chung, những vị trí mà tính ổn định kém thì dễ mất ổn định và sụt lún, thậm chí ảnh hưởng đến an toàn của các công trình xây dựng ở lân cận, do đó nên xem những chỗ dễ xuất hiện vấn đề, mà một khi đã xuất hiện vấn đề thì sẽ gây ra tổn thất to lớn để lấy làm những vùng then chốt, phải tổ chức trọng điểm quan trắc và phải được thực hiện sớm nhất.

(4) Nguyên tắc sử dụng thuận tiện

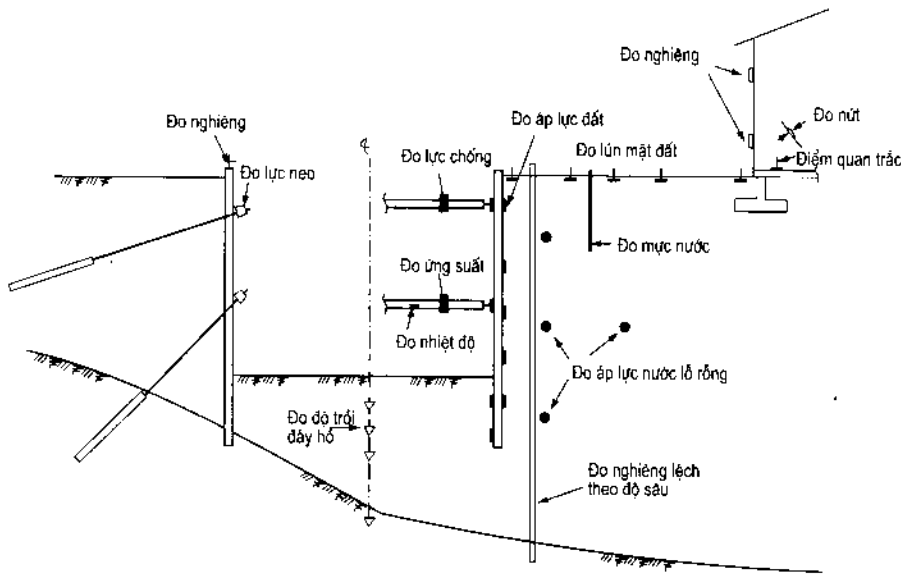
Để giảm bớt vướng víu lẫn nhau giữa quan trắc và thi công, việc lắp đặt và xem đọc hệ thống quan trắc phải hết sức cố gắng đạt được sử dụng thuận tiện.

(5) Nguyên tắc kinh tế hợp lý

Xét đến phần lớn các hố móng đều chỉ là công trình tạm thời, do đó thời gian quan trắc chỉ là ngắn hạn, phạm vi quan trắc không rộng, người quan trắc cũng dễ dàng đến được với điểm đo, do đó, khi thiết kế hệ thống quan trắc phải cố gắng tận dụng những thiết bị thực dụng và giá lại thấp, không cần phải quá chạy theo các thiết bị "có tính tiên tiến", nhằm giảm thấp chi phí quan sát.

3. Nội dung quan trắc

Quan trắc công trình hố móng ở hiện trường chủ yếu bao gồm các việc quan trắc kết cấu chống giữ, quan trắc môi trường xung quanh, quan trắc sự biến đổi trạng thái của đất do chịu ảnh hưởng của thi công (xem hình 11.29) với nội dung quan trắc gồm có:



Hình 11.29: Sơ đồ về các quan trắc hố móng trong thi công

- (1) Quan trắc các điểm khống chế (điểm chuẩn) về vị trí trên mặt bằng và cốt độ cao;
- (2) Chuyển vị ngang của kết cấu chắn giữ (tường trong đất, hàng cọc v.v.);
- (3) Quan trắc sự lún và trôi của đáy hố đào;
- (4) Quan trắc áp lực đất ở bên trong và ngoài kết cấu chắn giữ;
- (5) Quan trắc nội lực trong kết cấu chắn, trong thanh chống và neo;
- (6) Quan trắc áp lực nước lỗ rỗng phía bên trong và ngoài hố đào;
- (7) Quan trắc sự thay đổi mực nước ngầm;
- (8) Quan trắc tuyến đường ống và công trình lân cận (bao gồm lún).

4. Yêu cầu của quan trắc

(1) Công tác quan trắc phải tiến hành theo kế hoạch, nghiêm chỉnh chấp hành những quy định có liên quan (quy định của địa phương, quy phạm quan trắc, kế hoạch và nhiệm vụ quan trắc v.v...) trong đó bao gồm phương pháp quan trắc máy móc sử dụng, bố trí điểm quan trắc, độ chính xác của quan trắc, chu kỳ quan trắc v.v...;

(2) Để đảm bảo độ chính xác của máy móc quan trắc yêu cầu cán bộ quan trắc có tố chất và tinh thần trách nhiệm nhất định mới đảm bảo độ tin cậy của số liệu quan trắc;

(3) Cần phải dựa vào kế hoạch để kịp thời quan trắc. Vì đào đất trong hố đào là một quá trình thi công động chỉ có đảm bảo kịp thời quan trắc mới có thể phát hiện khiếm khuyết và kịp thời xử lý.

(4) Tùy theo hạng mục quan trắc, dựa vào tình huống của công trình mà chọn trị số cảnh báo. Trị số cảnh báo bao gồm: trị biến dạng, nội lực, tốc độ chuyển vị và tốc độ lún... Khi quan trắc phát hiện sự vượt quá trị cảnh báo kèm theo có tình huống không bình thường cần lập tức có biện pháp bổ cứu.

(5) Quan trắc mỗi công trình hố đào cần ghi chép đầy đủ và có biểu bảng cũng như biểu đồ... trong báo cáo khi kết thúc.

Các mục quan trắc trên đây như đo chuyển vị ngang, đo lún, độ trôi lên của đáy hố móng, quan sát bằng mắt thường, đo khe nứt... là bắt buộc không thể thiếu, còn các mục khác có thể căn cứ vào đặc điểm công trình, phương pháp thi công và những nguy hại có thể xảy ra đối với môi trường xung quanh để xác định. Khi không có kinh nghiệm thực tiễn của địa phương thì có thể tham khảo bảng 11.9 để xác định.

Bảng 11.9. Lựa chọn hạng mục quan trắc ở hiện trường

Thứ tự	Hạng mục quan trắc ở hiện trường	Cấp an toàn của công trình hố móng		
		Cấp I	Cấp II	Cấp III
1	Điều kiện thiên nhiên (nước mưa, nhiệt độ, nước úng...)	Δ	Δ	Δ
2	Chuyển vị ngang của đất ở đỉnh mái dốc	Δ	Δ	Δ
3	Chuyển vị đứng của đất ở đỉnh mái dốc	Λ	0	x
4	Chuyển vị ngang của kết cấu chắn giữ	Δ	Δ	Δ
5	Chuyển vị đứng của kết cấu chắn giữ	Δ	0	x
6	Lún mặt đất ở xung quanh hố móng	Δ	0	x
7	Nứt mặt đất ở xung quanh hố móng	Δ	Δ	0
8	Ứng suất biến dạng của kết cấu chắn giữ	0	0	x
9	Vết nứt của kết cấu chắn giữ	Δ	Δ	0
10	Ứng suất và lực trục của thanh neo, chống	Δ	0	x
11	Đàn hồi lún và trôi của đáy hố móng	0	x	x
12	Mức nước ngầm	Δ	0	0
13	Áp lực bên của đất ở lưng tường	0	0	x
14	Áp lực nước lỗ rỗng của đất ở lưng tường	0	x	x
15	Lún của các công trình xây dựng ở xung quanh	Δ	Δ	Δ
16	Chuyển vị ngang của các công trình ở xung quanh	Δ	Δ	Λ
17	Nghiêng lệch của các công trình ở xung quanh	Δ	0	x
18	Vết nứt của các công trình ở xung quanh	Δ	0	x
19	Chuyển vị và hư hại các thiết bị ở xung quanh	Δ	Δ	Δ
20	Tình trạng quá tải trên mặt đất ở xung quanh hố đào			
21	Tình trạng thấm, rò nước vào hố đào	Δ	Δ	Δ

Ghi chú: Δ hạng mục bắt buộc; 0 - hạng mục nên làm; X - hạng mục có thể không làm

Cấp quan trắc nói ở bảng 11.9 được phân theo cấp an toàn của công trình hố móng. Theo quy trình YB9258-97 của Trung Quốc thì cấp I khi hậu quả của phá hoại kết cấu chắn giữ hố móng là rất nghiêm trọng, cấp II - nghiêm trọng và cấp III - không nghiêm trọng.

5. Dụng cụ, thiết bị quan trắc và phương pháp sử dụng

(1) Máy thủy chuẩn và máy kinh vĩ

Có thể dùng máy thủy chuẩn để thực hiện các quan trắc sau:

- a) Độ lún của tường chắn hố đào;
- b) Độ lún của mặt đất quanh hố đào, độ lún của tuyến đường ống ngầm của những vật kiến trúc chung quanh;
- c) Độ lún lệch của kết cấu thanh chống hố đào;
- d) Đo độ cao đầu ống dùng để đo lún các lớp đất, đo vị trí mực nước ngầm, đo độ nghiêng của tường chắn.

Có thể dùng máy kinh vĩ để thực hiện các quan trắc sau:

- a) Chuyển vị các điểm góc và cạnh hố đào khi thi công;
- b) Chuyển vị của trục vật kiến trúc và trục kết cấu chắn giữ lúc thi công;
- c) Mặt đỉnh của kết cấu chắn giữ hố đào và chuyển vị ngang của các tầng thanh chống;
- d) Chuyển vị ngang của tuyến đường ống ngầm và vật kiến trúc quanh hố đào;
- e) Chuyển vị ngang tuyệt đối của đỉnh ống đo nghiêng của tường chắn hố đào.

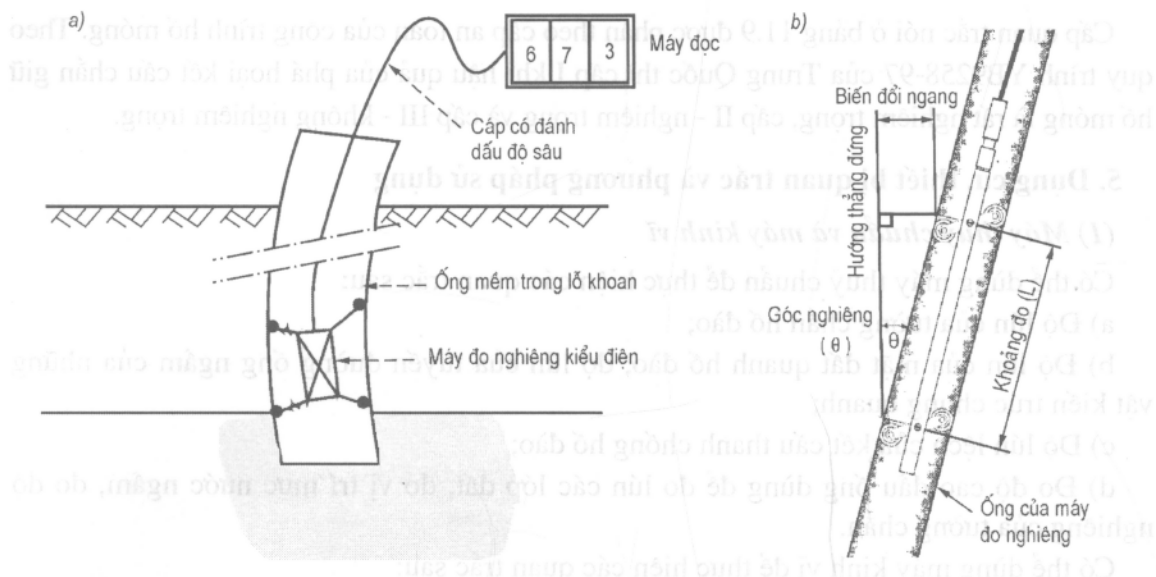
(2) Thiết bị đo nghiêng trong hố đào

Dùng máy đo nghiêng để quan trắc:

- a) Chuyển vị ngang gây ra bởi đóng cọc hoặc đào đất trong hố đào;
- b) Chuyển vị ngang của cọc chắn hoặc tường chắn;
- c) Chuyển vị ngang của bề mặt tường đứng trong tầng ngầm.

Sơ đồ cấu tạo của máy đo nghiêng xem hình 11.30 còn việc lắp nó và công trình xem hình 11.31.

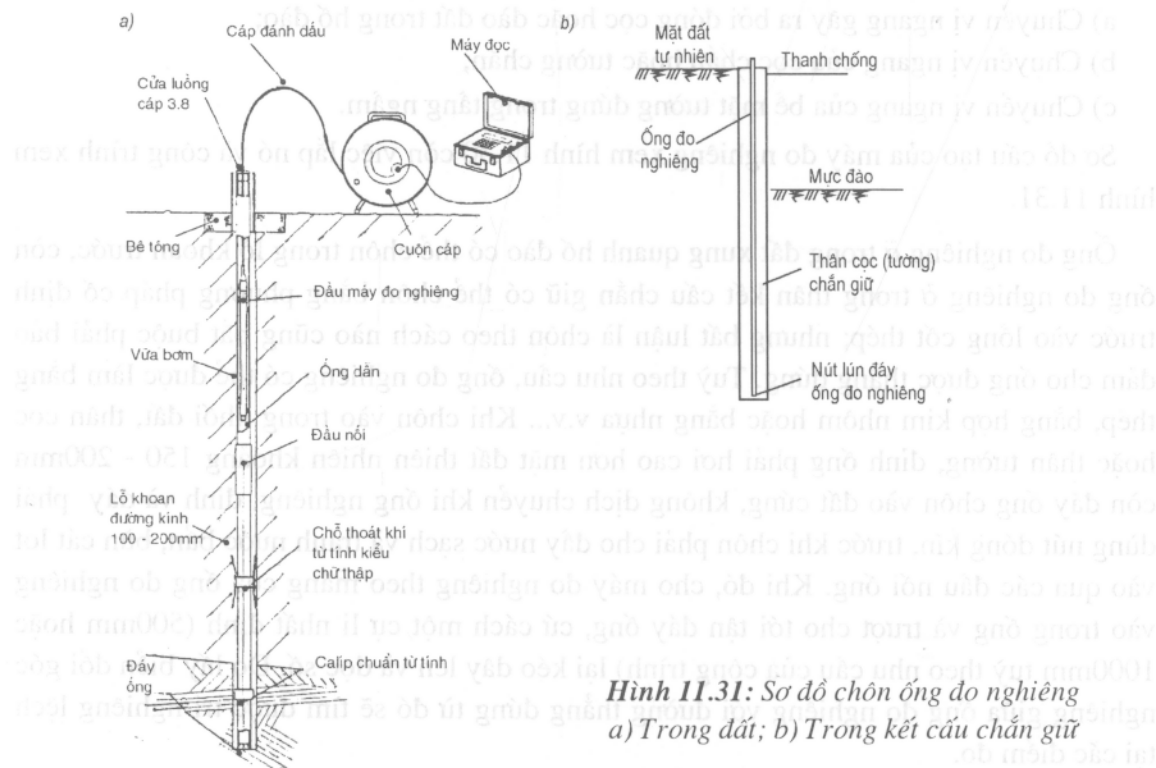
Ống đo nghiêng ở trong đất xung quanh hố đào có thể chôn trong lỗ khoan trước, còn ống đo nghiêng ở trong thân kết cấu chắn giữ có thể chôn bằng phương pháp cố định trước vào lồng cốt thép; nhưng bất luận là chôn theo cách nào cũng bắt buộc phải bảo đảm cho ống được thẳng đứng. Tùy theo nhu cầu, ống đo nghiêng có thể được làm bằng thép, bằng hợp kim nhôm hoặc bằng nhựa v.v... Khi chôn vào trong khối đất, thân cọc hoặc thân tường, đỉnh ống phải hơi cao hơn mặt đất thiên nhiên khoảng 150 - 200mm còn đáy ống chôn vào đất cứng, không dịch chuyển khi ống nghiêng, đỉnh và đáy phải dùng nút đóng kín, trước khi chôn phải cho đầy nước sạch và tránh nước bẩn, bùn cát lọt vào qua các đầu nối ống. Khi đó, cho máy đo nghiêng theo máng của ống đo nghiêng vào trong ống và trượt cho tới tận đáy ống, cứ cách một cự li nhất định (500mm hoặc 1000mm tùy theo nhu cầu của công trình) lại kéo dây lên và đọc số. Đo lấy biến đổi góc nghiêng giữa ống đo nghiêng với đường thẳng đứng từ đó sẽ tìm được trị nghiêng lệch tại các điểm đo.



Hình 11.30: Sơ đồ cấu tạo và nguyên tắc đo của máy đo nghiêng

a) Máy đo nghiêng kiểu điện; b) Nguyên tắc đo góc

Nguyên lí làm việc của nó là: lợi dụng nguyên lí con lắc trọng lượng luôn luôn duy trì tính chất thẳng của dây dọi, thông qua việc đo lấy góc kẹp giữa đường trục ở trong máy với đường thẳng đứng của dây dọi con lắc để tính ra chuyển vị ngang của đối tượng phải đo. Ở đầu trên của con lắc cố định một lá đồng nhíp (hình 11.30a) lá đồng nhíp đầu trên cố định, đầu dưới dựa vào dây lắc, khi máy đo nghiêng bị nghiêng, dây lắc dưới tác động



Hình 11.31: Sơ đồ chôn ống đo nghiêng
a) Trong đất; b) Trong kết cấu chắn giữ

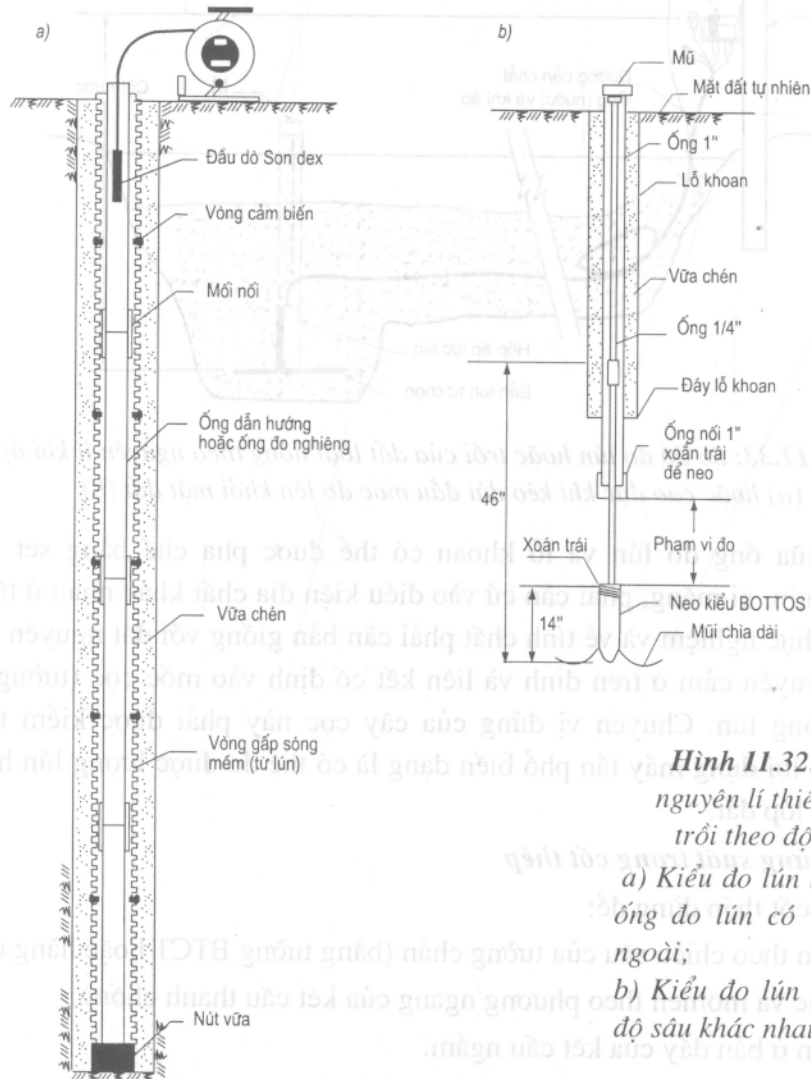
của trọng lực con lắc duy trì thẳng đứng nên ép vào lá đồng làm cho lá đồng bị cong, nhờ vào biến dạng điện trở dán trên lá đồng đưa ra tín hiệu điện, máy thu trên mặt đất sẽ thu nhận tín hiệu điện và tính ra trị uốn cong của lá đồng, tức là có thể biết được góc nghiêng θ của máy đo nghiêng, từ đó có thể tính được chuyển vị của đối tượng phải đo $L \sin \theta$ (hình 11.30b).

(3) Thiết bị đo lún của đất trên mặt và dưới tầng sâu

Dùng thiết bị đo lún để quan trắc:

- (a) Độ lún của đất phía sau tường để phán đoán ổn định tường;
- (b) Lún và nâng đáy hố đào để phán đoán đặc trưng biến dạng các lớp đất dưới đáy công trình;
- (c) Hiện tượng đất chung quanh vào vào hố đào và nâng đáy hố đào dưới tác dụng của áp lực nước thủy động để phán đoán tính ổn định của công trình.

Cấu tạo và nguyên lí làm việc của máy đo lún của đất theo độ sâu (xem hình 11.32a) gồm vòng từ lún có dạng sóng bằng nhựa mềm, ống lún theo độ sâu, đầu dò cảm ứng,



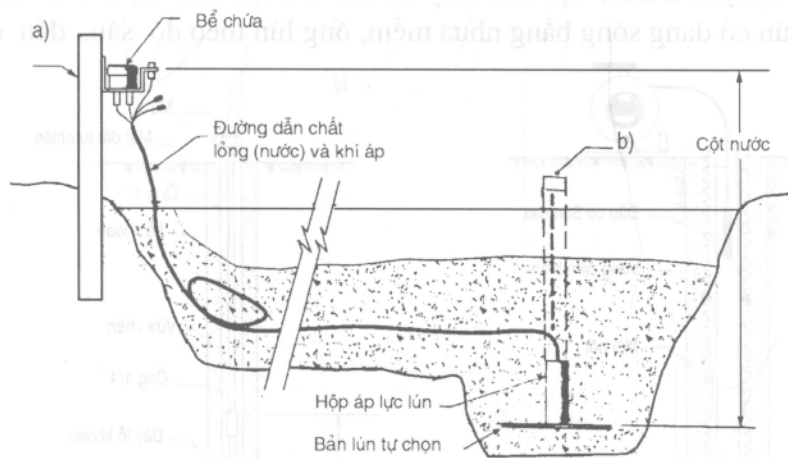
Hình 11.32: Cấu tạo và nguyên lí thiết bị đo lún và trời theo độ sâu lớp đất

- a) Kiểu đo lún liên tục trên một ống đo lún có vòng từ lún bọc ngoài;
- b) Kiểu đo lún từng điểm đặt ở độ sâu khác nhau

vòng cảm biến. Sau khi ống đo lún chôn vào trong đất qua lỗ khoan, chèn vữa để ống đo liên kết tốt với đất. Khi lún thì lớp đất và vòng từ lún cùng bị lún đồng thời (hoặc cùng trôi lên), thả đầu dò vào ống có bọc vòng từ lún, vòng cảm biến nối liền với vòng từ sẽ báo hiệu chuyển vị làm cho bộ cảm ứng đặt ở trên đỉnh đọc được biến dạng, rồi từ trị biến dạng đo được có thể biết trị chuyển vị của vòng từ, cuối cùng đo ra lún hoặc đàn hồi của lớp đất. Trong các trường hợp thông thường, trong mỗi lớp đất đều có đặt một bộ truyền cảm (bên ngoài có vòng từ lún và vòng cách nước) và tất nhiên vị trí giữa các vòng cảm biến được ghi nhận từ đầu.

Ngoài phương pháp đo nói trên còn có loại đặt mốc đo từng điểm ở các độ sâu khác nhau, độ lún được đo tại đỉnh của điểm mốc như trình bày trên hình 11.32b.

Đơn giản hơn là việc đo lún của mặt đất quanh hố móng bằng các mốc đo đặt nông (hình 11.33) theo phương pháp khí áp hoặc cao đặc (phương pháp hay dùng trong thực tế Việt Nam).



Hình 11.33: Sơ đồ đo lún hoặc trôi của đất loại nông theo nguyên lý khí áp
(a) hoặc cao đặc khi kéo dài đầu mốc đo lên khỏi mặt đất (b)

Vữa chèn giữa ống đo lún và lỗ khoan có thể được pha chế bằng sét trương nở (bentonit), cát mịn, xi măng, phải căn cứ vào điều kiện địa chất khác nhau ở từng nơi để xác định bằng thực nghiệm và về tính chất phải căn bản giống với đất nguyên trạng. Sau đó nối với bộ truyền cảm ở trên đỉnh và liên kết cố định vào mốc cọc (tường) đã được giả định là không lún. Chuyển vị đứng của cây cọc này phải được kiểm tra thường xuyên. Tiếp đó, lợi dụng máy tần phổ biến dạng là có thể đo được lượng lún hoặc lượng đàn hồi của các lớp đất.

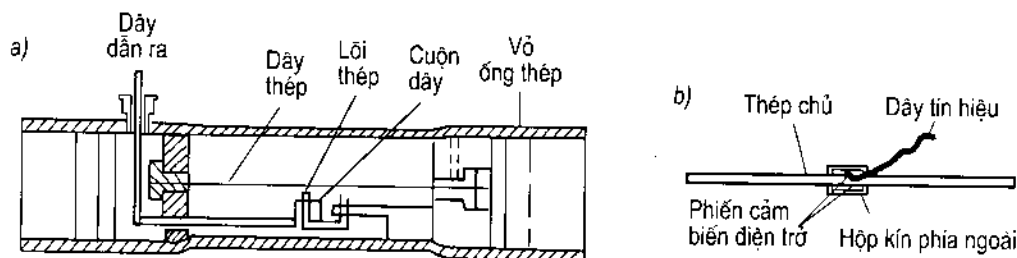
(4). Máy đo ứng suất trong cốt thép

Đo ứng suất cốt thép dùng để:

- Đo mômen theo chiều sâu của tường chắn (bằng tường BTCT hoặc hàng cọc);
- Đo lực trục và mômen theo phương ngang của kết cấu thanh chống;
- Đo mômen ở bản đáy của kết cấu ngầm.

Cấu tạo và nguyên lý làm việc của máy đo cốt thép

Máy đo cốt thép có hai loại là kiểu dây rung và kiểu điện trở biến dạng (hình 11.34). Bộ tiếp thu lần lượt là bộ tần suất và bộ điện trở biến dạng.

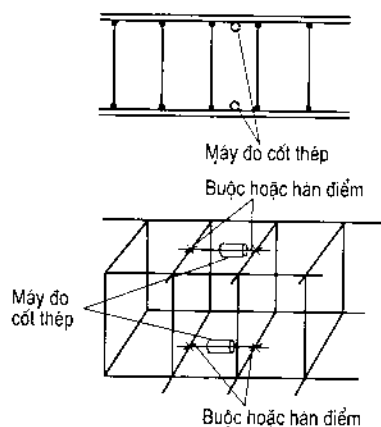


Hình 11.34: Sơ đồ cấu tạo máy đo cốt thép kiểu dây rung (a) và kiểu điện trở biến dạng (b)

Nguyên lý làm việc máy đo cốt thép là: Khi máy đo cốt thép chịu lực dọc trục, sẽ làm biến đổi lực căng của dây thép đàn hồi và sẽ làm thay đổi tần số dao động của dây thép, thông qua bộ tần suất ta đo được biến đổi tần suất của sợi dây thép, tức sẽ đo được độ lớn của lực tác động vào dây thép, từ đó tính đổi ra lực truyền vào kết cấu bê tông cốt thép.

Máy đo cốt thép kiểu điện trở biến dạng làm việc theo nguyên lý lợi dụng biến dạng sinh ra sau khi cốt thép chịu lực, tấm điện trở biến dạng dán trên cốt thép cũng sinh ra biến dạng, từ đó đo được trị biến dạng và tính được độ lớn của lực tác dụng lên cốt thép.

Trên hình 11.35 trình bày cách bố trí đầu đo cốt thép kiểu điện trở. Để cố định đầu đo lên cốt thép nên dùng phương pháp buộc hoặc phương pháp hàn điểm sao cho đầu đo cách 2 đầu buộc/hàn khoảng $35d$ (d là đường kính của cốt thép cần đo). Không được dùng phương pháp hàn đối để cố định.



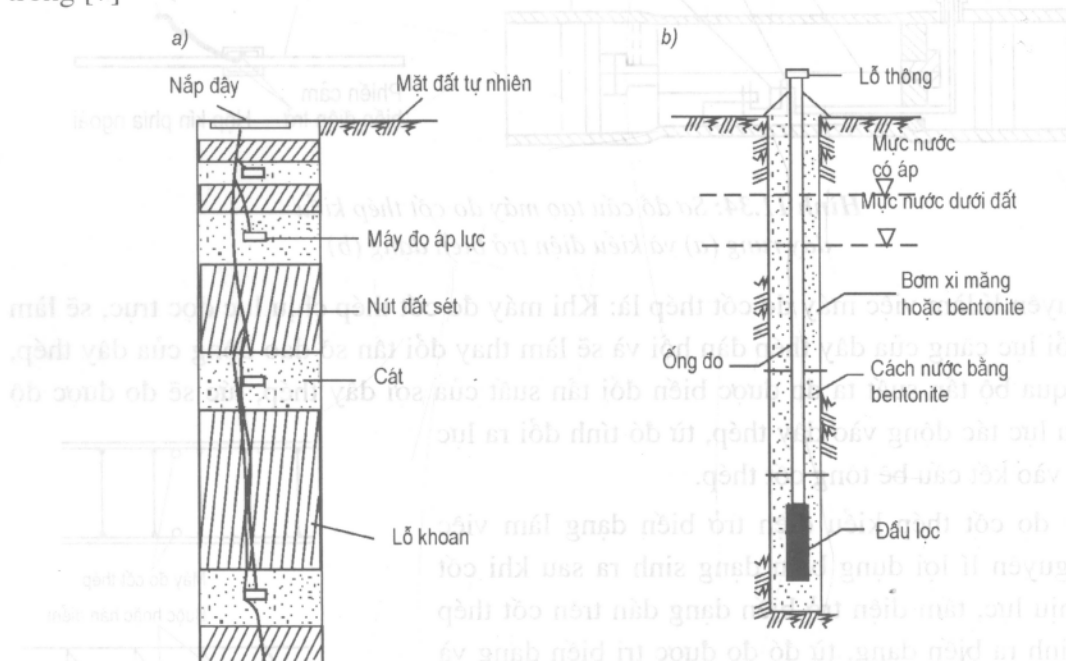
Hình 11.35: Cách lắp máy đo cốt thép kiểu ứng biến (theo [12])

(5). Thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng

Trong công trình hố móng, hạ mực nước hố móng và đào đất trong hố móng tất sẽ làm biến đổi thể tích nước lỗ rỗng và điều chỉnh lại phân bố áp lực nước lỗ rỗng trong các lớp đất. Trong việc quan trắc hố móng, thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng thường dùng để quan trắc biến đổi áp lực nước lỗ rỗng phía sau tường, phán đoán độ cố kết hoặc chuyển vị trượt của khối đất. Hiện nay có 2 loại thường dùng là thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng kiểu dây rung và kiểu biến dạng điện trở, lần lượt đo độ lớn áp lực nước lỗ rỗng nhờ vào bộ tần suất và bộ biến dạng. Nhờ đó có thể giám sát và khống chế tình hình hạ mực nước trong quá trình đào hố móng, phạm vi và mức độ làm xáo động khối đất xung quanh... do việc đào hố móng gây ra.

Đầu đo áp lực nước lỗ rỗng có thể lắp vào lỗ khoan sẵn ($\phi 86$) đặt tại các độ sâu cần đo, phía trên dùng đất sét để tạo thành nút (hình 11.36a) và có thể ép thiết bị đo vào đất khi lớp đất mềm: khoan lỗ, cách vị trí đo khoảng 1m ta ép đầu đo áp lực nước lỗ rỗng tới độ sâu thiết kế và cũng dùng đất sét bịt kín lỗ khoan phần phía trên (hình 11.36b).

Một số chỉ tiêu khác cần đo cũng như khi tiết lắp chúng, nếu cần có thể tham khảo trong [7]



Hình 11.36: Sơ đồ cách chôn thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng vào lỗ khoan (a) và ép thiết bị vào đất mềm (b)

Nguyên tắc bố trí các loại quan trắc nói trên phải dựa vào điều kiện xây dựng cụ thể để quy định cũng như những trị số cảnh báo về động thái của công trình hố móng và đất cũng như vật kiến trúc chung quanh hố móng đầu do yêu cầu khống chế biến dạng của chúng để quyết định, chi tiết có thể tham khảo tài liệu [7] và các ví dụ dưới đây.

(6). Ví dụ thực tế

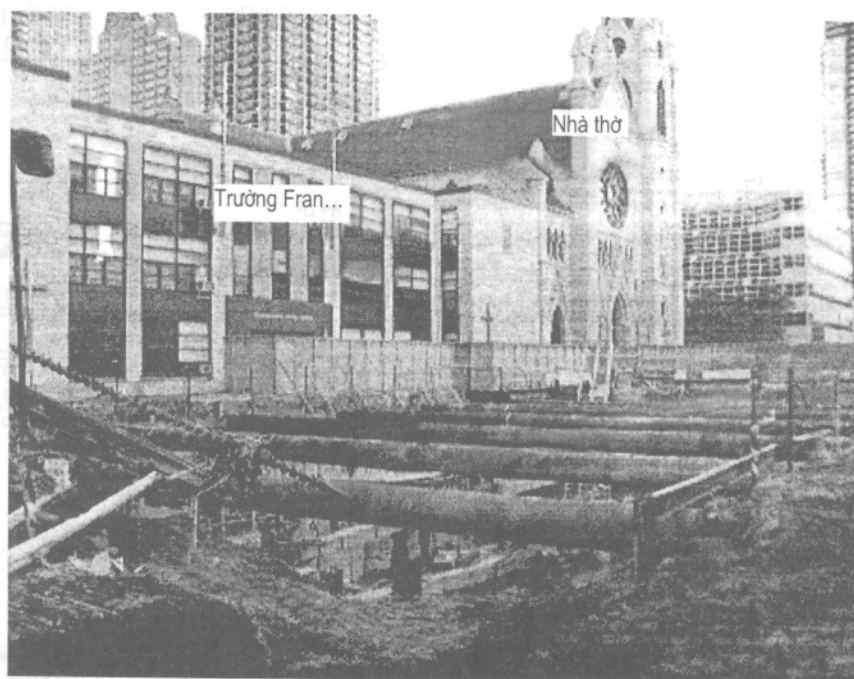
Trong [7] đã trình bày chi tiết kết quả quan trắc một công trình hố móng ở Trung Quốc, ở đây sẽ bổ sung một số "bài học" thực tế khác.

Đường xe điện ngầm Avenue ở bang Chicago (theo [31]), khi làm tàu điện ngầm Avenue đã làm nứt trường học Frances Xavier Warde và một số công trình khác nằm gần hố đào không xa (xem ảnh và hình 11.37).

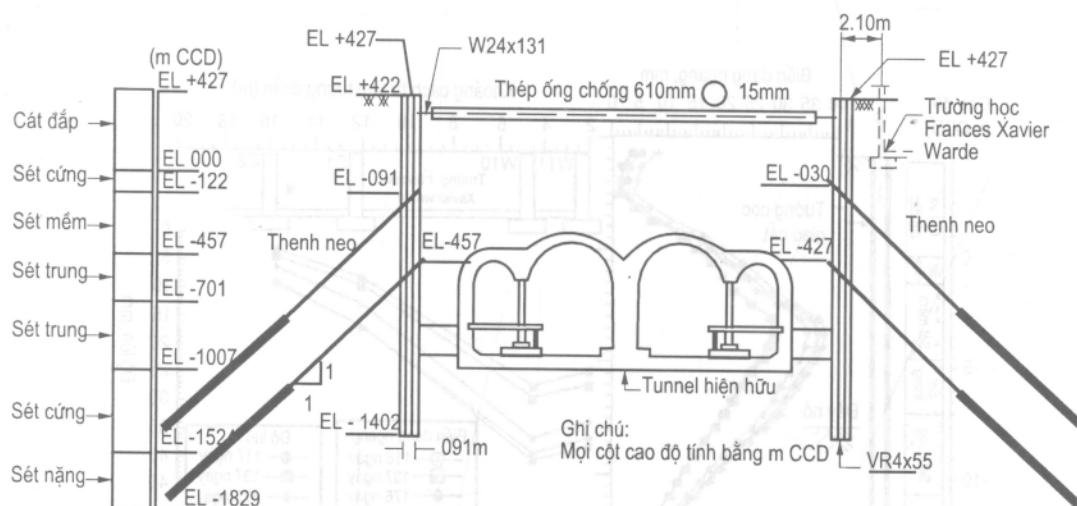
Hố đào sâu 7,9m được chắn giữ bằng cọc nhồi giáo cát nhau với thanh chống ngang là những ống thép ở phía đầu tường và 2 tầng neo ở các cốt khác nhau. Các lớp đất trừ lớp gần mặt đất là cát lấp còn lại là sét mềm đến sét cứng (xem hình 11.37).

Trường học Frances Xavier Warde là toà nhà 3 tầng kết cấu khung BTCT, mặt bằng hình chữ L đặt trên móng băng trực giao có bề rộng 1,2m.

a)



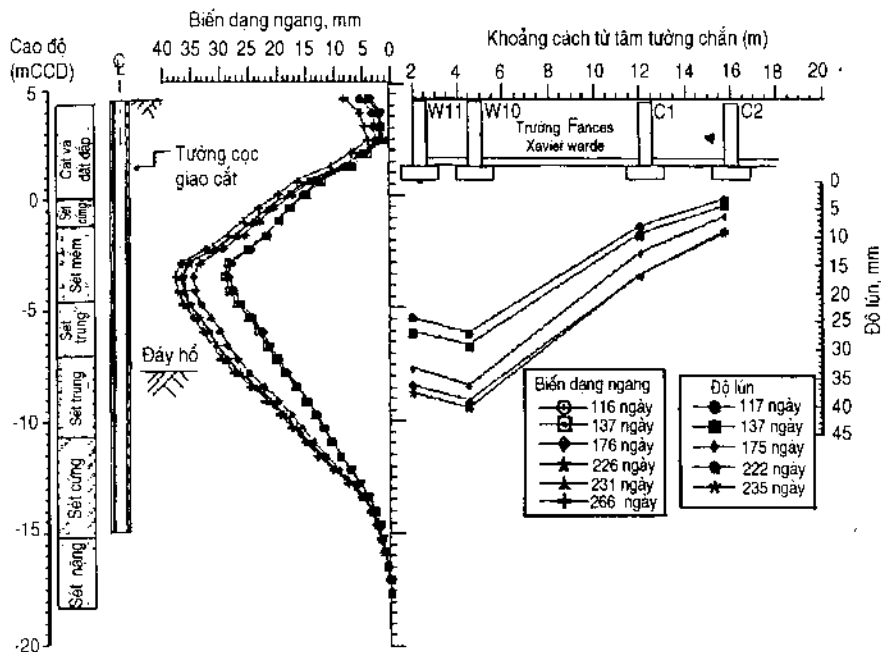
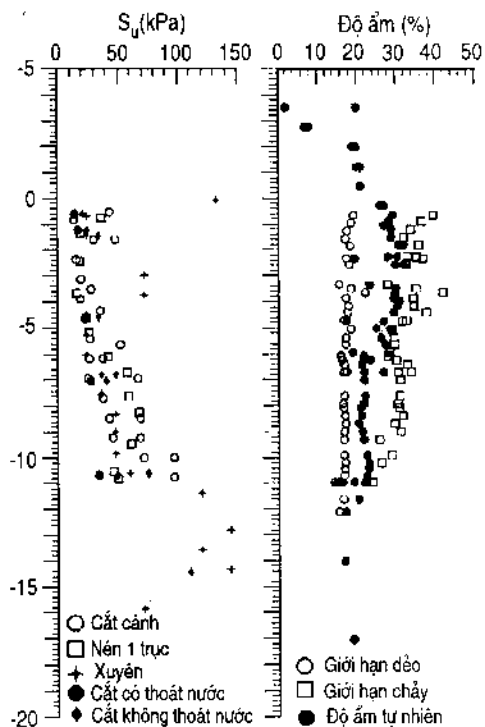
b)



Hình 11.37: Điều kiện công trường (a) và sơ đồ bố trí kết cấu chắn giữ (b) khi thi công tàu điện ngầm ở Chicago (Mỹ) (theo [31])

Tính chất cơ lý đất của công trình trình bày trên hình 11.38a. Trên hình 11.38b trình bày kết quả đo chuyển vị ngang của tường chắn ở gần tường và độ lún của tường Frances Xavier Warde. Yếu tố thời gian có ý nghĩa quan trọng trong việc phát triển chuyển vị ngang và lún. Ta thấy chuyển vị của tường (theo đó là độ lún của móng) trong lớp sét mềm lớn hơn là trong lớp sét cứng như tổng kết và nhận xét của Peck trình bày trên hình 11.14: Một chương trình quan trắc hố đào và công trình lân cận được thực hiện rất thận trọng và việc phân tích kết quả đo rất chi tiết đã trình bày trong [31].

Hình 11.38a: Tính chất cơ lý của đất vùng xây dựng theo số liệu thí nghiệm năm 2001



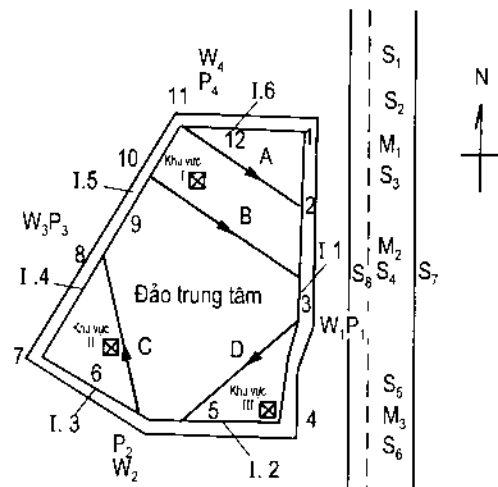
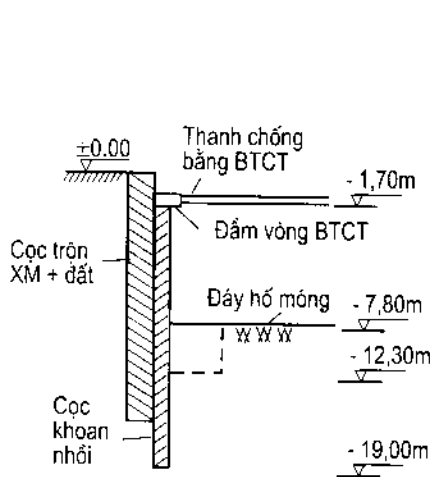
Hình 11.38b: Chuyển dịch bề mặt và độ lún các móng ở điểm đo nghiêng 1.1 của trường Frances Xavier warde ở Chicago, theo [31]

- Siêu thị ở Thượng Hải (theo [12])

Siêu thị này ở Phố Đông cao 17 tầng có 2 tầng hầm. Hồ móng đào sâu đến 7,8m gồm đất sét bùn và sét mịn. Tường chắn dùng cọc khoan nhồi $\phi 750$ đặt sát nhau, sâu 19,0m

với cọc trộn xi măng đất ở phía ngoài để làm màng chống thấm, quanh hố móng dùng bơm vữa đặc để gia cố theo chiều sâu và rộng 4,5m, đầu tường có dầm vòng và một tầng thanh chống bằng BTCT như hình 11.39.

Phương án đào đất dự định lúc đầu từ hướng bắc đến nam, đào một lần tới độ sâu đáy móng và làm đài móng ở khu vực I. Mặt bằng và các điểm quan trắc như hình 11.40.



Hình 11.39: Phương án chắn giữ hố móng **Hình 11.40:** Mặt bằng bố trí các điểm quan trắc

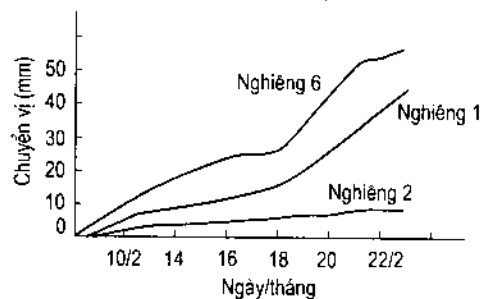
+ Bố trí các điểm quan trắc và nội dung quan trắc (xem hình 11.40)

- Đặt 6 ống đo nghiêng (từ I.1 - đến I.6) sâu 15m để đo chuyển dịch ngang ở các độ sâu khác nhau;
- Đặt 12 điểm (từ 1 đến 12) để đo chuyển vị của dầm vòng quanh hố móng;
- Dùng máy đo lực cốt thép kiểu dây rung đặt trong các thanh chống BTCT (A - D);
- Quanh hố móng bố trí 4 giếng đo mực nước ngầm ($w_1 - w_4$) và áp lực nước lỗ rỗng ($P_1 - P_4$);
- Dọc theo đường bố trí 8 điểm ($S_1 - S_8$) và dọc theo đường ống bố trí 3 điểm ($M_1 - M_3$) để đo lún.

Trước khi đào móng, tất cả các hạng mục đo nói trên đều ghi số đọc khởi đầu và sau đó, trong quá trình thi công, mỗi ngày đo 1 lần.

+ Kết quả quan trắc và phân tích

- Khi đào ở khu vực I thì độ nghiêng tại các điểm 1, 5, 6 khá lớn, trung bình 5,2mm/ngày, tại điểm 6 ở độ sâu - 7,5m và - 8,5m đạt tới 51,5mm, vượt quá 2 lần so với trị cho phép lúc thiết kế là 26mm, trong lúc đó tại vùng chưa đào III, ở điểm đo nghiêng 2 lại rất nhỏ (xem hình 11.41).



Hình 11.41: So sánh chuyển vị ngang của khu vực I đào đất và khu vực chưa đào

- Lực trực tại điểm đo A, B cũng thay đổi khá nhanh: trước ngày 18 tháng 2 một ngày là 120 kN/ngày, từ ngày 19 đến 22 lên đến 720 kN/ngày và ngày 22 đạt tới 3000 kN/ngày cùng với chuyển vị ngang cũng tăng tương tự, điều đó nói lên rằng chuyển vị vào phía trong hố móng của tường cọc là nguyên nhân tăng lực trực của thanh chống.

- Cùng với việc đào móng thì độ lún của đường và của tuyến đường ống vào ngày 22 đã vượt quá giới hạn cảnh báo, tại điểm M_1 đã tới 25,6mm.

- Mức nước ngầm và áp lực nước lỗ rỗng cơ bản không có gì thay đổi, điều đó chứng tỏ lực trực và chuyển vị nói trên không phải do thay đổi mực nước ngầm hoặc do tải trọng ngoài gây ra;

+ Các giải pháp gia cường dựa trên kết quả quan trắc.

Qua phân tích tư liệu quan trắc nói trên nhận thấy hố đào ở vào giai đoạn nguy hiểm nên cần phải có những giải pháp hữu hiệu để đảm bảo tính ổn định của hố, ngăn chặn tổn thất lớn.

Cụ thể đã dùng các giải pháp sau;

- Dừng lập tức việc thi công đào đất nên khối đất ổn định trở lại và theo dõi các điểm đo;

- Tại khu vực I, ở cốt 2,5m phía trên đáy hố móng lắp thêm 3 ống chống ngang (hình 11.42);

- Đối với ống chống này cần gia trước lực trực để sau bớt lực chống của thanh chống BTCT phía trên;

- Thay đổi phương pháp đào: sau khi chống xong bằng ống thép ở khu vực I thì lần lượt đào ở khu vực II và III đến độ sâu -5,3m, lắp thêm thanh chống rồi đào đất đến đáy móng - 7,8m, cuối cùng có chừa lại phần đất ở giữa để làm đảo từ thanh chống sau này;

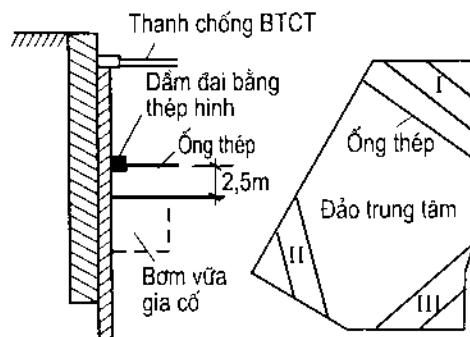
- Sau khi đào đến đáy móng đổ ngay lớp bê tông lót dày 100mm.

Như vậy, công trình hố móng thông qua phân tích số liệu quan trắc, kịp thời xử lý thông tin và có giải pháp khắc phục có hiệu quả nên đã ngăn chặn tổn thất, hoàn thành tốt nhiệm vụ.

+ Công trình hố móng của TNEC (Đài Loan) (theo [28])

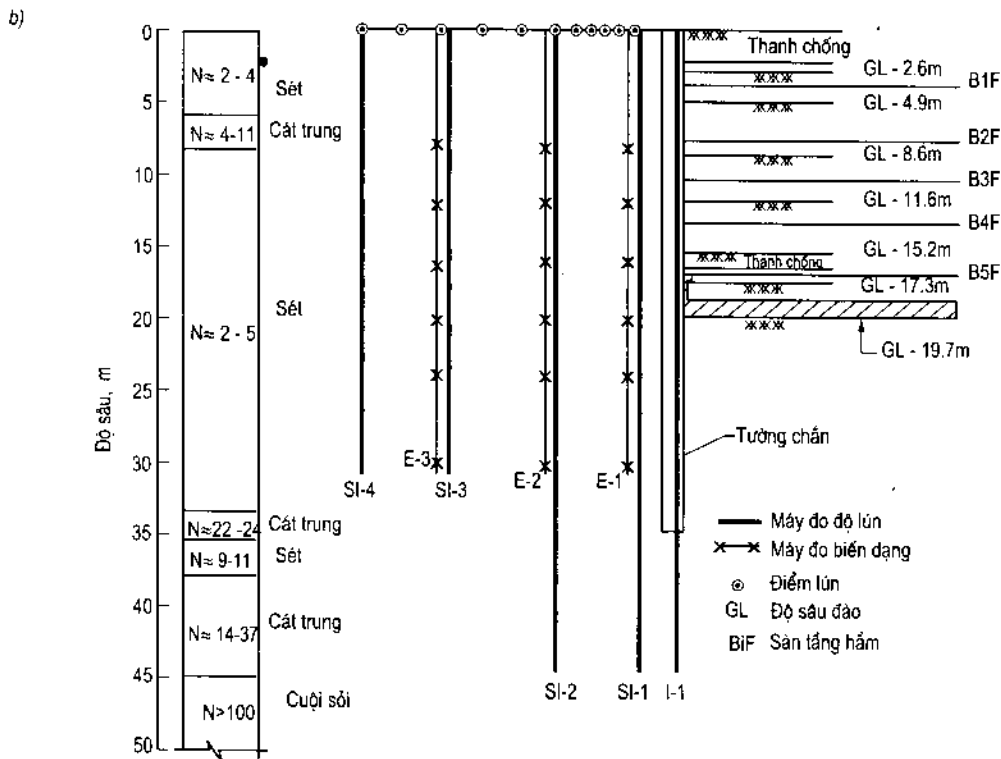
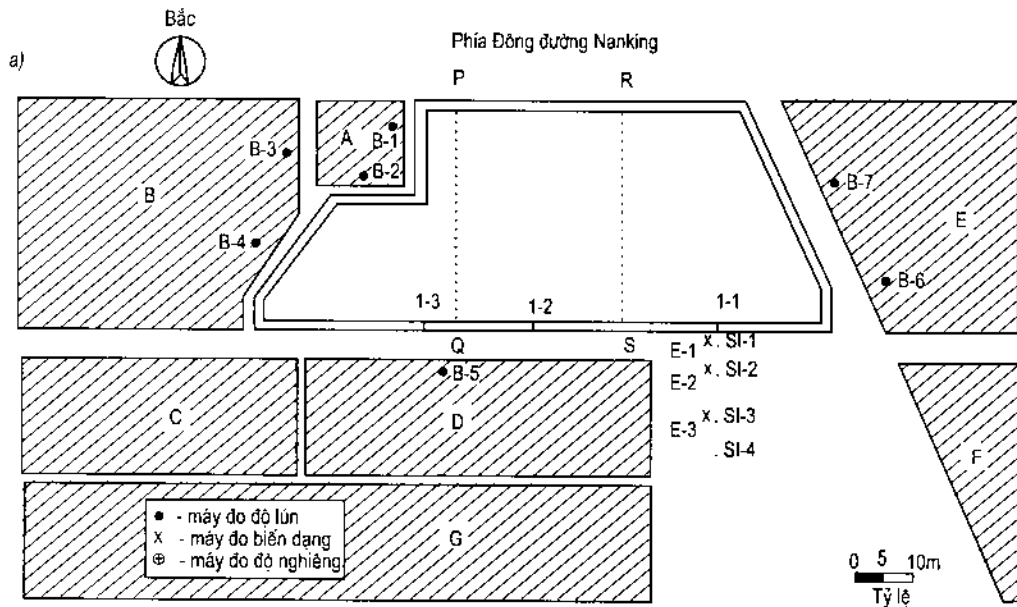
a) Giới thiệu công trình

Toà nhà Trung tâm Tổ chức kinh doanh Quốc gia Đài Loan (Taipei National Enterprising Center) (TNEC), trên mặt đất có 18 tầng, và 5 tầng hầm như thể hiện trên hình 11.43b. Hình dạng hình học của hố đào ít thay đổi, với chiều rộng là 43m, chiều dài ở góc nam và góc Bắc lần lượt là 106m và 61m. Dùng tường trong đất làm kết cấu tường chắn hố đào, với bề dày tường là 0,9m và sâu 35m. Độ sâu hố đào lớn nhất là 19,7m. Tầng



Hình 11.42: Mặt đứng (a) và mặt bằng (b) bố trí thanh chống bằng ống thép

ngầm thi công theo phương pháp từ "trên - xuống" với tường trong đất được giữ bằng sàn cứng BTCT dày 150mm có trụ đỡ trung gian. Các công trình kề cận: gồm có một số toà nhà lân cận như đã thể hiện trên mặt bằng ở hình 11.43. Dưới đây sẽ giới thiệu những đặc điểm của từng công trình (hình 11.43a):



Hình 11.43: Mặt bằng công trình (a) và bố trí điểm quan trắc hố móng của toà nhà TNEC và một số công trình kề cận (b) (theo [28]).

- Công trình A: là toà nhà 12 tầng trên mặt đất, cao khoảng 42m, có một tầng hầm và đặt trên móng bè. Toà nhà có diện tích mặt bằng là $16m \times 17m$, nằm rất sát với hố móng;
- Công trình B: là nhà cao tầng, gồm có 14 tầng trên mặt đất và 2 tầng hầm, cũng có kết cấu móng bè, toà nhà này cũng rất gần với hố đào (ở góc Tây-Nam);
- Công trình D: là một khối nhà 4 tầng (căn hộ) liên khối với nhau. Toà nhà đã tồn tại hơn 15 năm rồi và móng mở rộng đáy;
- Công trình E: là nhà cao tầng, gồm có 14 tầng phía trên và 2 tầng hầm đặt trên móng bè nằm ở vị trí chỉ cách tường chắn của hố đào 6m;
- Ba công trình C, F và G không đặt các điểm quan trắc vì ở xa hố đào.

b) Các biện pháp đo đạc kiểm tra thực tế công trình

Bố trí các điểm đo lún và đo độ nghiêng của các toà nhà theo các hướng khác nhau, trong đó đặt 7 điểm đo nghiêng (B1-7) nhà A, B, D và E.

Ngoài ra, còn có lắp đặt thêm các máy khác (như I-1, I-2, và I-3) nằm trong thân tường để đo sự chuyển dịch ngang của tường và của nền đất, ở dưới chân tường chắn và xuống đến lớp cát sỏi, với độ sâu 46m dưới mặt đất. Bộ ba máy đo nghiêng SI-1, SI-2 và SI-3 và máy đo biến dạng Extensometer Rod-tup nhiều điểm E-1, E-2 và E-3 được lắp đặt dọc theo phần theo dõi chính ở phía sau tường chắn. Các điểm neo của mỗi máy Extensometer được đặt tại độ sâu 8, 12, 16, 20, 24 và 30m dưới mặt đất. Sự thay đổi có thể về hướng và độ lớn chuyển dịch của đất ở độ sâu dưới mặt đất được quan trắc nhờ cách bố trí các điểm đo như trình bày trên hình 11.43b.

Chú ý rằng độ chính xác của máy đo nghiêng (Inclinometer) là $\pm 0,1mm$ và máy đo lún (Extensometer) là $\pm 1mm$. Ở phần quan sát chính, những điểm đo độ lún được phân đoạn 1,0m trong khoảng cách từ 2,0 đến 7,5m từ tường chắn, và phân đoạn từ 1,5 đến 3,0m từ khoảng xa hơn 7,5m đến 49m kể từ tường chắn hố đào.

c) Điều kiện địa chất công trình và địa chất thuỷ văn của khu vực

Công trường thi công nằm trong lưu vực Đài Loan. Nói chung lưu vực Đài Loan được tạo thành bởi lớp dày bồi tích, có tên gọi là cấu trúc Sungshan, nằm bên trên cấu trúc Chingmei. Cấu trúc Chingmei được tìm thấy từ 5000 đến 6000 trước đây và nằm xen kẽ nhau giữa lớp cát mịn (SM) và sét mịn (CL) với chiều dày lớp rất dày. Cấu trúc Chingmei, là nguồn gốc chính gồm cuội sỏi, kéo dài đến độ sâu rất lớn.

Trên cơ sở kết quả thí nghiệm cố kết một chiều và lịch sử địa chất lưu vực Đài Loan, đất sét đang xem xét là nền cố kết bình thường với hệ số quá cố kết bằng 1,05. Như đã thấy trên hình 11.43b, lớp thứ 3 tại độ sâu từ -8,0m đến -33,0m là sét mịn (CL) nó có ảnh hưởng đáng kể đến hố đào, bởi vì đáy hố móng ở độ sâu 19,7m và độ sâu của tường cừ là 35,0m. Ứng suất cắt không thoát nước của lớp này thu được từ thí nghiệm không thoát nước không cố kết (UU) và thí nghiệm cắt cánh hiện trường (FV). Tỷ số của ứng suất cắt không thoát nước (hoặc lực dính không thoát nước) với ứng suất hữu hiệu đứng $S_u/\sigma'_v \approx 0,36$ đối với thí nghiệm UU và $S_u/\sigma'_v \approx 0,32$ đối với thí nghiệm FV. Hơn nữa, thí nghiệm nén ba trục trong điều kiện cố kết không thoát nước xác định hệ số K_0 (CK_0U-AC) và thí nghiệm kéo dọc trục ở điều kiện cố kết không thoát nước (CK_0U-AE)

được thực hiện trên mẫu đất lấy ở độ sâu lần lượt là 16,25m và 15,75m. Từ thí nghiệm CK_U , K_0 được lấy bằng 0,55. Từ kết quả thí nghiệm cho thấy rằng S_u/σ'_v đối với thí nghiệm nén một trục bằng 0,29 và thí nghiệm kéo một trục bằng 0,21. Biến dạng dọc (ϵ_v) ở thời điểm phá hoại khi thí nghiệm nén một trục là 2,5% và khi kéo một trục là 10%. Các đặc trưng cơ bản của các lớp đất trình bày ở bảng 11.10.

Bảng 11.10. Những đặc trưng cơ bản của các lớp đất

Độ sâu m	Loại đất	Số nhát đóng/ft	W_n : %	LL	PI	S_u : kN/m ²	S_u/σ'_v	c' : kN/m ²	ϕ' : độ*
0 - 5,6	CL	3	32	34	23	44-	-	0	33,9
5,6 - 8,0	SM	11	25	-	-	-	-	0	32,3
8,0 - 33,0	CL	3-10	25 - 40	30 - 38	10 - 20	-	0,32	0	29,0
33,0 - 35,0	SM	20	24	-	-	-	-	0	32,4
35,0 - 37,5	CL	14	28	33	21	55	-	0	31,6
37,5 - 46,0	SM	30	30	-	-	-	-	0	-
> 46,0	Sỏi sạn	> 100	-	-	-	-	-	0	-

Chú thích bảng 11.10:

- CL, SM - sét mịn, cát mịn;

S_u - lực dính không thoát nước;

c' , ϕ - lực dính và góc ma sát trong thí nghiệm thoát nước.

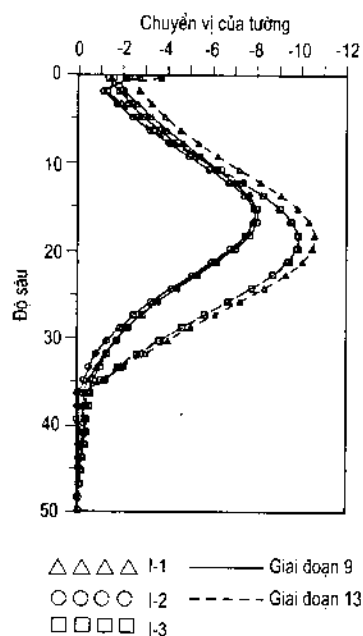
d) Một số biến dạng và chuyển vị điển hình

Trên hình 11.44 trình bày kết quả đo chuyển vị uốn của tường tại các điểm I-1, I-2 và I-3 ở giai đoạn đào thứ 9 và 13.

Giai đoạn 9 là lúc tiến hành đào đất đến độ sâu - 15,2m từ ngày 363 đến 378 (kể từ lúc khởi công làm tường) và ở giai đoạn 13 là lúc đào cốt -19,7m ở ngày thứ 445 đến 460 tức đến cốt đáy móng nhưng chưa làm sàn tầng thứ 5 B5F.

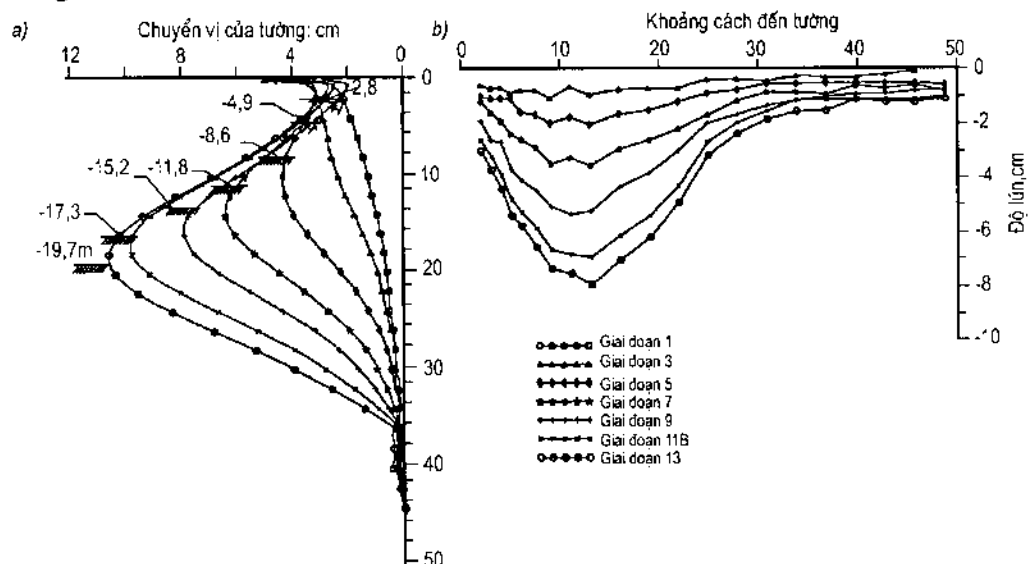
Theo trụ địa chất trên hình 11.43, thì đó là lớp đất yếu nhất. Tuy vậy, nhà D không có bị ảnh hưởng gì đáng kể do chuyển vị của tường.

Trên hình 11.45a trình bày kết quả đo nghiêng của điểm I-1 sau những giai đoạn đo tương ứng. Chuyển vị ngang lớn nhất của tường là 10,6cm so với độ sâu hố đào khoảng 0,54%. Trị số này là lớn hơn so với các nghiên cứu của một số tác giả khác (ví dụ của Clough và O'Rourke) mặc dù ở đây đã dùng tường trong đất có độ cứng tốt và các sàn làm nhiệm vụ chống đỡ ngang. Điều này có thể là do thời gian quá dài từ lúc đào đến lúc làm sàn trong phương pháp



Hình 11.44: Chuyển vị uốn của tường tại điểm I-1, I-2 và I-3 ở giai đoạn đào thứ 9 và thứ 13.

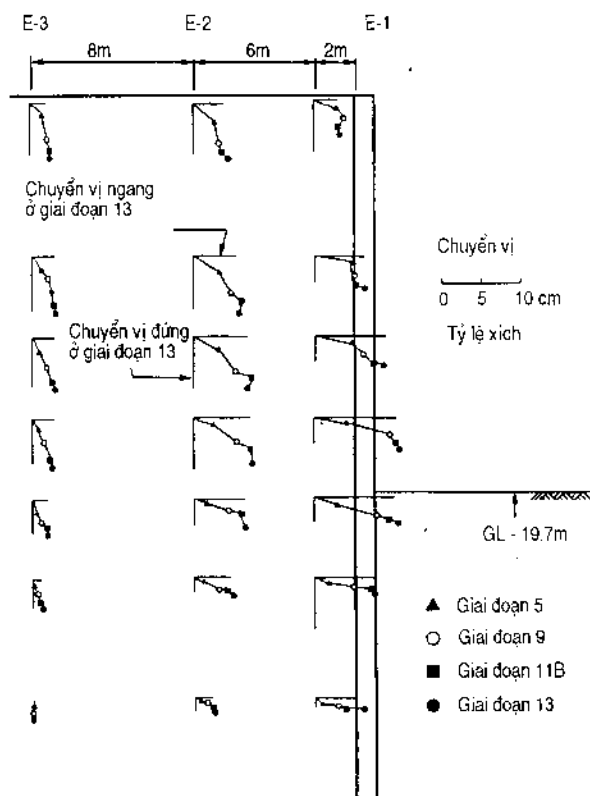
"trên - xuống". Cốt kết hoặc từ biến của đất đã có ảnh hưởng đến trạng thái biến dạng của tường và đất.



Hình 11.45: Chuyển vị của tường (a) tại I-I và độ lún của mặt đất (b) ngay sau các giai đoạn đào

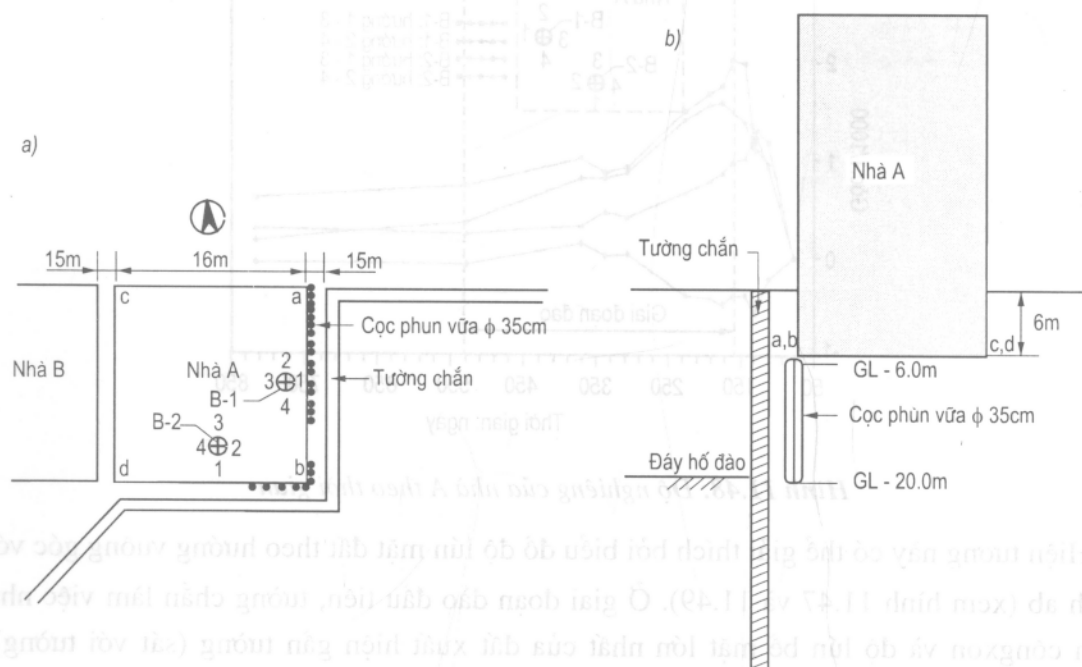
Trên hình 11.45b trình bày độ lún mặt đất, nó có dạng lõm trong hầu hết các giai đoạn đào. Chỗ lõm nhất của biểu đồ này cách mép hố đào khoảng 11m và tỉ số khoảng cách với độ sâu hố móng khoảng 0,5. Nơi có độ lún lớn sẽ có ảnh hưởng đáng kể đến chức năng của công trình lân cận và sẽ thấy rõ khi xem xét biến dạng của 2 nhà A và B.

Về chuyển vị của các điểm trong khối đất có thể nhận biết theo các vectơ được xác định từ kết quả đo nghiêng và đo lún. Trên hình 11.46 là kết quả đo chuyển vị ngang và chuyển vị đứng ở các giai đoạn đào thứ 5 đến thứ 13. Chuyển vị ngang của đất ở gần tường chắn lớn hơn nhiều chuyển vị đứng. Tỉ số giữa chuyển vị đứng với chuyển vị ngang tăng lên khi xa dần tường chắn. Và chuyển vị thẳng đứng lớn nhất không xuất hiện trên mặt đất và chuyển vị đứng ở gần đầu tường là tương đối nhỏ



Hình 11.46: Các vectơ chuyển vị của đất của giai đoạn thi công đào đất thứ 5 đến thứ 13

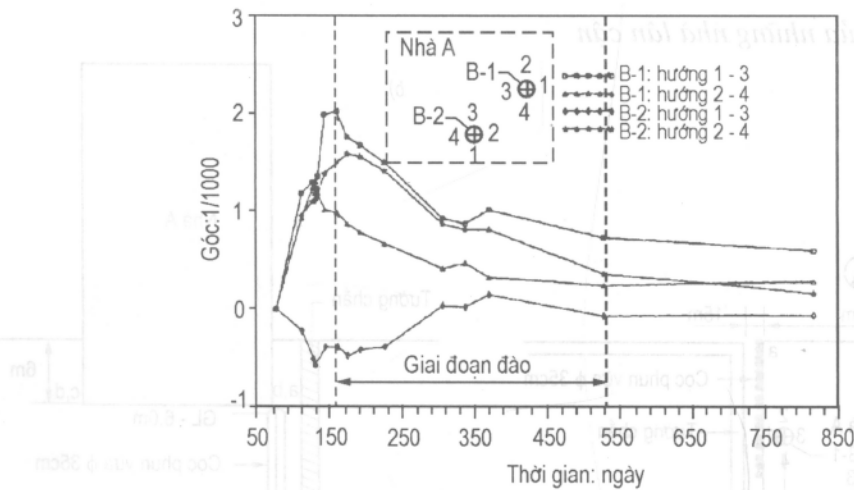
e) Tình trạng của những nhà lân cận



Hình 11.47: Bố trí cọc phun vữa cho nhà A theo mặt bằng (a) và mặt đứng (b)

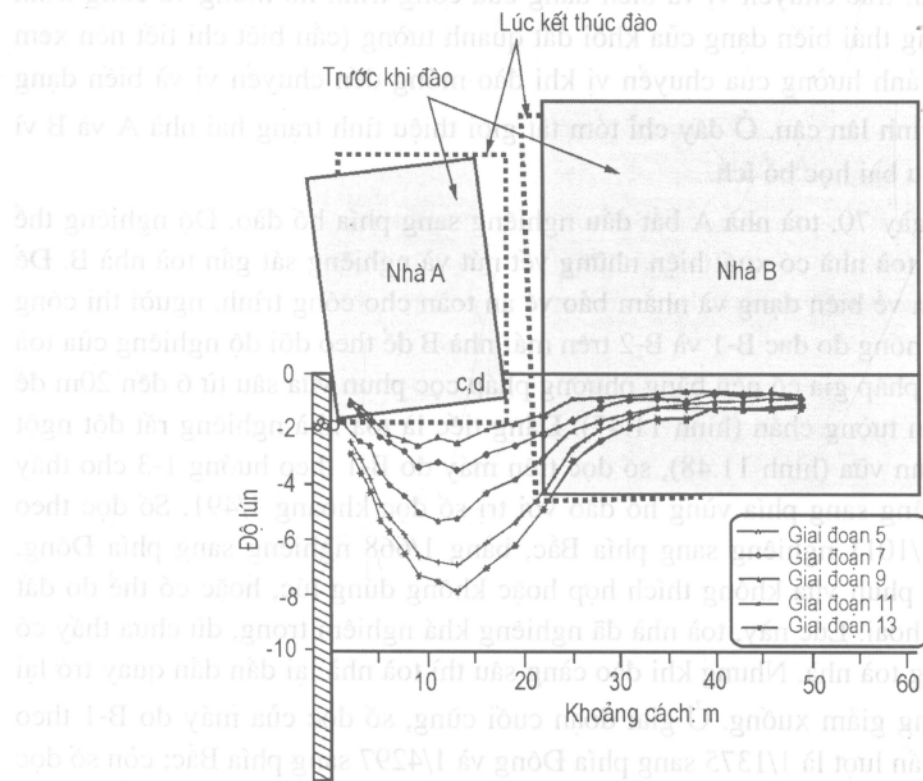
Trên cơ sở quan trắc chuyển vị và biến dạng của công trình hố móng và công trình lân cận, kể cả trạng thái biến dạng của khối đất quanh tường (cần biết chi tiết nên xem [28] đã phân tích ảnh hưởng của chuyển vị khi đào móng đến chuyển vị và biến dạng của những công trình lân cận. Ở đây chỉ tóm tắt giới thiệu tình trạng hai nhà A và B vì qua đó cho ta nhiều bài học bổ ích.

Khi đào hố ở ngày 70, toà nhà A bắt đầu nghiêng sang phía hố đào. Độ nghiêng thể hiện khá rõ rệt do toà nhà có xuất hiện những vết nứt và nghiêng sát gần toà nhà B. Để có những thông tin về biến dạng và nhằm bảo vệ an toàn cho công trình, người thi công lập tức lắp đặt hệ thống đo đạc B-1 và B-2 trên mái nhà B để theo dõi độ nghiêng của toà nhà, và dùng biện pháp gia cố nền bằng phương pháp cọc phun vữa sâu từ 6 đến 20m để cải tạo đất nền gần tường chắn (hình 11.47). Đáng tiếc là toà nhà nghiêng rất đột ngột ngay trong khi phun vữa (hình 11.48), số đọc trên máy đo B-1 theo hướng 1-3 cho thấy rằng toà nhà nghiêng sang phía vùng hố đào với trị số đọc khoảng 1/491. Số đọc theo hướng 2-4 bằng 1/1011 nghiêng sang phía Bắc, bằng 1/668 nghiêng sang phía Đông. Đây có lẽ do việc phun vữa không thích hợp hoặc không đúng lúc, hoặc có thể do đất dưới móng bị phá hoại. Lúc này, toà nhà đã nghiêng khá nghiêm trọng, dù chưa thấy có sự nứt nẻ bên trong toà nhà. Nhưng khi đào càng sâu thì toà nhà lại dần dần quay trở lại và độ nghiêng cũng giảm xuống. Ở giai đoạn cuối cùng, số đọc của máy đo B-1 theo hướng 1-3 và 2-4 lần lượt là 1/1375 sang phía Đông và 1/4297 sang phía Bắc; còn số đọc trên máy B-2 theo hướng 1-3 và 2-4 lần lượt là 1/1459 sang phía Nam và 1/2864 sang phía Đông.



Hình 11.48: Độ nghiêng của nhà A theo thời gian

Hiện tượng này có thể giải thích bởi biểu đồ độ lún mặt đất theo hướng vuông góc với cạnh ab (xem hình 11.47 và 11.49). Ở giai đoạn đào đầu tiên, tường chắn làm việc như dầm côngxon và độ lún bề mặt lớn nhất của đất xuất hiện gần tường (sát với tường). Những độ lún bề mặt lớn nhất của đất ở gần góc a và b có giá trị lớn hơn độ lún nằm ở gần góc c và d, do đó làm cho toà nhà A nghiêng sang phía vùng hố đào. Tuy nhiên, khi



Hình 11.49: Phản ứng của nhà A theo độ lún

đào càng sâu, kiểu lõm của biểu đồ độ lún, những nơi mà độ lún bề mặt lớn nhất của đất đã xuất hiện ở một số điểm cách tường chắn có trị số trội hơn. Khi đó độ lún bề mặt ở gần góc a và b lại nhỏ hơn độ lún bề mặt ở gần góc c và d. Hiện tượng này do toà nhà A quay nghiêng trở lại. Mặt khác, đoạn đường ac nằm ở vị trí gần góc lồi của công trường, do đó làm cho sự chuyển dịch của đất ít hơn ở đoạn đường bd nằm ở vị trí gần góc lõm và làm cho sự chuyển dịch của đất lớn hơn. Đây là những lí do tại sao mà toà nhà bị nghiêng sang phía Nam khi đào càng sâu, cũng như đã thấy trên số đọc ở máy B-1 theo hướng 2.4 và ngay cả B-2 theo hướng 1-3 (hình 11.48).

Theo số đọc ở máy B-3 và B-4 (lắp đặt tại mái của nhà B) cho thấy: Đối với nhà B, khi ở giai đoạn đào cuối cùng, độ nghiêng lớn nhất sang phía hố đào bằng 1/1637 (với máy đo B-3), và bằng 1/1185 (với máy đo B-4) khi kết thúc đào. Hố đào ít có ảnh hưởng đến toà nhà này. Ảnh hưởng không đáng kể này có thể giải thích bằng hai lí do như sau: Dù góc Đông - Nam của toà nhà sát với hố đào nhưng lại cắt ngang qua hai góc lồi của hố đào. Ảnh hưởng góc có thể làm giảm độ lún bề mặt của đất bởi vì cạnh đó khá nhỏ (chỉ khoảng 22m). Mặt khác, một phần ở phía Bắc của toà nhà nằm trong vùng ảnh hưởng của độ lún; tuy nhiên, những phần còn lại là không (như đã thấy trên hình 11.43). Đó là những lí do tại sao mà nhà B chịu ảnh hưởng không đáng kể bởi hố đào.

Chương 12

CÔNG TRÌNH THỰC TẾ VỀ HỐ ĐÀO SÂU

TÍNH TOÁN VÀ THI CÔNG

Trong chương cuối của quyển sách này tác giả muốn cung cấp cho người đọc một số hiểu biết thực tế về thiết kế, thi công cũng như kinh nghiệm xử lý khi xây dựng kết cấu chắn giữ thành hố đào để thi công công trình ngầm trong điều kiện đô thị.

Qua những tính toán hoặc thi công một số kết cấu chắn giữ thành hố đào cụ thể chắc sẽ giúp ích rất nhiều cho người đọc sau khi đã nghiên cứu kỹ các chương trước. Tất nhiên, khi gặp các tính toán phức tạp người ta phải dùng các phần mềm tương ứng, nhưng điều đó không thể thay thế cho tư duy kỹ thuật của người kỹ sư được củng cố và nâng cao dần qua các ví dụ tính toán được trình bày ở các chương trước và nhất là chương này. Vì nếu không có tư duy đúng đắn về bài toán kỹ thuật thì không thể có cách tính toán (phần mềm) chuẩn xác; một kết quả tính toán nhờ một phần mềm hiện đại hoàn toàn có thể sai nếu lựa chọn mô hình tính toán không phù hợp với thực tế làm việc của kết cấu chắn giữ và nền đất.

Một số ví dụ trình bày ở đây lấy từ thực tế trong và ngoài nước, và đây là những nghiên cứu, phân tích cần tiến hành khi gặp những tình huống phức tạp và đây là cách phân tích tình huống (case study) mà người kỹ sư phải làm quen dần vì có thể sẽ gặp sau này.

12.1. KINH NGHIỆM ÁP DỤNG CÁC KẾT CẤU CHẮN GIỮ HỐ ĐÀO ĐỂ THI CÔNG CÔNG TRÌNH NGẦM

Bảng 12.1, 12.2 và 12.3 trình bày các kinh nghiệm của Singapore, Trung Quốc và Hồng Kông trong những năm gần đây về sự thích dụng của các loại tường chắn để xây dựng công trình ngầm.

Bảng 12.1. Kinh nghiệm của Singapore trong xây dựng các nhà ga tàu điện ngầm bằng đào mở (theo [6])

Thứ tự	Tên nhà ga	Độ sâu lớn nhất, m	Loại đất thường gặp	Loại tường sử dụng	Giải pháp đặc biệt
1	2	3	4	5	6
1	Braddell	14,9	1F, 4G	Tường trong đất dày 0,6 - 0,8m	
2	Toa Payoh	13,5	4F, 4K, G	Cọc bản thép	
3	Novena	14,7	0,5F, 14K, G	Cọc bản thép	
4	Newton	14,3	3F, 13K, G	Tường dày 0,8m	Bơm phun vữa
5	Orchard	21	0,5F, G	Mở mái dốc + Đỉnh đất	
6	Somerset	16,2	2F, 8K, G	Tường 0,6m hoặc cọc bản thép	

Bảng 12.1. (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6
7	Dhoby Ghaut	16,1	1F, 10K, S	Cọc bản thép	
8	City Hall	22,3	3F, 2K, 3S	Cọc trụ và thùng bằng bê tông phun	
9	Tanjong Pagar	17,9	0,5F, S	Mở mái dốc + Neo	
10	Outram	13,9	2F, 3K, S	Trên là cọc trụ và thùng nan gỗ, dưới 8m là cọc bản thép	
11	Tiong Bahru	14,1	1F, S	Cọc trụ và bê tông phun	
12	Bugis	18,3	1F, 34K, O	Tường dày 1,0 - 1,2m	Cọc đất vôi
13	Lavender	16,5	3F, 20K, O	Tường dày 1,0m	
14	Marina Bay	16,4	12F, 24K, O	Cọc H và cọc bản thép	Đào dưới nước

Ghi chú: - Đất đá: F- đất lấp; G - Granit; S - Đá tảng; O - Đất đá bồi tích sông cổ;

S - Đất phong hoá tầng Jurong; K-Đất phong hoá tầng Kallang.

- Địa tầng: 3F, 13K, G là 3m đất lấp, tiếp theo 13m đất tảng Kallang và cuối cùng là đá granit.

Bảng 12.2. Kinh nghiệm của Trung Quốc trong xây dựng tầng hầm nhà cao tầng (theo [12])

TT	Tên công trình	Đặc điểm	Kết cấu tường chắn
1	2	3	4
1	Toà nhà Kim Long, Thượng Hải	88 tầng, cao 420,5m, Độ sâu hố móng 15,1 - 19,65m, số tầng hầm 3, diện tích hố móng 20000m ² , đào 300000m ³	Tường trong đất dày 1m, sâu 36m, độ sâu đáy móng 16m. Dầm BTCT chống ngang 4 tầng (lầu chính) và 3 tầng (lầu quây). Móng cọc khoan nhồi. Thi công cọc xong, đào hố móng.
2	Toà nhà Quốc tế Thâm Long, Thượng Hải	46 tầng, cao 206m. Độ sâu hố móng 17,8m, 4 tầng hầm	Tường trong đất dày 1,0m, sâu 36m. Sử dụng sàn tầng hầm thay các thanh chống ngang.
3	Toà nhà Vĩnh Hoa, Thượng Hải	27 tầng, cao 99m, Độ sâu hố móng 10,6m, 2 tầng hầm	Tường cọc khoan nhồi 600, sâu 21m, khoảng cách 850mm kết hợp cọc đất xi măng 15m chống thấm phía ngoài và gia cố vùng áp lực bị động phía trong sâu 5 - 7m. Thép ống D609 chống ngang.

Bảng 12 (tiếp theo)

1	2	3	4
4	Toà nhà Kinh Thành, Bắc Kinh	52 tầng, cao 183m. Độ sâu hố móng 23,76m, 4 tầng hầm, diện tích hố móng 7000m ² , đào 160000m ³ .	Tường gồm 488 cọc thép H, khoảng cách 1,1m, 3 tầng neo ở cốt -5, -12 và -18m với góc nghiêng neo là 25° và 30°, thanh neo thép cường độ cao.
5	Quảng trường Đông Phương, Bắc Kinh	4 tầng hầm sâu 15 - 23m. Diện tích 91000m ² , đào 1.760.000m ³ .	Tường gồm 927 cọc nhồi D800, khoảng cách 1,5m. Neo đất 2-3 tầng, tổng cộng 1428 chiếc.
6	Toà nhà Quốc tế, Thiên tân	38 tầng, cao 135m. Độ sâu hố móng 12m, 3 tầng hầm, diện tích hố móng 1963m ² , đường kính 50m.	Tường cọc BTCT đúc sẵn, dầm vòng đầu tường D50m. Cọc dài 14m kể từ đáy hố đào, sâu 4m. Bốn dầm đai lưng tường khoảng cách 2,5m.
7	Gara đậu xe Sân bay quốc tế Bắc Kinh	Độ sâu hố móng 14,8 và 19,6m, 4 tầng hầm, diện tích hố móng 35160m ² , (262,8 × 133,8m).	Tường cọc nhồi D600 khoảng cách 1m để chịu lực với cọc D400 cách nhau 900 mm để ngăn nước. Hai tầng neo cho hố đào 14,8m và 3 tầng neo cho 19,8m (-3, -9, -14,6m). Chống đẩy nổi bằng cọc D250 với 1420 neo đất.
8	Toà nhà Địa Vương, Thẩm Quyến	81 tầng, cao 325m. Độ sâu hố móng 15,75m, 3 tầng hầm	Tường cọc nhồi D1,2m, dài 25m, cách nhau 1,8m. Neo đất với thanh neo D32 và D40 và bó thép, kết hợp thi công "trên xuống".
9	Toà nhà Thế giới tốt, Quảng Châu.	33 tầng, cao 114m. Độ sâu hố móng 13m, 3 tầng hầm, diện tích hố móng 4000m ² .	Tường trong đất, thi công "trên - xuống". Trụ thép và sàn tầng hầm thay thanh chống ở độ sâu 0, -4 và -8m. Bản đáy ở -13m.

Để biết chi tiết hơn cách xây dựng các loại công trình ngầm thì công bằng phương pháp đào mở trình bày ở các bảng nói trên có thể tìm đọc trong các tài liệu tham khảo đã dẫn, sau đây ở mục 12.3 sẽ giới thiệu sơ lược một số loại có tính chất điển hình trong số đó.

12.2. THIẾT KẾ KẾT CẤU CHẴN GIỮ THÀNH HỐ ĐÀO

Một số tính toán nhằm ví dụ minh họa đã được trình bày ở các chương trước cho từng loại kết cấu chắn giữ. Ở đây sẽ giới thiệu cách thiết kế và tính toán một số công trình

Bảng 12.3. Một số ga tàu điện ngầm ở Hồng Kông xây dựng theo phương pháp đào mở (theo [6])

Thứ tự	Tên ga	Độ sâu hố đào (m)	Bề dày lớp đất phủ tối nấp (m)	Độ sâu lớp đá kể từ mặt đất (m)	Giải pháp kỹ thuật	Phương pháp chống giữ thành hố đào	Sự liên kế nhà cửa	Tường công trình	Phương pháp thi công	Biện pháp đặc biệt
1	Choi Hung	20	0-3	Không phát hiện	Tường trụ + thùng gỗ, trong đó cọc khoan hoặc tường trong đất	Tường vĩnh cửu	Không gần kế công trình nào	Đào thủ công để làm cọc tạo ra tường chắn	Từ trên xuống (top down)	Dùng đầm bê tông tiết diện chữ T khoét bụng, làm nấp
2	Diamond Hill	22	3	Không phát hiện, có đá tảng hòn lớn	Dùng thép hình chữ I làm trụ và cọc bản thép nằm giữa	Tường vĩnh cửu	Không có	Đào hạ thủ công cọc thép và phun tạo vòm	Từ trên xuống	Tường sẽ nhỏ lên khi cần mở rộng ga
3	Prince Edward	28	2	16 - 30	Tường trong đất	Tường vĩnh cửu	Nhà ở và nhà thương mại cao tầng	Cọc nhồi cắt nhau Benoto và đào hạ ống vách	Từ trên xuống	Bơm ép vữa kết hợp hạ nước ngầm và hoàn nước hạn chế
4	Waterloo	28	2	0 - 27	Một phần đào mở, một phần tường trong đất	Tường vĩnh cửu	Nhà ở và nhà thương mại cao tầng	Cọc Benoto cắt nhau sâu tới đá	Từ trên xuống	Gia cố sửa chữa tường chắn
5	Tsim Sha Tsui	17 - 21	3,5 - 7,5	9,5 - 13,5	Tường trong đất và neo đá	Cọc làm tại chỗ (PIP) thành tường và chống ngang bằng thép hình	Nhà ở và nhà thương mại cao tầng	Làm tại hiện trường	Từ đáy lên	Một phần ga phải neo vào đá
6	Chater/Pedder	28	3	33, không phát hiện	Tường trong đất	Tường vĩnh cửu có thanh chống	Nhà thương mại và khách sạn cao tầng, nhà cổ thấp tầng	Tường trong đất	Từ trên xuống	Giải pháp đặc biệt để làm tường và hoàn nước ngầm

trình thực tế đã thu thập để người đọc hình dung công việc của một trong các khâu quan trọng khi xây dựng công trình chắn giữ từ phân tích số liệu địa chất, tải trọng, chọn phương án thiết kế, các bước tính toán, nội dung tính toán, so sánh kết quả tính toán theo các giả thiết khác nhau và cuối cùng có thể cần kiểm tra thí nghiệm và phân tích đánh giá kết quả thí nghiệm hoặc quan trắc. Tất nhiên ở đây không trình bày chi tiết từng phương pháp tính (điều này dành cho người kỹ sư tương lai tự làm), có khi chỉ nêu kết quả cuối cùng ở dạng đồ thị v.v...

Nhưng qua tất cả những điều đó sẽ giúp cho người đọc nhận biết một phần sự khó khăn và phức tạp trong việc giải quyết bài toán thiết kế và tính toán kết cấu chắn giữ hố đào. Như trên đã nói, các phần mềm trên thị trường sẽ và chỉ giảm nhẹ lao động một nhọc trong tính toán nhưng không thể thay thế cho việc chọn mô hình và sơ đồ tính toán, giả thiết trong thiết kế cũng như đánh giá kết quả. Các bài học tình huống (case study) thông qua các công trình thực tế sẽ rất bổ ích cho người kỹ sư, nên ở đây yêu cầu cần nghiên cứu kỹ để nâng cao kỹ năng, kinh nghiệm và sau đó là sáng tạo cho người cán bộ kỹ thuật.

12.2.1. Ví dụ 12.1: Công trình cọc khoan nhồi và neo chéo trong đất để chắn giữ hố móng ở cụm khoa học kỹ thuật Huệ Thông, Thượng Hải (theo [21])

1. Sơ lược về công trình

Cụm khoa học kỹ thuật Huệ Thông Thượng Hải ở tại lô đất số 10 khu gia công xuất khẩu Kim Kiều, Phố Đông, Bắc giáp đường Vĩ Tử, Nam liền đường Tân Kim Kiều, là một cụm công trình kiến trúc được tạo thành bởi một toà khách sạn 28 tầng và 2 toà nhà văn phòng 19 tầng. Độ sâu đào hố móng nói chung là 6,50m, cục bộ tới 6,80m, diện tích hố móng 11000m², hình dạng rất không quy củ, như trong hình 12.1.

(1) Sơ lược về địa chất công trình

Chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất như trong bảng 12.4.

Bảng 12.4. Chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất

Tên lớp đất	Độ dày (m)	Độ ẩm w(%)	Dung trọng γ (kN/m ³)	Khả năng chịu lực f(kPa)	Môđun nén E_{1-2} (MPa)	Hệ số nén a_{1-2} (MPa ⁻¹)	Góc ma sát trong φ (độ)	Lực dính c (kPa)
1. Đất lấp	2,4							
2. Đất sét bột	1,6	29,8	19,4	95	4,86	0,37	14,5	25
3. Đất sét bột, bùn	6,5	40,1	17,9	70	2,82	0,76	14,4	11
4. Đất sét bùn	12,4	50,3	17,4	65	2,37	1,01	8	13

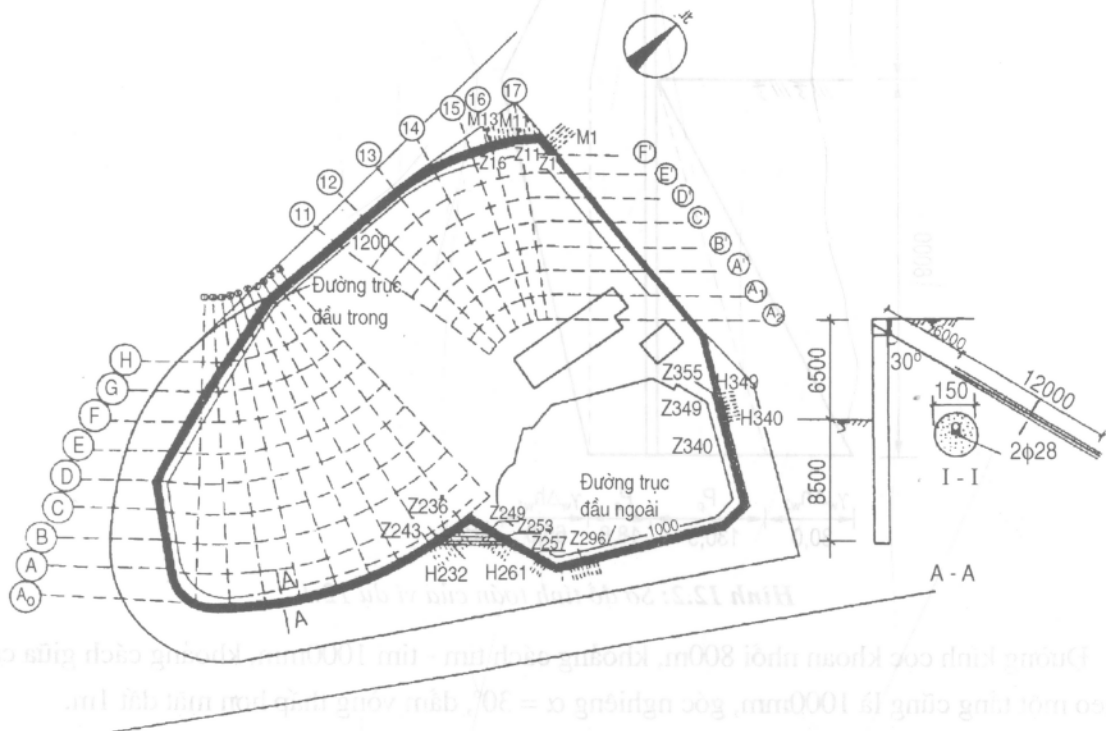
(2) Điều kiện môi trường

Đường Tân Kim Kiều bên Nam hố móng là đường giao thông chính, bên Bắc và bên Tây là đường Vĩ Tử, khoảng cách nhỏ nhất đến mép đường là 4 - 5m, bên Đông tiếp giáp

với Tòa tháp Đồng Hoa đang chờ xây dựng, khoảng cách khá gần, dự định là hai hố móng dùng chung một kết cấu chắn giữ. Dưới đường Tân Kim Kiều bên Nam có ống cấp thoát nước và cáp điện, khoảng cách từ đường ống tới mép hố móng chỗ gần nhất là 8 - 9m.

2. Lựa chọn phương án chắn giữ thành hố

Cụm công trình này gồm ba toà nhà cao tầng hợp thành, phần ngầm liền thành một khối, cho nên, đặc điểm của hố móng này có hình dạng mặt bằng tương đối phức tạp, kích thước hình học lại rất lớn, Đông - Tây gần 200m. Điều đó gây ra nhiều khó khăn cho việc bố trí cách chắn giữ. Nếu quyết định cách chống giữ bên trong lòng hố thì khối lượng công việc rất lớn, rất tốn kém.



Hình 12.1: Sơ đồ mặt bằng kết cấu chắn giữ của ví dụ 12.1

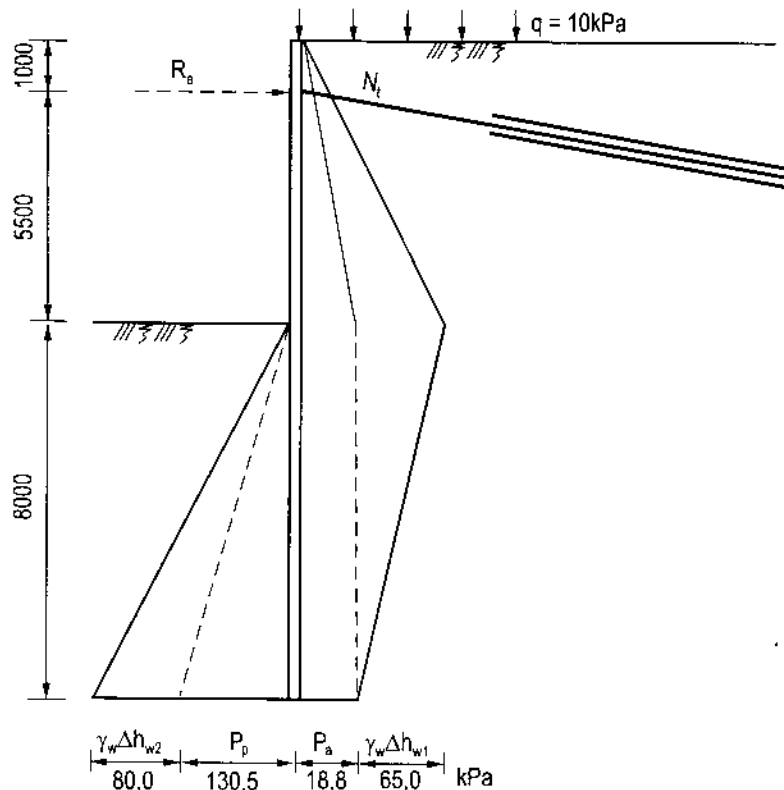
Nếu kể cả việc tháo dỡ thanh chống thì thời gian kéo dài mà khi tháo dỡ lại rất khó bảo đảm được cân bằng hệ lực vì tính không đối xứng của mặt bằng móng.

Qua so sánh nhiều phương án, đã quyết định theo phương án sau đây (như hình 12.1):

- (1) Dùng cọc khoan nhồi làm kết cấu tường chắn đất, đường kính lỗ khoan $\phi 800\text{mm}$, với 3 loại độ dài là 15m, 17m, 19m;
- (2). Dùng 2 hàng (rộng 1,2m) cọc trộn xi măng đất dài 10m làm màng chống thấm;
- (3) Dùng một tầng neo đất để neo kéo kết cấu tường chắn, độ dài neo đất lần lượt là 16m và 18m, thanh neo phần lớn nằm ở phía trong đường đỏ quy hoạch, một bộ phận

thanh neo vượt quá đường đồ quy hoạch, ở phía dưới đường người đi, vì đoạn bầu neo chôn khá sâu (5 - 6m) nên không ảnh hưởng tới việc đặt đường ống thị chính. Sau khi được các cơ quan quản lý phê chuẩn đã dùng phương án này.

3. Thiết kế tính toán kết cấu chắn giữ



Hình 12.2: Sơ đồ tính toán của ví dụ 12.1

Đường kính cọc khoan nhồi 800mm, khoảng cách tim - tim 1000mm, khoảng cách giữa các neo một tầng cũng là 1000mm, góc nghiêng $\alpha = 30^\circ$, dầm vòng thấp hơn mặt đất 1m.

(1) Tính áp lực nước đất

Trị bình quân gia quyền của chỉ tiêu cơ học của khối đất trong phạm vi độ sâu hố đào:

$$\varphi = \frac{14,5 \times (2,4 + 1,6) + 14,4 \times 2,5}{6,5} (^\circ) = 14,4^\circ;$$

$$c = \frac{25 \times (2,4 + 1,6) + 11 \times 2,5}{6,5} \text{ kPa} = 19,62 \text{ kPa};$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,60;$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = 1,55;$$

$$p_a = (q + \sum \gamma_i h_i) K_a - 2c\sqrt{K_a} = 18,87 \text{ kPa};$$

$$p_p = \gamma_i h_i K_p + 2c\sqrt{K_p} = 130,48 \text{ kPa};$$

Áp lực nước tính theo nước tĩnh:

$$\gamma_w \Delta h_w = 10 \times 6,5 \text{ kPa} = 65 \text{ kPa}$$

$$\gamma_w \Delta h_{w2} = 10 \times 8 \text{ kPa} = 80 \text{ kPa}$$

Tổng áp lực nước với áp lực đất:

Áp lực nước đất bên chủ động:

$$p_a + \gamma_w \Delta h_{w1} = (18,87 + 65) \text{ kPa} = 83,87 \text{ kPa}$$

Áp lực nước đất bên bị động:

$$p_p + \gamma_w \Delta h_{w2} = (130,48 + 80) \text{ kPa} = 210,48 \text{ kPa}$$

(2) Tính nội lực

Thực hiện tính toán theo phương pháp dầm tương đương

Hiệu chỉnh hệ số áp lực bị động của đất có kể đến lực ma sát giữa tường cọc với đất:

Trước tường: $K_p = K K_p = 1,3 \times 1,55 = 2,02$

Sau tường: $K_p = K' K_p = 0,6 \times 1,55 = 0,93$.

Khoảng cách từ mặt đáy hố móng tới điểm có áp lực nước đất bằng 0:

$$y = \frac{P_a}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{83,87}{19(2,02 - 0,60)} \text{ m} = 3,10 \text{ m}$$

Sơ đồ tính toán theo phương pháp dầm tương đương như hình 12.3, tính phản lực R_a và R_o của gối cầu chống đỡ:

$$\sum M_o = 0$$

$$R_a(5,5 + 3) = \left(83,87 \times 3 \times \frac{1}{2} \right) \times \frac{2}{3} \times 3 + 83,87 \times 6,5 \times \frac{1}{2} \times \left(3 + \frac{6,5}{3} \right)$$

$$R_a = 195,3 \text{ kN}$$

$$\sum V = 0, \text{ ta được } R_o = 203,08 \text{ kN.}$$

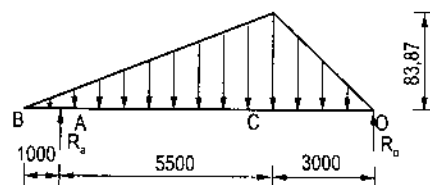
Cho mặt cắt, tại đó có mômen uốn lớn nhất, cách mặt đất là x , thì:

$$M(x) = R_a(x - 1,0) - qK_a \frac{x^2}{2} - \frac{P_a x}{6,5} \times \frac{x^2}{6}$$

$$M(x) = 195,3(x - 1,0) - 10 \times 0,6 \times \frac{x^2}{2} - \frac{83,87}{6,5} \times \frac{x^3}{6}$$

$$\text{Cho: } \frac{dM(x)}{dx} = 0$$

$$\text{tức: } \frac{dM(x)}{dx} = 6,45x^2 + 6x - 195,3 = 0$$



Hình 12.3: Sơ đồ tính toán theo phương pháp dầm tương đương của ví dụ 12.1

Giải ra: $x = 5,06\text{m}$, $M_{\max} = 437,5 \text{ kN.m}$.

(3) Tìm độ sâu của cọc ở dưới đáy hố móng

$$t_o = y + \sqrt{\frac{6R_o}{\gamma(K_p - K_a)}} = \left[3,10 + \sqrt{\frac{6 \times 203,08}{19(2,02 - 0,6)}} \right] \text{m} = 9,82\text{m}$$

$$t = t_o \times 1,1 = 10,80\text{m}$$

Tổng độ dài cọc nhồi là:

$$H = h_o + t = (6,5 + 10,80) \text{ m} \approx 17\text{m}$$

(4) Tính toán cốt thép của cọc nhồi

Đường kính cọc nhồi là $D = 800\text{mm}$, mác bê tông C25, thép chịu lực dùng thép cấp II, hệ số an toàn tổng hợp $K = 1,4$, đổi thân cọc hình tròn D800mm thành thân tường rộng 1000mm, dày là h ,

$$\frac{h^4}{12} = \frac{\pi D^4}{64}$$

$h = 700,87\text{mm}$, lấy độ dày tường $h = 700\text{mm}$.

Đặt thép hai mặt đối xứng, tổng diện tích $A_g = 4150\text{mm}^2$ (tính từ $M_{\max}$ và $W_{x \text{ cọc}}$).

Dùng 16 $\phi 18$, $A_g = 4072\text{mm}^2$, bố trí cách đều vòng quanh cọc khoan nhồi, lớp bảo vệ lấy bằng 50mm, thì gián cách là 137mm. Cốt đai đặt theo cấu tạo, cốt lò so $\phi 8 @ 250$.

(5) Thiết kế neo đất

a) Xác định độ dài đoạn tự do

Độ dài L_f , đoạn tự do của neo đất, lấy vượt quá mặt trượt 1,0m:

$$L_f = \frac{(6,1 - 1,0) \sin \left(45^\circ - \frac{14,4^\circ}{2} \right)}{\sin(180^\circ - 60^\circ - 30^\circ)} + 1,0 = 4,37\text{m}$$

Lấy $L_f = 6,0\text{m}$.

b) Xác định độ dài bầu neo

Đường kính bầu neo $D_m = 150 \times 1,2\text{mm} = 180\text{mm}$.

Tạm lấy đoạn bầu neo dài 12,0m thì điểm giữa đoạn bầu neo sẽ ở độ sâu:

$$h = \left[1,0 + \left(18 - \frac{12}{2} \right) \sin 30^\circ \right] \text{m} = 7,0\text{m}$$

Cường độ chống cắt của đất:

$$\begin{aligned} \tau &= c + \sigma \tan \delta \\ &= (19,6 + 19 \times 7 \times \tan 14,4^\circ) \text{ kPa} = 53,75 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$L_a = \frac{K_m N_t}{\pi D_m \tau} = \frac{1,5 \times \frac{195,3}{\cos 30^\circ}}{3,14 \times 0,18 \times 53,75} \text{ m} = 11,13\text{m}$$

Trong đó: $\sigma = \gamma h$;

$$N_t = \frac{R_a}{\cos \alpha}$$

Lấy $L_a = 12,0\text{m}$ thì tổng độ dài thanh neo là:

$$L_m = L_a + L_f = (12,0 + 6,0)\text{m} = 18,0\text{m}$$

$$A = \frac{K_{mj} N_t}{f_{ptk}} = \frac{1,3 \times \frac{195,3}{\cos 30^\circ} \times 1000}{310} = \text{mm}^2 = 945,7\text{mm}^2$$

Dùng 2 $\phi 28$, ($A_s = 1230\text{mm}^2$)

(6) Kiểm tra ổn định

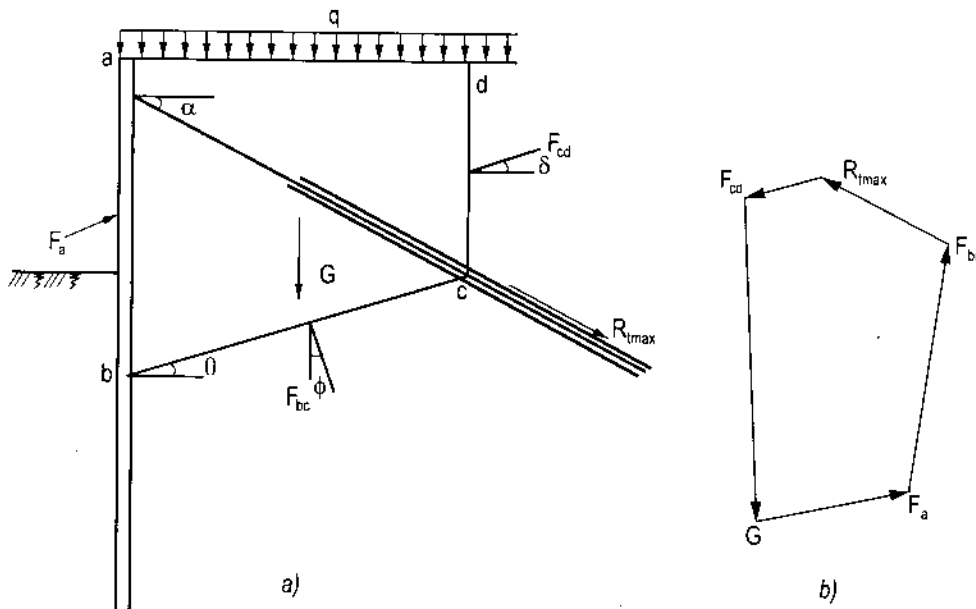
a) Kiểm tra ổn định tổng thể

Do cọc chôn giữ có độ sâu cắm vào đất tương đối lớn, và thanh neo lại tương đối dài, đặt tương đối mau, có lợi cho việc nâng cao khả năng chống trượt của bờ dốc. Dựa vào kinh nghiệm, có thể không kiểm tra ổn định tổng thể của bờ dốc này.

b) Tính ổn định trượt sâu

Cọc dài 17,0m, độ sâu hố đào 6,5m, độ sâu cắm vào đất 10,5m, giả tường là khớp ở bên dưới mặt hố đào 3,0m, toàn độ dài của neo chôn trong đất là 18,0m. Trong đó đoạn tự do dài 6,0m, đoạn bầu neo dài 12,0m, góc nghiêng của thanh neo $\alpha = 30^\circ$, $N_t = 195,3/\cos 30^\circ = 225,5\text{ kN}$.

Góc ma sát trong của đất $\phi = 14,4^\circ$, lực dính $c = 19,6\text{ kPa}$, trọng lượng đơn vị của đất $19,0\text{ kN/m}^3$, góc ma sát giữa đất với thân cọc $\delta = 14,4^\circ$, tải trọng ở gần hố móng $q = 10\text{ kPa}$ (hình 12.4a).



Hình 12.4: Kiểm tra ổn định trượt sâu của ví dụ 12.1

a) Sơ đồ tác dụng các lực; b) Đa giác lực

Căn cứ vào đa giác lực như hình 12.4b tìm được lực kéo của thanh neo $R_{\max} = 335,6\text{kN}$, tính hệ số ổn định:

$$\frac{R_{t\max}}{N_t} = \frac{335,6}{225,5} = 1,49 > 1,2 \rightarrow \text{tường ổn định}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu lực của nền đất dưới đáy tường chắn (hình 12.5).

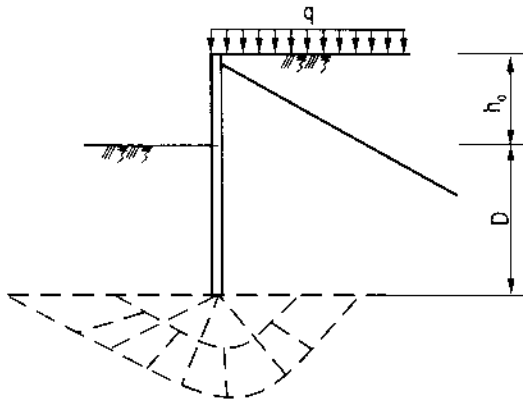
$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = 2,36$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} = \frac{1,36}{\tan 9,5^\circ} = 8,13$$

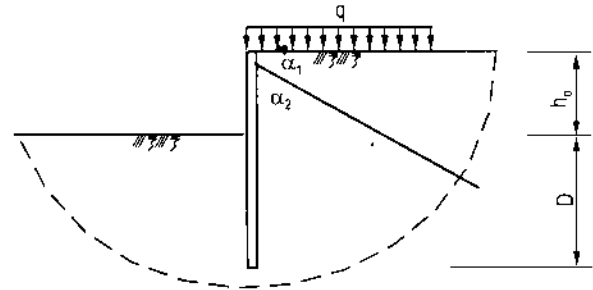
$$\gamma_1 = 17,8 \text{ kN/m}^3, \gamma_2 = 17,6 \text{ kN/m}^3$$

$$K_{wz} = \frac{\gamma_2 D N_q + c N_c}{\gamma_1 (h_o + D) + q} = \frac{17,6 \times 10,5 \times 2,36 + 13 \times 8,13}{17,8(6,5 + 10,5) + 10} = 1,73 \rightarrow \text{Đạt yêu cầu.}$$

d) Kiểm tra tính ổn định chống trôi của đất ở đáy hố móng (hình 12.6)



Hình 12.5: Sơ đồ kiểm tra khả năng chịu lực nền đất dưới đáy tường chắn của ví dụ 12.1



Hình 12.6: Sơ đồ kiểm tra chống trôi đáy hố móng của ví dụ 12.1

Các công thức kiểm tra ổn định chống trôi dưới đây (xem [7]):

$$R_1 = D \left(\frac{\gamma h_o^2}{2} \right) + q h_o + \frac{1}{2} D^2 q_f (\alpha_2 - \alpha_1 + \sin \alpha_2 \cos \alpha_2 - \sin \alpha_1 \cos \alpha_1) -$$

$$\frac{1}{3} \gamma D^3 (\cos^3 \alpha_2 - \cos^3 \alpha_1) = 10043,04$$

$$R_2 = \frac{1}{2} D^2 q_f \left[\alpha_2 - \alpha_1 - \frac{1}{2} (\sin^2 \alpha_2 - \sin^2 \alpha_1) \right] -$$

$$\frac{1}{3} \gamma D^3 [\sin^2 \alpha_2 \cos \alpha_2 - \sin^2 \alpha_1 \cos \alpha_1 + 2(\cos \alpha_2 - \cos \alpha_1)] = 8539$$

$$R_3 = h_o D + (\alpha_2 - \alpha_1) D^2 = 126,0$$

$$M_{RL} = R_1 K_a \tan \phi + R_2 \tan \phi + R_3 C = 6233$$

$$M_{SL} = \frac{1}{2} D^2 (\gamma h_o + q) = 2150$$

$$K_L = \frac{M_{RL}}{M_{SL}} = \frac{6233}{2150} = 2,89 > 2,0 \rightarrow \text{Đạt yêu cầu.}$$

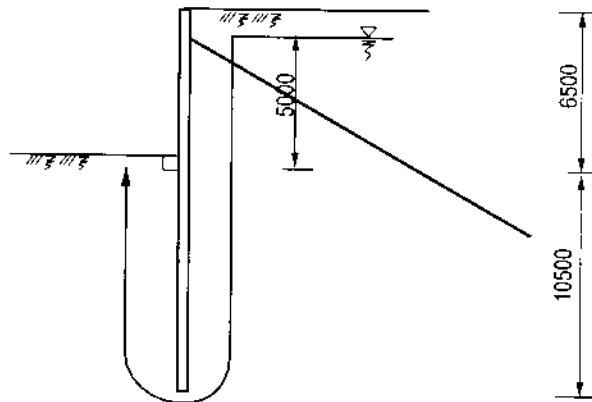
e) Kiểm tra ổn định chống thấm, tức là chống trào ống của đất dưới đáy tường cọc (hình 12.7)

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} = \frac{2,75 - 1}{1 + 1,38} = 0,735$$

$$i = \frac{h_w}{L} = \frac{h_w}{\sum L_h + \sum L_v} = \frac{6,5}{2 + 1,5 \times (16 + 10)} = 0,1585$$

$$K_s = \frac{i_c}{i} = \frac{0,735}{0,1585} = 4,64 > 2 \rightarrow \text{Đạt yêu cầu.}$$

Tính toán trên đây chứng tỏ, tất cả các mục kiểm tra ổn định của kết cấu chắn giữ gồm tường cọc và neo đất đều đáp ứng yêu cầu.



Hình 12.7: Kiểm tra chống thấm của ví dụ 12.1

4. Yêu cầu thi công

Độ an toàn của kết cấu chắn giữ ngoài quyết định chính do tình hình của các lớp đất, còn một nhân tố quan trọng nữa là chất lượng thi công neo đất. Yêu cầu thi công neo đất là:

(1) Sai số định vị lỗ khoan nhỏ hơn 50mm, sai số độ nghiêng của lỗ nhỏ hơn $\pm 1^\circ$. Độ nghiêng của lỗ lệch khỏi đường trục không lớn hơn 3% của độ sâu lỗ khoan, độ sâu lỗ khoan dài hơn thanh neo 30cm.

(2) Đoạn bầu neo nhất thiết phải tiến hành hai lần bơm vữa áp lực. Lần thứ nhất bơm vữa xi măng cát, lần thứ hai bắt buộc phải chờ cho vữa bơm lần thứ nhất đã sơ ninh (khoảng 4 - 5 giờ) rồi mới tiến hành, bơm nước xi măng thuần chất, áp lực bơm không chế ở 1,0 - 2,0 MPa.

(3) 14 ngày sau khi thi công hoàn thành, tiến hành kéo căng từng thanh, trước tiên kéo căng tới 1,1 N_t , lùi về tới 0,8 tải trọng thiết kế thì khoá lại.

5. Kết quả quan trắc và đánh giá

(1) Trong quá trình đào có tiến hành quan trắc chuyển dịch của hố móng, chuyển dịch ngang của đỉnh cọc nói chung khoảng 25mm, cá biệt có khu vực vì có làm thùng chứa xi măng, tải trọng phụ tương đối lớn, chuyển dịch ngang của đỉnh cọc tới 40 - 50mm, trên mặt đất có một số khe nứt, nhưng chưa dẫn tới tình trạng nguy hiểm.

(2) Lún mặt đất là 19mm. Phía trên điểm giữa của đoạn bầu neo mặt đất cục bộ có sinh ra khe nứt nhỏ, đã kịp thời lấp vá ngay, để phòng nước mặt thấm vào.

(3) Vì hố móng không có chống giữ từ bên trong nên hiệu suất của việc đào hố móng và thi công phần kết cấu được nâng cao khá nhiều, tăng nhanh được tốc độ xây dựng.

12.2.2. Ví dụ 12.2: Thiết kế, thi công và thử neo ở công trình hố móng sâu toà nhà siêu cao tầng Kinh thành ở Bắc Kinh (theo [7, 12])

1. Sơ lược về công trình

Toà nhà cao tầng Kinh thành ở Bắc Kinh (số 4 bảng 12.2) có tổng diện tích 11,03 vạn m², trên mặt đất 52 tầng cao 183,53m, dưới đất 4 tầng ngầm sâu 23,76m, thuộc loại nhà siêu cao tầng, trên móng hộp. Dùng 488 cọc thép hình chữ H (nhập ngoại) kí hiệu SM50B, 488 × 300mm dài 27m, đóng cách nhau 1,1m để giữ thành hố móng kết hợp với 3 tầng neo (lúc đầu dự định 5 tầng neo) đặt ở các độ sâu -5m, -12m và -18m (xem hình 12.8).

Điều kiện địa công trình (xem hình 12.8) như sau: từ mặt đất đến 13m là đất bão hoà nước, độ ẩm lớn, góc ma sát trong trung bình $\varphi = 26^\circ - 28^\circ$, lực dính $c = 10 - 20\text{kPa}$, dung trọng $\gamma = 19\text{kN/m}^3$; từ 13 đến 23m là đất sét nhẹ, cát hạt mịn - hạt trung, $\varphi = 27^\circ - 32^\circ$, $c = 10 - 20\text{kPa}$; $\gamma = 19 - 20\text{kN/m}^3$, từ 23m trở xuống là cuội sỏi, chỉ số xuyên $N_{30} = 100$, $\varphi = 35^\circ - 43^\circ$, $c = 0$; $\gamma = 20\text{kN/m}^3$. Nước dưới đất: trong phạm vi 10m có tầng chứa nước phía trên còn nước ngầm ở độ sâu 23 - 30m trong tầng cuội sỏi.

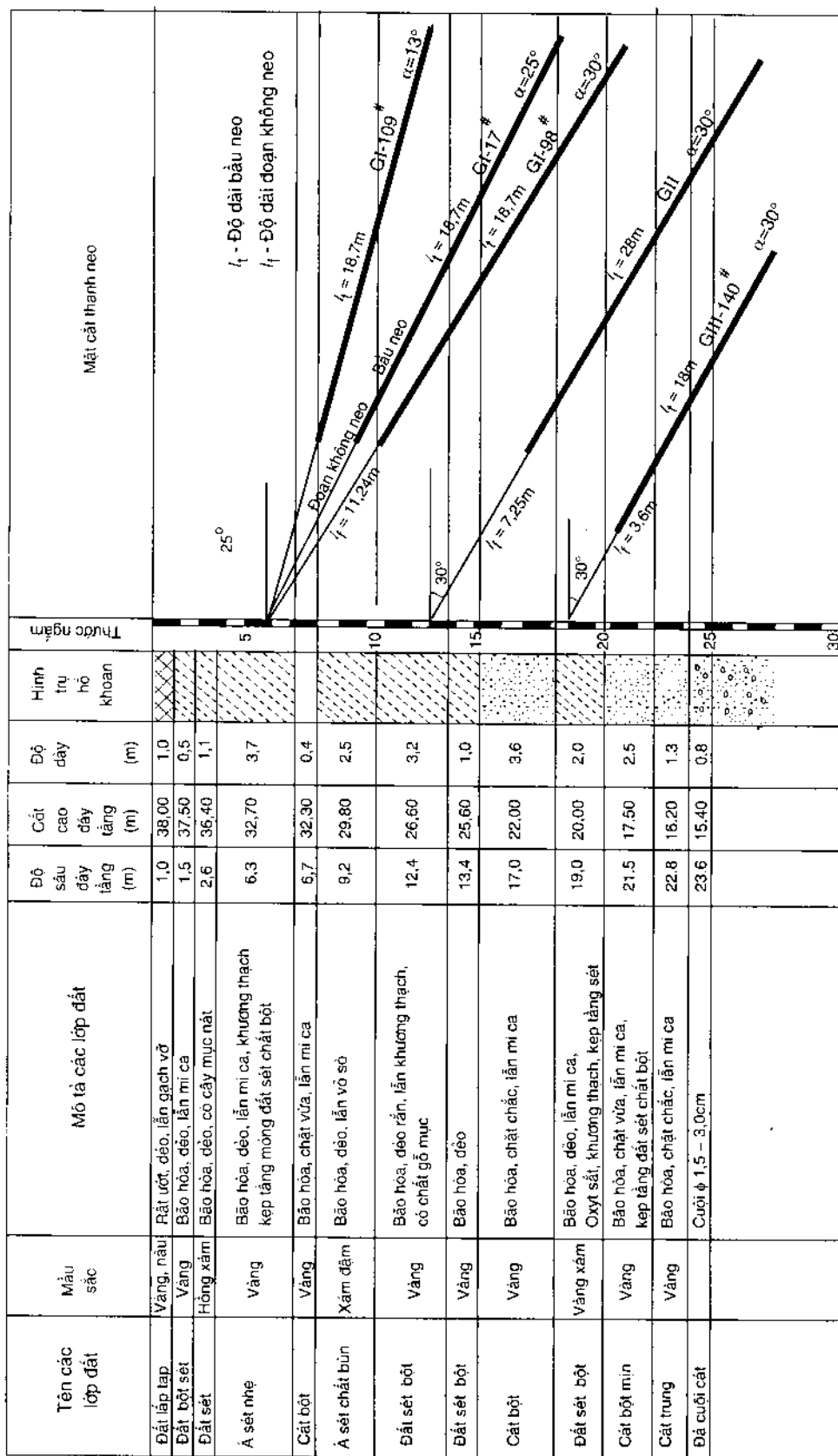
Trong tính toán lấy $\varphi = 30^\circ$, $c = 0$; $\gamma = 19\text{kN/m}^3$.

Tải trọng trên mặt đất 10 kN/m², độ sâu tường chắn thành hố H = 23,5m.

Để so sánh đã dùng các phương pháp sau trong tính toán:

- Lực thanh chống/neo không đổi trong quá trình đào;
- Phương pháp 3 mômen;
- Phương pháp chia đôi tải trọng (xem mục 9.3.2 chương 9);
- Phương pháp dầm đẳng trị;
- Phương pháp tính dầm liên tục theo giai đoạn thi công (chi tiết xem [7]).

Dưới đây trình bày kĩ phương pháp đầu còn các phương pháp còn lại người đọc tự làm hoặc tham khảo theo các nguồn tài liệu đã dẫn.



Hình 12.8: Mặt cắt địa chất và bố trí neo ở toà nhà Kinh thành, Bắc Kinh của ví dụ 12.2

2. Tính toán tường chắn

Các tính toán dưới đây dựa trên giả thiết là lực trong các thanh chống/neo không thay đổi trong quá trình đào đất bên trong tường chắn. Sơ đồ tính toán trình bày trên hình 12.9.

(1) Tính mômen tại điểm 0,5m ở phía dưới điểm B.

Khi đào đất đợt 1 sâu 0,5m dưới điểm B, làm tăng neo thứ nhất, kiểm tra xem mômen mà thép hình H tiếp nhận có đạt không so cường độ thép đã chọn.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = 0,33, q = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{nên: } M_{AB} &= 10 \times 0,33 \times \frac{5,5^2}{2} + 19 \times 0,33 \times \frac{5,5}{2} \times \frac{5,5}{3} = \\ &= 223,7 \text{ kNm.} \end{aligned}$$

Khi thép hình H đặt cách nhau 1,1m thì:

$$M_{1,1} = 223,7 \times 1,1 = 246,1 \text{ kNm.}$$

Với thép hình SM50B488×300mm có mômen chống uốn $w_x = 2910 \text{ cm}^3$; $[\sigma] = 200 \text{ N/mm}^2$

$$[\sigma] = \frac{M}{w_x} = \frac{246,1 \times 1000 \times 1000}{2910 \times 10 \times 10 \times 10} = 84,6 < 200 \text{ N/mm}^2$$

Vậy thép hình H đã chọn đạt yêu cầu thiết kế.

(2) Tính lực ngang R_B tại điểm B

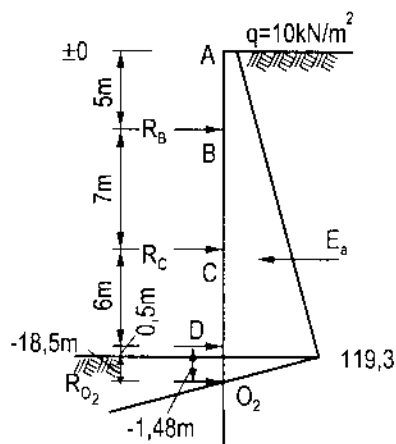
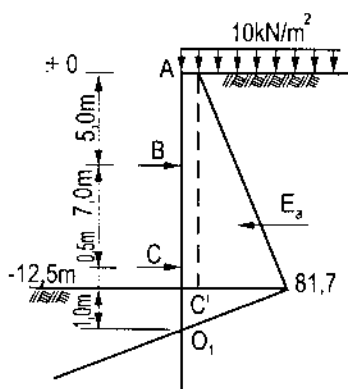
Như trên hình 12.9, khi tính R_B , đất ở giai đoạn 2 này đã đào sâu 0,5m ở phía dưới điểm C nhưng chưa thi công neo tại C, lực ngang tại B là R_B , tiếp nhận lực ngang AC' .

Trước tiên tìm khoảng cách y, ở dưới 12,5m, tại đó có mômen bằng không. Theo bảng 5.5, khi $\varphi = 30^\circ$ thì $y = 0,08H = 0,08 \times 12,5 = 1\text{m}$. Theo hình 12.9, $\Sigma M_{O_1} = 0$ (O_1 là điểm vừa tìm) ta có:

$$\begin{aligned} (7,5 + 1)R_B &= 10 \times 0,33 \times 12,5 \times \left(\frac{12,5}{2} + 1 \right) + 19 \times 0,33 \times \frac{12,5^2}{2} \times \left(\frac{12,5}{3} + 1 \right) + \\ &\quad + 81,7 \times 1 \times 1/2 \times \frac{2}{3} = 2857,1 \\ R_B &= \frac{2857,1}{8,5} = 336 \text{ kN} \end{aligned}$$

(3) Tính lực ngang R_C tại điểm C

Ở giai đoạn 3 (xem hình 12.10), tại điểm B đã làm xong neo nhưng tại điểm C đang làm neo nên cần xem khi đất đào sâu 0,5m thì neo tại C chịu áp đất là bao nhiêu: Ta tính R_C theo giả thiết lực ngang trong thanh chống ngang không thay đổi trong quá trình đào. Đất đào đến độ sâu 18,5m, tìm điểm tại đó áp lực đất hoặc mômen bằng không, giống như trên, $y = 0,08 \times 18,5 = 1,48\text{m}$, tại O_2 lấy $\Sigma M_{O_2} = 0$, ta có:



Hình 12.9: Sơ đồ tính toán của ví dụ 12.2 Hình 12.10: Sơ đồ tính R_c tại điểm C của ví dụ 12.2

$$\begin{aligned}
 (13,5 + 1,48)R_B + (6,5 + 1,48)R_C &= \\
 &= 10 \times 0,33 \times 18,5 \times \left(\frac{18,5}{2} + 1,48 \right) + 19 \times 0,33 \times \frac{18,5^2}{2} \times \left(\frac{18,5}{3} + 1,48 \right) + \\
 &+ 119,3 \times \frac{1,48}{2} \times \frac{2}{3} \times 1,48 = 8946,6 \\
 7,98R_C &= 8946,6 - 14,98 \times 336 \\
 R_C &= 490,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(4) Tính R_D giống như tính R_C

Trước tiên tìm điểm O_3 (hình 12.11): $y = 23,5 \times 0,08 = 1,88 \text{ m}$

Lấy $\Sigma M_{O_3} = 0$ ta có:

$$\begin{aligned}
 (18,5 + 1,88)R_B + (11,5 + 1,88)R_C + (5,5 + 1,88)R_D &= \\
 &= 10 \times 0,33 \times 23,5 \times \left(\frac{23,5}{2} + 1,88 \right) + 19 \times 0,33 \times \frac{23,5^2}{2} \\
 &\times \left(\frac{23,5}{2} + 1,88 \right) + 150,6 \times \frac{1,88}{2} \times \frac{2}{3} \times 1,88,
 \end{aligned}$$

$$20,38R_B + 13,38R_C + 7,38R_D = 1057 + 16816,7 + 177,4,$$

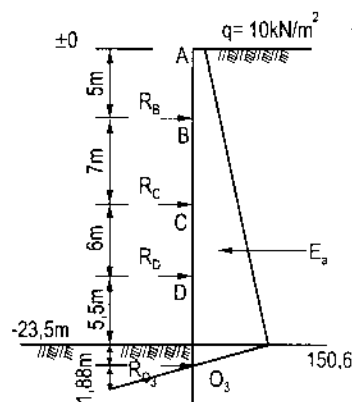
$$7,38R_D = 18051,1 - 20,38 \times 336 - 13,38 \times 490,4,$$

$$R_D = \frac{4641,8}{7,38} = 629 \text{ kN}$$

Tại điểm O_3 : $R_{O_3} = E_a - R_B - R_C - R_D$

$$R_{O_3} = 77,6 + 1731,3 + 141,6 - 336 - 490,4 - 629 = 495 \text{ kN}$$

(5) So sánh kết quả tính lực ngang



Hình 12.11: Sơ đồ tính R_D tại điểm D của ví dụ 12.2

Trong bảng 12.5 trình bày kết quả tính lực ngang theo các phương pháp khác nhau

Bảng 12.5. So sánh kết quả tính toán lực thanh chống/neo của ví dụ 12.2

Điểm chịu lực	Phương pháp lực chống không đổi khi đào		Phương pháp dầm đẳng trị		Phương pháp chia đôi tải trọng		Phương pháp 3 mômen (dùng để thiết kế)		Phương pháp dầm liên tục	
	Lực thanh chống (kN)	(%)	Lực thanh chống (kN)	(%)	Lực thanh chống (kN)	(%)	Lực thanh chống (kN)	(%)	Lực thanh chống (kN)	(%)
R _B	336	100	208,9	62	254,4	76	234	70	167,2	49,8
R _C	490,4	100	434,7	89	503,3	102	440	90	434,7	88,6
R _D	629	100	907,3	146	697,0	111	712	114	896,9	142,6
R ₀₃	495	100	309,6	63	408,4	83	-	-	388	78,4

Từ kết quả tính toán nêu ở bảng 12.5 ta thấy: so với lực R_B ở tầng thanh chống thứ nhất tính theo phương pháp lực thanh chống không thay đổi trong khi đào thì các phương pháp tính toán khác đều nhỏ hơn, chỉ bằng từ 49,8% - 76%. Nguyên nhân chủ yếu là tầng thanh chống thứ nhất phải thỏa mãn yêu cầu khi lắp thanh chống hoặc neo tầng thứ 2, tức R_B phải đáp ứng chịu lực phía trên và một đoạn phía dưới khi đào trong lúc chưa thi công thanh chống tại C. Các phương pháp còn lại không xét trường hợp thi công như thế.

Tính toán theo phương pháp lực thanh chống không thay đổi trong quá trình đào tương đối phù hợp tình hình thực tế thi công, phương pháp tính lại đơn giản. Có thể kể đến sự thay đổi lực chống trong quá trình đào như kết quả trình bày ở bảng 12.6 (theo [7])

Bảng 12.6. Phân lực gối tựa tính theo quá trình đào của ví dụ 12.2

Giai đoạn thi công	Độ sâu đào (m)	Thanh chống/neo tầng thứ 1 R _B (kN)	Thanh chống/neo tầng thứ 2 R _C (kN)	Thanh chống/neo tầng thứ 3 R _D (kN)
1	-5,5	-	-	-
2	-12,5	363,6	-	-
3	-18,35	196,2	578,5	-
4	-23,5	167,2	434,7	896,9

Các phương pháp tính toán nói trên đều không thể kể sự chuyển vị biến dạng của kết cấu. Phương pháp dầm trên nền đàn hồi hoặc phương pháp phân tử hữu hạn đã tiến một bước giải quyết được vấn đề vừa nêu.

3. Phân tích kết quả thử neo

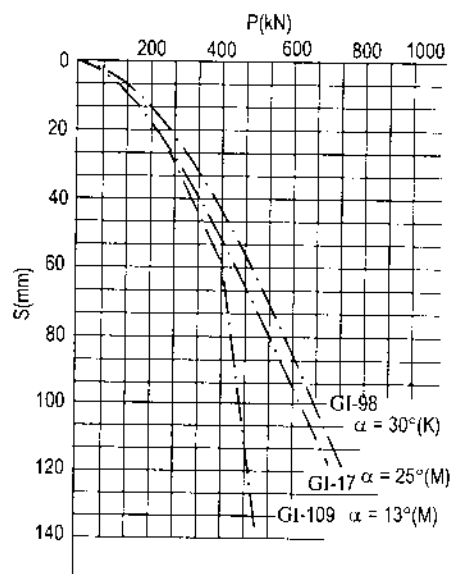
(1) Ảnh hưởng góc nghiêng và đất nền

Bố trí neo như trình bày trên hình 12.8 còn kết quả kéo thử neo xem hình 12.12.

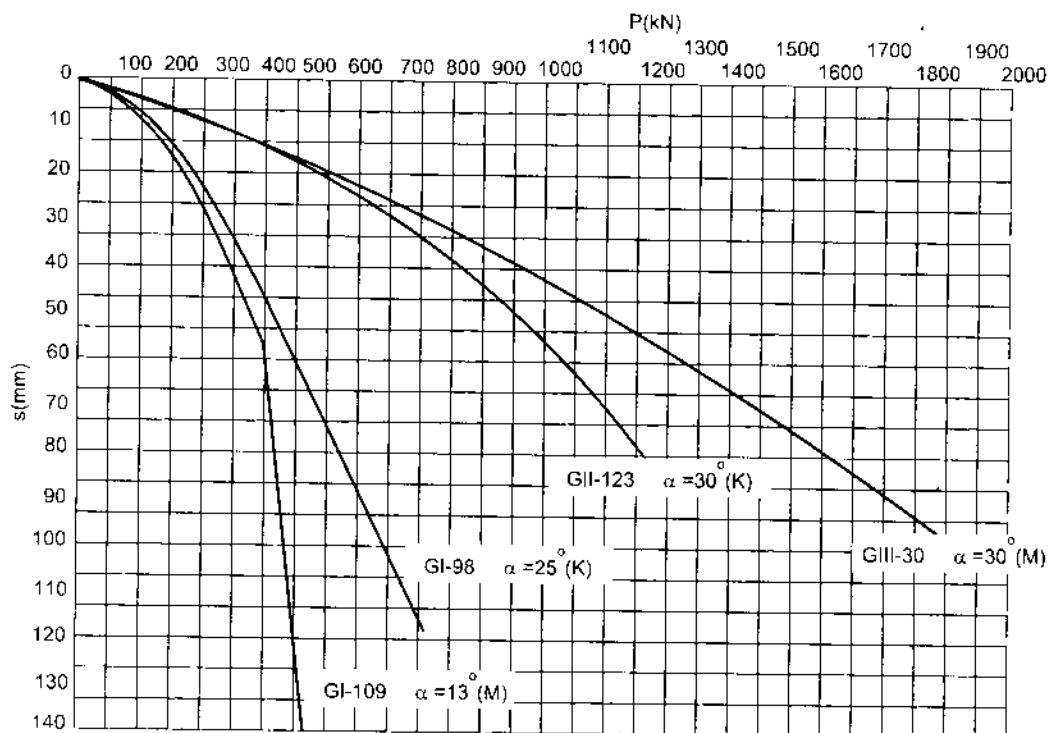
Để nghiên cứu ảnh hưởng của góc nghiêng và đất nền đối với neo đã thử 3 loại neo như sau: ở tầng thanh neo thứ nhất lần lượt là: $\alpha = 13^\circ$, GI-109 là đại diện; $\alpha = 25^\circ$, GI-17

là đại diện, $\alpha = 30^\circ$, GI-98 là đại diện. Bầu neo của thanh neo có $\alpha = 13^\circ$ là 18,7m trong đất sét bùn khoảng 11m, trong đất bột sét khoảng 7,7m, khả năng chịu lực giới hạn bình quân khi thử là 400kN. Thanh neo có $\alpha = 25^\circ$, trong đất sét bùn 2m, trong đất bột 7,5m, trong cát bột 7,5m, trong đất sét 1,7m, tổng cộng 18,7m, khả năng chịu lực giới hạn bình quân 680kN ở chuyển vị 100mm. Thanh neo có $\alpha = 30^\circ$ trong đất bột 5,5m trong cát bột 8m, trong đất sét bột khoảng 5,2m, tổng cộng 18,7m, khả năng chịu lực giới hạn bình quân 680kN. Các ví dụ thực tế này cho thấy, góc nghiêng và nền đất có ảnh hưởng cực lớn tới khả năng chịu lực của neo. Sự sai khác trong trường hợp này về sức chịu tải giới hạn lên đến 1,7 lần (680kN so với 400kN).

Kết quả thử neo ở tầng thứ 2, khi bầu neo vào lớp cát sỏi thì lực kéo giới hạn là 1200kN, còn khi bầu neo vào hoàn toàn lớp cát sỏi thì sức chịu tải giới hạn lên đến 1800 kN (hình 12.13).



Hình 12.12: Quan hệ $P-s$ khi thử một tầng neo ở toà nhà Kinh thành, Bắc Kinh, M - máy khoan của Trung Quốc MZ-II, để làm lỗ; K - máy nhập ngoại Krupp để làm lỗ.



Hình 12.13: Đường cong $P-s$ khi thử các tầng neo ở toà nhà Kinh Thành - Bắc Kinh. Máy khoan tự chế tạo M - MZ-II; thanh neo do máy khoan K - Krupp nhập ngoại thi công; GI - Thanh neo tầng thứ nhất; GII - Thanh neo tầng thứ hai; GIII - Thanh neo tầng thứ ba.

Từ đó ta thấy: neo bơm vữa khi bầu neo vào lớp đất cát hoặc đất sét cứng thì bảo đảm sức mang tải của neo. ở đây còn thử để xem xét ảnh hưởng của việc bơm vữa 2 lần với áp lực bơm lần đầu $0,6 - 0,8\text{N/mm}^2$, lần thứ 2 bơm với áp lực $2,0 - 3,0\text{N/mm}^2$ thì neo có bầu dài 24m đạt tải trọng giới hạn từ 400kN tới 1000kN.

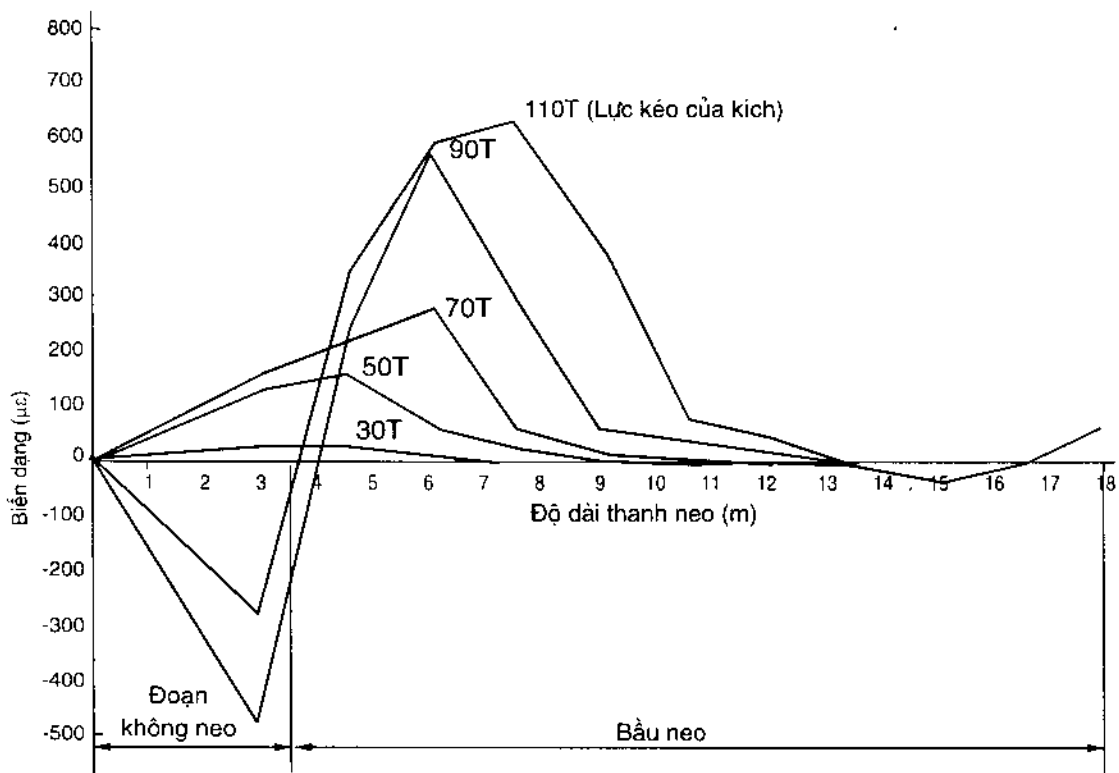
(2) Tình hình chịu lực của bầu neo

Việc nền móng thuộc Viện nghiên cứu Khoa học Kỹ thuật Trung Quốc đã tiến hành thử 2 neo, do ứng suất biến dạng của neo (gồm đoạn tự do và bầu neo).

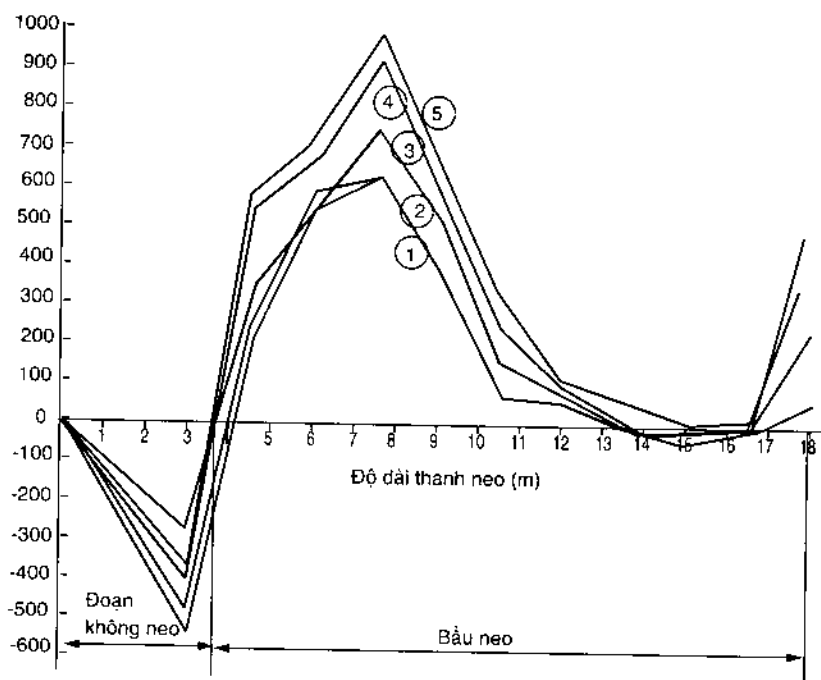
Chôn biến dạng kế của bê tông vào trong vữa của bầu neo theo từng mét dài để đo biến dạng, đã đo biến dạng bầu neo theo từng cấp của lực kéo, còn đo cả tình hình biến dạng ngay trong quá trình đào đất và sau khi hoàn tất việc đào đất một tháng. Trong khi đo đã rút ra một số quy luật:

Ở toà nhà Kinh Thành, tầng neo thứ ba do 2 thanh, toàn bộ bầu neo ở trong cát mịn và cát trung đá sỏi, toàn thanh neo dài 18m, đoạn bầu neo dài 14,4m, dây neo là 9 dây thép xoắn 7 ϕ 5. Kích kéo căng cứ 100kN chọn làm một cấp, cho đến 1100kN. Lấy độ dài thanh neo làm trục hoành, biến dạng làm trục tung để vẽ thành đường cong, trên hình 12.14 là của thanh số 1.

Cũng đo giống như thanh neo nói trên trong quá trình đang đào đất và sau khi đào đất một tháng, tình hình ứng suất và biến dạng biến đổi theo độ dài thanh neo (xem hình 12.15).



Hình 12.14: Đường cong phân bố biến dạng của neo trong quá trình kéo căng thanh neo đo thử số 1 ở toà nhà Kinh thành - Bắc Kinh



Hình 12.15: Đường cong phân bố biến dạng của thanh neo đo thử số 1 trong quá trình đào hố móng ở toà nhà Kinh thành - Bắc Kinh

1. Thanh neo kéo căng 1100kN, ngày 16 tháng 3; 2. Tháo bỏ kích, ngày 16 tháng 3;
3. Trong quá trình đào hố móng ngày 21 tháng 3; 4. Đào xong hố móng, ngày 30 tháng 3;
5. Sau khi đào xong hố móng 1 tháng, ngày 29 tháng 4

Từ kết quả đo ta thấy:

a) Sau khi biến dạng neo đạt trị số đỉnh, biến dạng tụt xuống, đến chỗ 14 - 16m của toàn độ dài thanh neo, tức là chỗ 10,5 - 12,5m của bầu neo, biến dạng đã bằng không, bằng 72% - 87% độ dài 14,4m của bầu neo theo như thiết kế ban đầu;

b) Trong quá trình đào: theo thời gian từ khoá neo đến lúc đào và 1 tháng sau khi đào xong thấy đường cong biến dạng của bầu neo là đường cong tăng dần, trị số đỉnh cũng ở trong phạm vi 3,5 - 5m của bầu neo.

c) Sau khi đào xong 1 tháng, ở chỗ 10,5 - 12,5m của bầu neo đã không có biến dạng.

d) Thực tế bầu neo chịu lực ở độ dài 10,5m, so với thiết kế cần dài 14,5m vậy hệ số an toàn gần 1,4 so với quy định của quy phạm.

(3) Tổn thất dự ứng lực và kéo căng neo

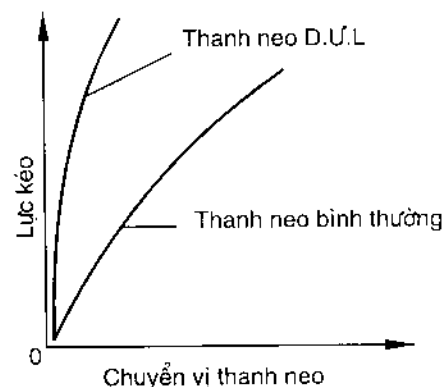
a) Thanh neo dự ứng lực và thanh neo không dự ứng lực

Khi không dự ứng lực thì giữa đầu neo với dầm sườn và tường cọc, giữa vữa thân neo với lớp đất không có ứng suất, muốn phát huy tác dụng của thanh neo, chỗ đầu neo sẽ phải có biến dạng chuyển vị rất lớn, để giảm bớt biến dạng cần phải căng ứng suất trước. Tác dụng của ứng suất tăng trước của thanh neo dự ứng lực là làm cho bó sợi thép, dây thép xoắn, cốt thép của dây neo bị kéo căng và ép chặt vào đầu neo, dầm sườn và tường cọc, giữa vữa xi măng với đất sinh ra lực cản ma sát, toàn hệ thống đều ở trong tình

trạng chịu lực. Dự ứng lực căng cũng chính là 1 lần thử nghiệm chịu lực đối với thanh neo ở trong đất.

So sánh đường cong chuyển vị khi chịu kéo của thanh neo dự ứng lực với thanh neo không dự ứng lực (neo bình thường) như hình 12.16.

Ứng suất tăng trước của thanh neo dự ứng lực không phải là cùng một khái niệm với bê tông dự ứng lực. Bê tông dự ứng lực có tính chất tăng cường cho bê tông, còn dự ứng lực thanh neo chỉ là để giảm bớt chuyển vị, chứ không phải là tăng khả năng chống nhổ của thanh neo. Đây là khái niệm khác nhau giữa hai loại. Vì thế, việc kéo dự ứng lực thanh neo không thể giống như bê tông dự ứng lực.



Hình 12.16: So sánh hai loại thanh neo

b) Tổn thất trị số dự ứng lực

• Tổn thất dự ứng lực khi khoá đầu neo

Trị số tổn thất dự ứng lực khi khoá đầu neo tại công trình toà nhà Kinh thành đo được bằng bộ truyền cảm đầu neo với các số liệu sau đây:

- Thanh neo số 1 toà nhà Kinh Thành, trị số dự ứng lực là 880kN, sau khi khoá chặt đầu neo thì hạ xuống còn 815kN, tổn thất dự ứng lực 7%.
- Thanh neo số 2 ở toà nhà Kinh Thành, trị số dự ứng lực là 820kN, sau khi khoá đầu neo thì trị số là 720kN, tổn thất 12%.

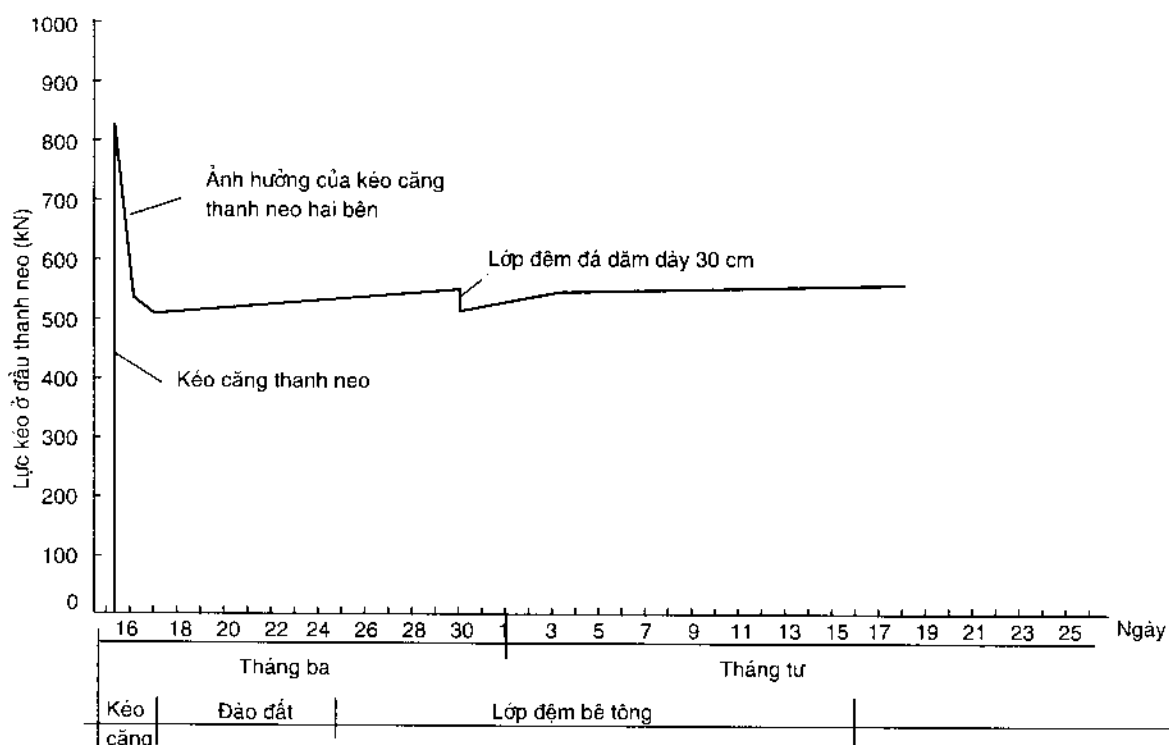
• Tổn thất dự ứng lực của thanh neo liên kết

Vì khoảng cách giữa các thanh neo tương đối gần nhau, do tác động chống thêm ứng suất trong các lớp đất neo giữ, làm cho nền đất biến dạng về phía hố móng, khi kéo căng thanh neo được kéo sau sẽ làm hạ thấp ứng suất trong thanh neo liên kết được kéo trước. Đồng thời, đầm sừn được coi là một hệ liên tục, sau khi thanh neo liên kết được kéo dự ứng lực, thì sẽ có biến dạng mạnh về phía ngoài giáp với đất, làm cho thanh neo đã được kéo dự ứng lực trước đó bị chuyển dịch và tổn thất dự ứng lực này là lớn.

Thanh neo số 2 ở toà nhà Kinh thành, cự li giữa các neo là 1,1m, khi kéo căng thanh giữa đến 820kN, sau khi thanh ở hai bên cạnh kéo xong, bộ truyền cảm đầu neo chỉ còn 525kN, so với lúc đầu tổn thất dự ứng lực tới 36%.

Hình 12.17 là kết quả đo tổn thất dự ứng lực của thanh neo số 2 ở toà nhà Kinh Thành, thể hiện sự tổn thất dự ứng lực sau khi kéo thanh neo liên kết và tổn thất từ biến theo thời gian.

Như trên hình 12.17, ngày 16 ứng suất đầu neo là 525kN, trong ngày 30 tháng 3, do có nhồi đá đầm vào bên cạnh cọc, dự ứng lực hạ xuống, sau đó lại quay lại, cho đến ngày 18 tháng 4, ứng suất không thay đổi.



Hình 12.17: Tổn thất dự ứng lực thanh neo số 2 ở Đại lầu Kinh Thành

• **Kéo căng dự ứng lực và trị số khoá neo**

Như trên đã nói rõ: kéo căng dự ứng lực cho thanh neo chỉ là kiểm nghiệm khả năng chịu cắt của đất, có thể giảm bớt chuyển dịch của kết cấu, nhưng không tăng khả năng chống nhổ của thanh neo.

Tài liệu về việc đo lực của neo trong khi đào đất sau khi đã khoá neo và sau một tháng xem hình 12.15: chứng tỏ là biến dạng của thanh neo có quan hệ mật thiết với việc tăng áp lực đất vào cọc chắn đất mà thanh neo phải chịu, chứ quan hệ không nhiều với trị số dự ứng lực khi khoá thanh neo.

Căn cứ vào kinh nghiệm và số liệu đo vừa nêu cho thấy ứng suất khống chế khi kéo căng dự ứng lực không được vượt quá 65% cường độ tiêu chuẩn của thép và cũng không được vượt quá trị thiết kế.

Ví dụ ở đây với bó thép 7 ϕ 5 diện tích 138mm^2 thì lực kéo:

$$138 \times 1470 \times 0,65 = 131,86\text{kN}$$

So với cường độ thép $138 \times 1000 = 137\text{kN}$, tức lực kéo căng không vượt quá 138kN. Theo tài liệu của Mỹ cho phép có thể kéo căng tới 1,33P (P - tải trọng thiết kế).

Từ kinh nghiệm, Trung Quốc kiến nghị ứng suất khống chế khi khoá neo nên lấy bằng 75% tải trọng thiết kế.

12.2.3. Ví dụ 12.3: Tính toán giếng chìm (theo [15])

1. Sơ lược về công trình

Một giếng chìm với tường của thành giếng là những tấm bê tông cốt thép, có sơ đồ như trên hình 12.18. Giếng hình tròn đường kính 40m, đáy giếng sâu 8,5m, tường thành giếng sâu 10m.

Đất: cát hạt nhỏ, dung trọng $\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$, tỉ trọng $\gamma_s = 26,6 \text{ kN/m}^3$, hệ số rỗng $e = 0,6$, góc ma sát trong $\varphi = 25^\circ$, nước ngầm ở độ sâu - 4,0m. Trong thời gian đào đất phía trong giếng đã dùng biện pháp hạ mực nước ngầm sâu, sau khi lắp đáy thì không cần thu nước nữa.

Có tải trọng $q = 20 \text{ kN/m}^2$ ở gần miệng giếng.

Sơ đồ tính toán của công trình như trình bày trên hình 12.19 là sơ đồ dầm, trong đó các tấm tường của thành giếng tựa lên dầm đai hình xuyên OK-1 và OK-2 đặt tại đầu và lưng tường ở độ sâu 5,8m và đáy ở độ sâu 8,5m.

Tải trọng dùng trong tính toán gồm:

Trọng lượng tường $G_1 = 8138,9 \text{ kN}$;

Trọng lượng đáy $G_2 = 27124,6 \text{ kN}$;

Trọng lượng dầm đai OK - 2 $G_3 = 2170,4 \text{ kN}$;

Trọng lượng của tường dẫn $G_4 = 4069,6 \text{ kN}$

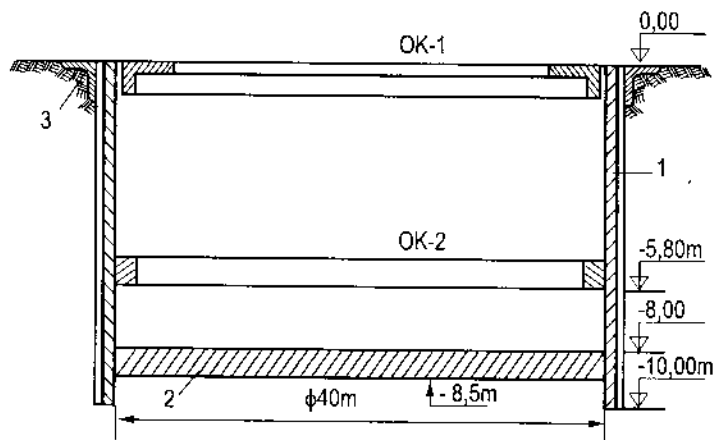
Áp lực đất chủ động tại chân tường $P_a = 87,1 \text{ kN/m}^2$;

Áp lực đất chủ động tại đáy giếng $p'_a = 72,9 \text{ kN/m}^2$;

Lực đẩy nổi $p_l = 56520 \text{ kN}$;

Lực ma sát $T = 25120 \text{ kN}$;

Áp lực chủ động do q gây ra $p_a^q = 8 \text{ kN/m}^2$.

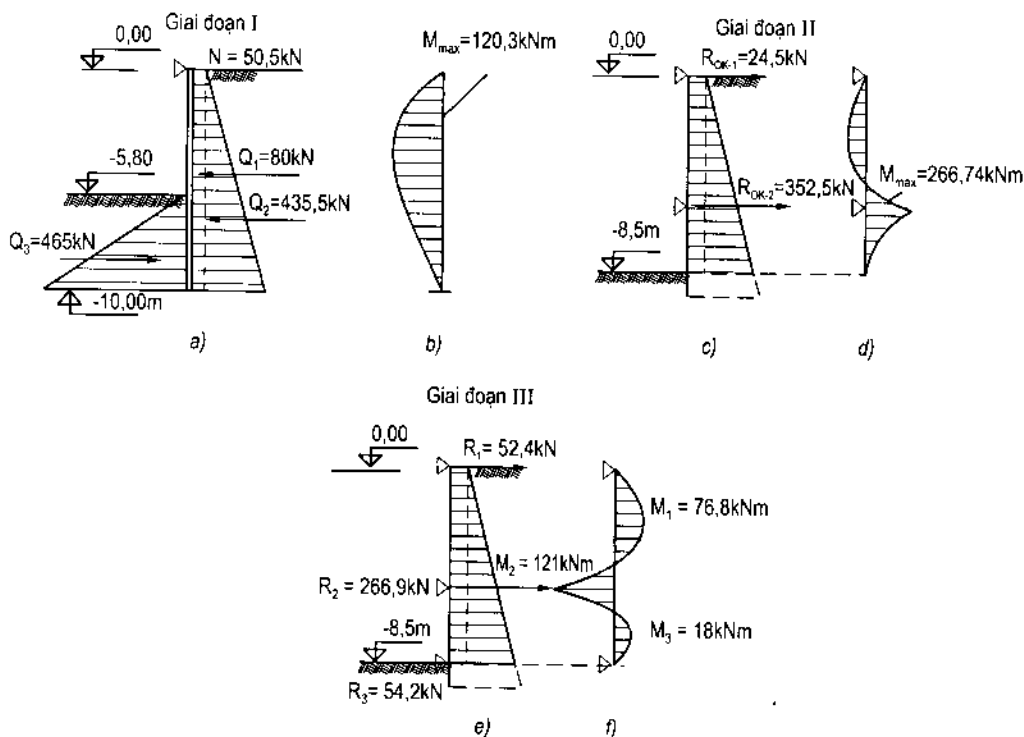


Hình 12.18: Sơ đồ công trình sâu có dầm đai hình xuyên OK của ví dụ 12.3

1. Tường công trình; 2. Đáy; 3. Tường dẫn

2. Xác định nội lực trong các tấm tường trong thi công đào đất

Tính toán mômen lớn nhất ứng với các giai đoạn đào đất tới các độ sâu khác nhau phía bên trong giếng



Hình 12.19: Sơ đồ tải trọng và biểu đồ mômen uốn ở những độ sâu đào khác nhau trong hố móng của ví dụ 12.3
a, c, e) Sơ đồ tính toán tường; b, d, f) Biểu đồ mômen uốn

Giai đoạn I: đất phía trong giếng đào đến độ sâu 5,8m (hình 12.19a) tường được giữ chặt vào dầm đai OK-1. Xem tường là tấm mỏng liên kết khớp ở miệng tường dẫn và chân thì ngàm vào trong đất cho đến khi đào đất đến dầm đai OK-2.

Tính áp lực đất chủ động:

$$Q_1 = p_a^q H = 8 \times 10 = 80 \text{ kN/m};$$

$$Q_2 = \frac{1}{2} p_a H = \frac{87,1 \times 10}{2} = 435,5 \text{ kN/m};$$

Áp lực đất bị động tại chân tường của giếng:

$$p_p = \gamma h_2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = 1,1 \times 19,5 \times (10 - 5,8) \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2} \right) \\ = 221,6 \text{ kN/m}^2;$$

(n - hệ số điều chỉnh áp lực đất bị động)

$$Q_3 = \frac{1}{2} p_p h_2 = \frac{1}{2} \times 221,6 \times 4,2 = 465 \text{ kN/m};$$

Kiểm tra độ sâu ngầm của tường theo điều kiện ổn định lật đối với điểm xoay tại đầu tường:

$$Q_1 \times \frac{1}{2}H + Q_2 \times \frac{2}{3}H \leq \left[\frac{2}{3}(H - h_1) + h_1 \right] Q_3$$

$$\frac{80 \times 10}{2} + \frac{435,5 \times 2 \times 10}{3} \leq \left[\frac{2}{3} \times 4,2 + 5,8 \right] \times 465;$$

$$3300,4 \leq 3999.$$

Hệ số ổn định của tường:

$$\frac{3999}{3000,4} = 1,21 \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

Tính lực tác dụng lên dầm đai OK-1:

$$N = Q_1 + Q_2 - Q_3 = 80 + 435,5 - 465 = 50,5 \text{ kN.}$$

Xác định vị trí tiết diện ở đó có mômen uốn lớn nhất:

$$z_0 = \sqrt{\frac{2N}{\gamma \tan^2(45^\circ - \varphi/2)}} = \sqrt{\frac{2 \times 50,5}{19,5 \times 0,406}} = 3,57 \text{ m}$$

Mômen uốn lớn nhất (hình 12.19b):

$$M_{\max} = Nz_0 - \frac{\gamma z_0^3 \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{6} =$$

$$= 50,5 \times 3,57 - \frac{19,5 \times 3,57^3 \times 0,406}{6} = 120,3 \text{ kNm}$$

Kết quả tính trình bày trên hình 12.19b.

Giai đoạn 2: Đất trong giếng đào đến cốt dưới đáy giếng (-8,5m) tẩm tường tựa lên 2 dầm đai OK-1 và OK-2, xem là khớp. Chú ý rằng lúc này chân tường chôn vào đất chỉ có 1,5m, sức chống bị động của đất được coi như an toàn. Tẩm tường xem như dầm dài 8,5m có 2 gối tựa chịu tải phân bố có dạng hình thang (hình 12.19c). Trị số trung độ của tải trọng theo kết quả tính vừa nêu ở giai đoạn 1.

Tính trị phản lực của các gối tựa:

$$R_{OK-1} = \frac{H}{6h} \left[h(2p_a^p + p_a') - (H - h)(p_a^q + 2p_a') \right] =$$

$$= \frac{8,5}{6 \times 5,8} \left[5,8(2 \times 8 + 72,9) - (8,5 - 5,8)(8 + 2 \times 72,9) \right] =$$

$$= 24,5 \text{ kN;}$$

$$R_{OK-2} = \frac{H^2}{6h} \left[p_a^q + 2(p_a^q + p_a') \right] =$$

$$= \frac{8,5^2}{6 \times 5,8} \left[8 + 2(8 + 72,9) \right] = 352,5 \text{ kN.}$$

Tính toán trị mômen:

$$M_{OK-1} = 0;$$

$$\begin{aligned} M_{OK-2} &= \frac{H}{6h} \left\{ h \left[2p_a^q + (p_a^q + p_a') \right] - (H-h) \left[p_a^q + 2(p_a^q + p_a') \right] \right\} h - \\ &\quad - \frac{p_a^q h^2}{2} - \frac{p_a' h^3}{6H} = \frac{8,5}{6 \times 5,8} \left\{ 5,8 \left[2 \times 8 + (8 + 72,9) \right] - \right. \\ &\quad \left. - (8,5 - 5,8) \left[8 + 2(8 + 72,9) \right] \right\} 5,8 - \frac{8 \times 5,8^2}{2} - \frac{72,9 \times 5,8^3}{6 \times 8,5} = \\ &= -266,74 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tính:

$$x = \frac{h}{2} = \frac{5,8}{2} = 2,9 \text{ m};$$

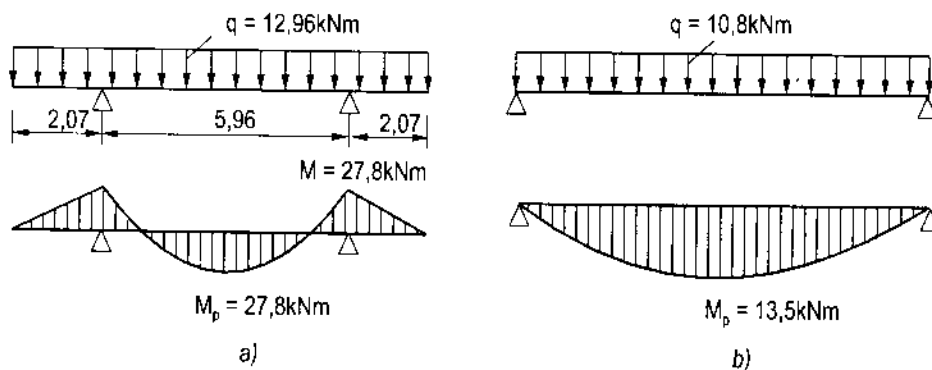
$$\begin{aligned} M_{nhịp \frac{h}{2}} &= \frac{H}{6h} \left\{ h \left[2p_a^q + (p_a^q + p_a') \right] - (H-h) \left[p_a^q + 2(p_a^q + p_a') \right] \right\} x - \\ &\quad - \frac{p_a^q x^2}{2} - \frac{p_a' x^3}{6H} = \frac{8,5}{6 \times 5,8} \left\{ 5,8 \left[2 \times 8 + (8 + 72,9) \right] - \right. \\ &\quad \left. - (8,5 - 5,8) \left[8 + 2(8 + 72,9) \right] \right\} \times 2,9 - \frac{8 \times 2,9^2}{2} - \frac{72,9 \times 2,9^3}{6 \times 8,5} = \\ &= 4,85 \text{ kNm}. \end{aligned}$$

Kết quả tính toán trình bày trên hình 12.19c, d.

Giai đoạn 3: Làm xong đáy của công trình, tấm tường của thành giếng tựa lên 3 điểm: tường dẫn OK-1 ở miệng giếng, dầm đai OK-2 ở lưng tường và đáy. Xem tấm tường như dầm liên tục 2 nhịp với độ dài các nhịp không bằng nhau, chịu tải trọng hình thang (hình 12.19e).

Phản lực của các gối tựa và mômen ở gối tựa và nhịp: $R_1 = 52,4 \text{ kN}$; $R_2 = 266,9 \text{ kN}$; $R_3 = 54,2 \text{ kN}$; $M_1 = 76,8 \text{ kNm}$; $M_2 = 121 \text{ kNm}$; $M_3 = 18 \text{ kNm}$.

Kết quả tính toán được trình bày trên hình 12.19e, f.



Hình 12.20: Sơ đồ tải trọng khi vận chuyển của ví dụ 12.3
(a) và lắp dựng (b) tấm tường

3. *Xác định nội lực trong tấm tường đúc sẵn khi vận chuyển và lắp dựng (hình 12.20).*

Khoảng cách của gối kê (tựa) so với mép tấm tường: $l_1 = 0,207 H = 0,207 \times 10 = 2,07\text{m}$.

Tải trọng do trọng lượng bản thân của tấm tường khi chế tạo và vận chuyển (hình 12.20a):

$$q_1 = 0,3 \times 24 \times 1,8 = 12,96\text{kN/m}.$$

Mô men tính toán khi vận chuyển các cấu kiện đúc sẵn:

$$M_{p1} = 12,96 \times 2,07^2 \times 0,5 = 27,8 \text{ kNm}.$$

Lực cắt:

$$Q_1 = 12,96 \times 2,07 = 26,82\text{kN}.$$

Tải trọng do trọng lượng bản thân khi lắp dựng (hình 12.20, b):

$$q_2 = 0,3 \times 24 \times 1,5 = 10,8 \text{ kN/m}$$

Mômen uốn lớn nhất:

$$M_{p2} = \frac{10,8 \times 10^2}{8} = 135\text{kNm}$$

Lực cắt:

$$Q_2 = \frac{10,8 \times 10}{2} = 54\text{kN}$$

Để tính toán ta chọn mômen và lực cắt lớn nhất khi đào đất ở những độ sâu khác nhau trong giếng.

4. *Tính toán dầm đai hình xuyên OK-2*

Mômen uốn và lực pháp tuyến được xác định theo các công thức (8.7) và (8.8):

$$\begin{aligned} M_A &= -0,1488 p_A r^2 (K_{kd} - 1) = -0,1488 \times 352,5 \times 20^2 (1,15 - 1) = \\ &= -3147\text{kNm}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_B &= 0,1366 \times p_A r^2 (K_{kd} - 1) = 0,1366 \times 352,5 \times 20^2 (1,15 - 1) = \\ &= 2889\text{kNm}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_A &= p_A r [1 + 0,7854 (K_{kd} - 1)] = 352,5 \times 20 [1 + 0,7854 (1,15 - 1)] \\ &= 7880\text{kN}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_B &= p_A r [1 + 0,5 (K_{kd} - 1)] = 352,5 \times 20 [1 + 0,5 (1,15 - 1)] = \\ &= 7578\text{kN}. \end{aligned}$$

5. *Kiểm tra ổn định công trình về đẩy nổi*

Tính hệ số ổn định về đẩy nổi theo công thức (8.16):

$$\begin{aligned} \gamma_{fw} &= \frac{G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + T}{0,785 \times 40^2 \times 10 \times 4,5} = \frac{8138,9 + 27129,6 + 2170,4 + 4069,4 + 25120}{0,785 \times 40^2 \times 10 \times 4,5} \\ &= \frac{6620}{56520} = 1,18 < 1,2; \end{aligned}$$

Công trình bị đẩy nổi nên cần thêm phụ tải:

$$G_d = 56520 \times 1,2 - 66620 = 67820 - 66620 = 1200\text{kN}$$

Phụ tải có thể làm lớp bê tông cho đáy dày thêm. Diện tích đáy:

$$F_o = 0,785D^2 = 0,785 \times 40^2 = 1256\text{m}^2$$

Bề dày lớp bê tông đổ thêm là:

$$h = \frac{G_d}{F_o \gamma_{bt}} = \frac{1200}{1250 \times 22} = 0,045\text{m}$$

Một công trình giếng chìm khác bằng bê tông cốt thép toàn khối có kích thước trên mặt bằng $78,6 \times 28,6\text{m}$ sâu 26m tại nhà máy cán thép Novolipeski (vào loại lớn nhất thế giới) được hạ vào trong nền đất phức tạp đã thiết kế và thi công theo phương pháp đánh chìm từng đốt giếng. Ngoài việc phải có giải pháp thi công thích hợp ra, ở đây còn lắp các đầu đo biến dạng để xác định ứng suất phát sinh trong thành giếng trong quá trình hạ cũng như đo áp lực đất lên thành giếng. Nếu cần hiểu chi tiết hơn về công trình này xin tham khảo tài liệu [17].

12.3. MỘT SỐ GIẢI PHÁP THI CÔNG CÔNG TRÌNH NGẦM TRONG HỐ ĐÀO MỎ

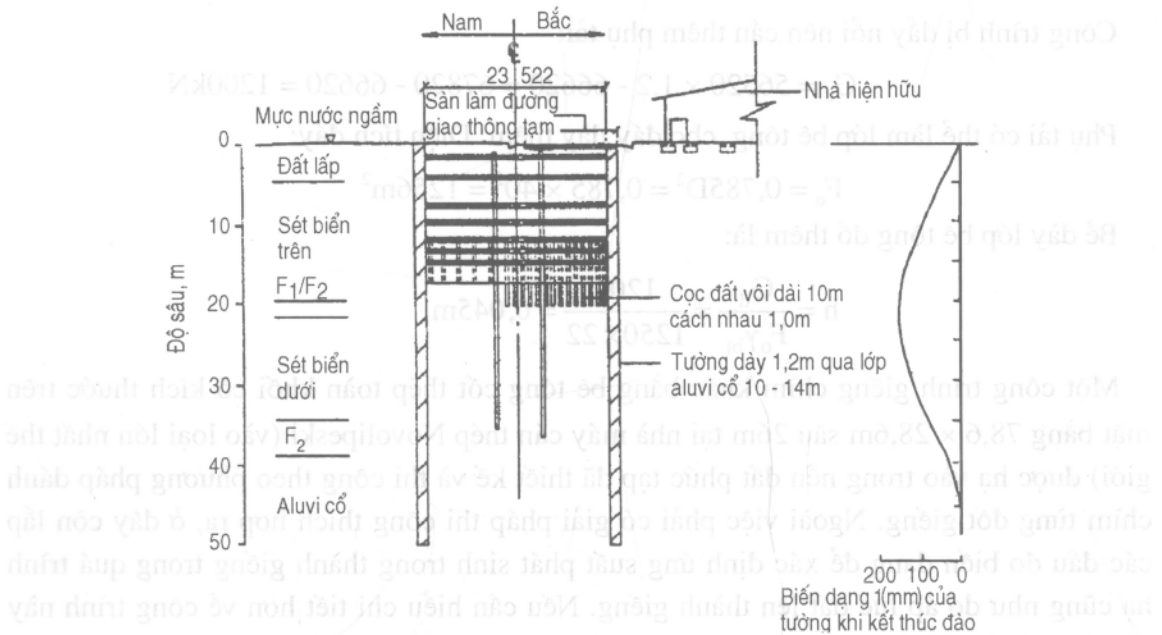
Phần này chỉ giới thiệu một số giải pháp thi công công trình ngầm thực tế với cách chấn giữ thành đã đề cập đến trong các chương trước để người đọc làm quen và hiểu biết sâu hơn những điều đã trình bày trong quyển sách này và thêm kiến thức thực tế để có thể thiết kế công trình thực tế.

12.3.1. Kinh nghiệm nước ngoài

1. Kinh nghiệm của Singapore [6]

Những công trình ngầm ở Singapore được xây dựng cuối những năm 80 và đã hệ thống trình bày ở bảng 12.1. Điều kiện đất nền của Singapore phần lớn là sét yếu và cát rời hoặc đất rắn chắc và đá. Sét yếu và cát rời là trầm tích ở các thung lũng khi biển lùi xa. Khi không có sét yếu và cát rời thì các hố đào mở có mái nghiêng, khi cần thì dùng đinh đất hoặc neo đá để giữ thành. Thường một hố đào sâu 15m làm ga tàu điện ngầm trong sét biển thì áp lực chủ động khoảng 60kPa. Khi dùng tường chắn sâu hơn thì phải chú ý đến mômen khá lớn và độ uốn của tường đáng kể, phải có giải pháp đặc biệt để xử lý vấn đề này.

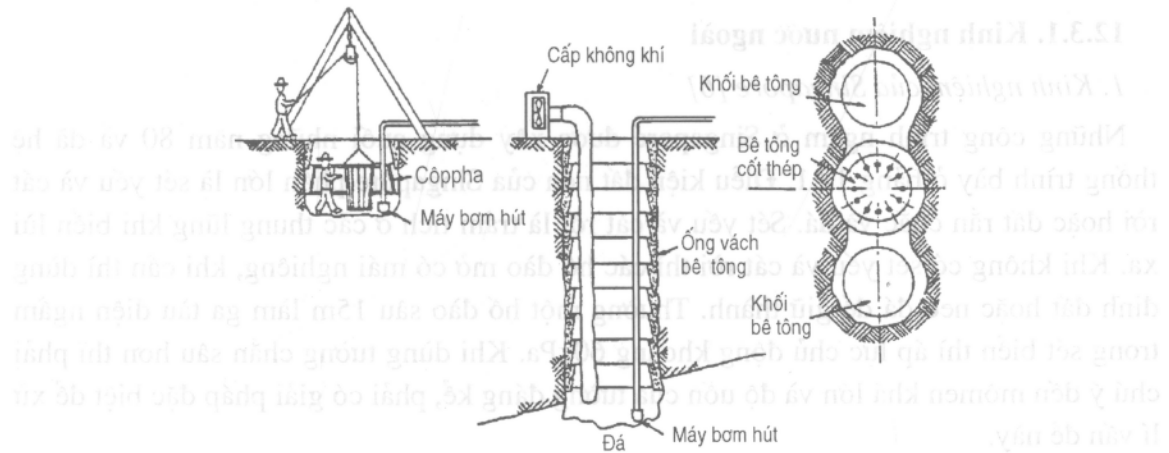
Ví dụ tại ga Bugis (số 12 trong bảng 12.1) đã dùng tường trong đất dày 1,2m sâu tới 54m, xuyên qua lớp aluvi cổ dày 10 - 14m. Phía trên đó cho tới đáy hố đào là lớp sét biển phải dùng cọc đất vôi để gia cố nền (xem hình 12.21). Dùng 7 tầng dàn chống ngang để giữ tường và độ uốn của tường đo được tới 150mm. Chú ý rằng do hố đào khá gần công trình hiện hữu nên chuyển vị này là lớn.



Hình 12.21: Mặt cắt đứng ga tàu điện ngầm Bugis của Singapore: 7 tầng dầm chống để hạn chế biến dạng của tường

2. Kinh nghiệm Hồng Kông [6]

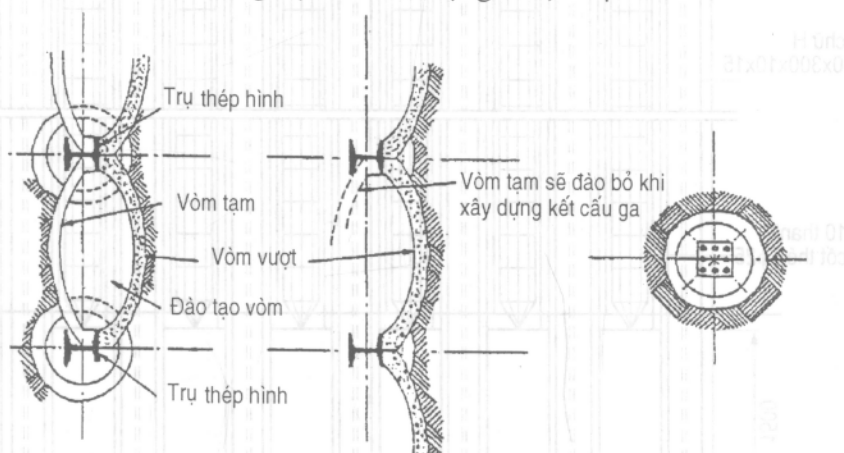
Ga tàu điện ngầm Choi Hung và Diamord Hill (số 1 và số 2 bảng 12.3) được xây dựng theo kỹ thuật phổ biến của địa phương: tức dùng phương pháp đào thủ công và đổ tại chỗ các cốt bê tông để giữ thành lỗ cọc (giống như đào giếng); tạo ra tường chắn ở công trình ga Choi Hung (hình 12.22) còn ở ga Diamon Hill thì thay đổi một ít: tạo vòm tạm thời giữa các trụ thi công theo phương pháp đào thủ công và làm cọc có thép hình gia cường (hình 12.23).



Hình 12.22: Dùng phương pháp đào thủ công và đổ bê tông ống vách từng đoạn khi thi công ga tàu điện ngầm Choi Hung ở Hongkong

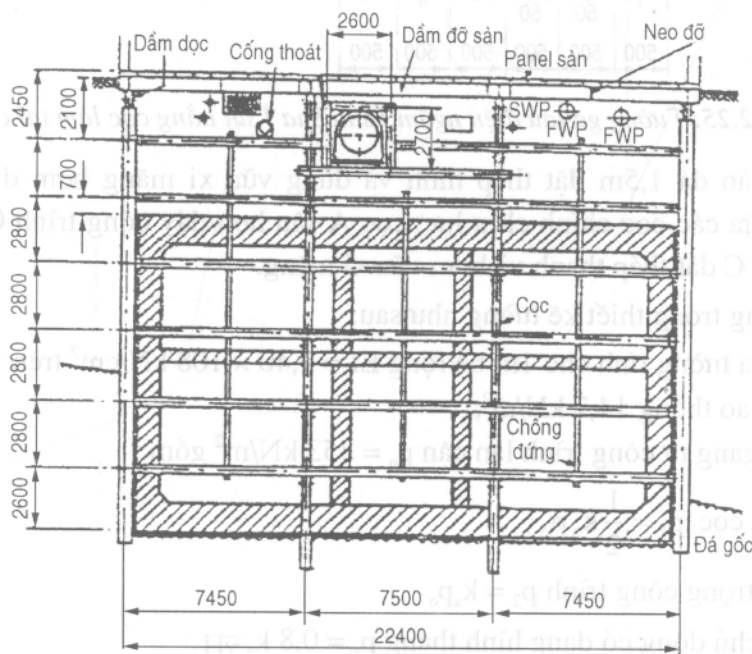
Các trụ ống giếng để giữ thành hố đào lúc thi công và sau đó trở thành trụ vĩnh cửu của công trình. Gần đây phương pháp này ít được dùng ở Hồng Kông do điều kiện về

sinh không tốt và nhiều rủi ro, nhưng khi hố đào không sâu lắm thì có thể xem đây là giải pháp rẻ và dễ thực hiện khi thay đất bê tông đổ tại chỗ bằng ống BTCT đúc sẵn có đường kính lớn hơn 80cm (kinh nghiệm của Thượng Hải) được đánh chìm dần khi đào.

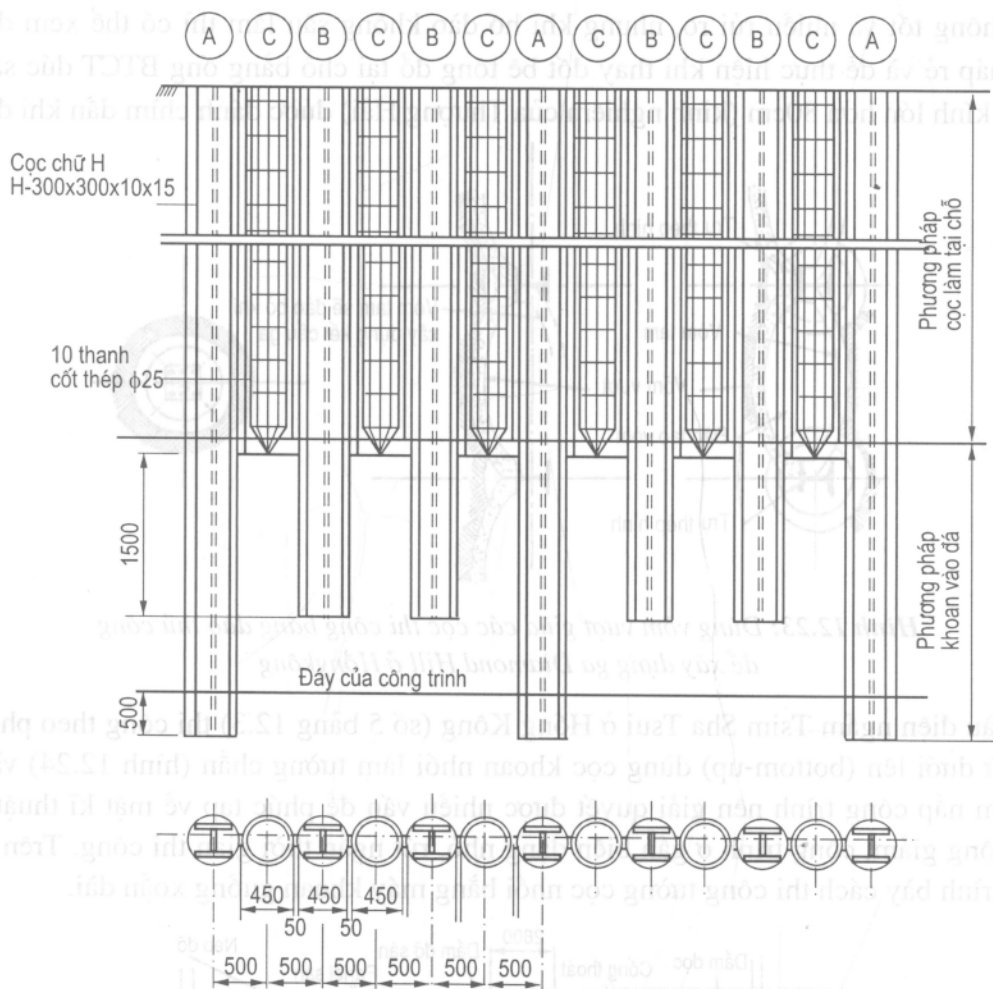


Hình 12.23: Dùng vòm vượt giữa các cọc thi công bằng đào thủ công để xây dựng ga Diamond Hill ở Hồng Kông

Ga tàu điện ngầm Tsim Sha Tsui ở Hồng Kông (số 5 bảng 12.3) thi công theo phương pháp từ dưới lên (bottom-up) dùng cọc khoan nhồi làm tường chắn (hình 12.24) và sàn tạm làm nắp công trình nên giải quyết được nhiều vấn đề phức tạp về mặt kỹ thuật như chấn động giảm, công trình ở gần biến dạng nhỏ, rút ngắn thời gian thi công. Trên hình 12.25 trình bày cách thi công tường cọc nhồi bằng máy khoan guồng xoắn dài.



Hình 12.24: Sử dụng sàn tạm giữ tường theo phương pháp "dưới lên" tại ga metro Tsim Sha Tsui (Hồng Kông)



Hình 12.25: Tường ga tàu điện ngầm Tsing Sha Tsui bằng cọc làm tại chỗ PIP

Cọc B sâu vào đá 1,5m đặt thép hình và dùng vữa xi măng bơm dưới áp lực 200 kg/cm² nằm giữa các cọc chính chịu lực, cọc A sâu hơn đáy công trình 0,5m để đỡ sàn giao thông, cọc C đặt thép thanh và bơm vữa xi măng.

Tải trọng dùng trong thiết kế tường như sau:

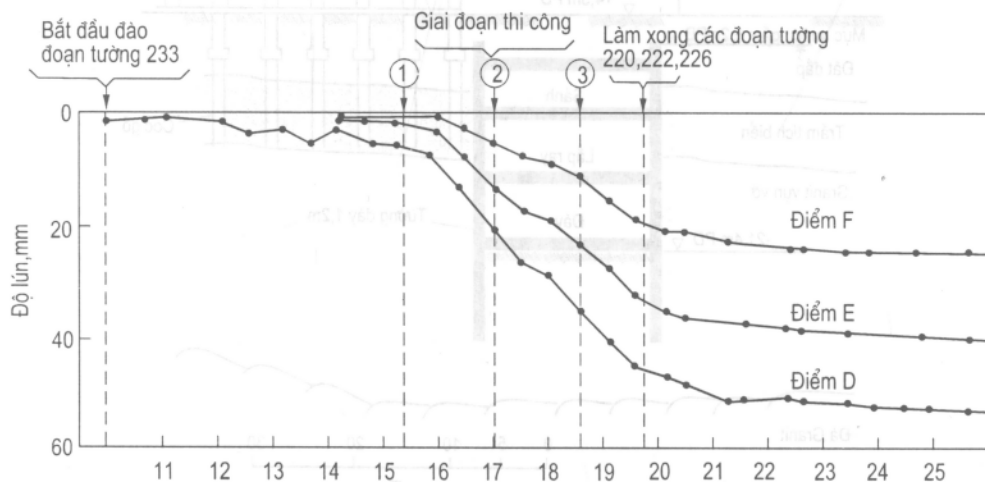
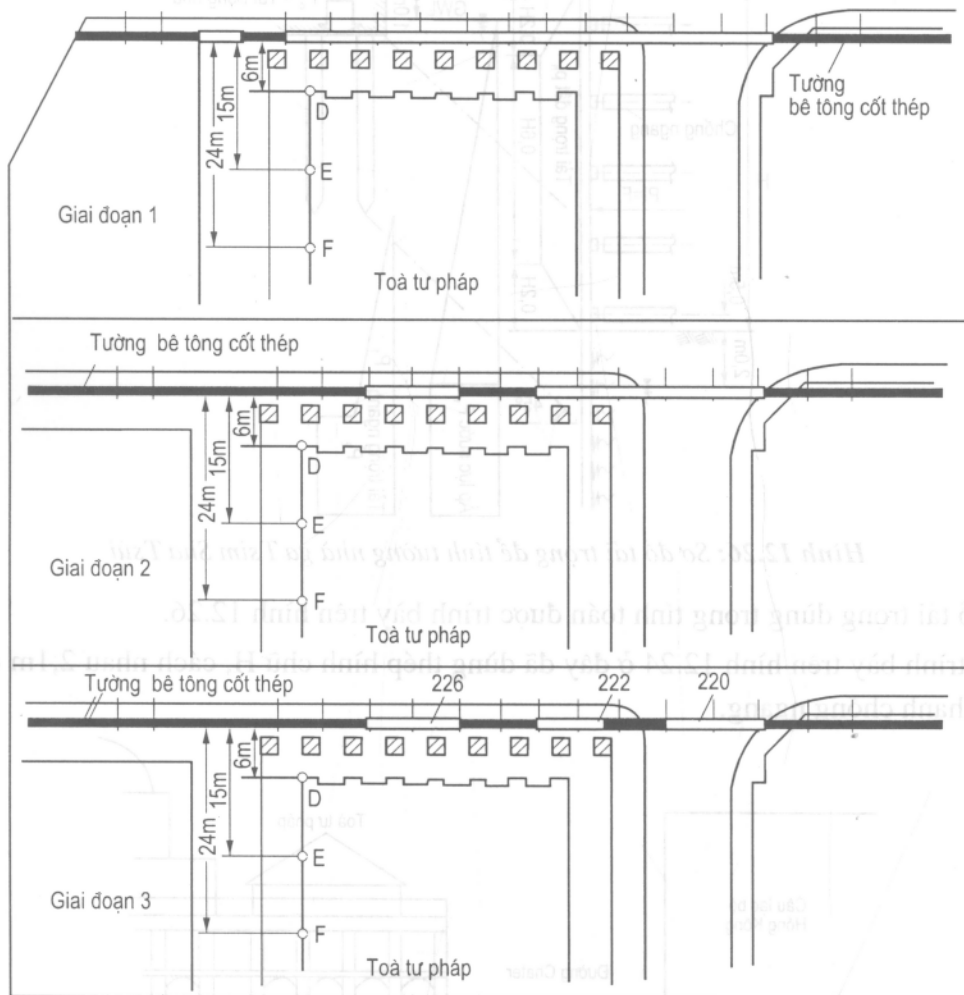
- Độ cứng của tường tính cho 1m bề rộng $EI = 9,40 \times 10^8 \text{ kN/cm}^2$ trên 1m dài;
- Tải trọng giao thông 14,7 kN/m²;
- Tải trọng ngang từ công trình lân cận $p_o = 353 \text{ kN/m}^2$ gồm:

$$+ \text{ ma sát cọc } p_1 = \frac{1}{2} k_a p_o;$$

$$+ \text{ do tải trọng công trình } p_2 = k_a p_o$$

- Áp lực đất chủ động có dạng hình thang $p_a = 0,8 k_a \gamma H$;
- Áp lực nước thủy tĩnh kể từ 1m dưới mặt đất $p_w = (H + 1,0) \gamma_w$;
- Ứng suất thiết kế cho bê tông cọc 23,5N/mm².

Trong quá trình xây dựng tàu điện ngầm ở Hồng Kông đã phát hiện thấy độ lún của những công trình lân cận là đáng kể do hạ nước ngầm, làm tường và đào đất.



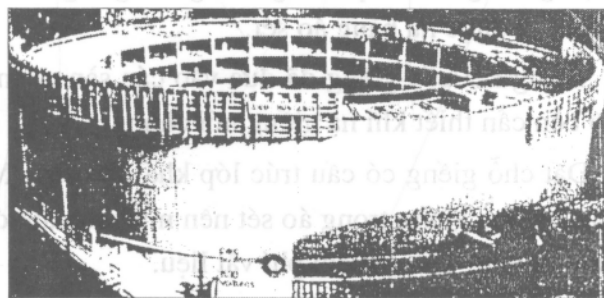
Hình 12.28: Độ lún của đất ở gần tường chắn ga tàu điện ngầm Chater, HongKong

Để nghiên cứu kĩ hơn vấn đề này người ta đã tiến hành quan trắc lún của Toà tư pháp do xây dựng ga tàu điện ngầm Chater gần đó gây ra. Mặt cắt công trình và tình hình địa chất như trên hình 12.27. Hệ số thấm của tầng trầm tích biển khoảng 10^{-7} m/s trong khi đó ở tầng granit vụn vỡ là 10^{-5} m/s. Việc bơm hút nước sẽ có ảnh hưởng lớn đến độ lún: cứ hạ thấp 1m nước ngầm thì lún sẽ là 4mm. Người ta dùng hệ thống hoàn trả lại mực nước ngầm thì thấy kết quả rất tốt.

Trên hình 12.28 là kết quả đo lún tại 3 điểm D, E và F cách tường chắn lần lượt là 6m, 15m và 24m và cách xa các điểm đặt giếng bơm hút nước. Nhận thấy chuyển vị của đất rất bé khi làm tường chắn ngay những điểm gần tường và càng giảm dần ở khoảng cách bằng nửa độ sâu của tường, nhưng là điều chưa từng có và không ngờ là độ lún tăng mạnh do kết hợp ảnh hưởng của độ thấm nước tương đối cao và độ nén trung bình của đá granit bị hoàn toàn phong hoá lại có tính trương nở. Khi làm các đoạn tường 220, 222 và 226 nhưng sau khi kết thúc thi công các đoạn tường này (tức toàn bộ tường đã làm xong) thì độ lún đã ổn định.

Như đã trình bày ở đầu chương 8, phương pháp giếng chìm đã được dùng để xây dựng một nhà cao 30 tầng với 3 tầng hầm làm gara chứa đến 242 ô tô (tại Wickham, Anh) (xem hình 8.1, chương 8). Ở đây khi hạ tầng hầm có đường kính 45m chia thành 16 vách hướng tâm đã dùng vữa sét bơm qua các ống đặt trong tường ngoài để làm giảm ma sát giữa tường giếng và đất chung quanh. Chiều dày của lớp vữa sét khoảng 12,5cm (đó là khe hở giữa tường và đất quanh tường). Tốc độ hạ giếng nhờ đó đạt được 30cm/ngày giếng đã hạ thành công đến độ sâu thiết kế 7,34m sau đó dùng vữa xi măng thay vữa sét. Bản đáy của giếng được đổ bằng bê tông dày 38cm có gia cường bằng các sườn cứng đồng tâm và hướng tâm.

Một công trình khác là gara ô tô ở Genève, đường kính 57m sâu 28m, dùng sàn xoay dạng lò xo dài 1000m, rộng 22m để tăng độ cứng cho giếng và tạo ra các ngăn nhỏ cho ô tô đỗ. Sân trên cùng của gara này nằm sâu cách mặt đất 3m và dùng làm nền cho ngôi nhà 8 tầng ở phía trên nó [17] (hình 12.29).



Hình 12.29: Kết cấu của gara ô tô xây dựng theo phương pháp giếng chìm ở Geneva

Theo tài liệu khảo sát, tại chỗ đặt giếng ở độ sâu khoảng 7m có lớp á sét và sét.

Việc thi công giếng được xem xét rất thận trọng trong các phương án thiết kế và so sánh giá thành của các phương án. Đã xem xét 6 phương án sau đây:

- (1) Hạ giếng bằng phương pháp thông thường với tường giếng dày 60 - 220cm;
- (2) Hạ giếng có các sàn xoay dạng lò xo và chân giếng có lỗ trống;
- (3) Dùng cọc bản thép làm tường chắn và thanh chống tạm bằng bê tông cốt thép;

- (4) Giếng chìm hơi ép;
- (5) Tường chắn bằng cọc bản thép với thanh chống bằng thép;
- (6) Tường chắn bằng cọc thép với các sàn bên trong thi công từ trên xuống.

Giá thành các phương án tính bằng triệu frank Thụy Sĩ: phương án 1: 2,9 (132% so với phương án đã dùng); phương án 2: 2,2 (100%); phương án 3: 3,6 (164%); phương án 4: 2,4 (109%); phương án 5: 3,5 (159%); phương án 6: 2,6 (118%).

Từ số liệu so sánh ta thấy phương án 2 là kinh tế nhất.

Ngoài ra, để xây dựng cần diện tích nhỏ hơn so với các phương án khác, công tác đất có thể cơ giới hoá, thành giếng được gia cường bằng các sàn xoắn ốc nên có độ cứng lớn và chịu uốn và xoắn tốt hơn khi xuất hiện áp lực đất không đều như ở phương án 1.

Khi dùng dung dịch sét để hạ giếng đã nâng cao độ ổn định của khối đất so với các phương pháp khác, không xảy ra nguy hiểm phá hoại khi hạ, đặc biệt là đối với nhà và đường ở gần. Qua so sánh đã dùng phương án 2.

Công trình có độ cứng không gian tốt nên chịu được tải trọng ngang và tải trọng đứng. Khi tính toán áp lực đất lên tiết diện thẳng đứng có dạng parabol với góc ma sát trong $\varphi = 45^\circ$ áp lực chủ động lớn nhất của đất ở độ sâu 28m khoảng $24T/m^2$.

Khi bắt đầu hạ giếng dùng máy đào nhiều gầu chạy trên đường ray tròn để đào đất gần tường còn ở phần giữa giếng thì dùng máy đào một gầu.

Do máy đào nhiều gầu không đảm bảo năng suất cần có và không ổn định khi di chuyển nên đã thay bằng 2 máy đào 1 gầu. Tốc độ trung bình hạ giếng 0,6 - 0,8m/tuần. Độ nghiêng so với phương thẳng đứng ở giai đoạn đầu 20 - 40cm, ở giai đoạn hai 15 - 15cm vì được hạ bằng áo sét.

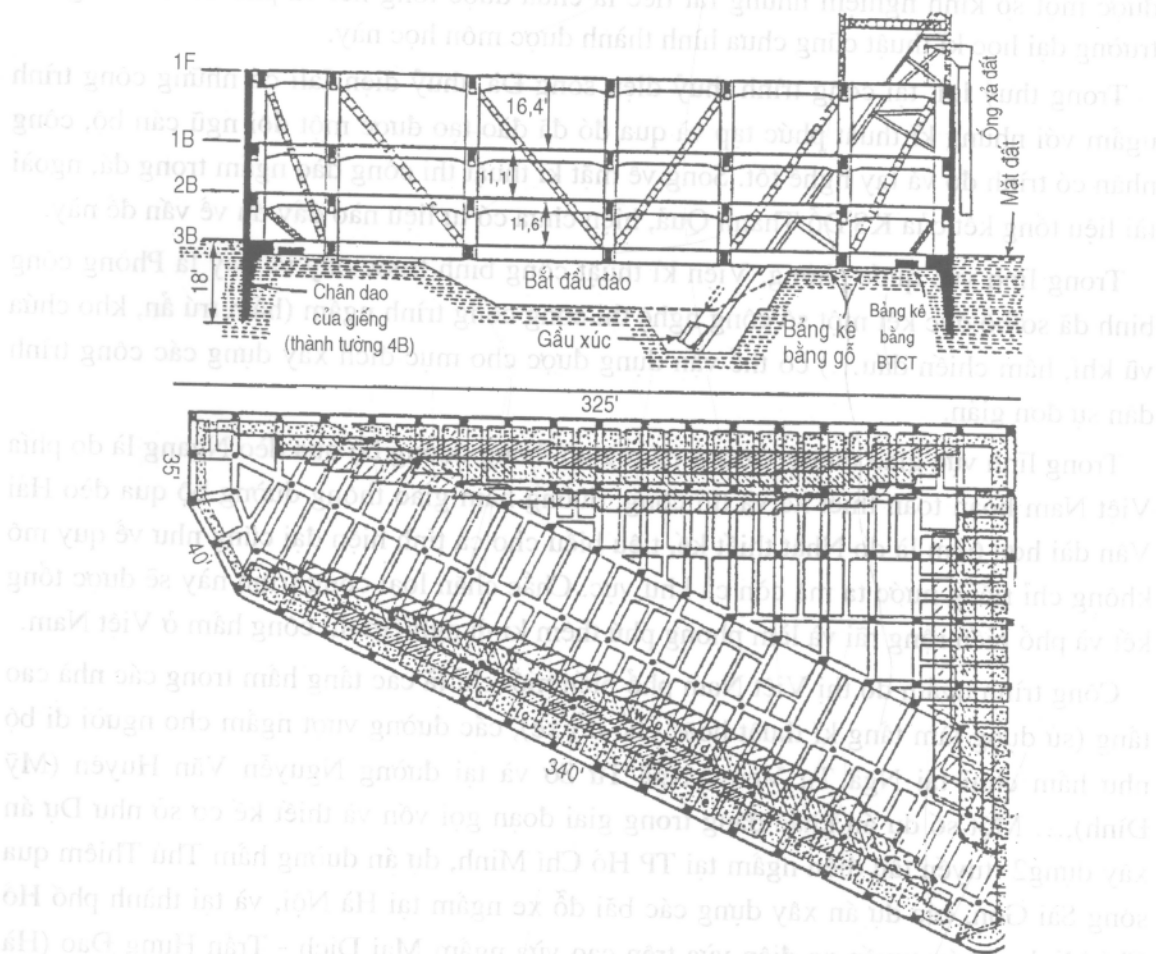
Trong kết cấu giếng đã đưa vào các sàn xoắn ốc cùng với thành giếng đảm bảo được độ bền cần thiết khi hạ giếng nói chung.

Đất chỗ giếng có cấu trúc lớp khá đều đặn. Mực nước ngầm ở độ sâu 3,8m cách mặt đất. Khi hạ giếng trong áo sét nên ma sát giảm đáng kể, do đó cho phép giảm chiều dày thành giếng và giảm chi phí vật liệu.

Ở Nhật, tại Tokyo, từ năm 1950 đã xây 4 tầng hầm trên một mặt bằng khá rộng như hình 12.30. Ba tầng đầu tiên của toà nhà Nikkatsu này được làm trên mặt đất. Các tấm gỗ tạm thời dùng để kê các cột phía trong và dùng để điều chỉnh chuyển dịch của tường vào đất. Giếng chìm có dạng tam giác với diện tích khoảng 0,4 hecta và nặng gần 25000 tấn.

Khi giếng đã hạ đến cốt cuối cùng thì tiến hành đào tiếp đất ở phần chân dao của giếng, thi công đáy giếng như móng bè và tạo thành tầng hầm thứ 4. Nhờ các thanh chống tạm nằm chéo phía trong giếng làm cho giếng tăng thêm độ cứng trong suốt quá trình hạ giếng, ưu việt hơn so với chắn giữ bằng cọc bản thép. Độ lún của nền tường gần phía ngoài giếng khá đều, khoảng 150 - 175mm còn ở khoảng cách 6m thì đường phổ lún khoảng 12mm.

Cũng ở Nhật người ta thi công một công trình có diện tích $80 \times 50\text{m}$ nhiều tầng với phần ngầm gồm 10 giếng chìm có kích thước khác nhau, đặt cạnh nhau quanh chu vi nhà để tạo thành tường chắn sau đó thi công cọc và đào đất ở giữa các giếng (xem [17]).



Hình 12.30: Mặt đứng và mặt bằng tầng hầm toà nhà Nikkatsu

Nhiều nhà máy bơm nước và nhà máy công nghiệp (phân bón, tuyển quặng...) đã dùng phương pháp giếng chìm để thi công phần ngầm của nhà máy. Trong ngành giao thông rất nhiều trụ cầu được thi công bằng phương pháp giếng chìm (xem [6]).

12.3.2. Kinh nghiệm Việt Nam

1. Một số nét tổng quan

Trong những năm xây dựng và phát triển kinh tế cũng như trong sự nghiệp bảo vệ tổ quốc, một số loại công trình ngầm có chức năng khác nhau đã bắt đầu được xây dựng ở nước ta.

Trong công nghiệp, đó là hệ thống các bể chứa nguyên liệu thô hoặc băng tải nhiên liệu cho nhà máy (nhà máy xi măng Bỉm Sơn, nhà máy appatit Lào Cai, nhà máy nhiệt điện Phả Lại, nhà máy phân đạm Hà Bắc...), các trạm bơm cấp nước cho các nhà máy

công nghiệp. Các công trình ngầm này khi xây dựng đều sử dụng phương pháp đào mở có độ sâu từ 4m tới 20m và phần lớn đều do nước ngoài thiết kế. Không ít các phần công trình ngầm này đã được xây dựng từ rất sớm và người Việt Nam chúng ta đã tích lũy được một số kinh nghiệm nhưng rất tiếc là chưa được tổng kết và phổ biến. Trong các trường đại học kỹ thuật cũng chưa hình thành được môn học này.

Trong thủy lợi, tại công trình thủy điện sông Đà, thủy điện Iali có những công trình ngầm với những kỹ thuật phức tạp và qua đó đã đào tạo được một đội ngũ cán bộ, công nhân có trình độ và tay nghề tốt. Song về mặt kỹ thuật thì công đào ngầm trong đá, ngoài tài liệu tổng kết của KS Đỗ Thanh Quả, hiện chưa có tư liệu nào đầy đủ về vấn đề này.

Trong lĩnh vực quốc phòng, Viện kỹ thuật công binh trước đây và nay là Phòng công binh đã sơ bộ đúc kết một số công nghệ thi công công trình ngầm (hầm trú ẩn, kho chứa vũ khí, hầm chiến đấu...) có thể vận dụng được cho mục đích xây dựng các công trình dân sự đơn giản.

Trong lĩnh vực giao thông, đường hầm giao thông đường bộ qua đèo Ngang là do phía Việt Nam hoàn toàn thiết kế và thi công, đường hầm giao thông đường bộ qua đèo Hải Vân dài hơn 6km là do Nhật thiết kế, tiêu biểu cho cả tính hiện đại cũng như về quy mô không chỉ riêng nước ta mà còn cả khu vực. Chắc chắn loại công trình này sẽ được tổng kết và phổ biến rộng rãi và làm phong phú thêm kinh nghiệm thi công hầm ở Việt Nam.

Công trình ngầm đô thị Việt Nam phổ biến mới chỉ là các tầng hầm trong các nhà cao tầng (sử dụng làm tầng kỹ thuật hoặc chỗ đỗ xe), các đường vượt ngầm cho người đi bộ như hầm chui tại Ngã Tư Vọng, Ngã Tư Sở và tại đường Nguyễn Văn Huyền (Mỹ Đình),... Một số dự án khác đang trong giai đoạn gọi vốn và thiết kế cơ sở như Dự án xây dựng tuyến tàu điện ngầm tại TP Hồ Chí Minh, dự án đường hầm Thủ Thiêm qua sông Sài Gòn, các dự án xây dựng các bãi đỗ xe ngầm tại Hà Nội, và tại thành phố Hồ Chí Minh, dự án tuyến xe điện vừa trên cao vừa ngầm Mai Dịch - Trần Hưng Đạo (Hà Nội).... Triển vọng xây dựng ngầm ở nước ta là rất to lớn và khả năng áp dụng những công nghệ thi công hiện đại nhất là có điều kiện thực thi.

2. Một số công nghệ thi công tầng hầm các nhà cao tầng ở Việt Nam

Hai loại tường chắn được dùng phổ biến để thi công các tầng hầm của nhà cao tầng ở Việt Nam là cọc bản thép và tường trong đất. Để chống giữ tường thường sử dụng hệ thanh thép chống ngang hoặc xiên, neo đất và bản thân sàn tầng hầm (phương pháp thi công "trên - xuống").

Dưới đây tóm tắt giới thiệu một số công trình tiêu biểu về thi công, quan trắc và một số vấn đề kỹ thuật phát sinh cũng như kinh nghiệm quản lý [22]. Rất tiếc rằng một số công trình xây dựng tầng ngầm ở Hà Nội như ở Ngân hàng Ngoại thương hay tòa nhà Pacific Place Hà Nội có 5 tầng hầm (83B Lý Thường Kiệt, Hà Nội) chưa có những tổng kết để có thể trình bày ở đây.

• Công trình Sanway Tower

Khái quát chung về công trình

- Công trình gồm 31 tầng, cao 97m trên mặt đất và 1 tầng hầm đào sâu 4,5 - 7,0m, xây dựng tại 115 Nguyễn Huệ, thành phố Hồ Chí Minh, 4 mặt tiếp giáp với đường phố.

- Diện tích xây dựng $1562,22\text{m}^2$, diện tích sử dụng 32000m^2 .

- Kết cấu bê tông cốt thép đổ tại chỗ. Sơ đồ truyền tải là cột khung trên móng cọc barrette dưới đáy tầng hầm.

- Tầng hầm có diện tích $980,1\text{m}^2$, cốt cao bản đỉnh $\pm 0,365\text{m}$, độ sâu bản đáy so với mặt đất tự nhiên -7m , bản đáy dày 60cm. Khối lượng bê tông tầng hầm (tường, bản đỉnh và đáy) là 1624m^3 , khối lượng đất đào và vận chuyển 4500m^3 .

Giải pháp thi công hố móng

Mặt bằng và cách bố trí tầng hầm như hình 12.31a, b. Giải pháp kết cấu móng và thi công như sau:

- Thi công cọc barrette;
- Thi công tường chắn bằng cọc bản thép dài 16m với thiết bị rung ép;
- Đào đất và lấp đất 3 tầng thanh chống theo 3 giai đoạn như sau:

Giai đoạn 1 : đào đất từ cốt 0,00m đến $-2,365$, lấp đất thanh chống ngang và chống xiên (góc nghiêng 45°) tại cốt sâu $-1,500\text{m}$ bằng thép H với các trụ trung gian bằng thép 1300 đóng trước để chống hệ thanh giằng nói trên.

Giai đoạn 2: đào đất đến cốt $-4,50\text{m}$ bằng máy đào nhỏ $V = 0,5\text{m}^3$ kết hợp với đào thủ công và bằng cần trục di động tầm với 20 - 25m. Lấp đất hệ thanh chống tại cốt $-3,80\text{m}$.

Giai đoạn 3: Đào tiếp đến cốt $-5,10\text{m}$, khu vực có móng khung cột thì tới cốt $-6,50\text{m}$ và lấp hệ thanh chống tại cốt $-6,00\text{m}$. Sau đó tiếp tục đào đất đến cốt $-7,00\text{m}$ để thi công đài và bản đáy.

Trên hình 12.32 là giai đoạn đào đất đến cốt $-4,50\text{m}$ và lấp thanh chống ở cốt $-3,80\text{m}$.

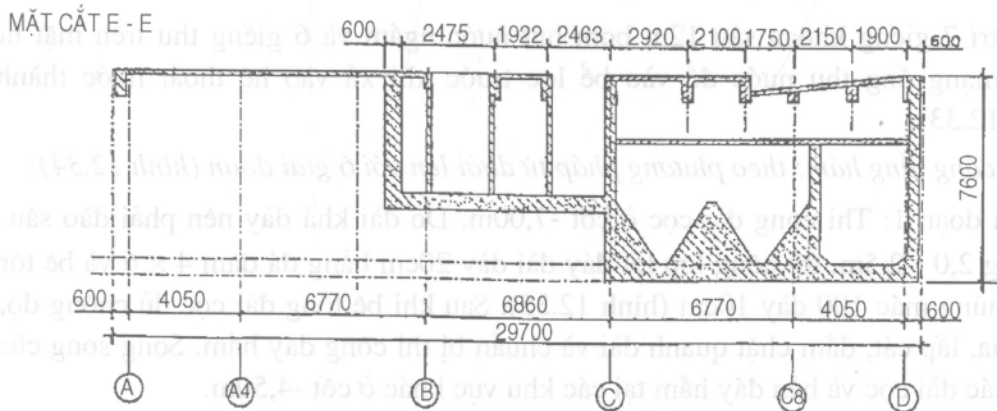
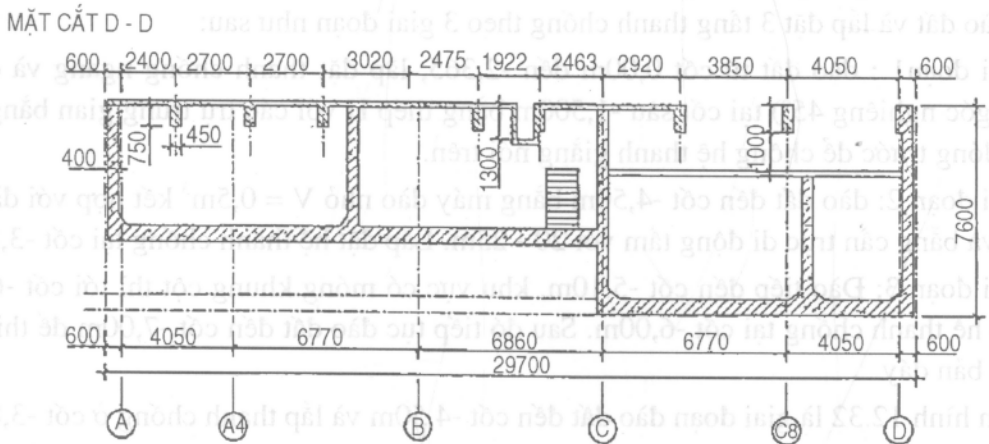
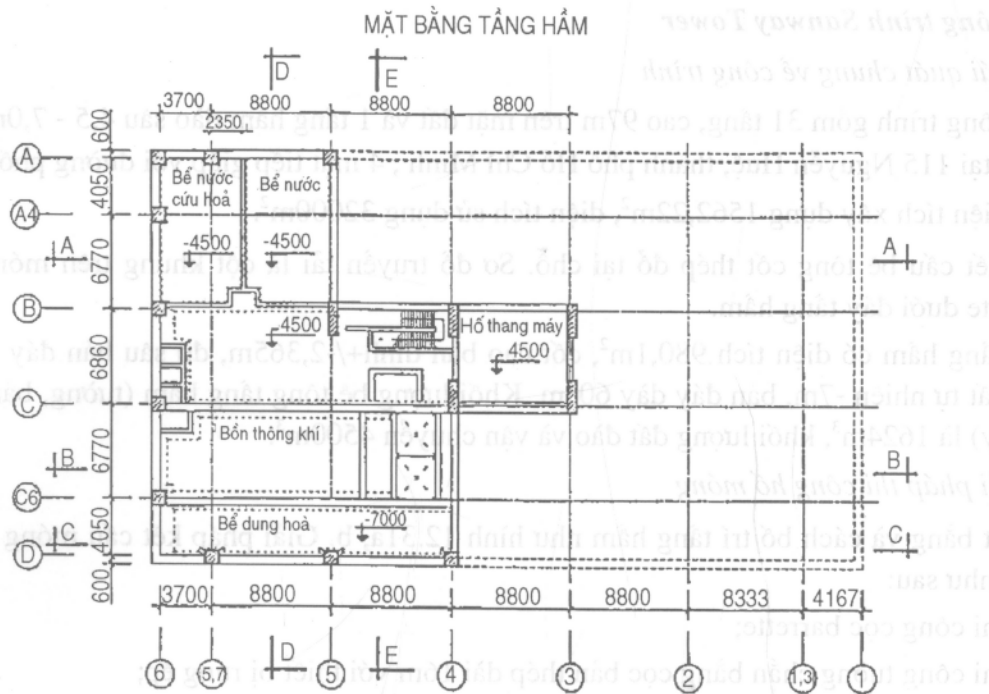
Tổ chức bơm hút hạ mực nước ngầm

Bố trí 7 giếng khoan sâu 12m bơm hút nước ngầm và 6 giếng thu trên mặt hố đào cùng mạng ống thu nước đổ vào bể lọc trước khi xả vào hệ thoát nước thành phố (hình 12.33).

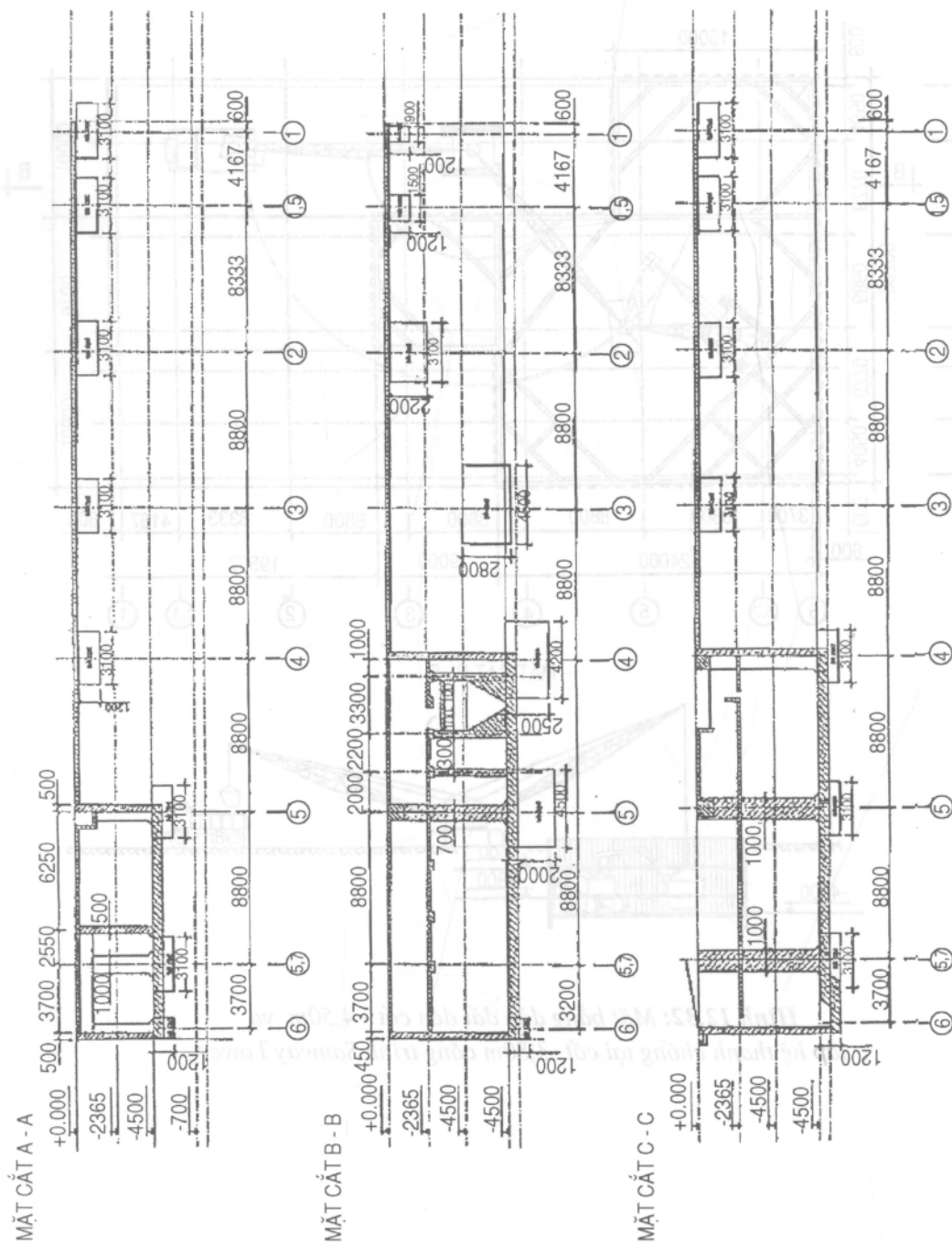
Thi công tầng hầm: theo phương pháp từ dưới lên với 6 giai đoạn (hình 12.34):

Giai đoạn 1: Thi công đài cọc ở cốt $-7,00\text{m}$. Do đài khá dày nên phải đào sâu thêm khoảng 2,0 - 2,5m, thi công lớp lót đáy đài dày 20cm bằng đá dăm 4×6 và bê tông lót trên chúng mác 100 dày 10cm (hình 12.35). Sau khi bê tông đài cọc đủ cường độ, tháo cốp pha, lấp cát, đầm chặt quanh đài và chuẩn bị thi công đáy hầm. Song song cũng thi công các đài cọc và bản đáy hầm tại các khu vực khác ở cốt $-4,50\text{m}$.

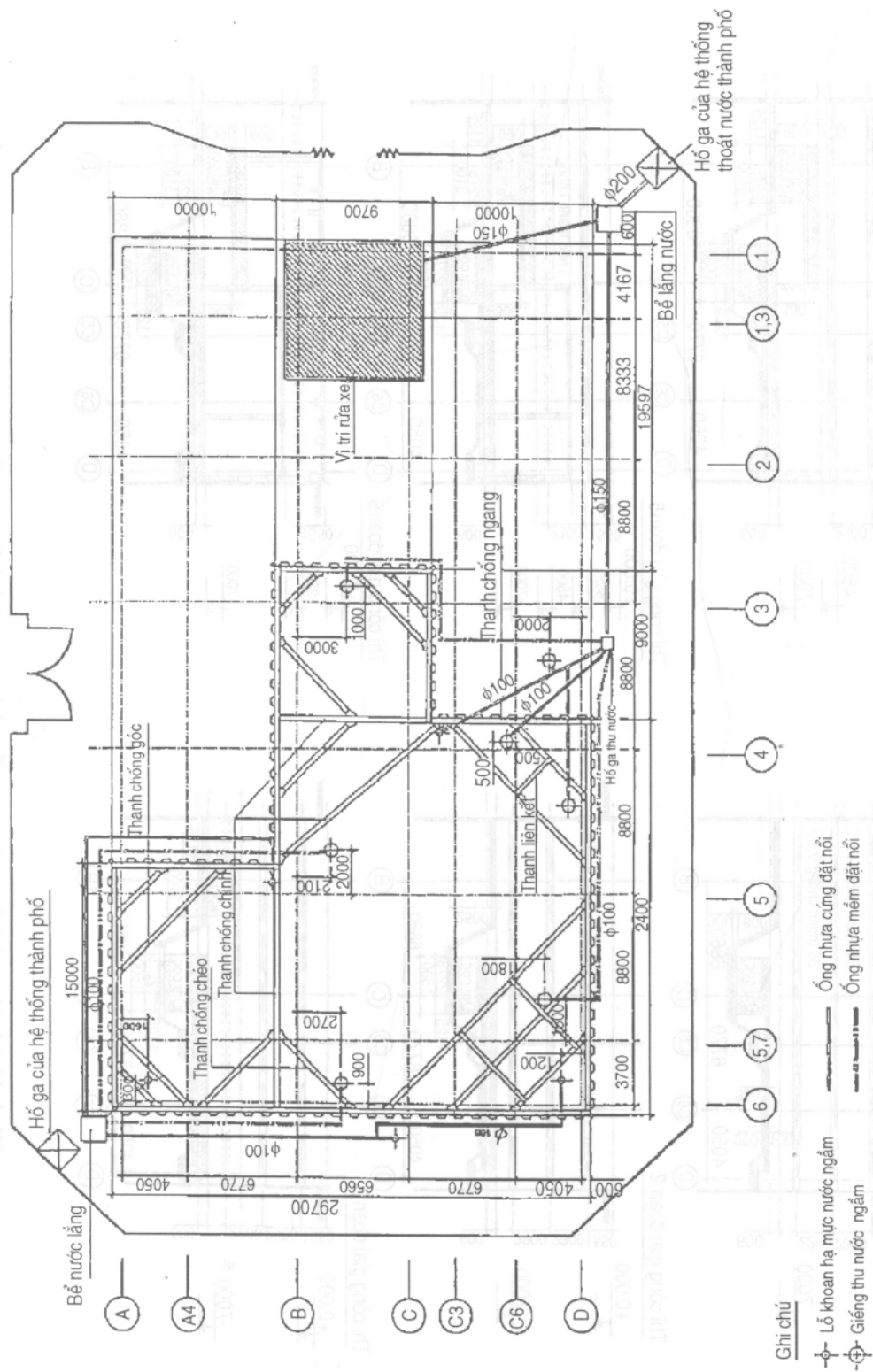
Giai đoạn 2: Thi công bản đáy tại các cốt $-7,00\text{m}$ và các đài cọc còn lại tại các khu vực khác.



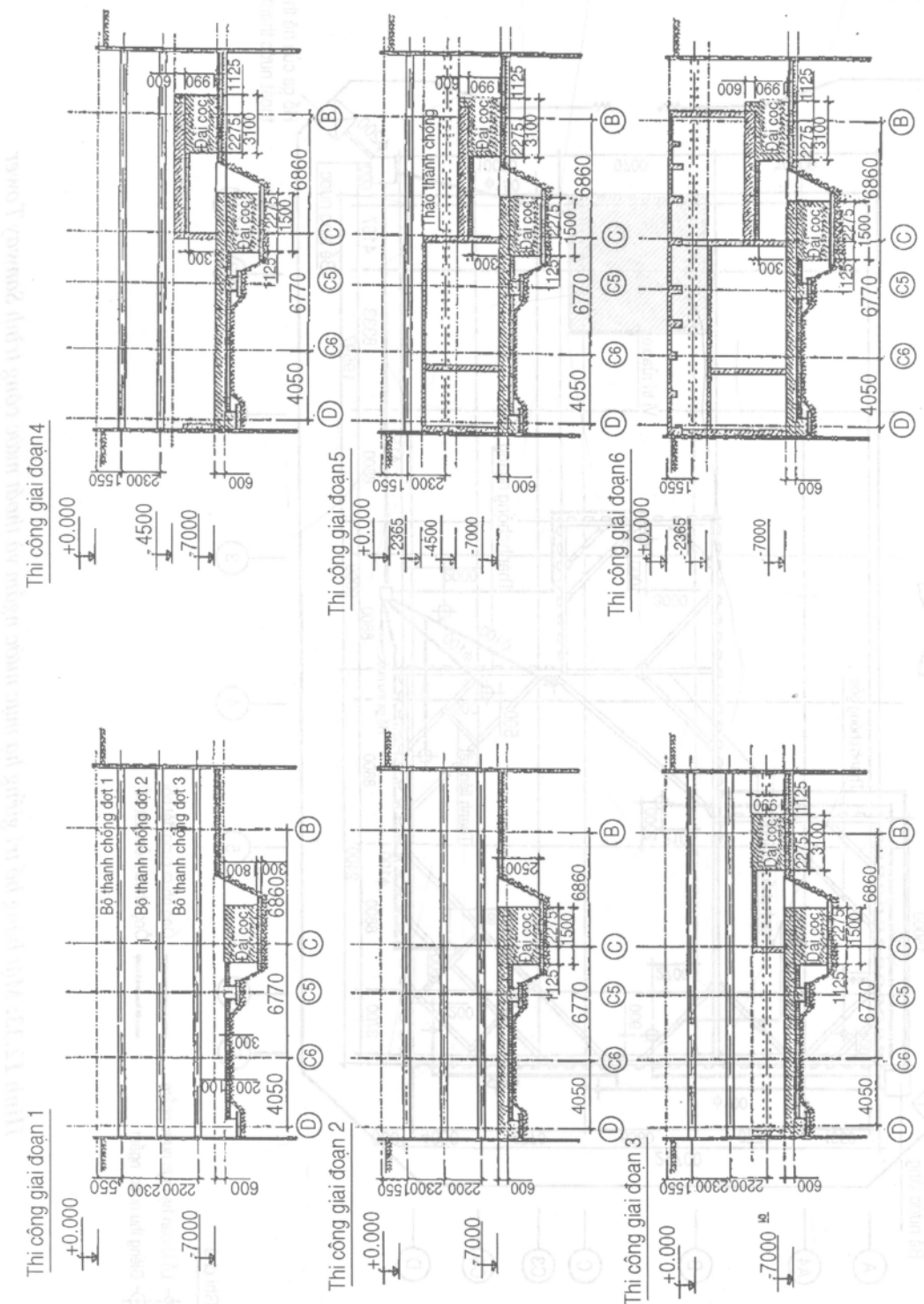
Hình 12.31a: Mặt bằng và bố trí tầng hầm công trình Sanway Tower



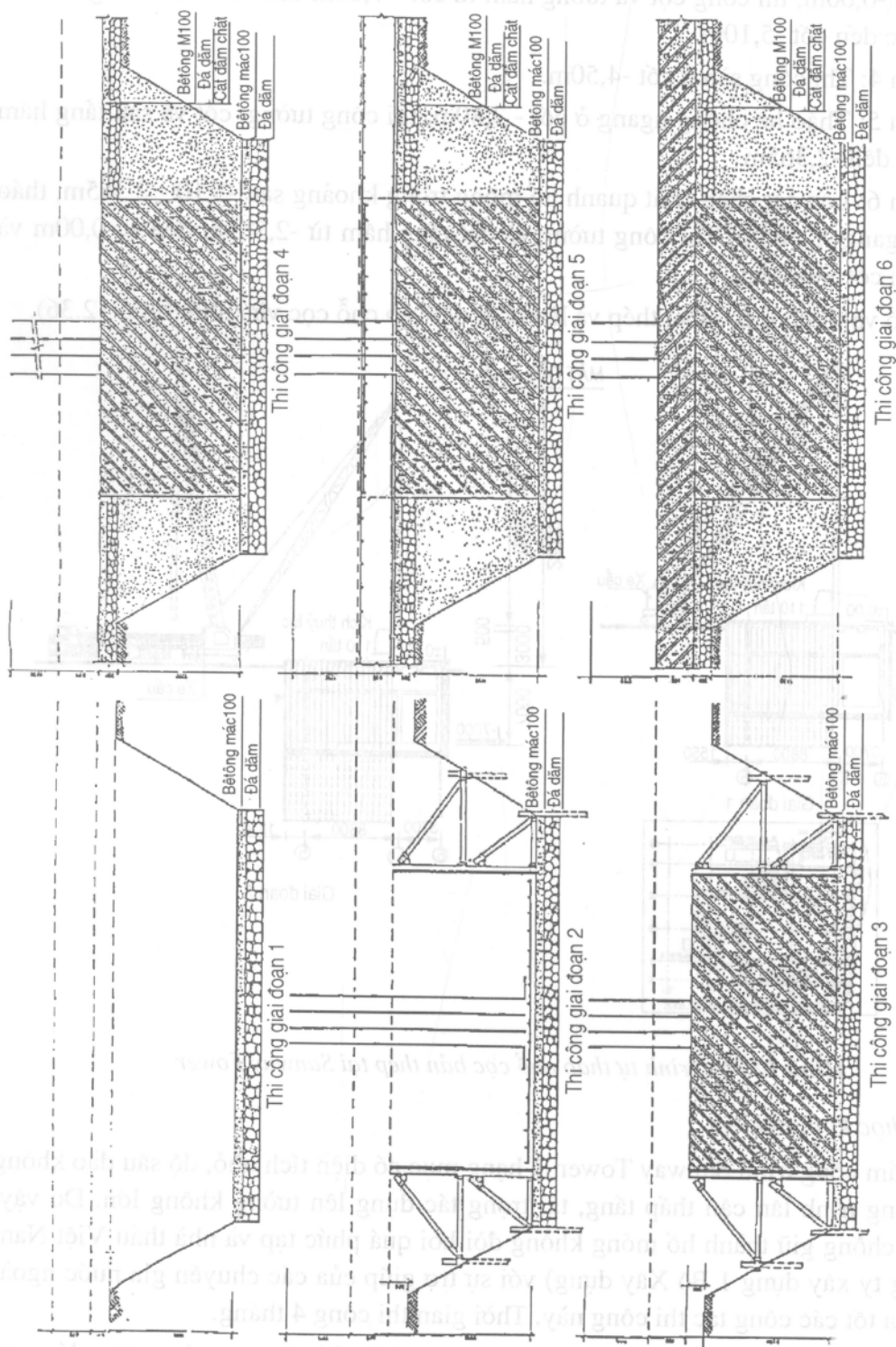
Hình 12.31b: Các mặt cắt đứng tầng hầm công trình Sanway Tower



Hình 12.33: Mặt bằng bố trí giếng hạ mực nước ngầm và thoát nước công trình Sanway Tower



Hình 12.34: Các giai đoạn thi công tầng hầm công trình Sanway Tower



Hình 12.35: Các bước thi công dài cọc barrette công trình Sanway Tower

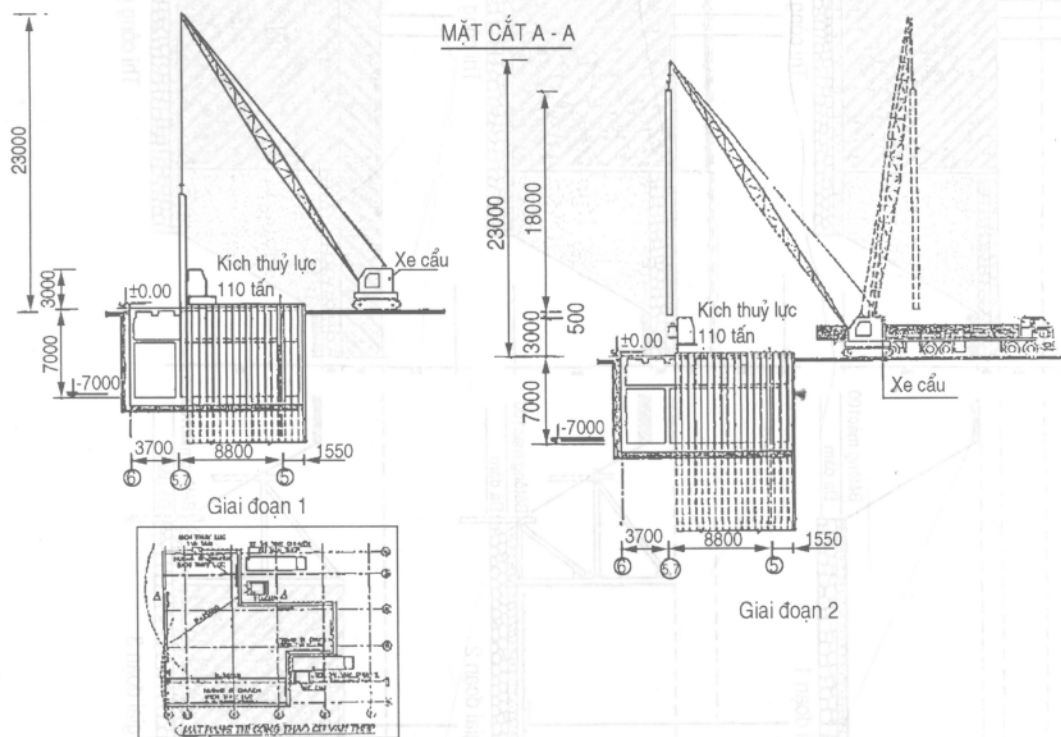
Giai đoạn 3: Sau khi bê tông đài và bản đáy đạt cường độ, tiến hành tháo hệ thanh chống ở cốt -6,00m, thi công cột và tường hầm từ cốt - 7,00m đến -5,10m. Đồng thời thi công đài cọc đến cốt -5,10m.

Giai đoạn 4: Thi công sàn ở cốt -4,50m.

Giai đoạn 5: Tháo hệ chống ngang ở cốt - 3,80m, thi công tường, cột và sàn tầng hầm từ cốt -4,50 đến -2,365m.

Giai đoạn 6: Lắp cát chèn chặt quanh hố móng trong khoảng sâu -5,10 - 2,365m, tháo hệ chống ngang -2,365m. Thi công tường và cột tầng hầm từ -2,365m đến +/-0,00m và thi công sàn cốt +/-0,00m.

Tháo, nhổ và thu hồi cọc bản thép và lèn chặt đất vào chỗ cọc vừa nhổ (hình 12.36).



Hình 12.36: Trình tự tháo nhổ cọc bản thép tại Sanway Tower

Các bài học kinh nghiệm

- Tầng hầm công trình Sunway Tower là hạng mục có diện tích nhỏ, độ sâu đào không lớn, các công trình lân cận thấp tầng, tải trọng tác dụng lên tường không lớn. Do vậy, phương án chống giữ thành hố móng không đòi hỏi quá phức tạp và nhà thầu Việt Nam (Tổng công ty xây dựng 1 Bộ Xây dựng) với sự trợ giúp của các chuyên gia nước ngoài đã thực hiện tốt các công tác thi công này. Thời gian thi công 4 tháng.

- Nhờ các thiết bị thi công chuyên dùng nên công tác thi công cọc barrette, đóng và nhổ các cọc bản thép của tường chắn, đào đất, đổ bê tông đều thực hiện đạt yêu cầu kỹ thuật, không xảy ra sự cố kỹ thuật nào đáng kể.

• Công trình Trung tâm thương mại quốc tế IBC

Khái quát chung về công trình

- Vị trí tại 34 Lê Duẩn, Quận 1 thành phố Hồ Chí Minh có 3 mặt tiếp giáp đường phố và mặt còn lại tiếp giáp với khu nhà dân cư 2 tầng.

- Nhà gồm 2 khối: Khối 1 : 22 tầng, cao 78,30m, diện tích 1587m² và khối 2 : 14 tầng, cao 54,6m, diện tích 3930m².

- Kết cấu khung thép hình lắp ghép, sàn hỗn hợp bê tông và tấm sàn bản. Kết cấu bao che là kính cong bọc tường hoặc tấm nhôm.

- Tầng hầm: 2 tầng sâu 10,1 và 11,6m (tính từ mặt bản đáy), diện tích 5517m².

- Móng cọc khoan nhồi đường kính D1200, sâu 32m dưới bản BTCT. Tường ngoài tầng hầm thi công theo phương pháp tường trong đất kích thước 0,8 × 6,0 × 18,5 và 0,8 × 6,8 × 20m. Các sàn tầng ngầm ở các cốt sâu -2, -6, -10m với bản đáy dày 1,8m giữa chèn đá học.

- Thi công hố móng với 3 tầng thanh chống ngang, riêng phần tường gần bản đáy có các thanh chống xiên với trụ chống trung gian. Mặt bằng bố trí tường và hệ thanh giằng, chống như hình 12.37 và hình 12.38.

Các giai đoạn thi công hố móng

Theo các tiến trình sau:

- Thi công cọc khoan nhồi và tường trong đất (do nhà thầu nước ngoài thực hiện). Khối lượng bê tông cọc 7165m³ và tường trong đất là 5282m³. Chi tiết tường như hình 12.39.

Đào đất được chia theo từng khu vực ở các thời gian khác nhau do kích thước hố móng lớn (hình 12.37). Khu vực đào đất bắt đầu từ 1-1 đến 1-2 sau đó đến khu vực 2.

Giai đoạn 1 khi đào tại khu vực 1-2 (trục 9-13) đến độ sâu -13,4m để thi công đài cọc đã làm tường chắn nghiêng đến 30mm ở đầu tường cho dù đã lắp đặt các thanh chống ngang như đã thiết kế. Để giữ ổn định tường phải lắp thêm hệ chống tăng cường ở cốt -7,00m (hình 12.40). Hệ chống này sẽ được tháo dỡ sau khi thi công xong bản đáy và thay thế bằng các thanh chống xiên từ trên mặt bản đáy. Các thanh chống xiên cũng được tháo bỏ sau khi đổ bê tông xong sàn ở cốt - 5,10m.

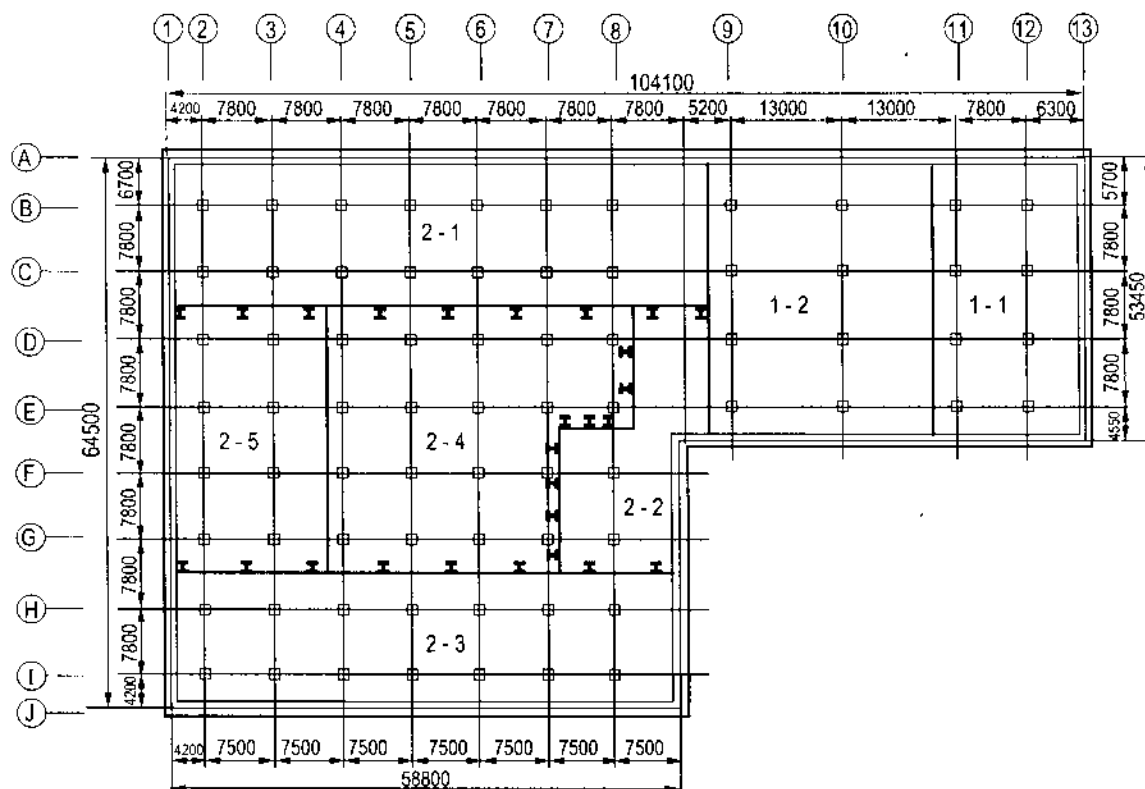
Giai đoạn 2: Đào đất và lắp hệ thống thanh chống ngang các trục từ 1 - 9 và A-J. Do mặt bằng quá rộng (64,5 × 58,8), khi thi công cần chia nhỏ các khu vực đào và sử dụng các tường cừ tạm gồm các cột đứng và dầm lưng tường bằng thép hình H300 được thung bởi các tấm gỗ dày 80mm (cấu tạo này gọi là tường trụ cứng có thung bằng bản cài ngang). Thi công hệ thanh chống phải chú ý đến công tác thi công các đài cọc hoặc kết cấu sàn để tạo các điểm tựa cho các thanh chống xiên khi thi công ở các giai đoạn sau.

Hệ thanh chống ngang là các thép hình. Thanh chống ngang $2H300 \times 300 \times 10 \times 15$, dầm đai lưng tường $L100 \times 100 \times 10$, dầm lưng tường $H300 \times 300 \times 10 \times 15$, trụ đỡ trung gian $H298 \times 301 \times 9 \times 4$. Với phương pháp chia khu nhỏ thi công bằng các tường chắn tạm, lượng thép sử dụng cho hệ thanh chống đã giảm (từ 1300 tấn theo thiết kế xuống 900 tấn trong thực tế). Tuy nhiên cũng do chia khu nhỏ thi công nên lắp đặt hệ chống ngang khó hoàn chỉnh và không thể dự báo chính xác biến dạng của tường nên đã xảy ra sự cố chuyển vị tường (tới 30mm) ở trục 13.

Công tác đào thi công kết hợp máy đào loại $0,6m^3$ và thủ công với khối lượng đào vận chuyển là $81000m^3$ khi sử dụng 5 máy đào loại $0,6m^3$, 5 ô tô 8 tấn và 1 cần trục tháp 12 tấn. Trình tự đào như trên hình 12.41 cho khu vực 2.5.

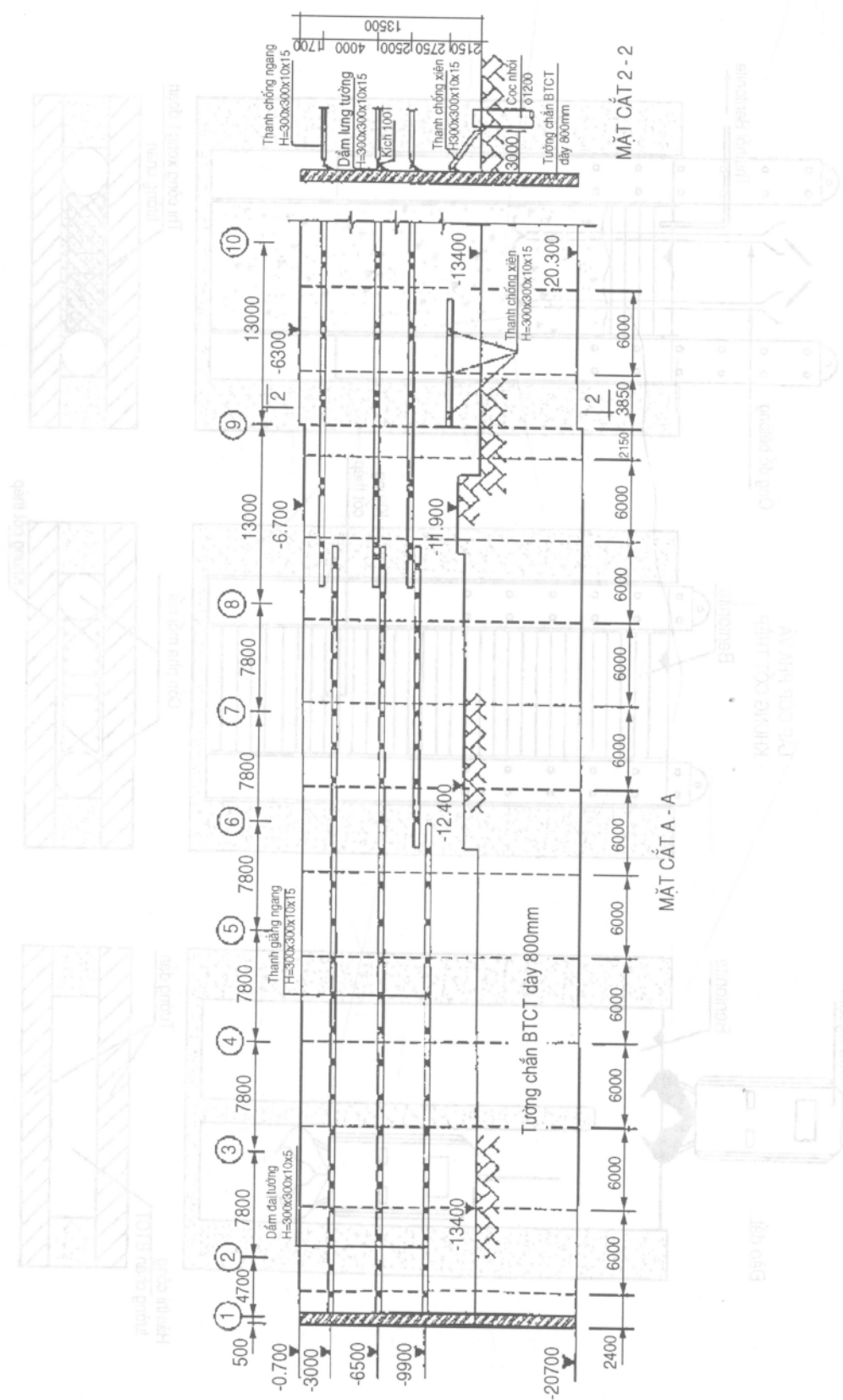
- Bơm hút nước ngầm và nước mặt

Sử dụng hệ thống mương và hố thu (hình 12.42). Mương thu nước mặt được xây bằng gạch chạy quanh hố móng ở cốt $\pm 0,00$ và nối với các hố ga hiện có trong hệ thống thoát nước thành phố. Các hố thu nước ngầm bằng ống BTCT đường kính 1000mm đặt men theo tường chắn, sâu 6m và được hạ dần theo tiến độ đào đất. Sử dụng 12 máy bơm công suất $300m^3/giờ$. Do lượng nước ngầm và nước mặt lớn hơn dự báo và chống thấm qua các mối nối giữa các đoạn tường không tốt nên lòng hố móng không khô ráo.



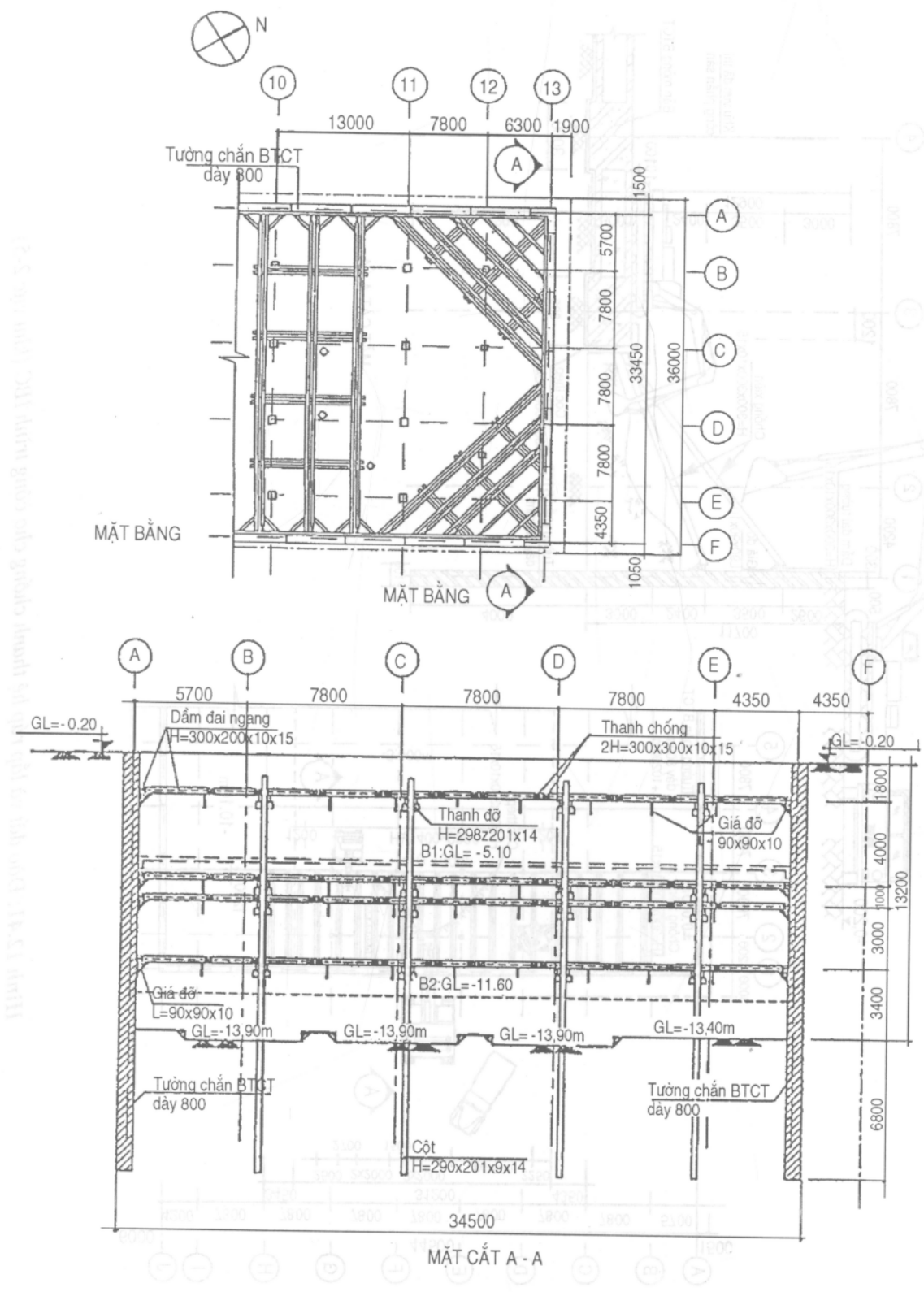
Hình 12.37: Mặt bằng bố trí tường chắn và các giai đoạn đào đất tại công trình IBC (Trung tâm thương mại Quốc tế)

Hình 12.38: Sơ đồ bố trí thanh chống cho hố đào tại công trình IBC



Hình 12.38: Sơ đồ bố trí thanh chống cho hố đào tại công trình IBC





Hình 12.40: Hệ thanh chống tại trục 13 giữ ổn định tường chắn công trình IBC

Thi công tầng hầm

Thi công từ dưới lên bắt đầu từ các bản đáy kết hợp với đài cọc và làm dần lên trên (các sàn tầng hầm) kết hợp với việc tháo dỡ các thanh chống.

- Bản đáy chia thành 15 đợt đổ bê tông (hình 12.43). Việc phân chia này dựa trên sự kết hợp đào đất và đổ bê tông, giảm thiểu công tác thoát nước, khả năng cung cấp bê tông thương phẩm cũng như phù hợp với việc bố trí các thanh chống cho từng khu vực.

- Thi công các sàn tầng hầm: trước hết thi công các cột và tường ngăn từ trục 13 đến trục 9 từ các cốt - 11,6m tới -8,0m, tới -6,5m và tiếp tới -5m. Thi công sàn tầng 1, tháo dần hệ thanh chống ngang và xiên ở cốt - 10,0, - 7,0, -6,0 và -2,0m. Thi công cột, tường và sàn ở cốt -0,2m. Đối với các trục khác công tác thi công cũng tương tự. Các sàn tầng hầm được thi công trên hệ cốt pha đà giáo định hình với phương pháp lắp dựng thông thường. Bê tông thương phẩm cung cấp bằng các xe tự trộn $6m^3$ với máy bơm công suất $40m^3/giờ$.

Các bài học kinh nghiệm

So với công trình Sunway Tower, Trung tâm thương mại quốc tế IBC phức tạp hơn về quy mô, loại tường cừ, hệ thanh chống,... Trong quá trình thi công đã xảy ra một số sự cố kỹ thuật nên cần có các biện pháp xử lý. Và từ đó rút ra một số các kinh nghiệm như sau:

- Sự hoàn chỉnh của hệ thống thanh chống để nó có thể chịu được lực ngang trong mặt phẳng của nó có ý nghĩa rất quan trọng. Điều này được quyết định bởi công tác lắp dựng cẩn trọng, sự đồng trục của các thanh và kịp thời điều chỉnh lực nén trong thanh nhờ các kích thủy lực đặt tại đầu thanh.

- Việc phân chia lòng hố đào thành một số khu bằng một số tường trụ cứng thung gồ và lắp thêm tầng chống tại cốt -7,0m đã hạn chế và ngăn ngừa sự cố chuyển vị của tường. Kết hợp các trụ trung gian với các thanh chống xiên từ lên cọc hoặc sàn đã làm tăng thêm độ cứng và ổn định của hệ và làm giảm đến 4000 tấn thép, vì các thanh chống dài (21 - 42m) rất dễ bị uốn ra ngoài mặt phẳng của hệ thanh hoặc do các trụ trung gian bị lún hoặc nghiêng.

- Tạo hình các mối nối giữa các đoạn tường và liên kết chúng với nhau (bằng mối nối ướn với tấm ngăn nước) đảm bảo chống thấm có ý nghĩa quan trọng. Một số chỗ bị nước thấm qua đã được xử lý bằng vữa xi măng có phụ gia đông cứng nhanh.

- Một hệ thống thu và thoát nước hoàn chỉnh trên cơ sở điều kiện địa chất thủy văn của khu vực là một hạng mục kỹ thuật cần nghiên cứu thiết kế chu đáo để chống ngập hố móng khi thi công bản đáy.

- Chất lượng thi công chống thấm cho bê tông tầng hầm phải được quan tâm đúng mức, đặc biệt khi có nhiều mạch dừng thi công bê tông ở bản đáy cũng như mặt tiếp xúc giữa bê tông đáy với cột như ở công trình này. Một số tấm ngăn nước cần phải được lắp đặt tại một số vị trí quan trọng.

• Công trình Harbour View

Khái quát chung về công trình

- Công trình Harbour View đặt tại 35 Nguyễn Huệ, quận 1, thành phố Hồ Chí Minh là toà nhà cao 19 tầng (65m) với 3 tầng hầm sâu 9,61m. Kích thước móng $25 \times 27\text{m}$. Phía tây nam và nam giáp với nhà cao 2-6 tầng.

- Kết cấu trên móng là khung BTCT với tường cũng bằng bê tông toàn khối.

- Tầng hầm thi công bằng tường BTCT liên tục theo chu vi móng, dày 0,6m với các đoạn tường $0,6 \times 2,8 \times 25,4\text{m}$ và $0,6 \times 3,45 \times 44\text{m}$ (hình 12.44). Sàn tầng hầm gồm bản đỉnh tại cốt -0,5m, sàn tầng 1 ở cốt -2,85m, sàn tầng 2 ở cốt -6,84m và bản đáy ở cốt -8,95m.

- Móng cọc barrette $0,6 \times 2,8 \times 35,5\text{m}$ đặt giữa khung bên trên và trong mỗi cọc barrette có đặt thanh thép H 305 $\times$ 305 làm trụ đỡ trung gian tạm thời để thi công các sàn tầng hầm. Khối lượng bê tông tường chắn và cọc barrette khoảng 2000m^3 , của bê tông sàn bản đáy và tường tầng hầm là 2000m^3 , của toàn bộ công trình là 9000m^3 , khối lượng đất đào và vận chuyển là 6500m^3 . Như vậy bê tông ngầm chiếm $4000/9000 \approx 44\%$.

Tải trọng công trình sẽ truyền lên 6 cột giữa nhà và các cột biên nằm cùng với tường cừ. Cọc barrette ở biên như vậy sẽ vừa phải chịu áp lực ngang của đất và nước cũng như các tải trọng khác phân bố lân cận và vừa chịu tải trọng đứng của bản thân công trình. Các sàn của tầng hầm tựa trên 6 cột và tường cừ còn bản đáy tựa lên cọc barrette.

Thi công tường trong đất

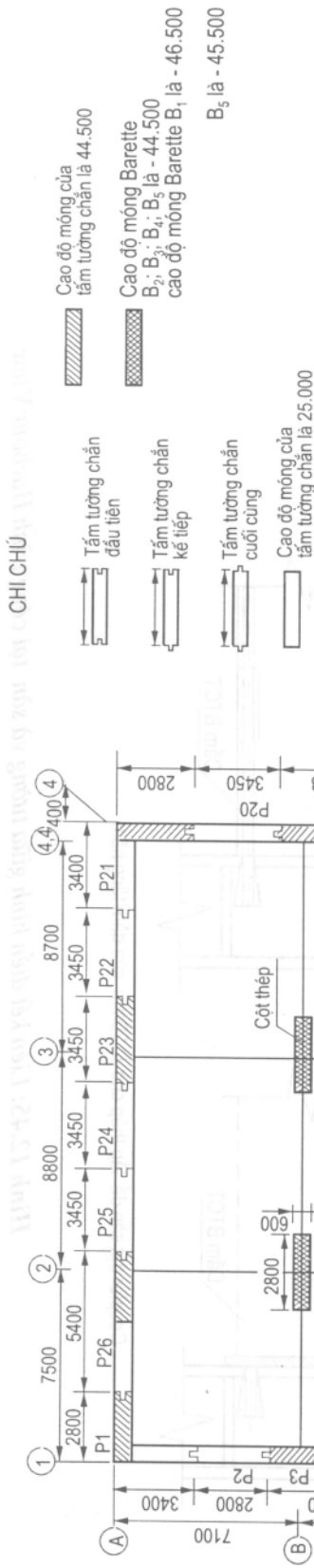
Tường quanh móng được phân chia thành từng đoạn để thi công, độ dài mỗi đoạn phụ thuộc vào kích thước gầu đào, năng lực cấp bê tông và đảm bảo số lượng mối nối hợp lí. Tường chắn này được thi công cách quãng về thời gian và đối xứng về vị trí (hình 12.44). Tường dẫn quanh hố đào sâu chừng 1m, bề rộng 65cm và cao hơn bề mặt đất tự nhiên 0,5m.

Thép chờ trong tường phải đặt và cấu tạo đúng về vị trí để nối với cốt thép của sàn và dầm của tầng hầm. Thép chờ có đường kính $\phi < 20\text{mm}$ được cố định với khung cốt thép tường và ép chúng vào sát mặt ngoài phía tầng hầm. Với cốt thép chờ có đường kính $\phi > 20\text{mm}$ sử dụng các đầu nối răng đặt cố định trong khung cốt thép dọc, bịt đầu bằng tấm cao su. Chi tiết đặt thép chờ xem trên hình 12.45.

Các mối nối giữa các tấm tường là các tấm cao su 3 mấu đặt ở 2' cạnh dọc theo chiều cao tường, trong đó mặt dương được đặt trước vào đoạn tường sắp thi công còn mặt âm được bảo vệ bằng tấm kim loại chế tạo theo dạng đặc biệt để sau khi đổ tấm tường tiếp theo sẽ khớp với mặt dương của bản tường.

Thi công trụ chống trung gian

Các trụ chống trung gian dùng cho thi công sàn là các thanh H 305 $\times$ 305 chôn trong cọc barrette sâu chừng 4m (đầu dưới ở cốt -14m, đầu trên -2m) và được lắp cố định trong khung cốt thép của cọc, nằm giữa cọc. Chi tiết cách lắp đặt thép trụ chống trung gian như hình 12.46.

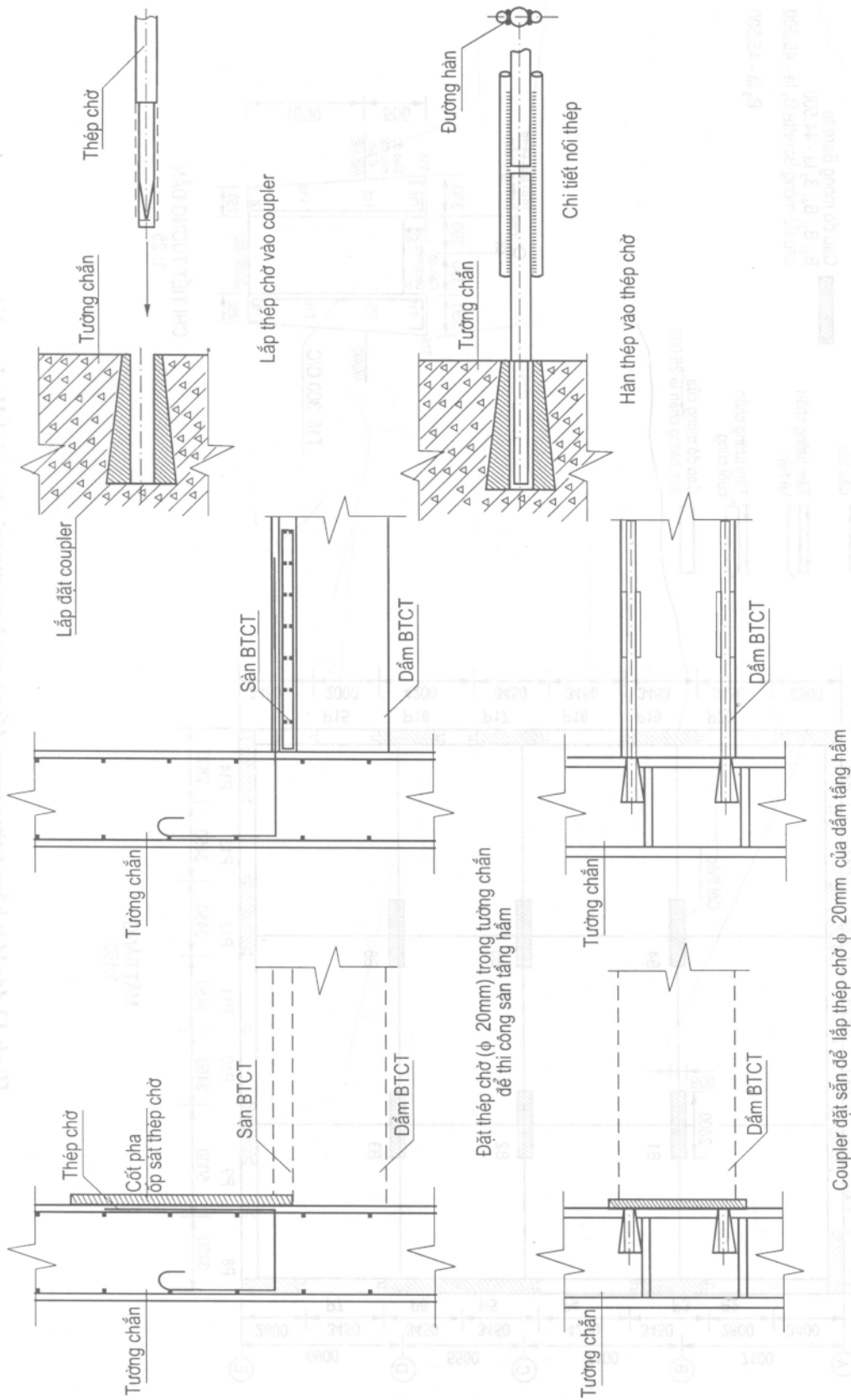


MẶT BẰNG
1:150

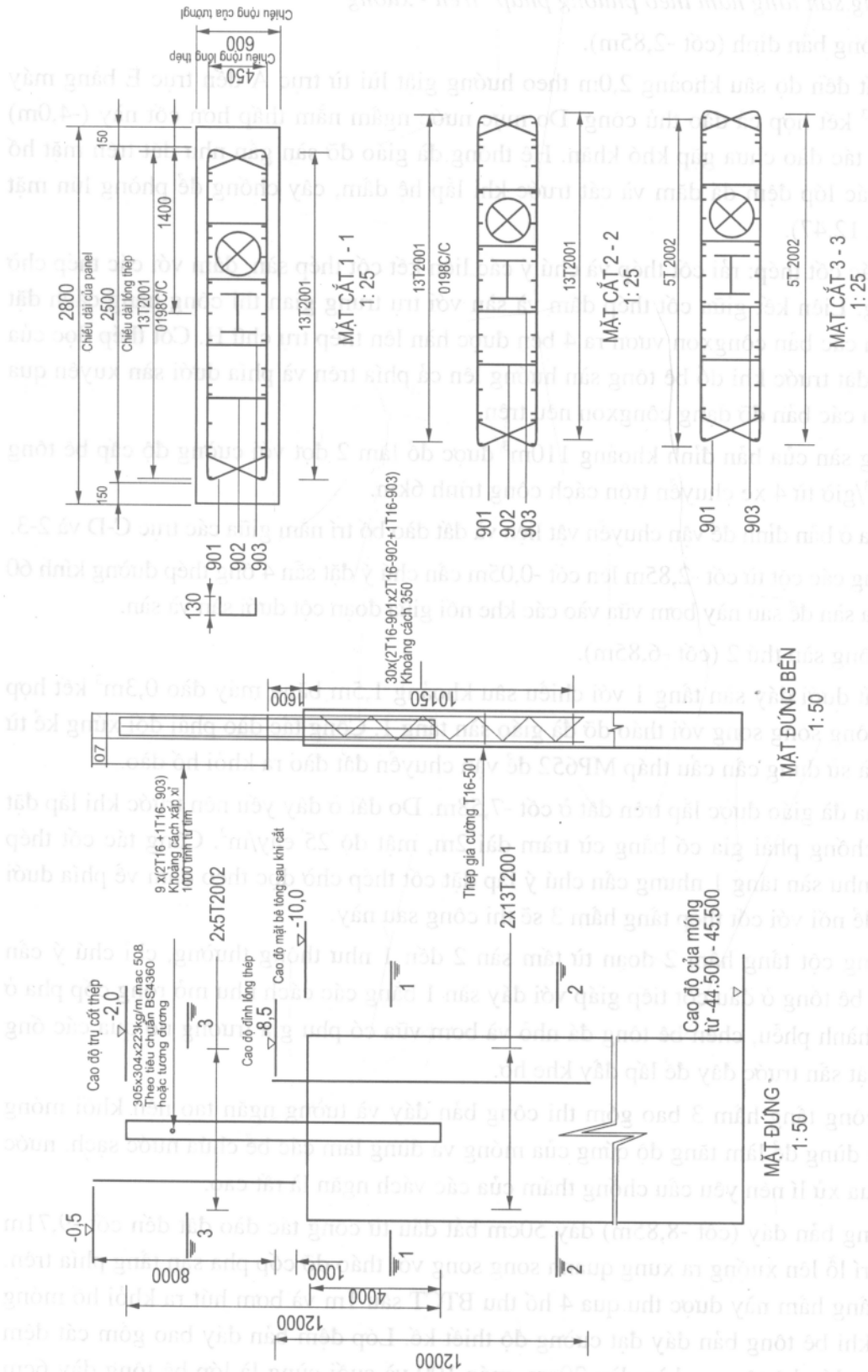


CHI TIẾT TƯỜNG DẪN
1:25

Hình 12.44: Mặt bằng tường trong đất và cọc barrette tại công trình Harbour View



Hình 12.45: Liên kết điển hình giữa tường và sàn tại công trình Harbour View



Hình 12.46: Liên kết điển hình giữa trụ chống trung gian và cọc tại công trình Harbour View

Thi công sàn tầng hầm theo phương pháp "trên - xuống"

- Thi công bản đỉnh (cốt -2,85m).

Đào đất đến độ sâu khoảng 2,0m theo hướng giạt lùi từ trục A đến trục E bằng máy đào 0,5m³ kết hợp cả đào thủ công. Do mực nước ngầm nằm thấp hơn cốt này (-4,0m) nên công tác đào chưa gặp khó khăn. Hệ thống đà giáo đỡ sàn gần như đặt trên mặt hố đào với các lớp đệm đá dăm và cát trước khi lắp hệ dầm, cây chống để phòng lún mặt nền (hình 12.47).

Công tác cốt thép: rải cốt thép và chú ý các liên kết cốt thép sàn, dầm với các thép chèn của tường. Liên kết giữa cốt thép dầm và sàn với trụ trung gian thi công bằng cách đặt chúng lên các bản côngxon vươn ra 4 bên được hàn lên thép trụ chữ H. Cốt thép dọc của cột được đặt trước khi đổ bê tông sàn hướng lên cả phía trên và phía dưới sàn xuyên qua các lỗ của các bản đỡ dạng côngxon nêu trên.

Bê tông sàn của bản đỉnh khoảng 110m³ được đổ làm 2 đợt với cường độ cấp bê tông 10 - 12m³/giờ từ 4 xe chuyển trộn cách công trình 6km.

Lỗ chừa ở bản đỉnh để vận chuyển vật liệu và đất đào bố trí nằm giữa các trục C-D và 2-3.

Thi công các cột từ cốt -2,85m lên cốt -0,05m cần chú ý đặt sẵn 4 ống thép đường kính 60 xuyên qua sàn để sau này bơm vữa vào các khe nối giữa đoạn cột dưới sàn và sàn.

- Thi công sàn thứ 2 (cốt -6,85m).

Đào đất dưới đáy sàn tầng 1 với chiều sâu khoảng 1,5m bằng máy đào 0,3m³ kết hợp đào thủ công song song với tháo dỡ đà giáo sàn tầng 1. Công tác đào phải đối xứng kể từ lỗ chừa và sử dụng cần cẩu tháp MP652 để vận chuyển đất đào ra khỏi hố đào.

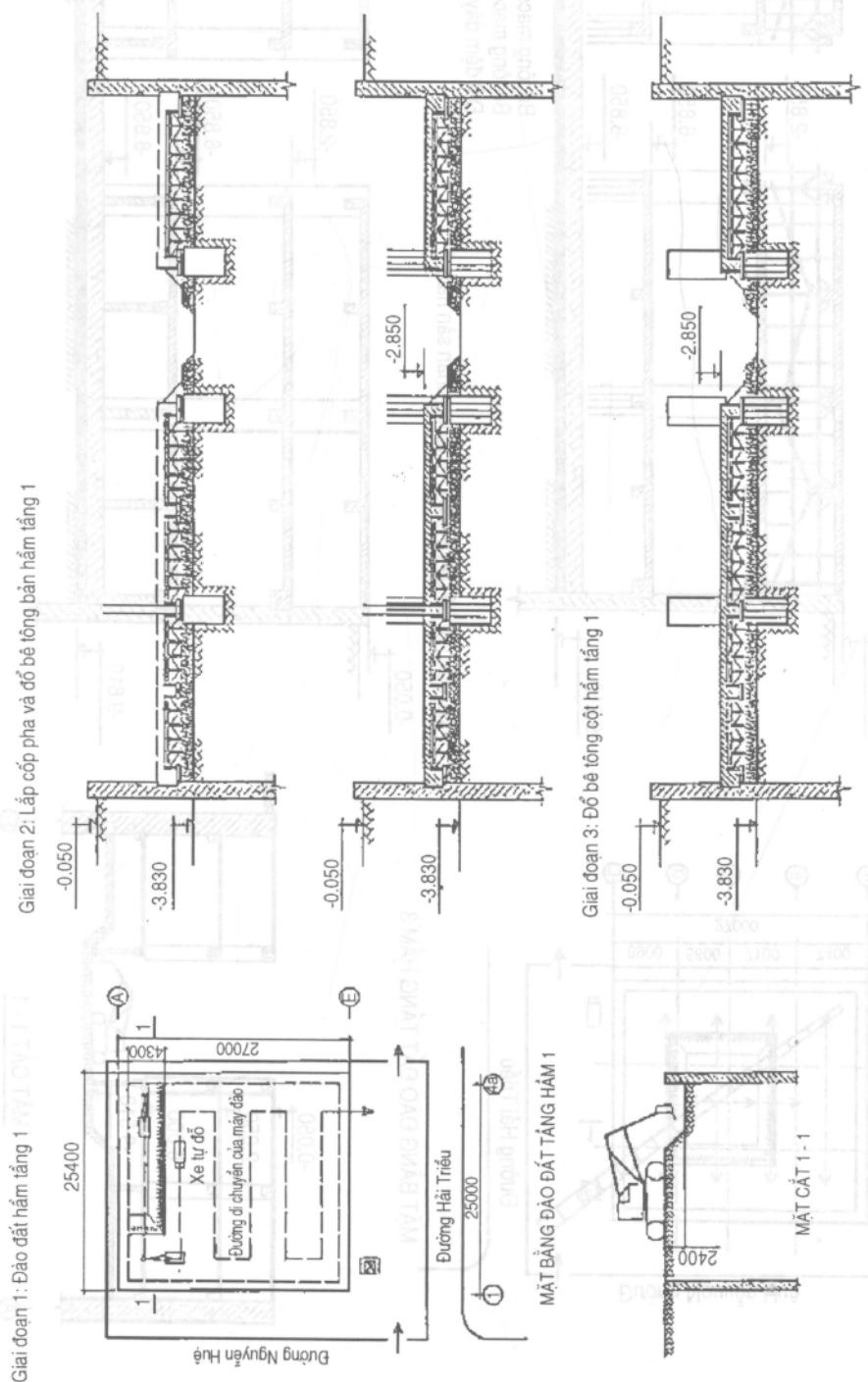
Cốp pha đà giáo được lắp trên đất ở cốt -7,58m. Do đất ở đây yếu nên trước khi lắp đặt các cây chống phải gia cố bằng cừ tràm dài 2m, mật độ 25 cây/m². Công tác cốt thép tương tự như sàn tầng 1 nhưng cần chú ý lắp đặt cốt thép chèn dọc theo dầm về phía dưới mặt sàn để nối với cốt thép tầng hầm 3 sẽ thi công sau này.

Thi công cột tầng hầm 2 đoạn từ tấm sàn 2 đến 1 như thông thường, chỉ chú ý cần chèn dầy bê tông ở đầu cột tiếp giáp với đáy sàn 1 bằng các cách như mở rộng cốp pha ở đầu cột thành phễu, chèn bê tông đá nhỏ và bơm vữa có phụ gia trương nở qua các ống D60 đã đặt sẵn trước đây để lấp đầy khe hở.

- Thi công tầng hầm 3 bao gồm thi công bản đáy và tường ngăn tạo nên khối móng hộp được dùng để làm tăng độ cứng của móng và dùng làm các bể chứa nước sạch, nước thải đã qua xử lý nên yêu cầu chống thấm của các vách ngăn là rất cao.

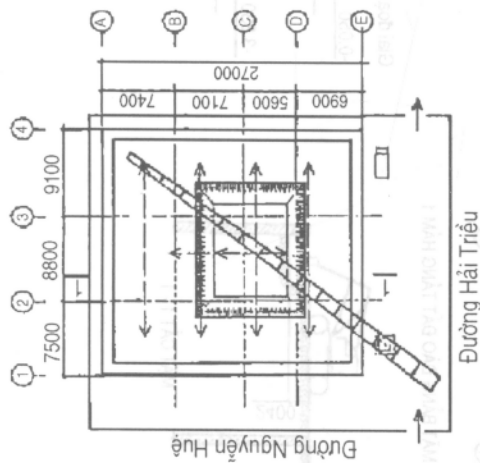
Thi công bản đáy (cốt -8,85m) dày 50cm bắt đầu từ công tác đào đất đến cốt -9,71m kể từ vị trí lỗ lên xuống ra xung quanh song song với tháo dỡ cốp pha sàn tầng phía trên. Nước ở tầng hầm này được thu qua 4 hố thu BTCT sâu 1m và bơm hút ra khỏi hố móng cho đến khi bê tông bản đáy đạt cường độ thiết kế. Lớp đệm bản đáy bao gồm cát đệm dày 10cm, lớp bê tông nghèo dày 20cm, mác 100 và cuối cùng là lớp bê tông dày 6cm

mác 200. Rải thép bản đáy và liên kết chúng với các thép chờ của tường chắn. Các cốt thép cột được lắp từ bản đáy và nối với thép chờ ở đáy sàn tầng 2. Để đổ bê tông bản đáy thuận lợi phải chia bản đáy thành 5 khối đổ, mỗi khối 60 - 70m³. Để chống thấm đã đặt các tấm tôn tráng kẽm ngăn nước dày 1mm giữa các mạch ngừng của các khối đổ cũng như giữa bản đáy và các tường đứng của hầm 3 (hình 12.48 và hình 12.49).



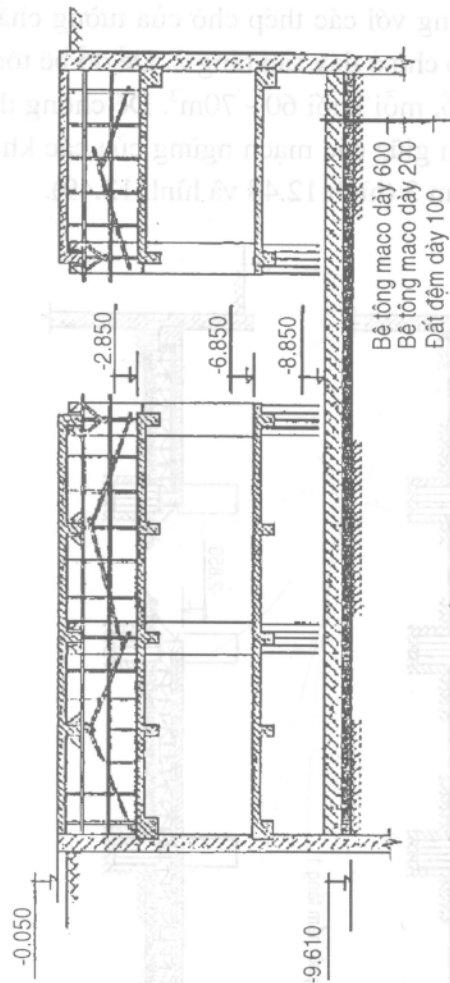
Hình 12.47: Các bước thi công sàn tầng 1 theo phương pháp "trên - xuống" tại công trình Harbour View

Giai đoạn 1: Đào đất tầng hầm 3

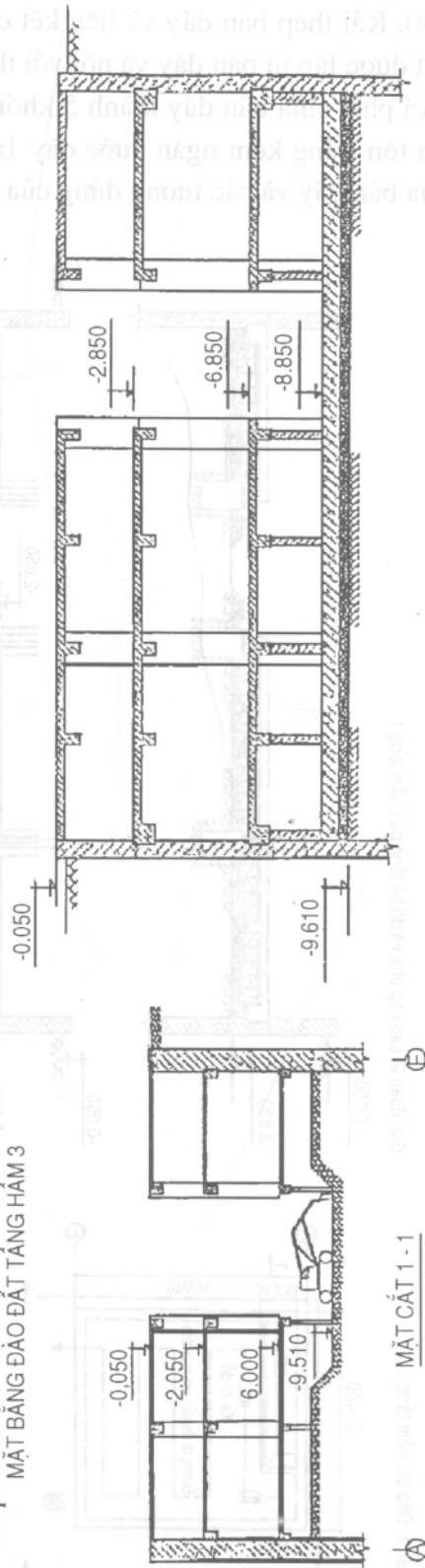


MẶT BẰNG ĐÀO ĐẤT TẦNG HẦM 3

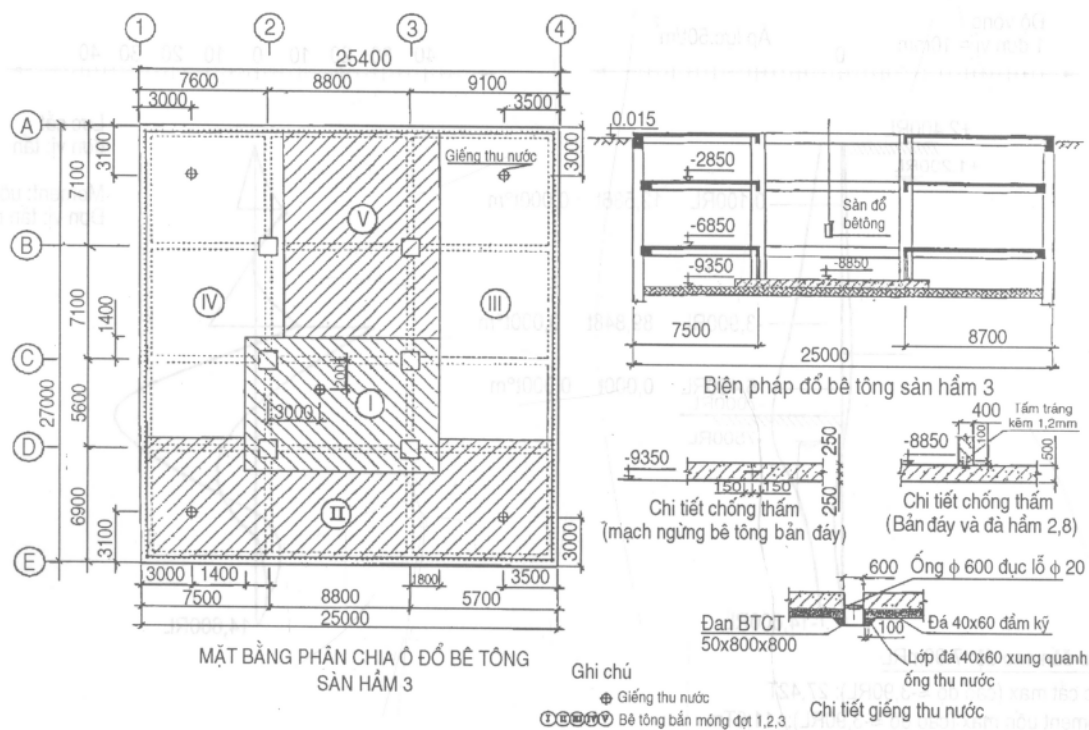
Giai đoạn 2: Đổ bê tông sàn hầm 3



Giai đoạn 3: Đổ bê tông cột và tường chắn sàn hầm 3



Hình 12.48: Đào đất và đổ bê tông sàn hầm 3 tại công trình Harbour View



Hình 12.49: Bê tông sàn tầng 3 và chi tiết chống thấm cho bản đáy tại công trình Harbour View

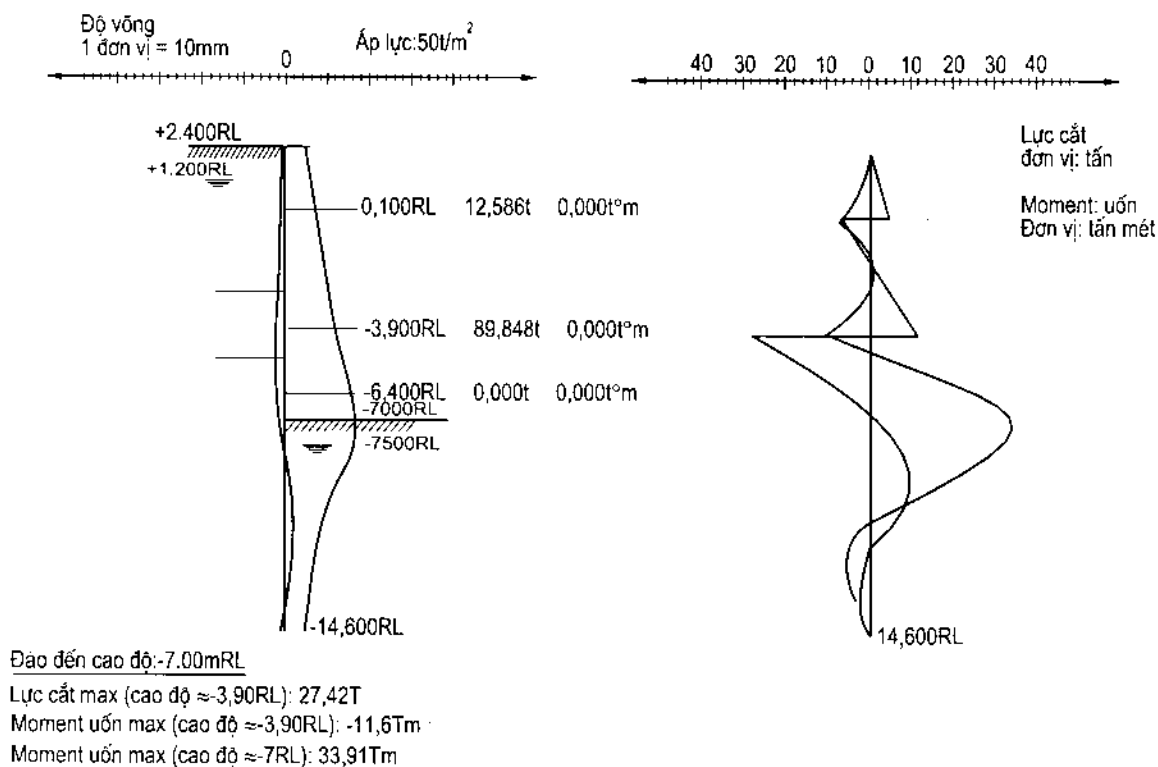
Thi công tường ngăn tầng hầm 3 (từ cốt - 8,85m đến -6,65m) dày 30 - 40cm, cao 1,4m. Do chiều cao nhỏ nên công tác đổ bê tông là khó khăn. Phần dưới có thể đổ qua cửa cốp pha nhưng phần gần đáy sàn tầng 2 thì phải chèn vữa bê tông đá nhỏ và bơm dung dịch vữa phụ gia chống thấm, trương nở qua các ống D60 đặt cách nhau 100cm dọc theo dầm đầu tường sàn tầng 2.

Tính toán chuyển vị và nội lực của tường cừ

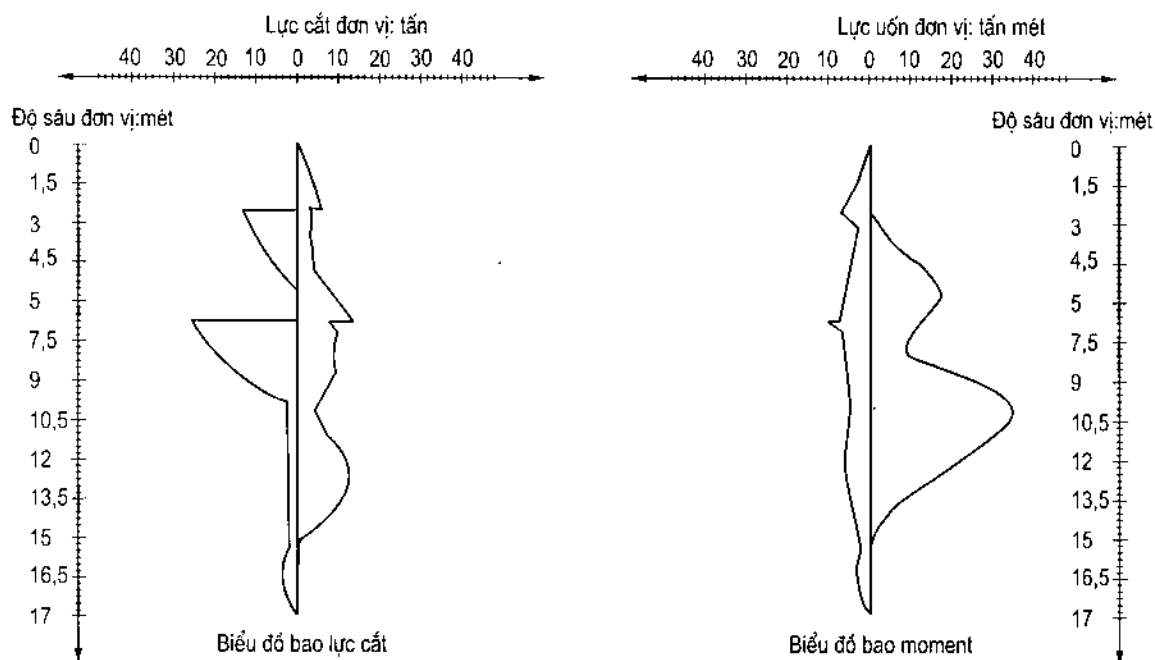
Để thiết kế tường cừ và phòng ngừa chuyển vị quá lớn của chúng, các thông số chuyển vị và ứng suất phát sinh trên tường cừ đã được tính toán theo từng giai đoạn thi công (khi đào tới các cốt 0,0 - 4,0, -7,0m) với các thông số đầu vào như sau:

- Tường sâu 14m, tải trọng trên mặt đất $1,00\text{T/m}^2$;
- Đất nền cấu tạo từ 6 lớp với khối lượng thể tích tự nhiên $\gamma = 1,6 - 1,9\text{T/m}^3$, góc ma sát trong $\varphi = 3 - 30^\circ$, lực dính $C = 0,0 - 10,0\text{T/m}^2$, hệ số áp lực chủ động $K_a = 0,333 - 0,401$, bị động $K_p = 1,138 - 4,980$ và hệ số áp lực tĩnh $K_0 = 0,5 - 0,95$.

Trên các hình 12.50 và 12.51 trình bày các biểu đồ chuyển vị, lực cắt và mômen uốn của tường, hình bao của lực cắt và mômen uốn sử dụng cho thiết kế tường. Các phần mềm chuyên dụng được sử dụng cho các tính toán này, song đáng tiếc là không có các quan trắc thực tế để kiểm nghiệm.



Hình 12.50: Nội lực và chuyển vị của tường khi đào đến cốt -7m tại công trình Harbour View



Hình 12.51: Đường bao nội lực phục vụ kiểm tra và tính toán tường chắn tại công trình Harbour View

Các nhận xét và bài học

- Qua khảo sát thấy rằng, các công trình lân cận không bị lún nứt. Đó là điểm ưu việt của phương pháp thi công từ "trên-xuống" vì hệ kết cấu tường chắn và sàn tầng hầm ở đây sẽ ít chuyển vị nhất so với các phương pháp truyền thống.

- Giải pháp thi công "trên - xuống" cũng được đánh giá là tiết kiệm so với giải pháp chống giữ bằng hệ thanh thép chống ngang (theo tính toán, sẽ phải sử dụng 90 tấn thép hình, chi phí chừng 300 tr. đồng).

- Khối lượng đào đất được giảm thiểu (tới trên 30%) và xử lý nước chảy vào hố móng cũng dễ dàng. Khi đào đất ở cốt -9,71m đã gặp nước phun mạnh qua lỗ khoan khảo sát, nhưng đã dễ dàng bịt kín được bằng ống dẫn dòng kết hợp bao cát và xi măng.

- Mác bê tông sàn và cột tường hầm được thiết kế gần 500 kG/cm², trong khi chỉ có xi măng mác 400 nên bê tông sàn tầng 1 và các cột tầng hầm 2 không đạt cường độ thiết kế (chỉ đạt 310-350 so với 420 kG/cm²). Để xử lý phải tăng kích thước cột từ 90 × 90cm lên 110 × 110cm và tăng cường thép 4 mặt, tăng chiều cao của dầm thêm 15cm với cốt thép chịu kéo ở phía đáy. Sau đó bê tông được thiết kế lại bằng cách giảm tỉ lệ nước/xi măng bằng 0,3, phụ gia siêu dẻo Sikament 9 (trước là phụ gia Plastiment), độ sụt chỉ 8-10cm.

- Tiến độ thi công không chậm hơn so với các biện pháp thi công khác (nhà thầu nước ngoài làm cọc barrette trong thời gian 4 tháng, còn lại do nhà thầu trong nước thực hiện có chậm hơn so với dự kiến (6 tháng) vì phải chờ nhập thép từ nước ngoài về 1 tháng).

- Thi công theo phương pháp "trên-xuống" đòi hỏi phải có thiết bị chuyên dùng, chế tạo các chi tiết đặt sẵn chính xác và trình độ tổ chức thi công chặt chẽ, khoa học mới đảm bảo chất lượng công trình.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. IU. S. Frólôv, Đ.M. Gôlitsunski, A. P. Lêdiacv. *Công trình ga và đường tàu điện ngầm*. Người dịch: Nguyễn Đức Nguồn. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 2005.
2. А. Н. Драновский, А. Б. Фадеев. *Подземные сооружения в промышленном и гражданском строительстве*. Изд. Казанского университета, 1993.
3. Л. В. Маковский. *Новые технологии строительства городских подземных сооружений мелкого заложения*. Подземное пространство мира, №4, 2000.
4. В. А. Ильичев. *Геотехнические проблемы в подземном строительстве города*. Основания, фундаменты и механика грунтов, №4, 2004.
5. 唐业清、李启民、崔江余. 基坑工程事故分析与处理. 中国建筑工业出版社, 北京 1999.
6. Malcom Puller - Deep excavations. *A practical manual*. Thomas Telford. London, 1996.
7. Nguyễn Bá Kế. *Thiết kế và thi công hố móng sâu*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 2002.
8. И. И. Бройд. *Струйная геотехнология*. Изд. Ассоциации строительных вузов, Москва, 2004.
9. Г. К. Клейн, И. И. Черкасов. *Фундаменты городских транспортных сооружений*. Транспорт, Москва, 1985.
10. *Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan*. The overseas coastal area. Development institute of Japan.
11. Nguyễn Uyên. *Cơ sở địa chất - Cơ học đất và nền móng công trình*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội - 2004.
12. 杨嗣信, 高层建筑施工手册. 中国建筑工业出版社. 北京 2001.
13. *Руководство по проектированию фильтрационных завес, устраиваемых способом "стена в грунте"*. НИИОСП им. Герсеева, Стройиздат, Москва, 1977.
14. Nguyễn Bá Kế, Nguyễn Tiến Chương, Nguyễn Hiền, Trịnh Thành Huy. *Móng nhà cao tầng. Kinh nghiệm nước ngoài*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 2004.
15. А. Л. Филатов и др. *Опыт возведения сооружений методом "стена в грунте"*, Будівельник. Киев, 1981.
16. Kai S. Wong. *Deep excavations in clay. A Short course*, Hà Nội, 2001.
17. В. А. Ивахнюк. *Строительство и проектирование подземных и заглубленных сооружений*. Изд. Ассоциации строительных вузов, Москва, 1999.

18. *Руководство по проектированию опусных колодцев, погружаемых в текстовой рубашке*. Харьк. Промстройинии проект. Стройиздат, Москва - 1979.
19. *Canadian Foundation Engineering Manual. Part 4 - Excavation and Retaining Structures*. Canadian Geotec. Society - 1978.
20. *JGJ 120-99 Technical specification for retaining and protection of Building Foundation excavations (in Chinese)*. Beijing 1999.
21. 高大钊主编, 深基坑工程, 机械工业出版社, 北京 1999.
22. Tổng công ty Xây dựng Số 1, Bộ Xây dựng. *Tổng kết công nghệ thi công tầng hầm của nhà cao tầng*. Người biên soạn chính: Nguyễn Khắc Tuấn. Thành phố Hồ Chí Minh, tháng 8 - 1999.
23. Ulitsky. V.M; Shashkin A.G. *Geotechnical supervision of urban construction (Investigation, calculation, works implementation, monitoring) (in Russian)*. ACB, Moscow, 1999.
24. V. A. Ilichev; P. A. Konovalov; N.S. Nikiforova. *Prediction of deformations of Buildings situated near pits opened in Cramped urban setting within Moscow - Soil mechanics and Foundation Engineering*, vol.41, N°4, 2004.
25. Nguyễn Việt Tuấn. *Dự báo sự dịch chuyển của đất nền chung quanh hố đào*. Luận văn thạc sĩ Kỹ thuật, Đại học Xây dựng Hà Nội, 2000.
26. Koeu Sokkork. *Dự báo chuyển vị của công trình lân cận hố đào sâu*. Luận văn thạc sĩ Kỹ thuật, Đại học Xây dựng Hà Nội, 2005.
27. Phan Trường Phiệt - Đỗ Đình Đức. *Tính chuyển vị đứng của công trình cạnh hố móng do tường chắn đất bị đẩy ngang*. Tạp chí Xây dựng, N°2 - 2001.
28. C.Y. Ou; J. T. Liao; W. L. Cheng. *Building reponse and ground movements induced by deep excavation*. Geotechnique, 50. N°3, 2000.
29. Han J.; Cheng L.K; Song Fa. *Issues on the design and application of anchored pile/wall structure for deep foundation pit*. Computer Methods and avances in geomechanics, Yuan (ed) 1997, Ballkema Rotterdam.
30. N. Phienweij, C. H. Gan. *Characteristics of Ground Movements in Deep Excavations with concrete diapharm walls in Bangkok soils and their Prediction*. Journal of the Southeast Asian Geotechnical Society, December, 2003.
31. Richard J. Fino; Michela Cavello; Sebatian L. Bryson. *Analysis and Performace of the excavation for the Chicago - State Subway Renovation Project and Its Effects on adjacent structures*. Department of Civil Engineering Northwestern University, September, 2002.
32. *Recommendations for Design and Instalation of beds and Foundations for Erection of Buildings Near Existing Structures in Dense urban setting (in Russian)*. Moscow City Government, Moscomarkhitektmura Moscow, 1999.

33. В. А. Ильичев, П.А. Коновалов; Н. С. Никифорова. *Новые методы измерения деформаций зданий и критерии их оценки*. Основания, фундаменты и механика грунтов, №4, 2003.
34. Storer J. Boone - *Ground - Movement. Related Building Damage*. Journal of Geotechnical Engineering, November, 1996.
35. В. А. Ильичев; П. А. Коновалов; Н. С. Никифорова. *Влияние строительства заглубленных сооружений на существующую историческую застройку в Москве*. Основания, фундаменты и механика грунтов, №4, 2001.
36. ISO 2394-1998. General principles on reliability for structures.
37. Hsai - Yang Fang. *Foundation Engineering Handbook*. Second Editions Chapman Hall, New York - London, 1991.

MỤC LỤC

	<i>Trang</i>
<i>Lời nói đầu</i>	3
Chương 1. Công trình hố đào và môi trường	
1.1. Vị trí của phương pháp đào mở trong xây dựng công trình ngầm	5
1.2. Ưu nhược điểm của phương pháp đào mở	7
1.3. Sự kết hợp giữa đào mở và đào ngầm	8
1.4. Đặc điểm của công trình hố đào	9
1.5. Những vấn đề địa kỹ thuật trong xây dựng công trình ngầm của thành phố	11
1.6. Sự cố của công trình hố đào	11
Chương 2. Nguyên tắc thiết kế kết cấu chắn giữ hố đào sâu	
2.1. Yêu cầu khảo sát địa chất công trình và địa chất thủy văn	13
2.2. Điều tra công trình xung quanh	18
2.3. Phân loại tường chắn hố đào	19
2.4. Nội dung của công tác thiết kế	22
Chương 3. Tải trọng tác động lên kết cấu chắn giữ	
3.1. Các dạng tải trọng và phân loại	28
3.2. Tải trọng tác động lên tường chắn	29
3.3. Trị số thiết kế đối với áp lực đất	35
3.4. Một số nhân tố ảnh hưởng đến sự phân bố áp lực lên tường chắn	36
Chương 4. Tường chắn bằng cọc xi măng đất	
4.1. Giới thiệu chung	41
4.2. Nguyên lý tương tác xi măng đất	42
4.3. Thiết kế tính toán tường chắn bằng cọc xi măng đất	43
4.4. Những điểm chính trong thi công cọc xi măng đất	53
Chương 5. Tường chắn bằng cọc bản	
5.1. Giới thiệu chung	59
5.2. Cấu tạo và bố trí tường chắn bằng cọc bản	60
5.4. Tính tường chắn bằng cọc bản kiểu côngxon	69
5.5. Tính tường cọc bản có một thanh chống (hoặc neo)	76
5.6. Phương pháp tính tường cọc có nhiều tầng thanh chống/neo	80
5.7. Thi công tường cọc bản	82

Chương 6. Tường chắn bằng cọc nhồi bê tông cốt thép	
6.1. Giới thiệu chung	85
6.2. Cấu tạo và bố trí cọc	86
6.3. Tính toán tường cọc nhồi	88
6.4. Công nghệ thi công tường cọc	97
Chương 7. Tường chắn bằng tường liên tục trong đất	
7.1. Giới thiệu chung	100
7.2. Sơ đồ kết cấu công trình thi công theo phương pháp tường trong đất	102
7.3. Tính toán nội lực và chuyển vị của tường trong đất	103
7.4. Kiểm tra ổn định của kết cấu chống giữ	108
7.5. Thi công tường liên tục trong đất	115
Chương 8. Xây dựng công trình ngầm bằng phương pháp giếng chìm	
8.1. Giới thiệu chung	126
8.2. Kết cấu và vật liệu của công trình giếng chìm	128
8.3. Tính toán giếng chìm	134
8.4. Thi công giếng chìm	144
Chương 9. Kết cấu phụ trợ của tường chắn hố đào	
9.1. Giới thiệu chung	153
9.2. Bố trí, cấu tạo và vật liệu kết cấu phụ trợ	153
9.3. Tính toán các kết cấu phụ trợ	163
9.4. Thi công kết cấu phụ trợ	178
Chương 10. Hạ mực nước ngầm và đào đất	
10.1. Hạ mực nước ngầm	186
10.2. Đào đất	204
Chương 11. Chuyển vị của tường chắn và công trình lân cận hố đào	
11.1. Những yếu tố ảnh hưởng đến chuyển vị	211
11.2. Dự báo sự dịch chuyển của đất/công trình gần hố móng	224
11.3. Biến dạng giới hạn của công trình lân cận hố đào	232
11.4. Một số biện pháp nhằm giảm chuyển vị của tường và đất quanh hố móng	239
11.5. Quan trắc công trình hố đào và công trình lân cận	247
Chương 12. Công trình thực tế về hố đào sâu tính toán và thi công	
12.1. Kinh nghiệm áp dụng các kết cấu chắn giữ hố đào để thi công công trình ngầm	268
12.2. Thiết kế kết cấu chắn giữ thành hố đào	270
12.3. Một số giải pháp thi công công trình ngầm trong hố đào mở	295

XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH NGẦM ĐÔ THỊ THEO PHƯƠNG PHÁP ĐÀO MỎ

Chịu trách nhiệm xuất bản:

BÙI HỮU HẠNH

Biên tập:

TRẦN CƯỜNG

Chế bản:

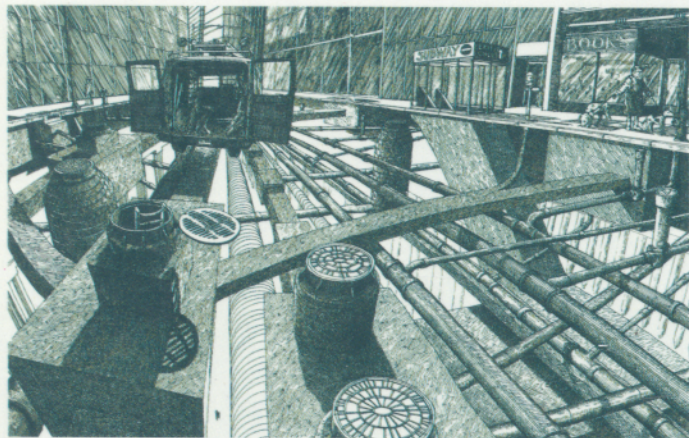
PHẠM HỒNG LÊ

Sửa bản in:

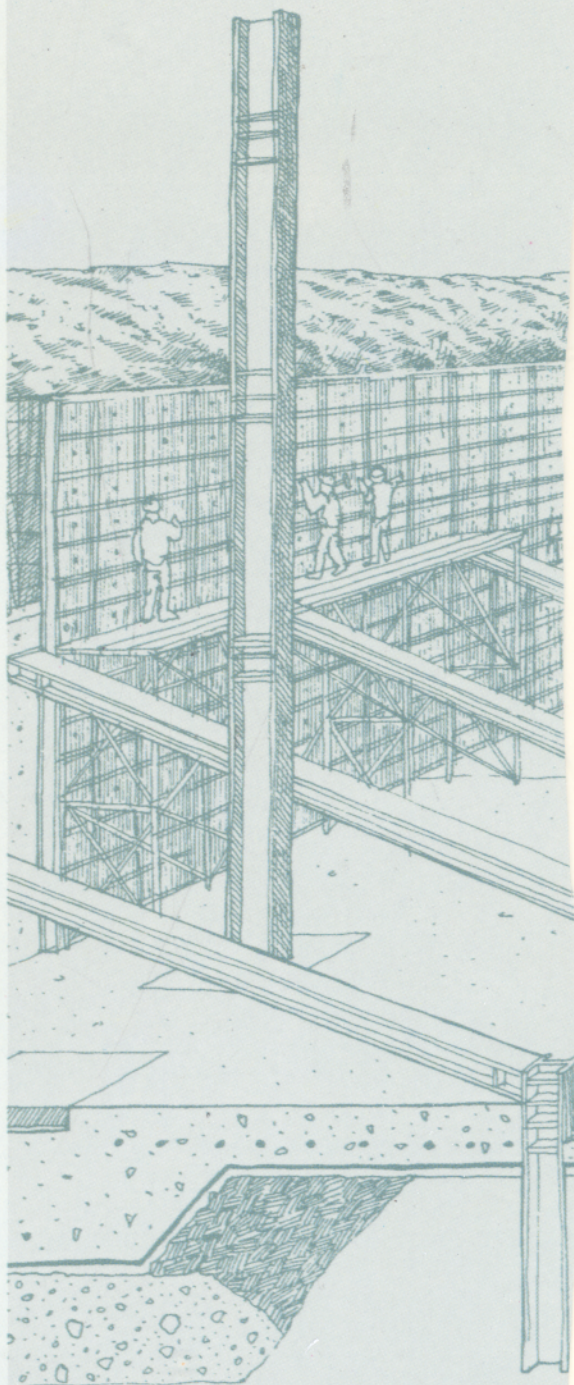
HUY HOÀNG

Trình bày bìa:

VŨ BÌNH MINH



XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH NGẦM ĐÔ THỊ THEO PHƯƠNG PHÁP ĐÀO MỎ



xây dựng công trình ngầm



57.000 VNĐ

6X1
XD- 2006 275 - 2006

Giá : 57.000^d